



01161 4
2e/

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

TESIS

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES CON
MECANISMOS DISIPADORES DE ENERGÍA

PRESENTADA POR:

MARCOS MIGUEL GARCÍA KONG

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

DIRIGIDA POR:

DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

Ciudad Universitaria, 1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

23075



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES CON
MECANISMOS DISIPADORES DE ENERGÍA**

MARCOS MIGUEL GARCÍA KONG

TESIS

**PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE
ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ**

CIUDAD UNIVERSITARIA

1998



*En especial, y con mucho cariño a mis padres:
Marcos Miguel García Gómez y Elsa del Carmen
Kong Licón, por quienes soy, y a los cuales les
debo todo.*

*A mi hermano: Marcos Manuel García Kong, por
cuidarme a mis padres mientras yo falto.*

*Al Dr. Roberto Gómez por su motivación, apoyo y
ayuda.*

RECONOCIMIENTOS

Al Dr. José Alberto Escobar Sánchez, por sus consejos, su tiempo y ayuda.

A mi maestro de concreto: Ing. Eduardo Cinco Arenas, quien me motivó a realizar mis estudios de posgrado.

A mis profesores de maestría, por abrirme la puerta a nuevos conocimientos.

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
	1.1 Antecedentes	1
	1.2 Objetivos	3
2.	PRINCIPIOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA	4
	2.1 Cambio de periodo de vibración	5
	2.2 Disipación de energía	5
	2.3 Alta rigidez para resistir cargas laterales pequeñas	7
3.	MECANISMOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PARA PUENTES	9
	3.1 Introducción	9
	3.2 Disipadores hysteréticos de acero	9
	3.2.1 Viga torsional	10
	3.2.2 Viga a flexión	12
	3.3 Disipadores hysteréticos de plomo	15
	3.3.1 Mecanismos de extrusión de plomo	15
	3.3.2 Apoyo elastomérico con centro de plomo	16
	3.4 Selección del tipo de disipador	20
4.	FILOSOFÍA DE DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES CON MECANISMOS DISIPADORES DE ENERGÍA	22
	4.1 Antecedentes	22
	4.2 Aspectos generales a considerar	24
	4.2.1 Aplicación	24
	4.2.2 Costo	24
	4.2.3 Ventajas y desventajas	25
	4.3 Criterio de diseño	26
5.	TIPOS DE ANÁLISIS UTILIZADOS	28
	5.1 Antecedentes	28
	5.2 Análisis modal espectral	29
	5.3 Análisis no lineal paso a paso	30
	5.3.1 Modelación de los apoyos	31
	5.3.2 Modelación de columnas	32

6.	REGISTROS UTILIZADOS	39
6.1	Sismo de Loma Prieta	39
6.2	Sismo de Palm Springs	41
6.3	Sismo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes	41
7.	CASOS ESTUDIADOS DE PUENTES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	44
7.1	Introducción	44
7.2	Modelación de puentes	45
7.3	Análisis de resultados	48
7.3.1	Periodos naturales de vibración	48
7.3.2	Desplazamientos, cortantes y momentos máximos absolutos	49
7.3.3	Localización de los centros de plomo	53
7.3.3	Nivel de resistencia a cortante	57
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	68
8.1	Conclusiones	68
8.2	Recomendaciones	70

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Históricamente, las estructuras de puentes han demostrado ser muy vulnerables a los efectos sísmicos, con daño permanente en la subestructura y cimentación, y en algunos casos, con el colapso total de la estructura [ref. 3]. En general, las estructuras de puentes resisten los efectos sísmicos por una combinación de resistencia (esto es, la habilidad para resistir fuerzas, permaneciendo en el intervalo de comportamiento elástico), deformabilidad y capacidad de disipación de energía.

La práctica inicial del diseño sísmoresistente de estructuras (incluidos los puentes), puso énfasis en el aspecto de resistencia. Se diseñaban elementos que se creían suficientemente resistentes para resistir las fuerzas horizontales sísmicas. Originalmente, se consideraba una fuerza horizontal estática de 0.1 veces el peso de la estructura; este criterio se utilizó con éxito por muchos años [ref. 3]. Sin embargo, durante sismos severos se mostró que las estructuras

así diseñadas se deformaban más allá de su límite elástico, y que resistieron debido a que fueron capaces de deformarse inelásticamente y de disipar energía. El diseño sismo resistente dio un cambio entonces a aspectos de capacidad de deformación y disipación de energía [ref. 3].

El objetivo principal del diseño sismo resistente se volvió entonces, el construir estructuras con una gran capacidad para deformarse plásticamente (formación de articulaciones plásticas) de modo que los requerimientos de resistencia pudieran ser reducidos, llevando esto a una reducción en el costo estructural sin disminución de la resistencia sísmica. Actualmente esta hipótesis permanece como una de las más utilizadas para la construcción de puentes, sin embargo, sufre de severas desventajas:

- i) Bajo carga cíclica producida por un sismo severo puede ocurrir un deterioro progresivo de los componentes estructurales, lo que lleva a reparaciones caras y difíciles de realizar después del sismo.
- ii) Se producen mayores desplazamientos, lo cual ocasiona un mal funcionamiento de la estructura

Con el objetivo de resolver estos problemas se ha desarrollado una tecnología relativamente nueva, que consiste en la incorporación de mecanismos llamados disipadores de energía. Esta estrategia de diseño se basa en los movimientos relativos que se generan entre la superestructura y la subestructura del puente durante la aplicación de cargas laterales (sismo). El principio es introducir flexibilidad a la estructura en el plano horizontal, mientras que al mismo tiempo se adicionan componentes amortiguadores para restringir los movimientos generados. El objetivo esencial es asegurar que el periodo de la estructura se aleje del periodo dominante del sitio, de modo que los niveles de fuerza y aceleración en la estructura sean reducidos significativamente.

Uno de los principales impedimentos para el uso de este tipo de dispositivos ha sido la falta de reglamentación. Siendo la responsabilidad uno de los principales puntos a considerar en nuestra actual sociedad litigante, muchos diseñadores profesionales han tenido que ignorar esta tecnología debido a la falta de estudios que permitan elaborar un reglamento o código.

1.2 Objetivos

Con el fin de entender el comportamiento de los mecanismos mencionados y tratar de dar un camino a la solución del último punto tratado en el párrafo anterior, en este trabajo se investiga el comportamiento de puentes con y sin mecanismos de disipación de energía, sujetos a sismos de diferente intensidad, duración y contenido de frecuencias. Se investiga también el efecto de varios parámetros de diseño de los mecanismos disipadores de energía, tales como la fuerza de fluencia del plomo y la localización de los centros de plomo (material del cual está formado el mecanismo de disipación de energía que en los capítulos siguientes se describirá con más detalle) en el comportamiento no lineal de estructuras de puentes. Se presentan los resultados de los análisis y las conclusiones derivadas así como las recomendaciones para trabajos posteriores.

Para lograr los objetivos establecidos, se realizan dos tipos de análisis dinámico: modal espectral y no lineal paso a paso. Para esto se seleccionaron los programas de computadora: SAP2000 (Structural Analysis Program) [ref. 1] para el análisis modal y NEABS (Nonlinear Earthquake Analysis of Bridge Systems) [ref. 2] para el análisis paso a paso.

2. PRINCIPIOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA

Los dos elementos básicos que forman un dispositivo para disipar energía sísmica son :

- 1) Un aislamiento flexible, para incrementar el periodo de vibración de la estructura y de esta forma reducir la respuesta (aceleración), y
- 2) Un amortiguador, para que las deflexiones relativas a través del elemento flexible sean controladas.

En la figura 2.1 se muestran los elementos descritos, siendo el apoyo el aislamiento flexible y C_b el amortiguamiento: W representa el peso de la superestructura, w representa el peso del cabezal y parte de la subestructura, K_b representa la rigidez transversal del apoyo elastomérico y K es la rigidez de las pilas

2.1 Cambio del periodo de vibración

Como resultado del aislamiento flexible se tiene un cambio en el periodo de vibración del sistema. La respuesta idealizada, aceleración-periodo se muestra esquemáticamente en la figura 2.2 mediante un espectro de respuesta de aceleraciones. De esta figura se puede observar que cuando el periodo de vibración aumenta, se reduce el nivel de aceleración. Sin embargo, como se puede notar, la flexibilidad proporcional adicional que se necesitó para incrementar el periodo da origen a mayores desplazamientos (fig. 2.3).

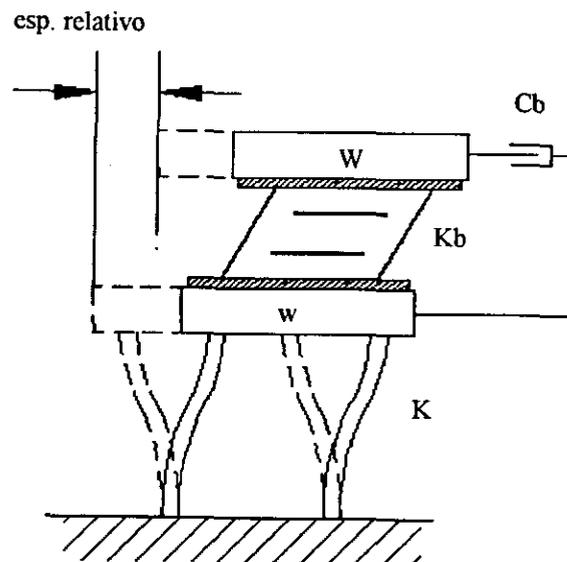


Figura 2.1 Componentes de un mecanismo disipador de energía

2.2 Disipación de energía

Los desplazamientos relativos generados pueden ser disminuidos si se introduce un amortiguamiento adicional a la estructura. En la figura 2.4 puede verse el efecto de suavización de la curva de aceleración para un mayor amortiguamiento.

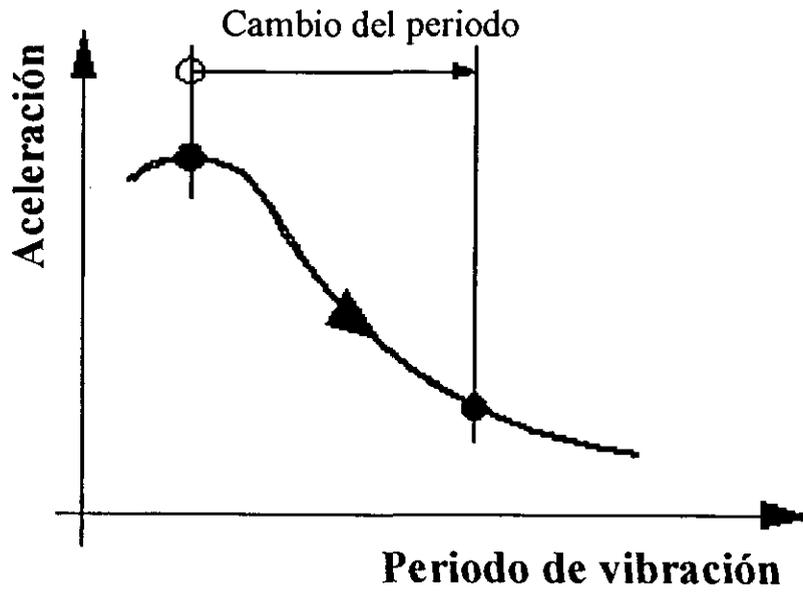


Figura 2.2 Curva idealizada del espectro de respuesta de aceleraciones.

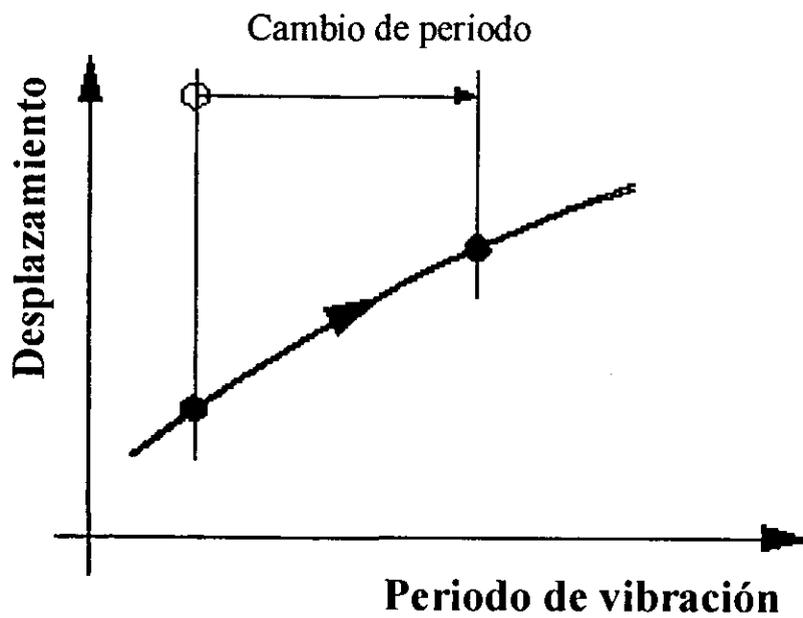


Figura 2.3 Curva idealizada del espectro de respuesta de desplazamientos.

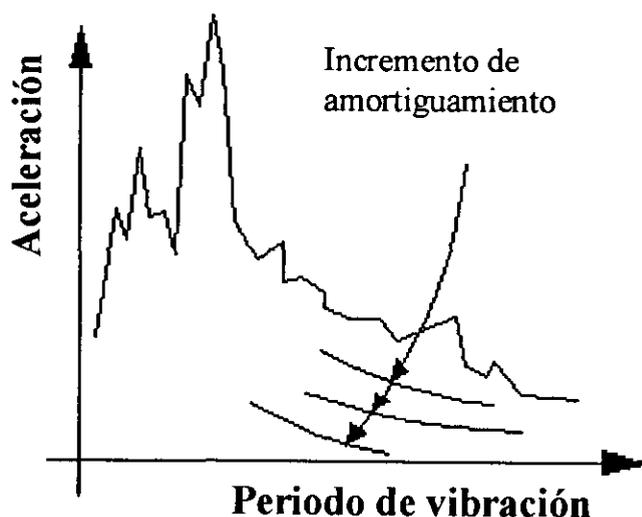


Figura 2.4 Espectro de respuesta para diferentes niveles de amortiguamiento.

Otro de los medios efectivos de proveer un sustancial nivel de amortiguamiento (mayor que un 20% de amortiguamiento viscoso equivalente) es la disipación de energía por histéresis [ref. 3]. En la figura 2.5 se muestra una curva idealizada fuerza-desplazamiento, donde el área encerrada es una medida de la energía disipada durante un ciclo de movimiento. Para estructuras de puentes se han desarrollado varios dispositivos mecánicos para disipar energía, de acero suave o plomo, los cuales pueden lograr este tipo de comportamiento; éstos se verán con más detalle en el siguiente capítulo.

2.3 Alta rigidez para resistir cargas laterales pequeñas

Mientras que una flexibilidad lateral es deseable para cargas sísmicas grandes, es claro que no es recomendable tener un sistema estructural que vibre perceptiblemente bajo cargas que ocurren frecuentemente tales como las producidas por sismos pequeños, cargas de viento, frenado e impacto de vehículos. Los mecanismos disipadores de energía deben proveer una rigidez y amortiguamiento aceptables para resistir estas cargas (de servicio), de manera que

tengan una alta rigidez elástica y una adecuada y estable capacidad para disipar energía (Fig. 2.5).

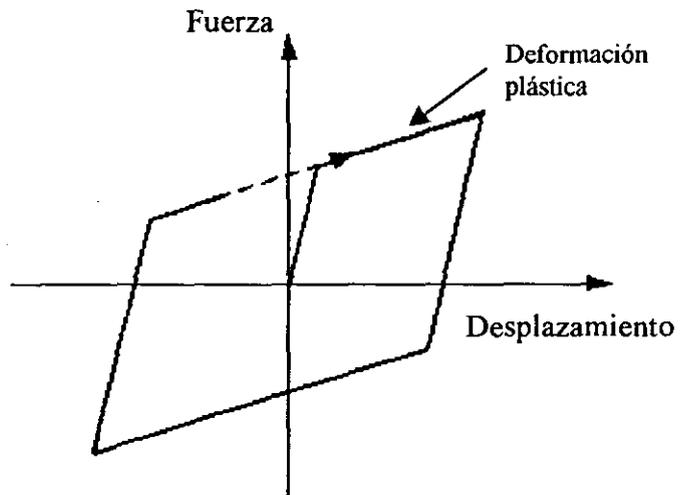


Figura 2.5 Curva de histéresis idealizada.

3. MECANISMOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PARA PUENTES

3.1 Introducción

A partir de 1970 se han diseñado varios tipos de dispositivos disipadores de energía, los cuales han sido evaluados extensivamente mediante pruebas en laboratorio para conocer sus propiedades físicas [ref. 4]. Con base en el material empleado, estos dispositivos pueden dividirse en dos categorías: disipadores histeréticos de acero y disipadores histeréticos de plomo.

3.2 Disipadores histeréticos de acero

El acero fue el primer material utilizado para construir mecanismos disipadores de energía [ref. 4]. Su elección se basó en que es un material utilizado comúnmente en las estructuras y por lo tanto no presentaba problemas inusuales de diseño, construcción o mantenimiento,

aparte de las posibles fallas en las soldaduras y concentraciones de esfuerzos. Principalmente, se ha utilizado el acero suave, llamado así por su bajo contenido de carbón, ya sea el estándar británico 4360/43A o el estándar australiano CS 10308 ó CS 10208 [ref. 5], los cuales tienen esencialmente la misma composición química. Entre los mecanismos de esta categoría se encuentran los siguientes:

3.2.1 Viga torsional

La sección rectangular sólida es de acero suave y generalmente tiene una longitud variable de 0.5 a 1 m. Estos dispositivos se anclan en sus extremos mediante pernos, sujetándolos a una parte fija del puente; sus brazos cargadores se unen a la superestructura, de modo que cuando se generan movimientos longitudinales del puente se generan momentos flexionantes relativos entre los brazos cargadores en cada extremo de la viga en una dirección y el centro de la viga en la otra dirección, los cuales inducen torsión en la viga (fig 3.1). La energía es disipada por los ciclos de deformación plástica torsional [ref. 5]. Debido a que la acción de un sismo se presenta en varias direcciones, la desventaja de este mecanismo es que trabaja solo en una dirección.

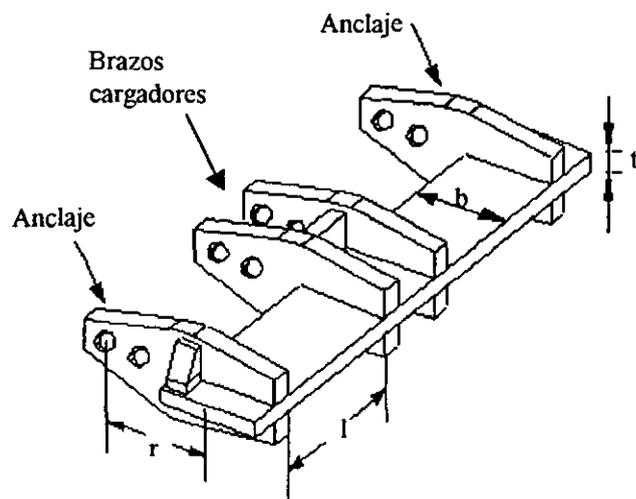


Figura 3.1 Viga torsional

De un gran número de pruebas de laboratorio de los dispositivos descritos se obtuvieron las siguientes expresiones [ref. 6] que definen los parámetros de la curva de histéresis (fig. 3.2)

$$\tan \theta_c = RG \quad (3.1)$$

$$\tan \phi_c = R(A_1 + A_2 PD) \quad (3.2)$$

$$Q_c = H(B_1 + B_2 PD) \quad (3.3)$$

$$\epsilon_m = PD \quad (3.4)$$

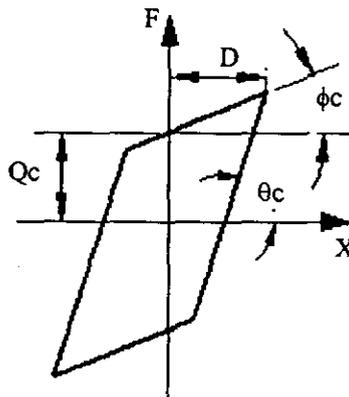


Figura 3.2 Parámetros que definen la curva histerética de un mecanismo disipador tipo viga torsional

donde R, P y H son factores geométricos que se definen de la siguiente manera:

$$R = \frac{0.609b^3t^3}{r^2(l+1.5t)(b^2+t^2)} \quad \text{para } b > 2t \quad (3.5)$$

$$= \frac{0.281b^4}{r^2(l+1.5t)} \quad \text{para } b = t$$

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{0.912(b + 0.6t)bt}{r(l + 1.5t)(b^2 + t^2)} \quad \text{para } b > 2t \\
 &= \frac{0.674b}{r(l + 1.5t)} \quad \text{para } b = t
 \end{aligned}
 \tag{3.6}$$

$$H = \frac{t^2(3b - t)}{3r}
 \tag{3.7}$$

y:

ε_m = deformación máxima nominal

$G \approx 61,875$ MPa

$A_1 \approx 6,875$ MPa

$A_2 \approx -106,560$ MPa

$B_1 \approx 71.5$ MPa

$B_2 \approx 2,890$ MPa

D = deflexión máxima de la viga

3.2.2 Viga a flexión

Se compone de una viga corta vertical en voladizo (fig. 3.3), de sección cuadrada o circular de acero, la cual trabaja principalmente a flexión en el intervalo plástico y funciona para movimientos relativos en cualquier dirección horizontal. [ref. 7] Esta viga se coloca debajo de la superestructura sobre los estribos, como se muestra en la figura 3.4.

Al igual que para el mecanismo disipador de viga a torsión, se realizaron bastantes pruebas de laboratorio para el mecanismo disipador de viga a flexión [ref. 6], y se encontró que su capacidad de disipación de energía, por unidad de volumen, es de dos tercios de la capacidad del mecanismo disipador de viga a torsión.

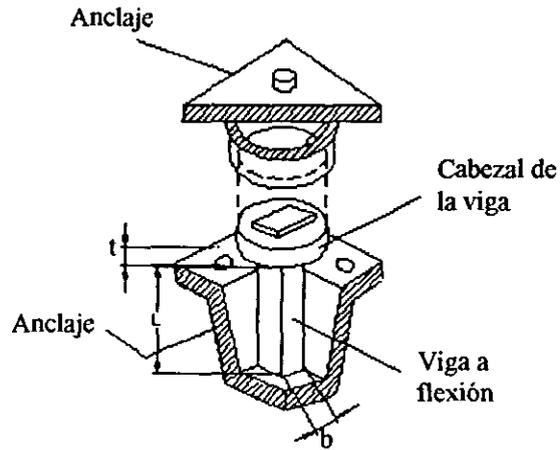


Figura 3.3 Viga a flexión

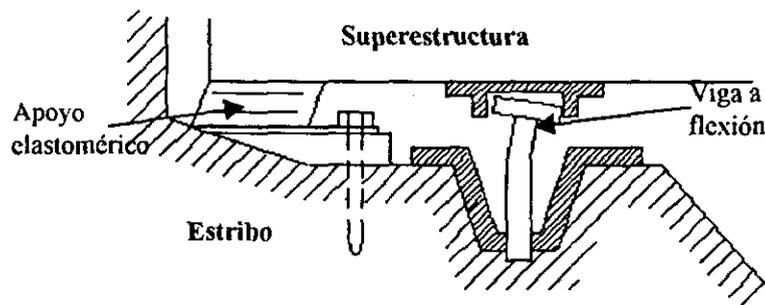


Figura 3.4 Colocación de la viga a flexión

Los parámetros que definen la curva de histéresis de este tipo de disipadores se pueden resumir con las siguientes expresiones [ref. 6]:

$$\tan \theta_c = RE \quad (3.8)$$

$$\tan \phi_c = SA \quad (3.9)$$

$$Q_c = HB \quad (3.10)$$

$$\epsilon_m = PD \quad (3.11)$$

donde R, S, H y P se definen de la siguiente manera:

$$R = \frac{bt^3}{4I^3} \quad (3.12)$$

$$S = \frac{bt^3}{12I^3(1-\alpha)} \quad (3.13)$$

$$H = \frac{bt^2}{2I(2-\alpha)} \quad (3.14)$$

$$P = \frac{t}{\alpha I^2(2-\alpha)} \quad (3.15)$$

y:

ϵ_m = deformación máxima

D = máxima deflexión del cantiliver

$\alpha \approx 0.30$

$E \approx 18 \times 10^6 \text{ lb/in}^2$

$A \approx 3.4 \times 10^6 \text{ lb/in}^2$

$B \approx 3.7 \times 10^4 \text{ lb/in}^2$

A pesar de las propiedades de disipación de estos dos mecanismos, se tienen grandes desventajas, tales como: su relativa dificultad de colocación, además de que estos mecanismos, debido al material de que están formados (acero), presentan un deterioro relativamente rápido.

3.3 Disipadores histeréticos de plomo

La investigación en el uso de la capacidad de deformación plástica del plomo para disipadores histeréticos comenzó en 1971 con la invención del mecanismo de extrusión. Las razones de la elección del plomo son: fluye a esfuerzos relativamente pequeños, cercanos a 10 MPa. Por otro lado, la deformación plástica del plomo a 20° C es equivalente a la deformación plástica del acero a una temperatura mayor que 400° C; por lo tanto, el plomo se comporta adecuadamente bajo condiciones de fatiga durante ciclos de deformaciones plásticas.

3.3.1 Mecanismos de extrusión de plomo

Los momentos relativos entre pistón y cilindro, expulsan el plomo encerrado a través de un orificio en el cilindro (fig. 3.5). La energía es disipada durante ciclos de deformación por extrusión del plomo a través del orificio hacia atrás y adelante. Cuando el plomo es extruido, éste se recristaliza inmediatamente, restaurándose sus propiedades mecánicas originales.

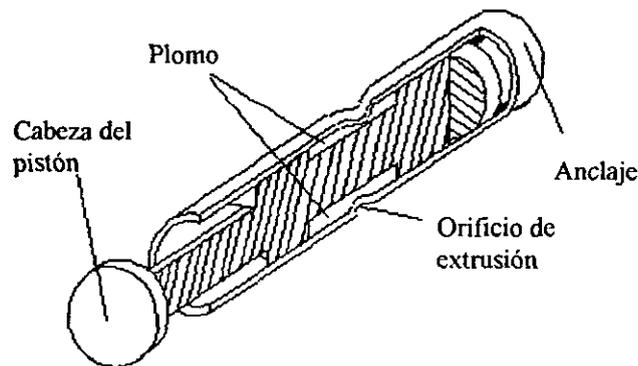


Figura 3.5 Mecanismo de extrusión de plomo

Si el radio de extrusión (ER) se define como el radio de la sección transversal original dividida por el área extruída, se encontró experimentalmente [refs. 8, 9] que:

$$P = K \ln(ER) + p_0 \quad (3.16)$$

donde P es la presión de extrusión, K y p_0 son constantes que dependen de las propiedades del material.

3.3.2 Apoyo elastomérico con centro de plomo

Este mecanismo se compone de un apoyo elastomérico reforzado con un centro de plomo cilíndrico insertado a presión (fig. 3.6). Cuando el mecanismo es deformado en cortante bajo una carga sísmica grande, el plomo tiene una deformación plástica, de modo que la energía es disipada.

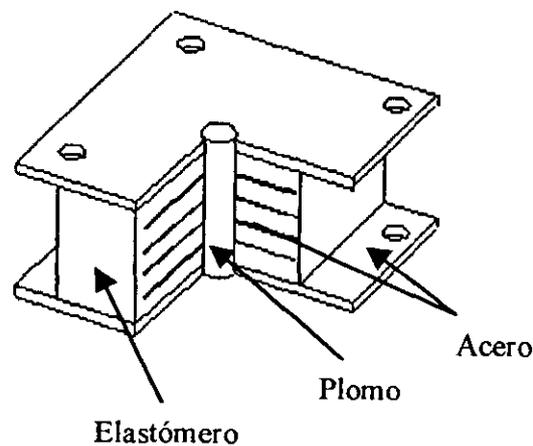


Figura 3.6 Apoyo elastomérico con centro de plomo

Los apoyos elastoméricos son muy utilizados en estructuras de puentes, ya que resultan ser un mecanismo muy práctico: pueden acomodar los movimientos provocados por flujo plástico

del concreto, así como la expansión térmica del mismo, además absorben impactos de los automóviles y permiten giros por carga viva. Por otra parte requieren de poco mantenimiento y resultan muy económicos, en comparación con cualquier otro sistema de apoyo.

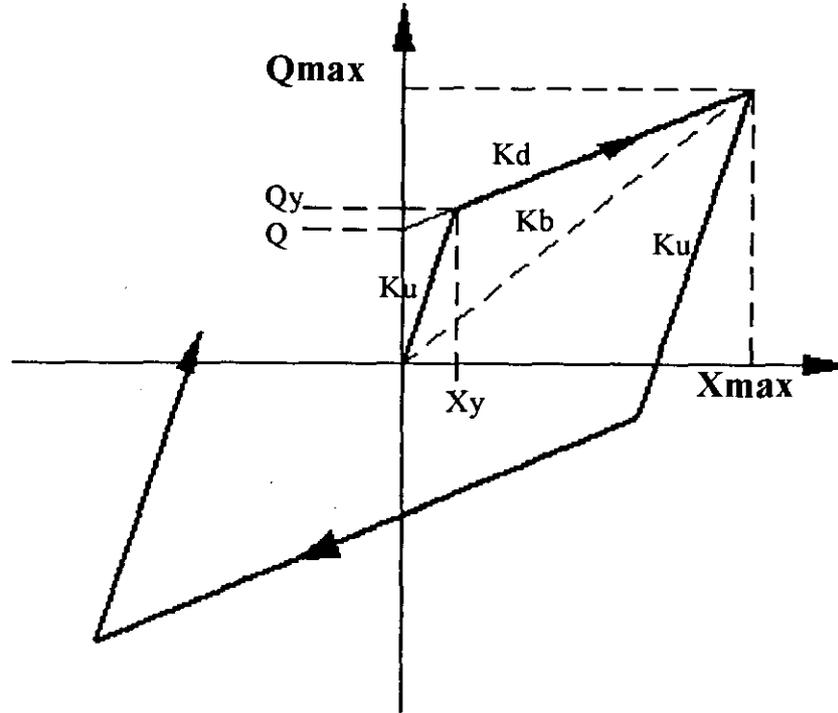
Si a estos apoyos se les incorpora un centro de plomo, este permite disipar energía durante la acción de un sismo, además de que aumenta la rigidez para soportar los efectos de cargas estáticas. El resultado es un sistema disipador de energía compacto (Fig. 3.6).

El hule natural o sintético (neopreno), tiene insertadas varias placas de acero que sirven para:

- a) soportar el peso de la estructura
- b) proveer de elasticidad , y
- c) dar confinamiento al núcleo de plomo.

Básicamente su funcionamiento es como sigue: el centro de plomo se deforma plásticamente y disipa energía. Esto tiene dos efectos en la respuesta de un puente: el primero, es que cambia la rigidez de la estructura, resultando generalmente en un incremento del periodo natural, y el segundo, es que incrementa el amortiguamiento debido a las propiedades histeréticas de la deformación inelástica.

Este apoyo es diseñado para resistir en el intervalo elástico niveles bajos de cortante (como los producidos por cargas de viento) con una rigidez inicial alta (K_u) hasta que se alcanza un nivel de fluencia determinado por la resistencia característica (Q), la cual depende del diámetro del centro de plomo. La rigidez en la post-fluencia (K_d) es mantenida en un mínimo para asegurar una buena disipación de energía y una rigidez baja de la estructura durante una carga sísmica más severa. La curva de histéresis bilineal formada por estas dos rigideces (fig. 3.7) tiene una forma estable y un área encerrada grande.



Donde:

Q_y = Fuerza cortante de fluencia

Q = Resistencia característica

Q_{max} = Fuerza máxima

K_d = Rigidez en la postfluencia

K_u = Rigidez elástica (carga y descarga)

K_b = Rigidez secante del apoyo = Q_{max} / X_{max}

X_y = Desplazamiento en la fluencia

X_{max} = desplazamiento máximo

Figura 3.7 Modelo bilineal de histéresis

Dependiendo de las cargas aplicadas, estos apoyos pueden tener varios niveles de rigidez:

- 1) Una rigidez vertical alta que permite soportar cargas estáticas con una deflexión vertical mínima. Esta rigidez la proporcionan las placas laminadas, ya que estas disminuyen el pandeo de las caras laterales de los apoyos por la adherencia entre los dos materiales.
- 2) Una rigidez horizontal baja ante cargas sísmicas. Esto hace que el apoyo funcione como disipador sísmico; su rigidez lateral depende de las propiedades del elastómero.
- 3) Una rigidez horizontal alta para controlar cargas laterales pequeñas debidas a viento o para evitar deflexiones laterales grandes bajo condiciones de servicio.

La determinación de la curva carga – deformación de estos dispositivos es de primordial importancia para definir modelos elásticos e inelásticos de estructuras provistas con este tipo de elementos.

De pruebas experimentales para medir los ciclos de carga – deflexión de apoyos elastoméricos con centro de plomo [ref. 10], se encontró que una descripción razonable de sus ciclos de histéresis se puede representar mediante una trayectoria bilineal con las siguientes características:

$$K_u = 10 K_b(r) \quad (3.17)$$

$$K_d = K_b(r) \quad (3.18)$$

$$K_b(r) = G A / h \quad (3.19)$$

$$Q_y = \tau(P_b) A' \quad (3.20)$$

$$X_y = \tau(P_b) A(P_b) / K_b(r) \quad (3.21)$$

Donde G es el módulo de cortante del elastómero, A y h son el área y altura total del apoyo elastomérico, $\tau(P_b)$ representa el esfuerzo cortante de fluencia del plomo (aproximadamente

10 MPa), A' denota el área a cortante del centro de plomo, $A(Pb)$ es el área transversal del centro de plomo y $Kb(r)$ es la rigidez del elastómero en un plano horizontal. Se encontró además que la fuerza horizontal F , requerida para deformar al apoyo horizontalmente puede ser considerada como equivalente a dos fuerzas actuando en paralelo: la primera debida a la elasticidad del elastómero y la segunda debida a la plasticidad del plomo. La elasticidad del elastómero resulta en una fuerza que es proporcional al desplazamiento mientras que la plastificación requiere una fuerza que es independiente del desplazamiento. Por lo tanto, resulta que:

$$F = \tau(Pb) A(Pb) + Kb(r) X \quad (3.22)$$

donde X es el desplazamiento relativo entre la parte superior y la parte inferior del elastómero. De esta puede verse entonces la dependencia del tamaño del centro de plomo con la fuerza F , con lo que el tamaño del centro de plomo puede ser usado como una variable adicional del diseño, para obtener las características deseadas del sistema disipador.

Los efectos de las variaciones geométricas tanto del centro de plomo como del elastómero se resumen conceptualmente en la figura 3.8. El tamaño del centro de plomo es proporcional a la fuerza de fluencia del aislador, mientras que la rigidez en la post-fluencia es proporcional a la rigidez del elastómero, por lo tanto se incrementa cuando el tamaño en planta del apoyo elastomérico se incrementa o cuando su altura decrece.

3.4 Selección del tipo de disipador

La selección de un mecanismo disipador en particular, depende de varios parámetros, siendo los principales: su costo y su adaptabilidad a la aplicación requerida.

Es opinión del autor, que el apoyo elastomérico con centro de plomo es la mejor elección para puentes en general, ya que incorpora en una sola unidad dos funciones: servir de apoyo y

a su vez como mecanismo disipador, además de que ofrece simplicidad en su instalación. En virtud de lo anterior se seleccionó este mecanismo en los modelos de puente estudiados, como se verá con más detalle a continuación.

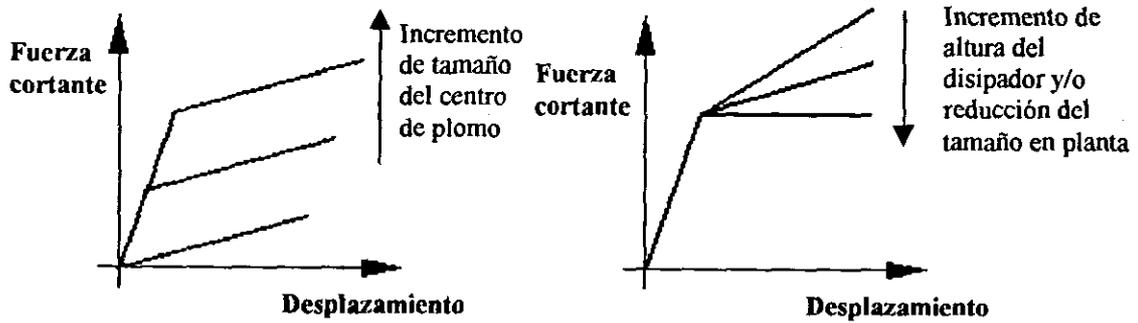


Figura 3.8 Efecto de variaciones geométricas del centro de plomo y del elastómero

4. FILOSOFÍA DE DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES CON MECANISMOS DISIPADORES DE ENERGÍA

4.1 Antecedentes

De acuerdo con Turkington et. al. [ref. 12], dos de los procedimientos más comunes para diseñar puentes con apoyos de centro de plomo son:

- 1) La guía de diseño del Ministerio de Trabajo y Desarrollo de Nueva Zelanda (MWD, 1983),
- 2) El procedimiento de Sistemas de Aislamiento Dinámico de California (DIS, 1984).

El procedimiento MWD supone que la superestructura es infinitamente rígida y que la rigidez del sistema equivalente de un grado de libertad es la suma de las rigideces de todas las pilas y los estribos; y supone además que la masa del sistema equivalente es igual a la masa total del tablero de la superestructura. Con este método la respuesta se puede obtener de dos

formas: determinando la respuesta directamente de unas tablas o ayudas de diseño; son muy pocas las que se presentan y no se puede apreciar qué parámetros se consideraron, o la forma en que se hizo; además son para un peso supuesto de la pila. La otra forma es determinar la respuesta directamente del espectro inelástico de respuesta, el cual se obtiene calculando la respuesta máxima de aceleración y desplazamiento de varios sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos fundamentales de vibración y resistencia a la fluencia. Pudiera parecer que es éste el método mas confiable. No lo es así, ya que el periodo real de vibración no se calcula directamente y la respuesta debe estimarse utilizando el procedimiento de prueba y error.

Con el procedimiento DIS, los apoyos en las pilas y estribos se consideran independientes y la respuesta se basa en el esfuerzo de compresión o la carga vertical en los estribos o pilas individuales; en este método se hacen suposiciones que limitan la aplicación del mismo, como por ejemplo, solamente se considera un tipo de disipador con una resistencia característica de 5% el peso de la superestructura.

En ninguno de los dos procedimientos descritos se toman en cuenta los efectos de la inercia rotacional de la masa de la superestructura. Por esto Turkington et al [ref. 13] proponen un procedimiento de diseño de acuerdo con los resultados obtenidos por ellos mismos [ref. 12]. Con su procedimiento, la respuesta sísmica inelástica de superestructuras de puentes sobre apoyos elastoméricos con centro de plomo se representa por una estructura elástica de un grado de libertad. La respuesta se estima directamente del espectro de respuesta elástico utilizando un periodo y un amortiguamiento efectivo calculado con el procedimiento propuesto [ref. 12]. El periodo efectivo es el periodo inicial fundamental de la estructura más un cambio de periodo, resultado de la deformación inelástica de los apoyos con centro de plomo. El amortiguamiento efectivo se supone igual al 5% asociado con el modo fundamental, más un amortiguamiento adicional histerético debido a la deformación inelástica de los apoyos con centro de plomo; estos dos parámetros se determinan directamente de gráficas de diseño ya realizadas.

En su trabajo [ref. 13] se muestra que los resultados obtenidos utilizando el procedimiento propuesto concuerdan bien con los resultados obtenidos de un análisis por computadora en el dominio del tiempo, además este procedimiento provee un método para evaluar la respuesta sísmica de puentes y es apropiado para diseño, ya que el espectro de diseño elástico puede ser usado directamente y el cambio de parámetros se puede realizar fácilmente. Se muestran también varios ejemplos numéricos para mostrar el procedimiento, que es bastante sencillo, sin embargo se pudo apreciar que el método presenta errores en la determinación de la fuerza cortante en la base de las pilas y el momento flexionante, que son uno de los puntos más importantes en el diseño. Es por esto que necesita desarrollarse un procedimiento de diseño o mejorar el presentado anteriormente de modo que se puedan eliminar esas fallas.

4.2 Aspectos generales a considerar

4.2.1 Aplicación

Los mecanismos de disipación de energía pueden ser aplicados al diseño de estructuras de puentes nuevos o para la rehabilitación de estructuras existentes. Para puentes en servicio, la disipación de energía representa una solución efectiva para las tres deficiencias más comunes en puentes construidos a mediados de los 70's:

- a) vulnerabilidad de los apoyos existentes y sus conexiones
- b) insuficiente resistencia y ductilidad de columnas
- c) inadecuada longitud de soporte de las vigas.

Para puentes nuevos, la aplicación de los disipadores de energía resulta ser más efectiva en los siguientes casos:

- a) en regiones de alta sismicidad
- b) cuando se tiene una subestructura rígida

4.2.2 Costo

Los factores a considerar son los siguientes:

- a) Costo total del mecanismo (fabricación, instalación y mantenimiento)
- b) Ahorro en el sistema estructural
- c) Ahorro en el tiempo de construcción
- d) Reducción del costo en reparaciones estructurales después de un sismo.
- e) Beneficios indirectos tales como: accidentes, muertes y demandas como resultado del daño de un sismo.
- f) Importancia de la continuidad de operación después de un sismo.
- g) Dispositivos adicionales necesarios.

4.2.3 Ventajas y desventajas

El uso de mecanismos disipadores de energía ofrece un número de ventajas potenciales para el diseño sismo resistente de puentes:

- a) Simplicidad conceptual.- esto es, el atractivo de concentrar la disipación de energía de un sismo en componentes especialmente diseñados para este propósito y detallados para un fácil reemplazo si es necesario.
- b) Eliminación de grandes demandas de ductilidad en pilas y, por lo tanto, reducción del en ellas.

c) Reducción en las fuerzas sísmicas en columnas y cimentación.

Las posibles desventajas que se pueden presentar son las debidas a requerimientos de mantenimiento y el costo que esto pueda presentar.

4.3 Criterio de diseño

Se propone el siguiente criterio:

- a) El comportamiento del mecanismo a utilizar debe ser respaldado por pruebas de laboratorio existentes
- b) Se deben realizar estudios apropiados con el fin de seleccionar el sismo de diseño más apropiado para la estructura y el sitio. En general deben considerarse tres diferentes niveles:
 - b.1) Sismo moderado. - Para un sismo moderado tal que pueda ocurrir dos o tres veces durante la vida útil de la estructura, la energía de disipación debe ser confinada a los mecanismos y no debe de existir daño en los miembros estructurales.
 - b.2) Sismo de diseño. - Para un sismo de diseño, por ejemplo uno con periodo de retorno de 150 años, el diseñador puede ajustar los niveles de resistencia en los miembros estructurales para lograr una solución óptima entre el costo de construcción y el daño inducido por el sismo.
 - b.3) Sismo extremo. - Para un sismo extremo, debe permitirse un grado de daño apropiado de los miembros estructurales y la cimentación, los que precederán a un colapso frágil. Esto puede lograrse detallando la estructura para deformarse en una manera controlada.

- c) El grado de protección contra la fluencia de los miembros estructurales debe ser al menos tan grande como el que implica un diseño sísmo resistente convencional sin mecanismos disipadores de energía.
- d) Debe realizarse un análisis dinámico a fin de determinar los elementos mecánicos y comprobar los resultados con gráficas de diseño desarrolladas como resultados de investigaciones con modelos analíticos, publicadas en distintas referencias [ref. 14]
- e) Debe realizarse un diseño detallado del mecanismo disipador. En virtud de la falta de reglamentación nacional puede recurrirse a las normas norteamericanas AASHTO [ref. 15]. En general debe seguirse el siguiente procedimiento:
- 1) Se determina la localización de los apoyos, a fin de lograr una configuración que provea de suficiente capacidad para carga vertical, además de permitir libres movimientos y acceso para inspección.
 - 2) Se determinan las dimensiones de cada uno de los apoyos con base en los requerimientos de carga vertical. Pueden utilizarse gráficas como las presentadas en la referencia 16.
 - 3) Se determina la rigidez lateral requerida (espesor total) para la carga máxima por sismo. Pueden utilizarse gráficas como las presentadas en la referencia 16.
 - 4) Con base en la altura del apoyo se determina el número y espesor de las capas de neopreno.
 - 5) Con base a la resistencia característica (Q) adoptada se determina el tamaño del centro de plomo.

5. TIPOS DE ANÁLISIS UTILIZADOS

5.1 Antecedentes

Actualmente en varios reglamentos para el análisis sísmico de puentes se proponen modelos elásticos equivalentes para los disipadores de energía, siendo los más conocidos los proporcionados por: la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO) [ref. 15], el Instituto de Investigación sobre Obras Públicas del Japón (JPWRI) [ref. 17] y el Ministerio de Trabajo y Desarrollo de Nueva Zelanda (NZMWD) [ref. 18]. Estos modelos han sido desarrollados basándose principalmente en: 1) la formulación de una relación de amortiguamiento viscoso equivalente (o efectivo) y una rigidez efectiva (o un periodo) de los apoyos y puentes con disipación; y 2) el establecimiento de un procedimiento de iteración para los desplazamientos de diseño de los apoyos con disipadores correspondientes a los especificados sismos de diseño. Las principales diferencias entre estos métodos de análisis elástico equivalentes pueden dividirse en cuatro aspectos generales:

- 1) la determinación de la relación de amortiguamiento viscoso equivalente de los apoyos disipadores
- 2) la formulación de la relación de amortiguamiento viscoso equivalente para puentes considerando los mecanismos disipadores
- 3) el cálculo de la rigidez efectiva de los apoyos disipadores, y
- 4) la estimación de la rigidez efectiva de los puentes con mecanismos disipadores.

Recientemente se han propuesto dos métodos adicionales desarrollados por el Departamento de Transporte de California (CALTRANS), los cuales han sido evaluados ampliamente y cuyos resultados con modelos analíticos han sido publicados [refs. 19, 20, 21], donde se observa una mejor determinación de la fuerza cortante total transmitida por el apoyo con comportamiento bilineal histerético.

Para los propósitos de este estudio, fueron realizados dos tipos de análisis dinámico en los puentes estudiados: uno modal espectral (lineal) y uno no lineal paso a paso.

5.2 Análisis modal espectral

Este tipo de análisis se utilizó, ya que actualmente es el análisis típico utilizado por los diseñadores. El objetivo de utilizar este tipo de análisis fue el de evaluar dos aspectos básicos: estudiar como cambia el periodo de la estructura, ya que este es un parámetro importante en la respuesta; y conocer qué tan exacto pueden determinarse las fuerzas y desplazamientos inducidos por un sismo para este tipo de estructura.

Para este tipo de análisis se utilizó el programa de computadora SAP2000. La superestructura y las columnas se modelaron como elementos viga, y los apoyos se modelaron como resortes lineales; para esto se utilizó el concepto de rigidez y amortiguamiento equivalente ($K_{eff}=K_b$, ξ_e), que resulta de utilizar las expresiones especificadas por AASHTO [ref. 15]:

$$K_{eff} = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} K_u \quad (5.1)$$

$$\xi_e = \frac{2(1 - \alpha) \left(1 - \frac{1}{\mu}\right)}{\pi [1 + \alpha(\mu - 1)]} \quad (5.2)$$

donde μ es la relación de ductilidad de desplazamiento de cortante, definido como el desplazamiento de diseño X_{max} dividido entre el desplazamiento de fluencia X_y del apoyo; α es la relación de endurecimiento de la rigidez inelástica K_d a la rigidez elástica K_u , que resulta igual a 0.1.

5.3 Análisis no lineal paso a paso

Con el objetivo de obtener una representación más real del comportamiento de los componentes de disipación de energía del puente, como es el caso de los apoyos de neopreno con centro de plomo y las columnas de concreto reforzado, los cuales disipan energía por ciclos de histéresis, se realizó un análisis no lineal paso a paso.

Se utilizó el programa de computadora NEABS (Nonlinear Earthquake Analysis of Bridge Systems) originalmente desarrollado por Tseng y Penzien [ref. 2]. El programa se emplea para evaluar la respuesta dinámica en el tiempo de una estructura de puente sujeta a cargas dinámicas aplicadas y/o movimientos en la base de las columnas o estribos. El programa tiene una librería de elementos con comportamiento lineal y no lineal, los cuales tienen 6 grados de

libertad en cada extremo. Debido a que la solución paso a paso está basada en el método de Newmark [ref. 26] para la integración numérica de las ecuaciones del movimiento es posible seleccionar un criterio de aceleración lineal o constante.

5.3.1 Modelación de apoyos

Los apoyos se modelan como resortes con comportamiento bilineal, cuyas características mecánicas se definieron utilizando las siguientes expresiones, provistas por el Ministerio de Trabajo y Desarrollo de Nueva Zelanda (NZMWD) [ref. 18]:

a) Fuerza cortante de fluencia del apoyo de neopreno con centro de plomo:

$$F_y = f_p A_p \quad (5.3)$$

donde:

f_p es el esfuerzo de fluencia característico del centro de plomo

A_p es el área de la sección transversal del centro de plomo

Se ha sugerido un valor de 9 MPa para f_p [ref. 18]

b) Rigidez inelástica:

$$K_a = \left(1 + 12 \frac{A_p}{A_r} \right) K_r \quad (5.4)$$

donde:

$$K_r = G A_r / H_r \quad (5.5)$$

K_r es la rigidez a cortante del neopreno sin el centro de plomo

A_r es el área de la sección transversal del apoyo sin el centro de plomo

G es el módulo de cortante del neopreno

Hr es la altura total del neopreno sin las placas de refuerzo

c) Rigidez elástica (o rigidez de descarga):

$$K_u = K_d / \alpha \quad (5.6)$$

donde:

α es la relación de rigidez del apoyo

d) Resistencia característica

$$Q_d = (1 - \alpha) F_y \quad (5.7)$$

5.3.2 Modelación de columnas

Las superestructuras de puentes son usualmente lo suficientemente resistentes como para mantenerse en el intervalo elástico durante sismos severos, mientras que las columnas generalmente fluyen debido a una combinación de carga axial y momentos biaxiales de flexión. Con el programa NEABS las columnas se modelan utilizando elementos viga con comportamiento elastoplástico perfecto, se supone que la fluencia ocurre solamente debido a la combinación de fuerza axial y flexión biaxial, es decir, las deformaciones debidas a cortante transversal y torsión se mantienen en el intervalo elástico [ref. 22].

En un espacio de esfuerzos unidimensional, el esfuerzo de fluencia, como límite proporcional, determina cuándo comienza el comportamiento no lineal. Sin embargo, cuando más de un componente de fuerza está presente como ocurre en las columnas de los puentes cuando son excitadas por un sismo, diferentes combinaciones de fuerza axial y momento pueden causar un comportamiento no lineal.

Una representación matemática conveniente para definir estas fuerzas es la muy conocida superficie de interacción. El uso del diagrama de interacción para definir este comportamiento requiere de las siguientes suposiciones:

- 1) Si el resultado de la combinación de cargas cae dentro del diagrama de interacción, el comportamiento es elástico.
- 2) Si el punto de carga cae dentro de la superficie de fluencia, el comportamiento es elasto plástico, y
- 3) El punto de carga nunca caerá fuera de la superficie de fluencia.

En los análisis no lineales se supone que existen seis desplazamientos y fuerzas generalizadas en cualquier sección de un elemento columna, como se muestra en la figura 5.1. Los esfuerzos normales son causados por las fuerzas axiales P y los dos momentos flexionantes M_y y M_z . Los esfuerzos transversales cortantes son causados por torsión y por las dos fuerzas cortantes Q_y y Q_z . Para derivar la expresión de la articulación plástica de una columna de concreto reforzado, se hicieron las siguientes suposiciones [ref. 22]:

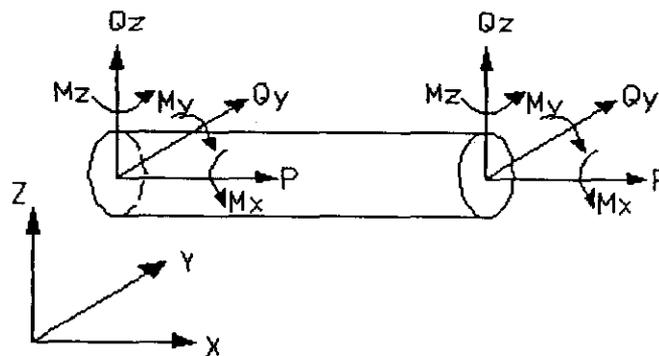


Figura 5.1 Fuerzas generalizadas en un elemento columna

1. Las relaciones generalizadas esfuerzo-deformación de un elemento corresponden a la de un material elastoplástico teniendo el esfuerzo de fluencia correspondiente a la capacidad última del miembro.
2. Las resistencias a cortante últimas, Q_y y Q_z de un miembro son mayores en comparación con las fuerzas cortantes inducidas.
3. La resistencia axial última P_u y las últimas resistencias de flexión M_y y M_z se obtienen de la distribución de esfuerzos axiales presentes en la sección transversal bajo condiciones últimas y son independientes de los esfuerzos cortantes.
4. La interacción de P_u , M_y y M_z pueden ser representadas por una superficie de fluencia tridimensional generalizada.
5. El elemento mantiene un comportamiento elástico lineal entre puntos nodales, sin embargo, el comportamiento elastoplástico, como se definió en las suposiciones anteriores, es permitido que ocurra en la sección transversal en cada extremo a una distancia X que se aproxima a cero; esto es, el comportamiento elastoplástico es totalmente concentrado en los extremos de un miembro.

Las cinco suposiciones listadas se relacionan con las propiedades del material y con la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos. Entre estas articulaciones el material permanece elástico. Estas suposiciones pueden ser usadas para aproximar el caso real en el que la deformación inelástica puede ocurrir en cualquier sección a lo largo de un elemento columna.

Las resistencias últimas de una columna de concreto reforzado sujeta a la combinación de carga axial y flexión biaxial puede ser determinada utilizando las siguientes suposiciones:

1. Las secciones planas permanecen planas

2. El concreto no soporta tensiones significativas
3. La deformación máxima del concreto a compresión es igual a 0.003
4. La distribución del esfuerzo del concreto en la zona de compresión puede ser reemplazada por un bloque equivalente de esfuerzo, el cual tiene una intensidad uniforme equivalente a 0.85 veces la resistencia de compresión de un cilindro (f_c), Esta se distribuye sobre una zona equivalente de compresión limitada por los bordes de una sección transversal y una línea recta localizada a una distancia $(1-k_1)*c$ del eje paralelo al eje neutro (fig. 5.2), donde c es la profundidad del eje neutro, y k_1 es igual a:

0.85	para $f_c \leq 27.5$ MPa
$0.85 - 0.05(f_c - 55)/100$	para $55 > f_c > 27.5$ MPa
0.65	para $f_c \geq 55$ MPa

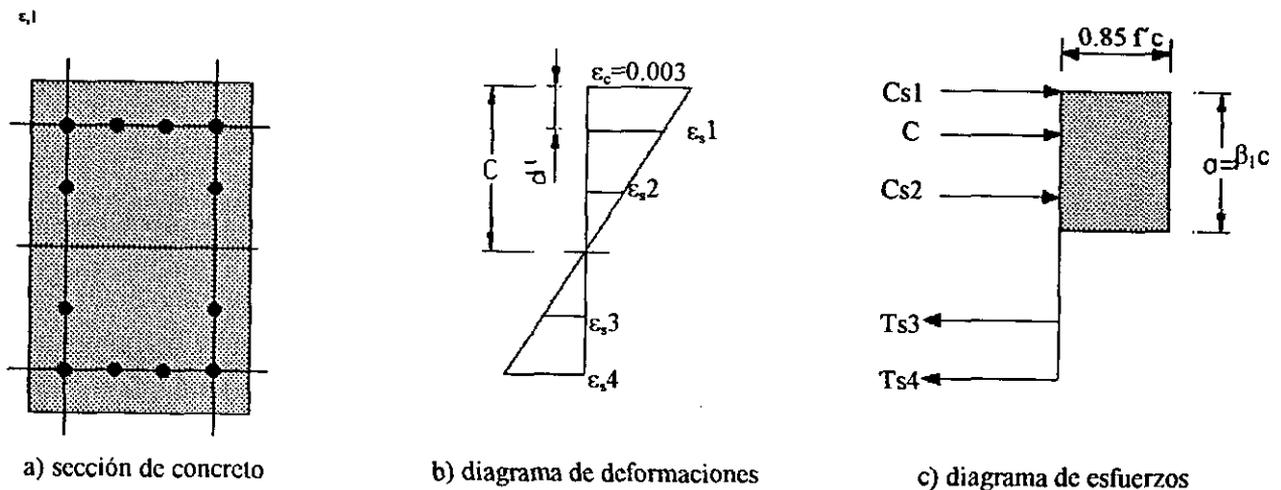


Figura 5.2 Distribución idealizada esfuerzo – deformación

5. La relación esfuerzo - deformación para el refuerzo de acero sigue una ley elastoplástica teniendo un mismo esfuerzo de fluencia en tensión y en compresión.

La función de fluencia generalizada (fig. 5.3) incluida en la formulación por Tseng y Penzien [refs. 22, 23] sigue una forma similar a la propuesta por Bresler [ref. 24] para flexión biaxial, y utiliza una aproximación polinomial cúbica para las curvas de interacción de fuerza axial y flexión. La aproximación de Bresler, conocida como el método del contorno de carga, involucra ajustar una superficie de falla a un valor constante de P_u para dar el llamado "contorno de carga" representando la interacción de M_{yu} y M_{zu} . (fig. 5.4).

La ecuación de un contorno de carga a una constante P puede ser expresada en una forma adimensional por:

$$\left| \frac{M_{yu}}{M_{yp}} \right|^a + \left| \frac{M_{zu}}{M_{zp}} \right|^b = 1 \quad (5.8)$$

donde M_{yu} y M_{zu} son los momentos flexionantes de falla en la superficie de interacción para un valor fijo de P_u ; M_{yp} es el momento último de flexión en la superficie de interacción para un valor fijo de P_u para M_{zu} igual a cero; M_{zp} es el momento flexionante último en la superficie de interacción para un valor fijo de P_u para M_{yu} igual a cero; a y b son constantes que dependen de las dimensiones de la sección transversal, del área del acero de refuerzo, de la resistencia del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero.

Los momentos M_{yp} y M_{zp} pueden ser aproximados por las siguientes ecuaciones:

$$\left| \frac{M_{yp}}{M_{yo}} \right| = 1.0 + a_1 \left(\frac{P_u}{P_o} \right) + a_2 \left(\frac{P_u}{P_o} \right)^2 + a_3 \left(\frac{P_u}{P_o} \right)^3 \quad (5.9)$$

$$\left| \frac{M_{zp}}{M_{zo}} \right| = 1.0 + b_1 \left(\frac{P_u}{P_o} \right) + b_2 \left(\frac{P_u}{P_o} \right)^2 + b_3 \left(\frac{P_u}{P_o} \right)^3 \quad (5.10)$$

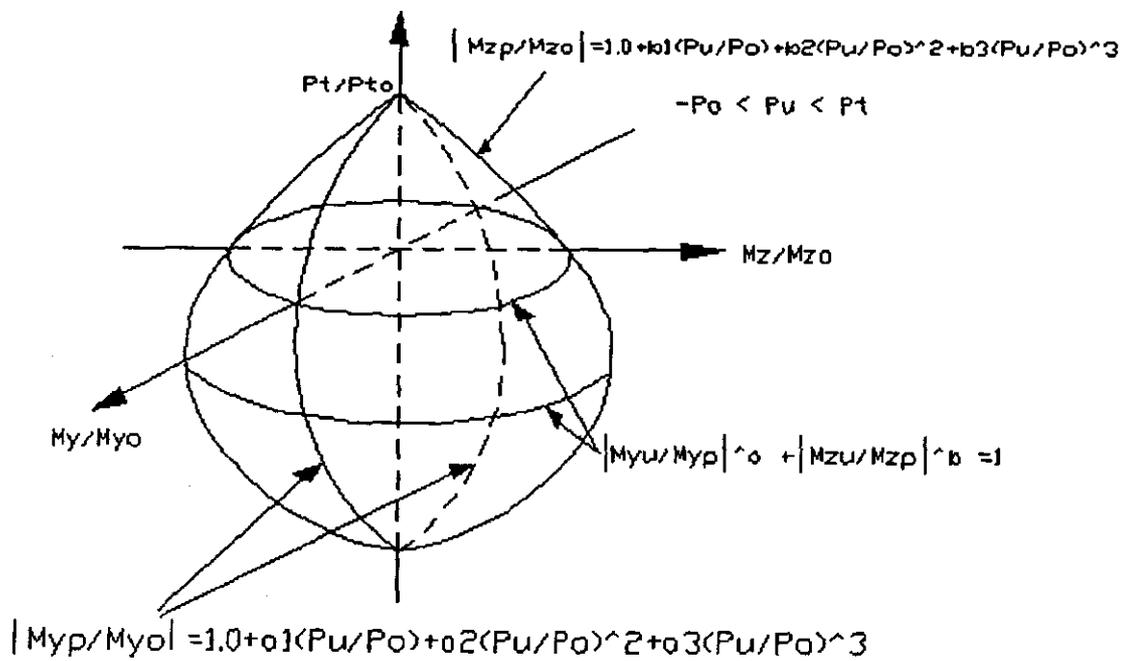


Figura 5.3 Superficie generalizada de fluencia para columnas de concreto reforzado

donde M_{yo} es la intersección con el eje M_y correspondiente a cero carga axial P y momento M_z , M_{zo} es la intersección con el eje M_z correspondiente a cero carga axial P y momento M_y , P_o es la carga última en compresión para las columnas sin flexión; P_t es la carga última en tensión para las columnas sin flexión, y a_1 , a_2 , a_3 , b_1 , b_2 y b_3 son constantes.

Combinando las ecuaciones 5.9 y 5.10, una superficie de fluencia aproximada puede ser representada en una forma normalizada por:

$$\left| \frac{m_{yu}}{1 + a_1 pu + a_2 pu^2 + a_3 pu^3} \right|^a + \left| \frac{m_{zu}}{1 + b_1 pu + b_2 pu^2 + b_3 pu^3} \right|^b = 1 \quad (5.11)$$

donde: $p_u = \frac{P_u}{P_o}$, $m_{yu} = \frac{M_{yu}}{M_{yo}}$, $m_{zu} = \frac{M_{zu}}{M_{zo}}$

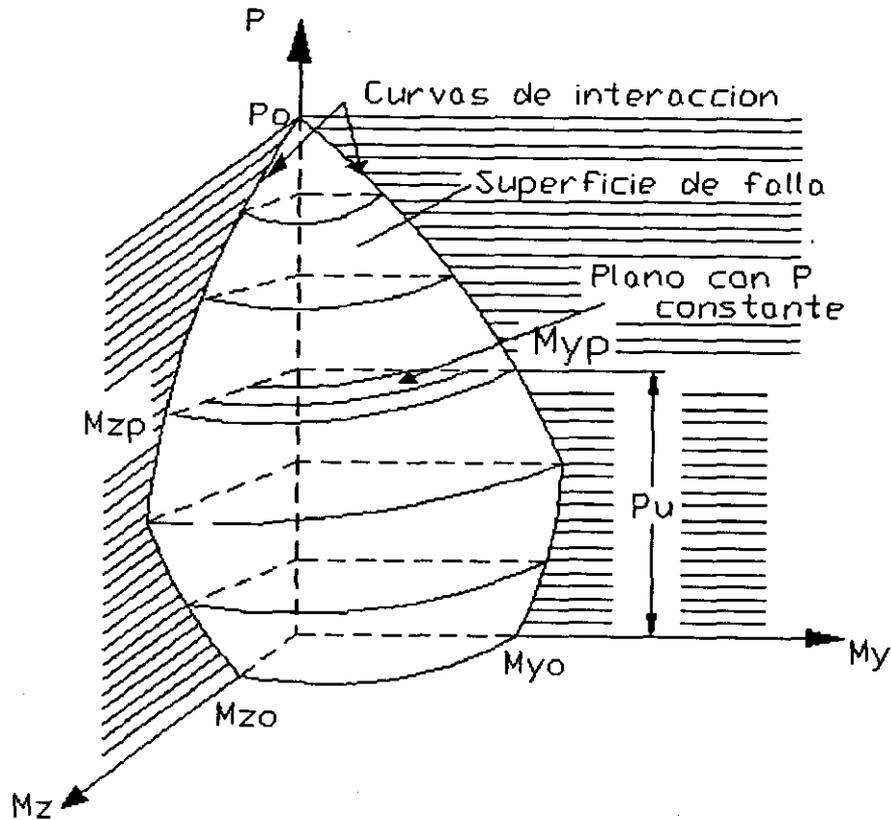


Figura 5.4 Contorno de carga para P_u constante en la superficie de fluencia.

Siendo esta última ecuación la que utiliza el programa NEABS, al cual hay que introducir las constantes a_1 , a_2 , a_3 , b_1 , b_2 , b_3 , p_u , m_{yu} y m_{zu} como dato.

6. REGISTROS UTILIZADOS

Con el fin de analizar el comportamiento de los puentes con y sin componentes disipadores de energía, se utilizaron tres registros sísmicos con diferentes características de intensidad, duración y contenido de frecuencias. Los sismos asociados a los registros utilizados han representado grandes cambios en la filosofía del diseño de puentes.

6.1 Sismo de Loma Prieta (EUA)

Se utilizó el registro de la estación Foster City (fig. 6.1) del sismo de Loma Prieta en Estados Unidos de América, ocurrido el 17 de octubre de 1989. Tiene una duración de 59.98 s y una aceleración máxima de 0.291 g a los 10.236 s. En la fig. 6.2 se presenta el espectro de respuesta. Este sismo causó daño menor a 80 puentes, diez necesitaron soportes temporales, 10 fueron cerrados debido a los daños estructurales y tres colapsaron, los costos de daños y

reparaciones se estimaron entre 1.8 y 2 miles de millones de dólares [ref. 3]. En adelante se identificará este registro como LOM.

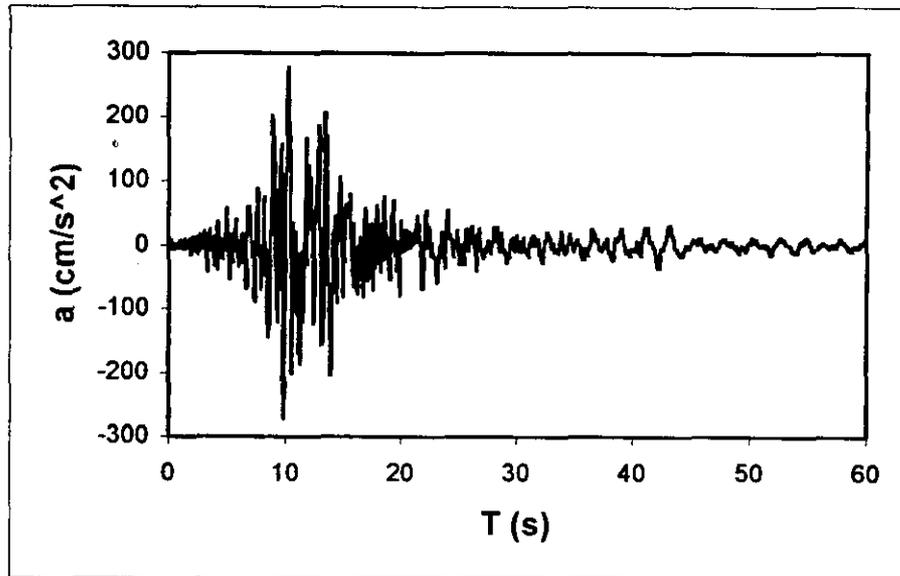


Figura 6.1 Registro Loma Prieta

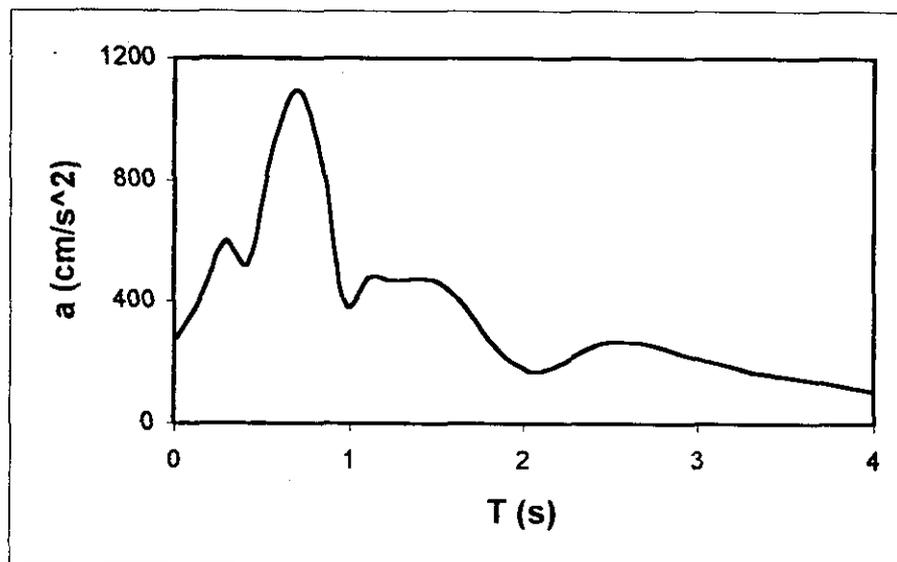


Figura 6.2 Espectro de respuesta sismo Loma Prieta para un amortiguamiento de 5% del crítico

6.2 Sismo de Palm Springs (EUA)

Se utilizó el registro de la estación ubicada en el aeropuerto de Palm Springs en Estados Unidos de América (fig. 6.3), ocurrido el 8 de Julio de 1986. Tiene una duración de 59.98 s y una aceleración máxima de 0.199 g a los 3.52 s. Se presenta el espectro de respuesta (fig. 6.4). En adelante se identificará este registro como PALM.

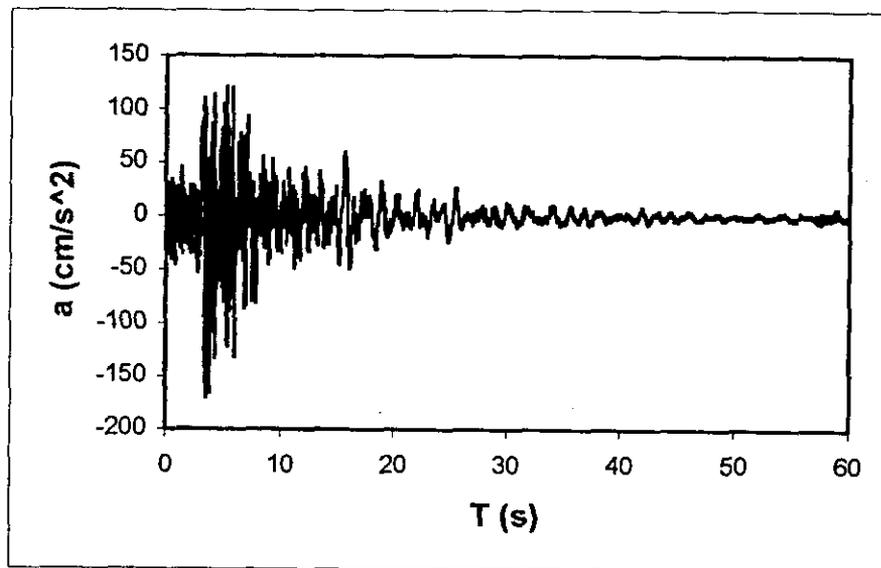


Figura 6.3 Registro Palm Springs

6.3 Sismo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (MÉXICO)

Se utilizó el registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (fig. 6.5) del sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985 en México (componente E-W). Tiene una duración de 180 s y una aceleración máxima de 0.17 g a los 58.08 s. En la fig. 6.6 se presenta el espectro de respuesta. En adelante se identificará a este registro como SCT.

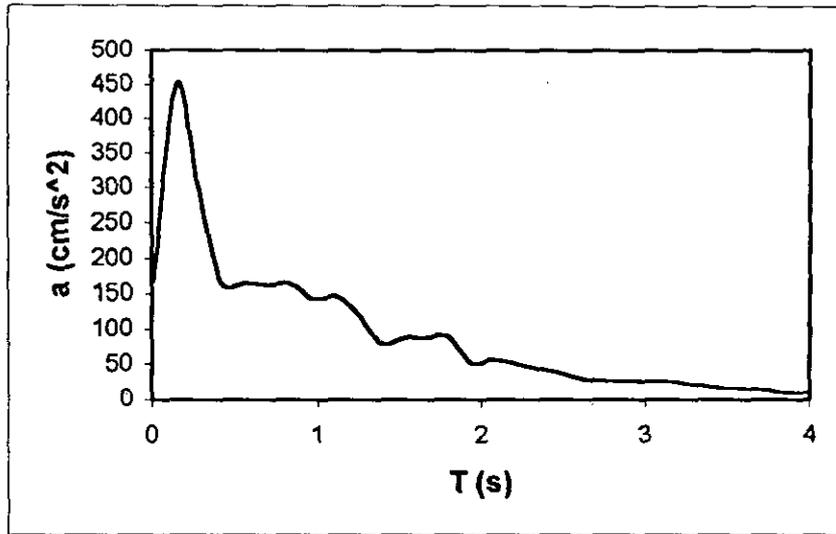


Figura 6.4 Espectro de respuesta del registro Palm Springs para un amortiguamiento de 5% del crítico

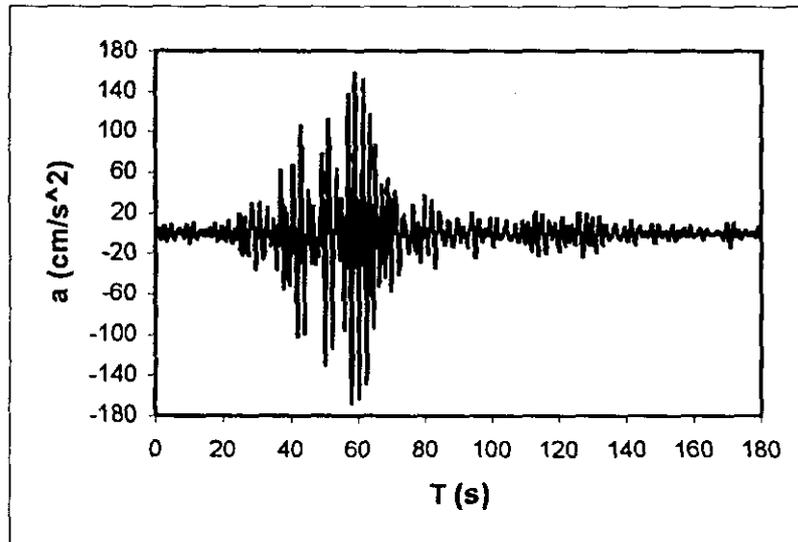


Figura 6.5 Registro SCT

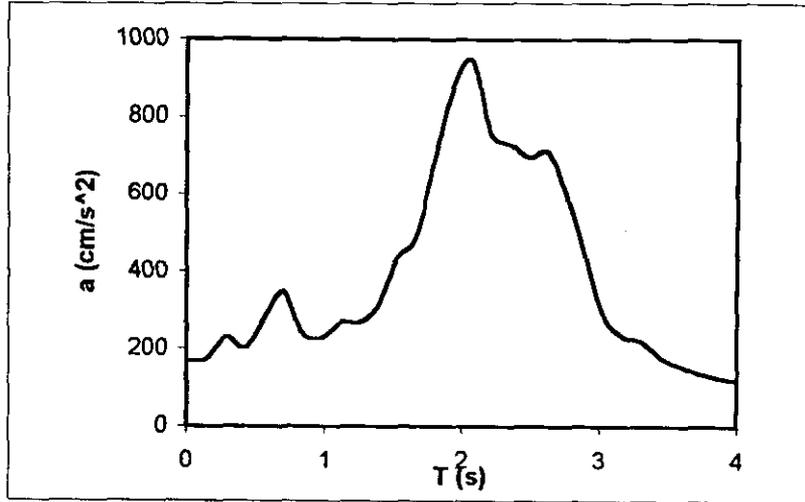


Figura 6.6 Espectro de respuesta del registro SCT para un amortiguamiento de 5% del crítico

7. CASOS ESTUDIADOS DE PUENTES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1 Casos estudiados

Para los análisis se seleccionaron dos modelos de puentes, de un puente ficticio y de otro real. A continuación se presenta una descripción de las características geométricas y estructurales de los puentes mencionados.

- a) El primer puente considerado está formado por una estructura de tres claros continuos (fig. 7.1). La superestructura está formada por vigas de sección cajón de concreto reforzado y está apoyado sobre dos pilas de sección circular. A este puente se le denominará Puente 1

- b) El segundo caso es un puente real que se encuentra en el estado de Michoacán (fig. 7.2); es una estructura de cuatro claros formada por vigas de acero y apoyadas sobre

tres columnas de concreto reforzado de sección variable en su altura y de sección transversal rectangular hueca. A este puente se le denominará Puente 2.

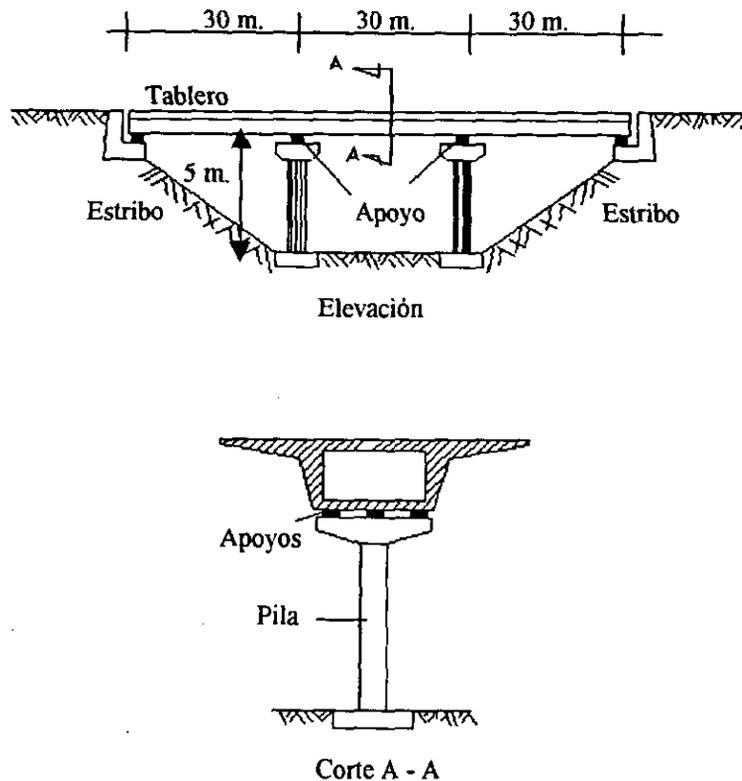
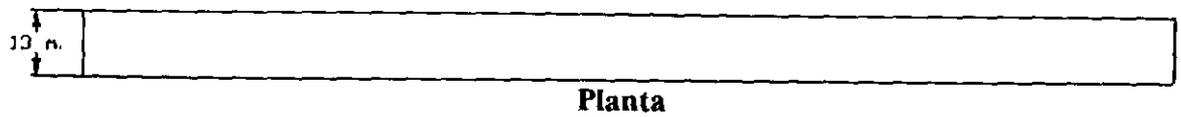


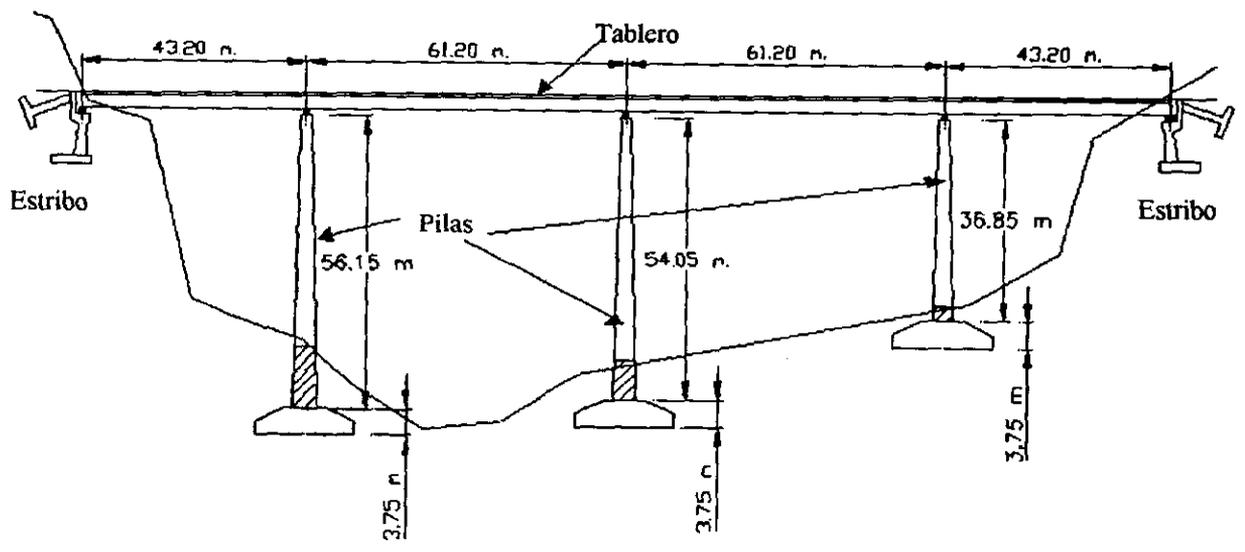
Figura 7.1 Puente 1

7.2 Modelación de los puentes

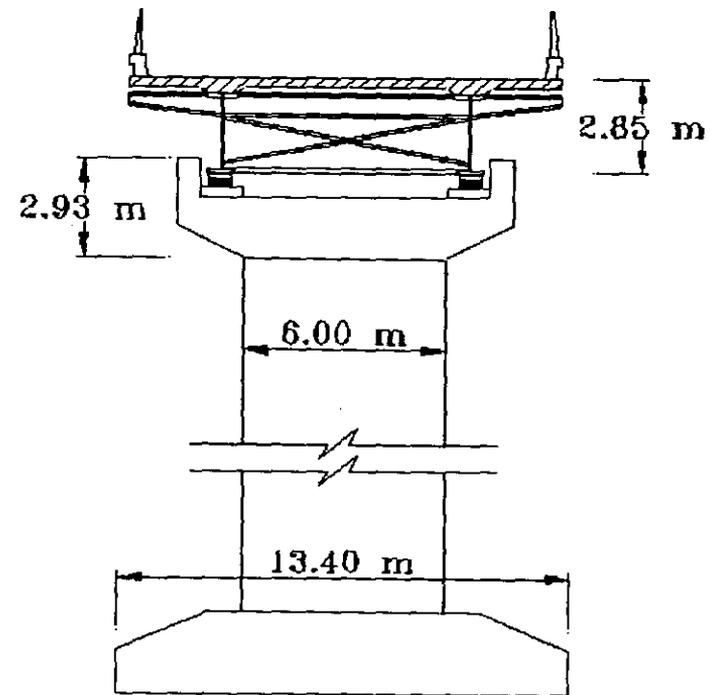
- a) Análisis lineal. Se utilizó el programa SAP2000 para la modelación de las traveses y las pilas utilizando elementos barra y los apoyos elastoméricos se modelaron como resortes con comportamiento lineal. La masa de los elementos estructurales se concentró en puntos nodales. Se supone que el movimiento del terreno es aplicado tanto en la dirección transversal como en la longitudinal del puente, realizando dos combinaciones: a) 100% del movimiento en la dirección longitudinal y 30% en la dirección transversal, y b) el 100% en la dirección transversal y el 30% en la dirección longitudinal, tomándose como respuesta la resultante máxima [ref. 25]. No se tomó en



Planta



Elevación



Sección transversal

Figura 7.2 Puente 2

cuenta el componente vertical del movimiento del terreno. Se supuso que las pilas se encuentran fijas en la base, de modo que no se consideraron los efectos de la interacción suelo-estructura.

- b) Análisis no lineal. Para la modelación de las traveses y las pilas se utilizaron dos tipos de elementos del programa NEABS: elementos elásticos para traveses y elementos elasto-plásticos para las columnas. Los apoyos elastoméricos se modelaron como resortes bilineales. Igualmente que en el análisis lineal, la masa de los elementos estructurales se concentró en puntos nodales. El movimiento del terreno es aplicado utilizando las mismas combinaciones del análisis lineal; y tampoco se consideraron los efectos de la interacción suelo-estructura.

Los modelos analíticos de los dos puentes se muestran en las figuras 7.3 y 7.4

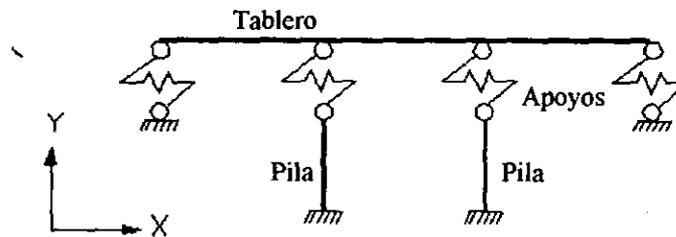


Figura 7.3 Modelo analítico del puente 1

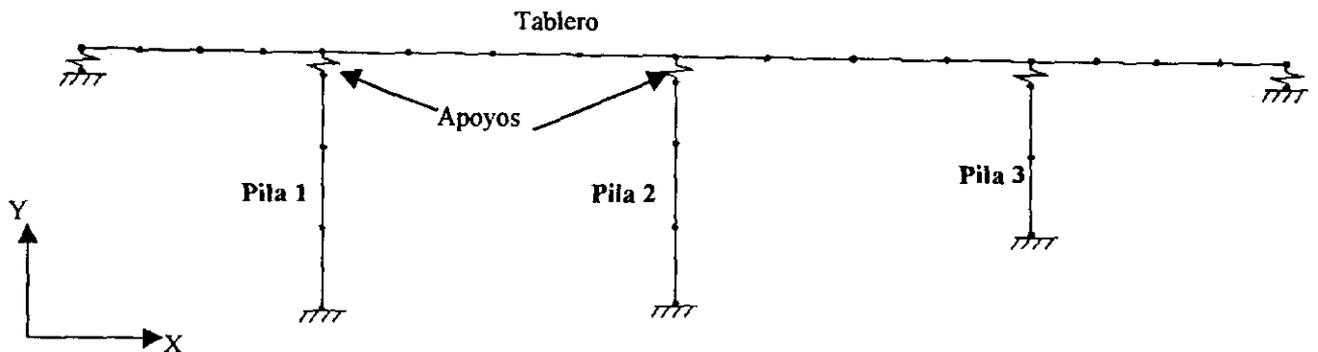


Figura 7.4 Modelo analítico del puente 2

7.3 Análisis de resultados

En los casos de puentes sin mecanismos disipadores se supuso que la superestructura descansa sobre apoyos de neopreno en los estribos. El elemento primario para disipar energía son las pilas donde se espera que una articulación plástica se forme en la base y en su parte superior cuando la estructura sea sujeta a cargas sísmicas moderadas o severas. La relación de amortiguamiento se consideró como el 5 % del crítico. Para el caso de puentes con mecanismos disipadores, éstos se colocaron en los estribos y sobre las pilas. La respuesta de los modelos para el caso no lineal fue calculada con el método de Newmark dando los valores de 0.5 y 0.25 para las constantes γ y β respectivamente. El paso de integración se tomó como 0.02 s, el cual es el mismo intervalo de tiempo de los registros utilizados.

7.3.1 Periodos naturales de vibración

En las tablas 7.1 y 7.2 se muestran los periodos de vibración obtenidos utilizando el programa SAP2000 cuando los puentes se encuentran con y sin disipadores.

MODO	PERIODO (s)	
	SIN DISIP.	CON DISIP.
1	0.457	0.913
2	0.331	0.908
3	0.261	0.772
4	0.184	0.242
5	0.102	0.112
6	0.058	0.058
7	0.034	0.033
8	0.029	0.029
9	0.002	0.025
10	0.002	0.025

Tabla 7.1 Periodos naturales de vibración del puente 1

MODO	PERIODO (s)	
	SIN DISIP.	CON DISIP.
1	0.661	0.881
2	0.448	0.841
3	0.391	0.636
4	0.255	0.298
5	0.206	0.286
6	0.194	0.261
7	0.158	0.235
8	0.126	0.214
9	0.115	0.202
10	0.114	0.151

Tabla 7.2 Periodos naturales de vibración del puente 2

De las tablas se puede observar la contribución que tienen los disipadores de energía en el comportamiento del puente. Como se comentó en el capítulo 2, la incorporación de los mecanismos disipadores tienden a aumentar el periodo de vibración de la estructura debido a la flexibilidad que tienen éstos.

7.3.2 Desplazamientos, cortantes y momentos máximos absolutos

En las figuras 7.5 a 7.10 se presentan los resultados (desplazamientos, cortantes y momentos flexionantes) de los análisis realizados. Los resultados se normalizan con respecto al caso lineal sin disipadores con el fin de observar el grado de respuesta para cada sismo. Se utilizará la siguiente nomenclatura:

- SD-L Puente sin disipadores, análisis lineal
- CD-L Puente con disipadores, análisis lineal
- SD-NL Puente sin disipadores, análisis no lineal
- CD-NL Puente con disipadores, análisis no lineal

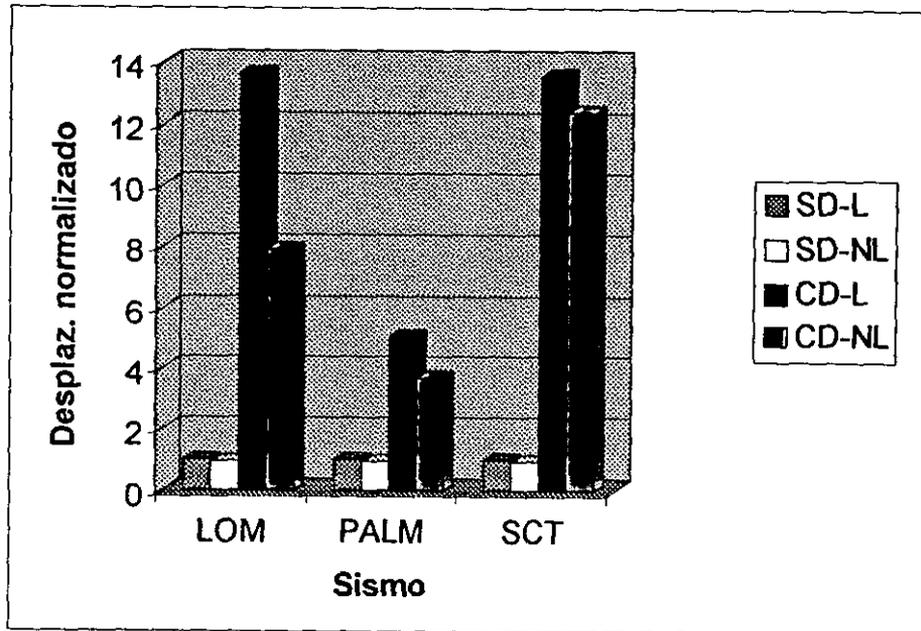


Figura 7.5 Desplazamientos normalizados máximos de la superestructura del puente 1

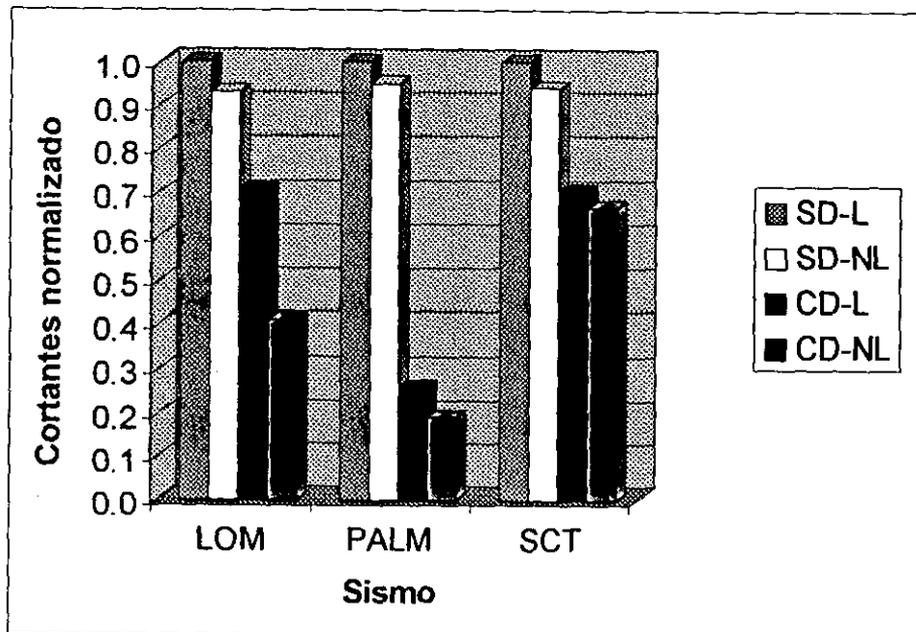


Figura 7.6 Cortantes normalizados máximos en pilas del puente 1

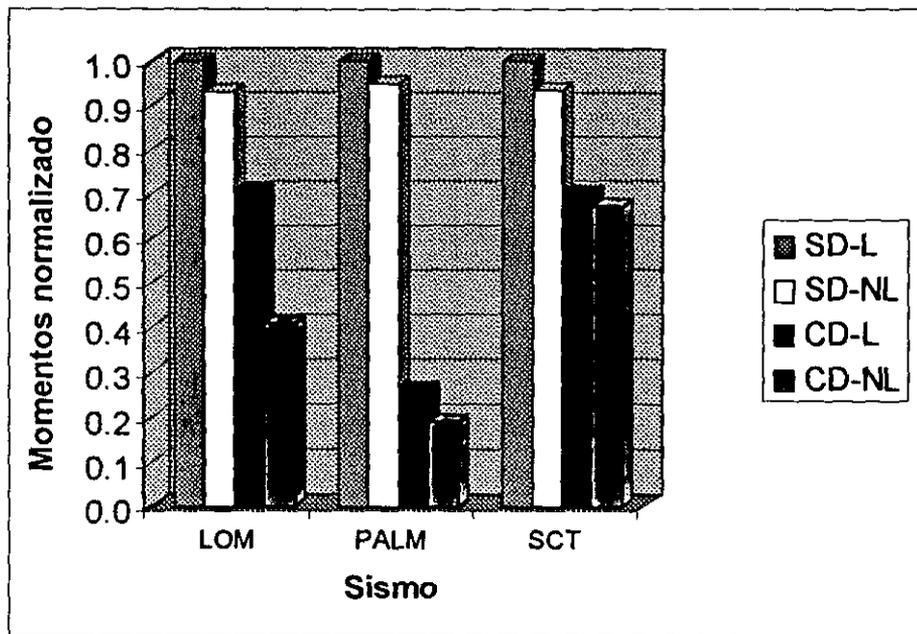


Figura 7.7 Momentos flexionantes normalizados máximos en pilas del puente 1

De las figuras se puede observar que los desplazamientos de la superestructura del puente 1 resultaron mayores cuando el puente tiene disipadores; esto, como se comentó, es debido a la flexibilidad del mecanismo disipador. Sin embargo, se puede observar que los cortantes y momentos flexionantes en las pilas resultaron menores cuando se incorporaron los disipadores viéndose así el efecto positivo que estos tienen en la respuesta del puente; también se puede observar que para el caso del puente sin disipadores, la respuesta no lineal es muy parecida a la lineal, pero en el caso del puente con disipadores, estas dos respuestas sí presentan una mayor diferencia (no para SCT), esto es debido a que en el caso en que no se tienen disipadores la diferencia es debida solamente a la fluencia de las columnas; puede verse claramente entonces la gran importancia de modelar correctamente las propiedades histeréticas de los mecanismos disipadores.

Debido a que los resultados para el puente 2 son muy similares en todas las pilas, sólo se muestran los correspondientes a la pila 1. Aunque este puente tiene pilas con una gran altura, éstas resultaron ser bastante rígidas. Al igual que para el puente 1, se puede observar una

disminución de cortantes y momentos flexionantes en la pila, presentando los resultados las mismas características que los obtenidos para el puente 1, aunque en menor proporción.

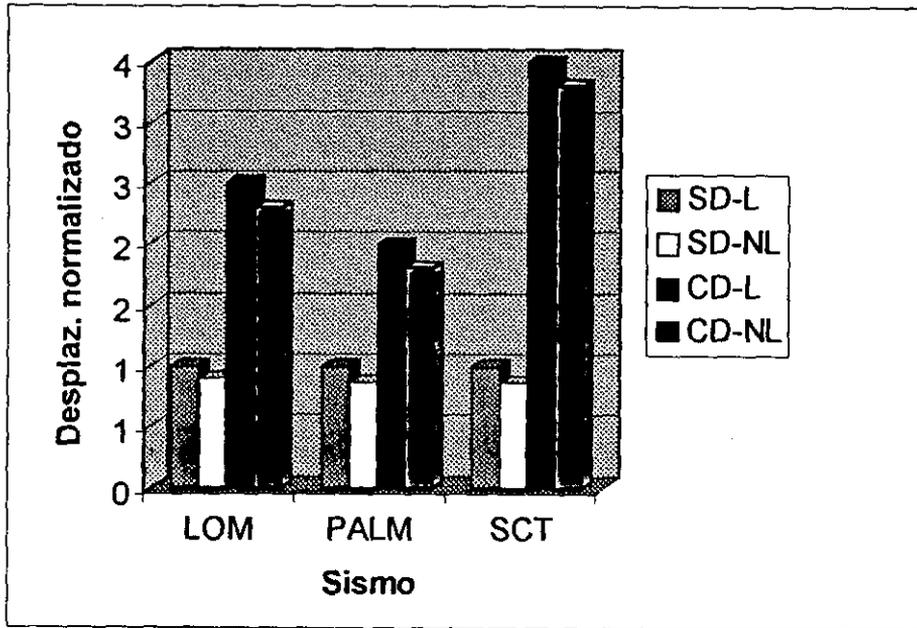


Figura 7.8 Desplazamientos normalizados máximos de la superestructura del puente 2

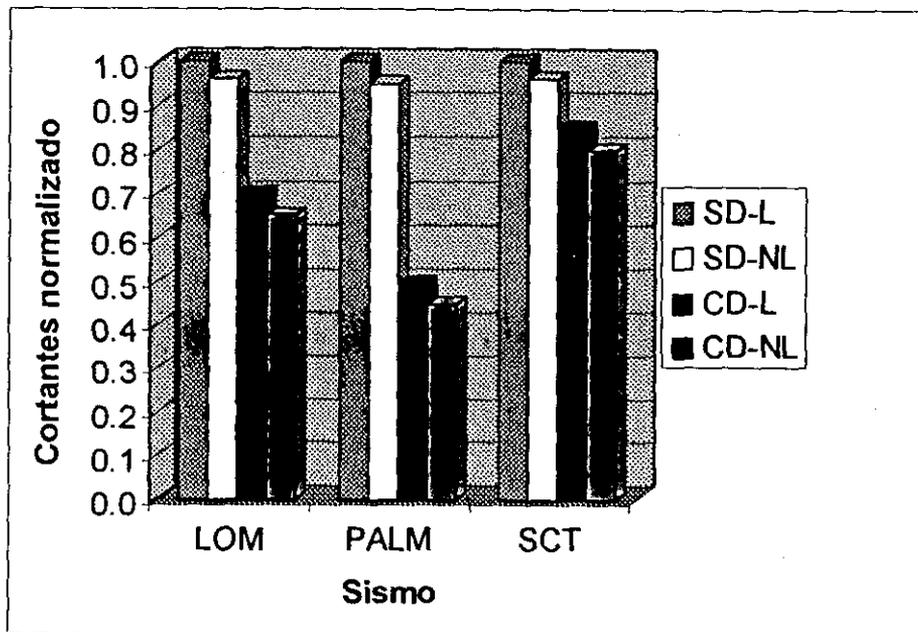


Figura 7.9 Cortantes normalizados máximos en pila 1 del puente 2

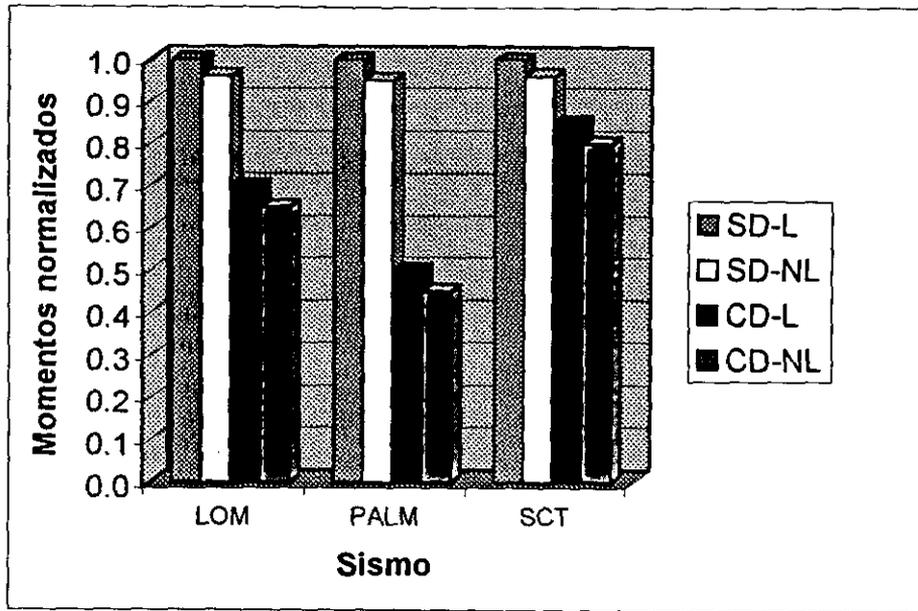


Figura 7.10 Momentos flexionantes normalizados máximos en pilas del puente 2

7.3.3 Localización de los centros de plomo

El mecanismo de disipación de energía en el apoyo elastomérico con centro de plomo se forma con la fluencia de éste. Dada la fuerza total requerida para deformar todos los centros de plomo (Q_d) y el esfuerzo de fluencia del plomo (10 MPa), con la ecuación 3.20 se puede determinar el área total requerida de los centros de plomo, $A' = Q_d / \tau(P_b)$. Denominando Q_{dp} a la fuerza cortante requerida para fluir a los centros de plomo localizados en los apoyos sobre las pilas, puede definirse el cociente Q_{dp}/Q_d que representa la relación de las áreas de los centros de plomo localizados sobre la pila a el área total de los centros de plomo, de modo que ésta relación puede variar entre 0 y 1. El valor de 0 representa el caso cuando todos los centros de plomo se localizan solamente en los estribos, mientras que el valor de 1 representa el caso cuando todos los centros de plomo se localizan solamente sobre las pilas. Variando Q_{dp}/Q_d entre 0 y 1 puede investigarse la mejor localización de los centros de plomo en la respuesta del puente. En el análisis, la resistencia característica de fluencia de todos los centros de plomo (Q_d) se tomó igual a 0.05 el peso de la superestructura, esto debido a que es el valor que se

recomienda para diseño [ref. 4]. En las figuras 7.11 a 7.13 se muestran los resultados del análisis del puente 1 normalizados con respecto al caso $Q_{dp}/Q_d = 0$.

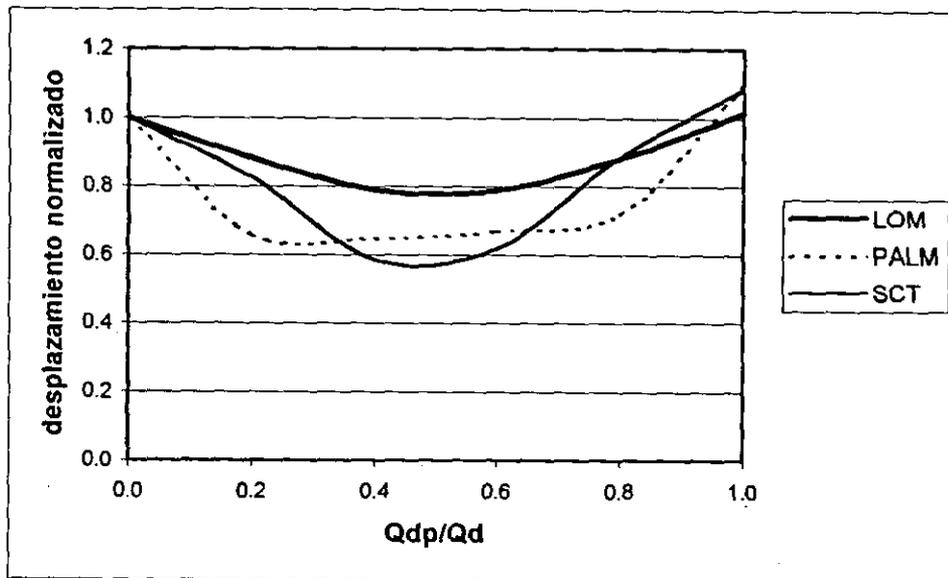


Figura 7.11 Desplazamientos normalizados máximos de la superestructura del puente 1

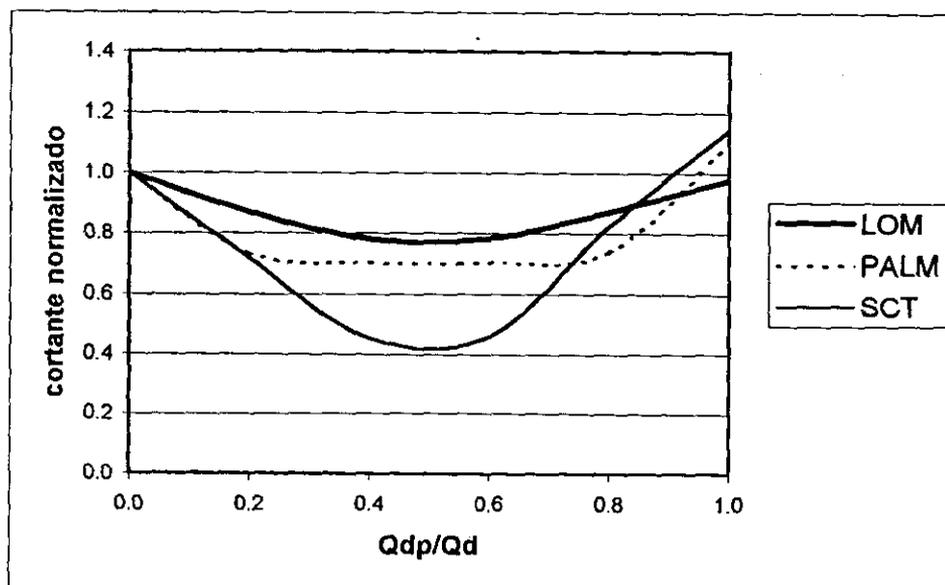


Figura 7.12 Cortantes normalizados máximos en pilas del puente 1

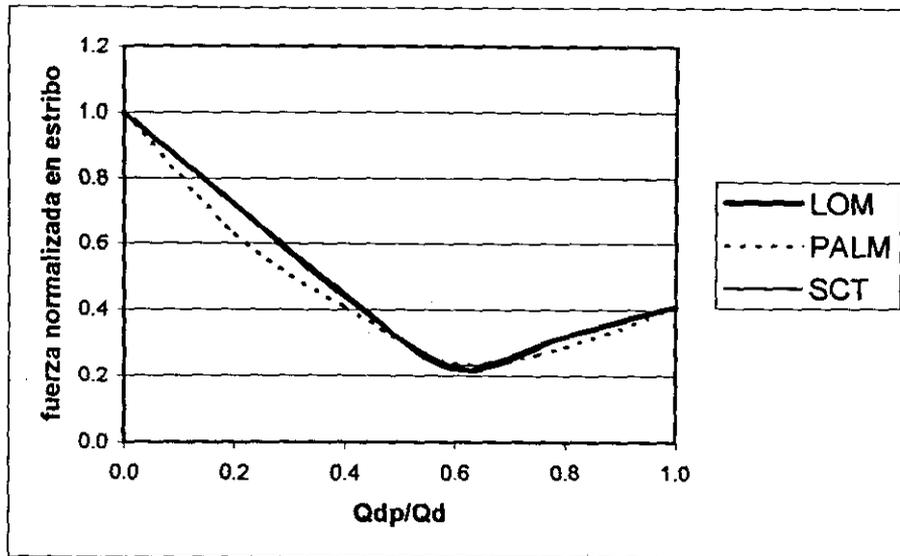


Figura 7.13 Fuerza normalizada en estribos del puente 1

De las figuras 7.11 a 7.13 se observa que para el puente 1 la mayor reducción en fuerzas y desplazamientos se presenta aproximadamente para $Q_{dp}/Q_d = 0.5$, es decir, cuando se colocan los centros de plomo en los apoyos de los estribos y pilas. Se observa también que al ser colocados únicamente en los apoyos sobre las pilas ($Q_{dp}/Q_d = 1$) los desplazamientos de la superestructura y los cortantes en la pila son mayores que los obtenidas cuando éstos se colocan únicamente en los apoyos de los estribos ($Q_{dp}/Q_d = 0$); sin embargo, la fuerza en los estribos aumenta de manera considerable.

En las figuras 7.14 a 7.16 se muestran los resultados del análisis del puente 2 normalizados con respecto al caso $Q_{dp}/Q_d = 0$. En estas figuras se observan las mismas tendencias mostradas en el puente 1, es decir, las mayores reducciones en fuerzas y desplazamientos se presenta aproximadamente en $Q_{dp}/Q_d = 0.5$, e igualmente se observa que los desplazamientos de la superestructura y los cortantes en la pila son mayores que los obtenidos cuando éstos se colocan únicamente en los apoyos de los estribos.

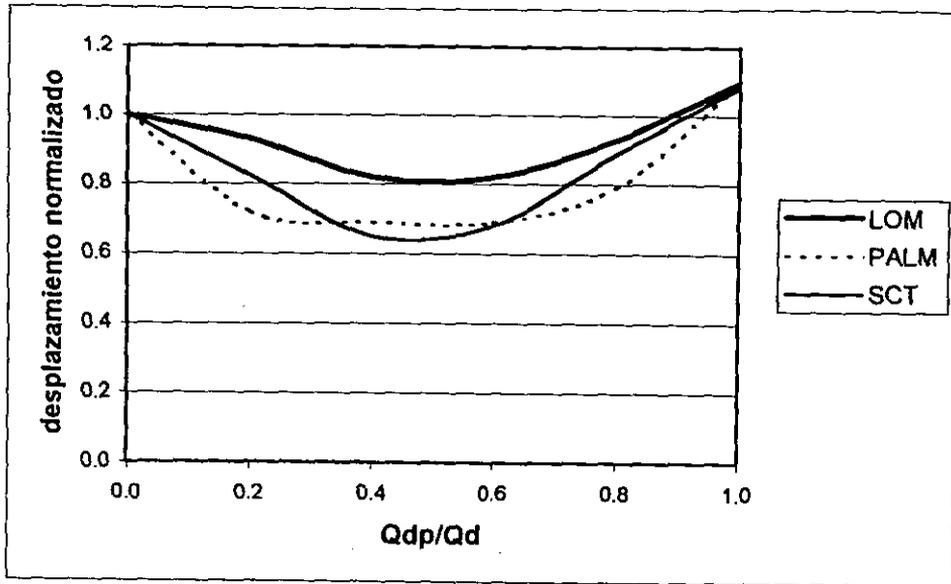


Figura 7.14 Desplazamientos normalizados máximos de la superestructura del puente 2

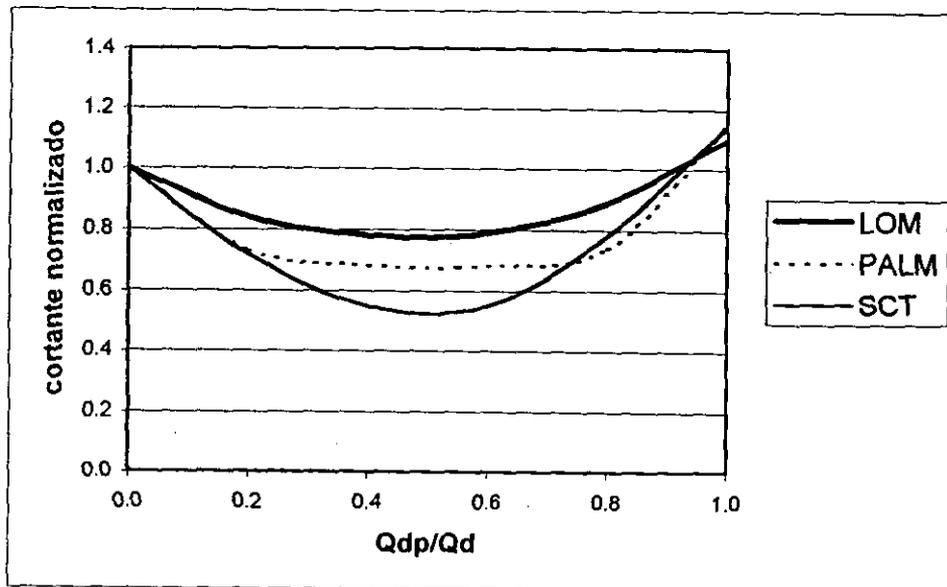


Figura 7.15 Cortantes normalizados máximos en pila 1 del puente 2

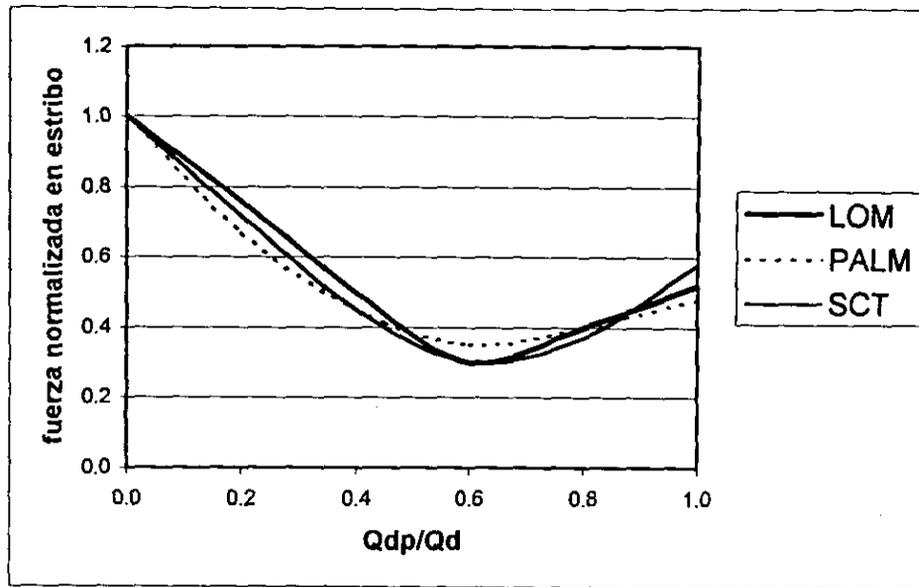


Figura 7.16 Fuerza normalizada en estribos del puente 2

7.3.4 Nivel de resistencia a cortante

Un parámetro importante de diseño es el nivel de fuerza cortante para el cual los centros de plomo fluyen (Q_d), ya que como se mencionó en el inciso anterior, conocida Q_d y la resistencia de fluencia del plomo, se puede determinar el área total requerida de los mismos. Se debe seleccionar adecuadamente esta magnitud para lograr principalmente dos objetivos: primeramente se desea que la respuesta de la estructura del puente permanezca en el intervalo elástico bajo la acción de sismos de pequeña magnitud y viento, y segundo, que durante la acción de sismos de mayor magnitud se requiere que los niveles de fuerza y desplazamientos permanezcan dentro de límites aceptables para asegurar que el puente continúe funcionando. Por esto en las figuras 7.17 a 7.25 se presentan los resultados de los análisis realizados en el puente 1, variando el nivel de resistencia a cortante especificado en reglamento de $Q_d/W=0.05$ a $Q_d/W=0.07$, donde W representa el peso de la superestructura. Se comparan con la respuesta elástica del puente sin disipadores ($Q_d/W=0$) para un intervalo práctico de periodos (1 a 2 s).

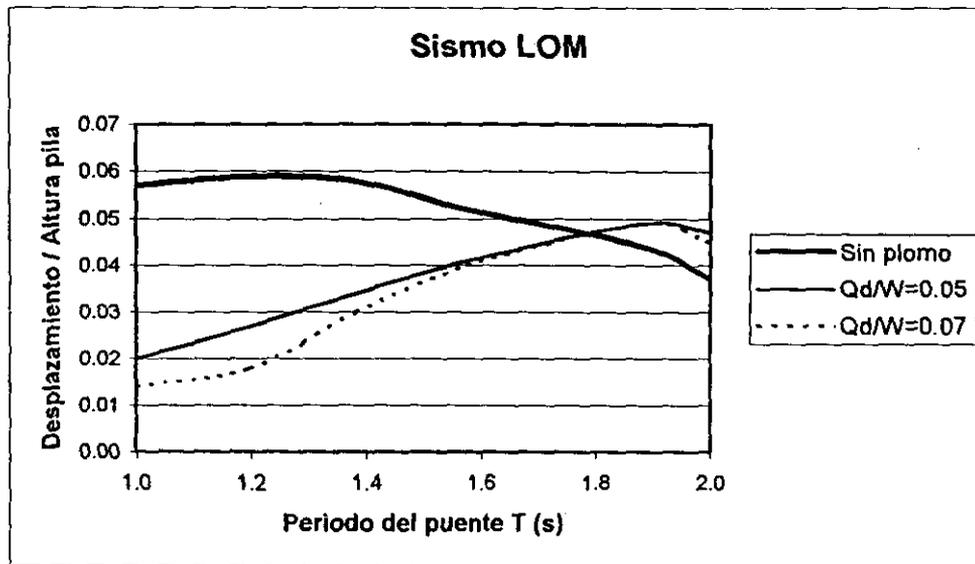


Figura 7.17 Relación de desplazamientos de la superestructura a altura de pila del puente 1

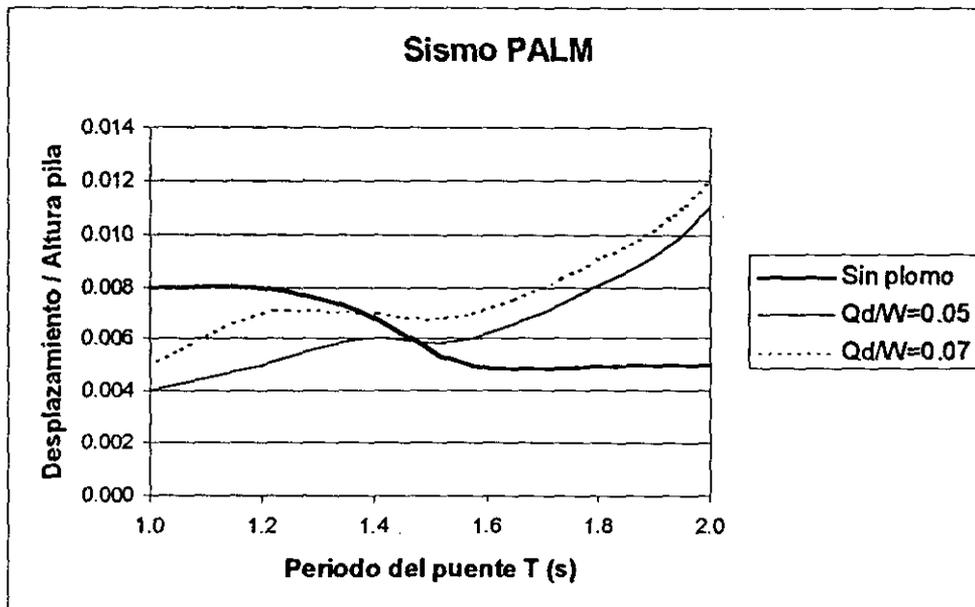


Figura 7.18 Relación de desplazamientos de la superestructura a altura de pila del puente 1

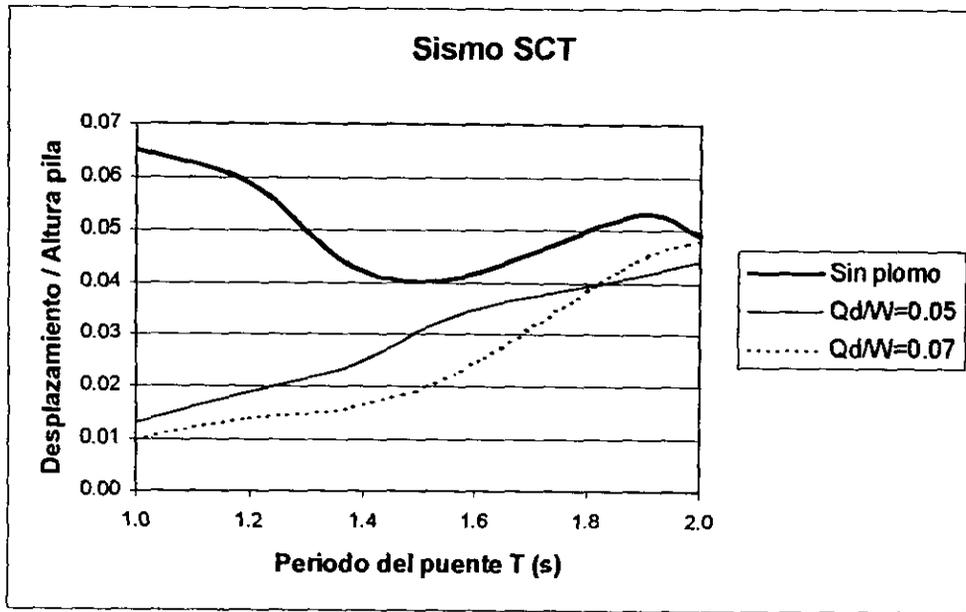


Figura 7.19 Relación de desplazamientos de la superestructura a altura de pila del puente 1

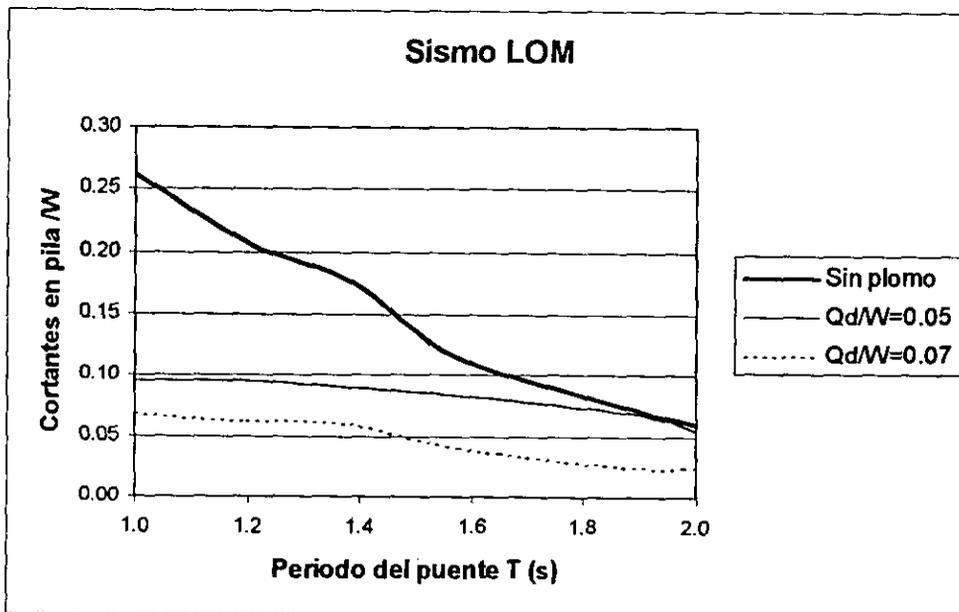


Figura 7.20 Relación de cortantes en pila a peso de la superestructura del puente 1

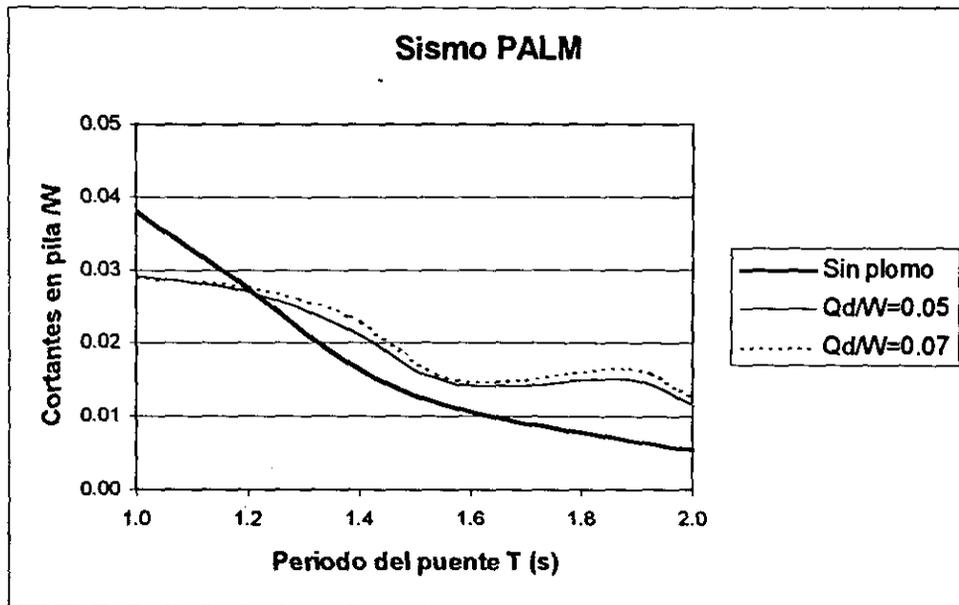


Figura 7.21 Relación de cortantes en pila a peso de la superestructura del puente 1

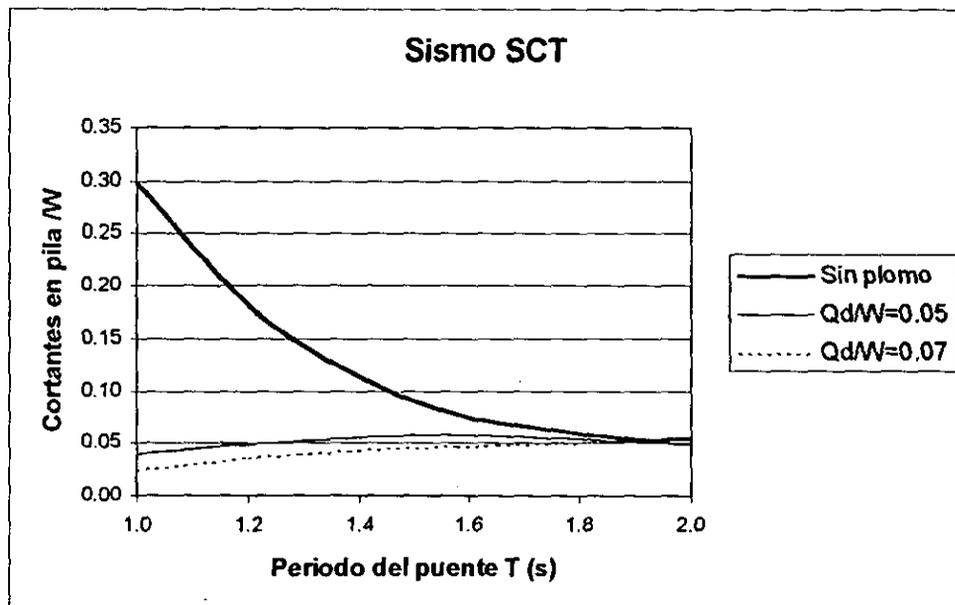


Figura 7.22 Relación de cortantes en pila a peso de la superestructura del puente 1

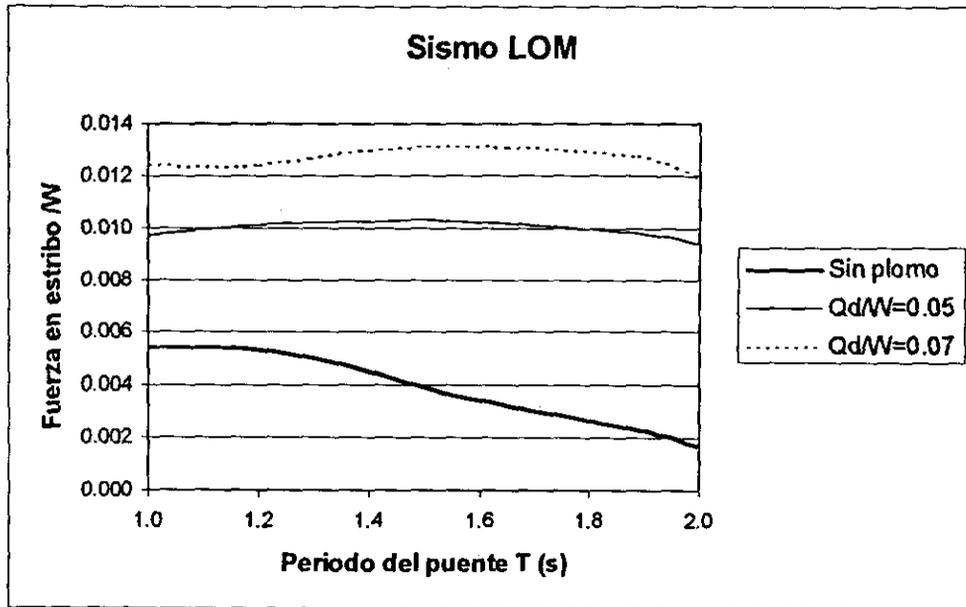


Figura 7.23 Relación de fuerza en estribo a peso de la superestructura del puente 1

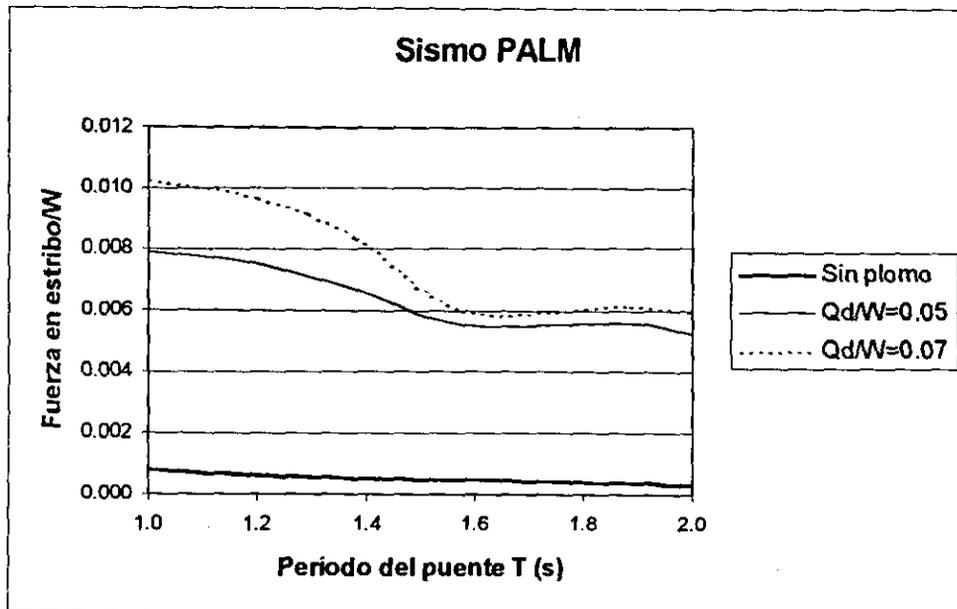


Figura 7.24 Relación de fuerza en estribo a peso de la superestructura del puente 1

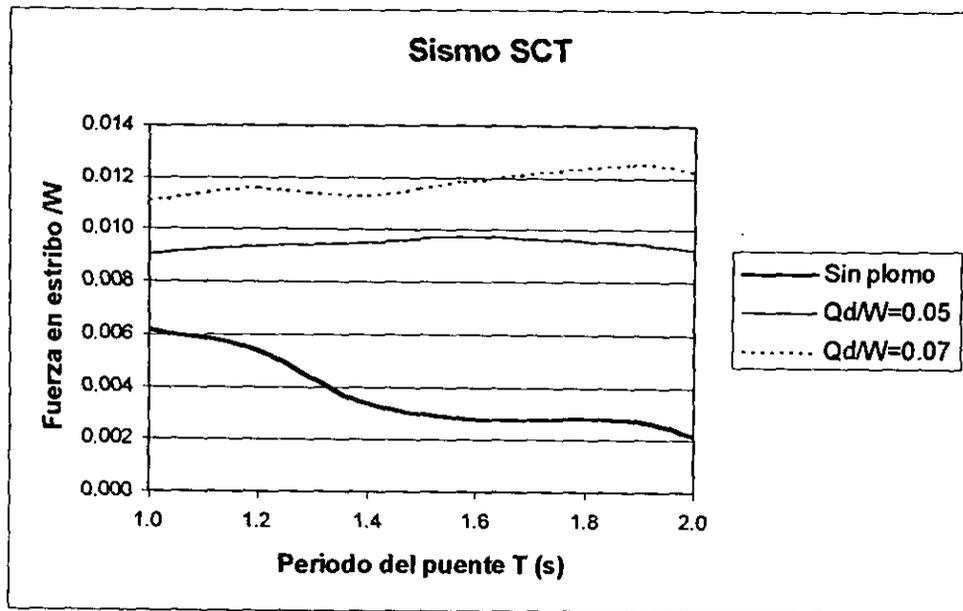


Figura 7.25 Relación de fuerza en estribo a peso de la superestructura del puente 1

De las figuras 7.17 a 7.25 se observa que las curvas de respuesta son sensibles al periodo de vibración del puente. Incrementando la relación del nivel de fuerza de fluencia por cortante del plomo al peso de la superestructura de 0.05 a 0.07, se logra una pequeña reducción en los cortantes de las pilas y los desplazamientos de la superestructura, aunque ocurre un pequeño incremento en las fuerzas sobre el estribo. Se puede observar que existe un valor de periodo, el cual varía para cada sismo, arriba del cual, el mecanismo disipador ya no tiene influencia positiva en la respuesta del puente, sino que al contrario, resulta mejor no colocar éstos. El nivel de fluencia de 0.05 W parece ser un mejor valor para el diseño de este modelo de puente (puente 1), ya que provee un buen balance entre el incremento de las fuerzas en los estribos y la reducción de cortantes de las pilas con un buen control de desplazamientos de la superestructura.

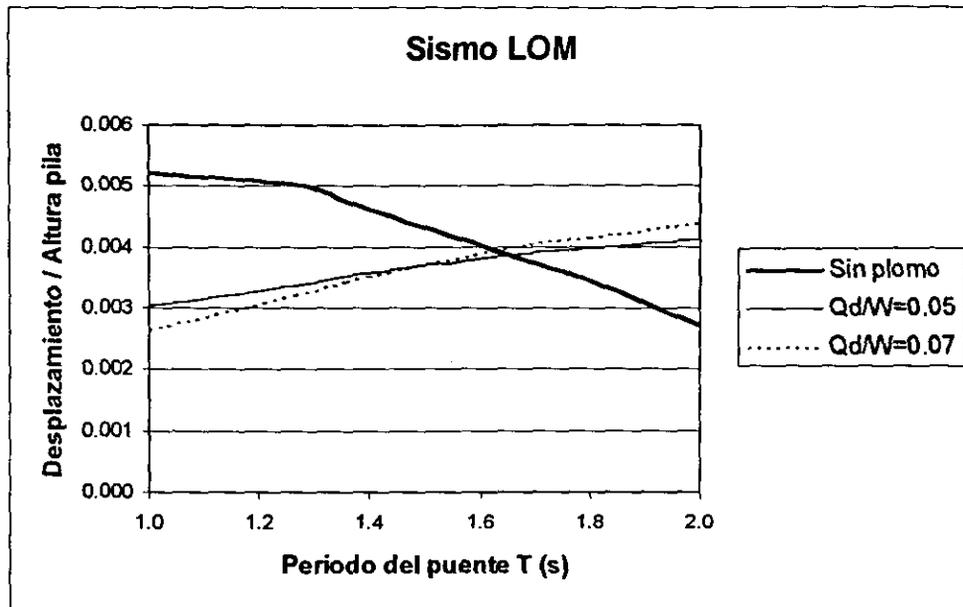


Figura 7.26 Relación de desplazamientos de la superestructura a altura de pila 1 del puente 2

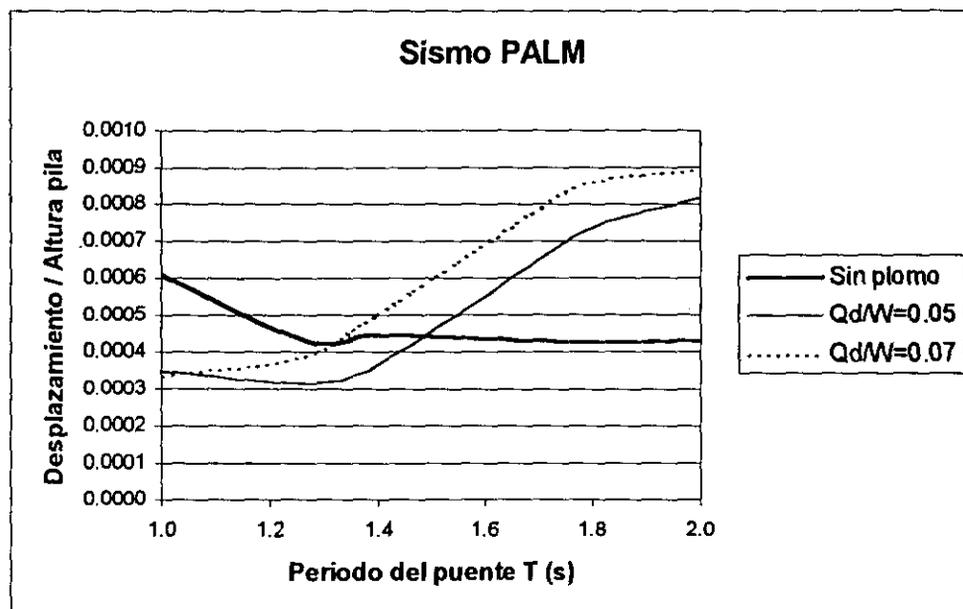


Figura 7.27 Relación de desplazamientos de la superestructura a altura de pila 1 del puente 2

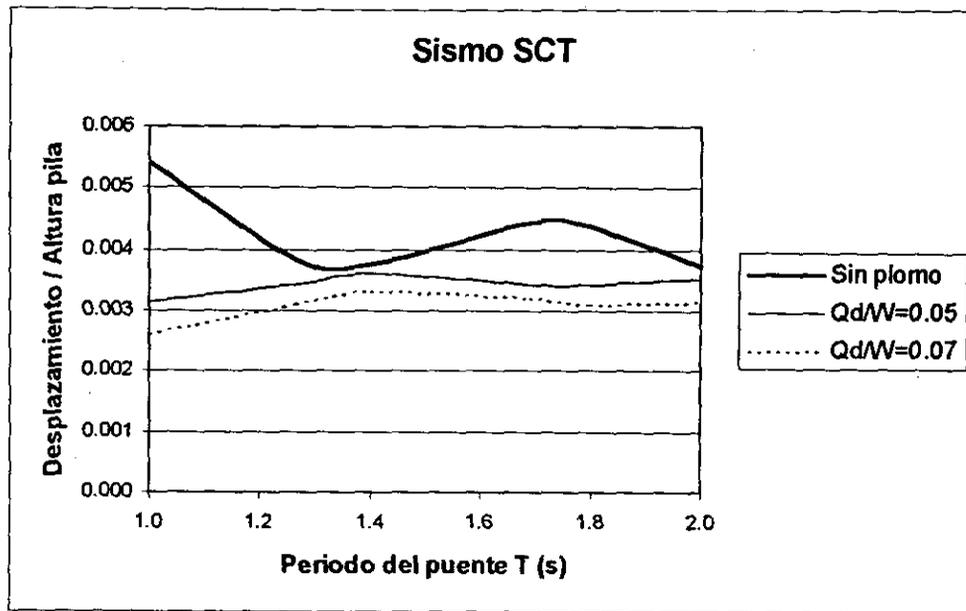


Figura 7.28 Relación de desplazamientos de la superestructura a altura de pila 1 del puente 2

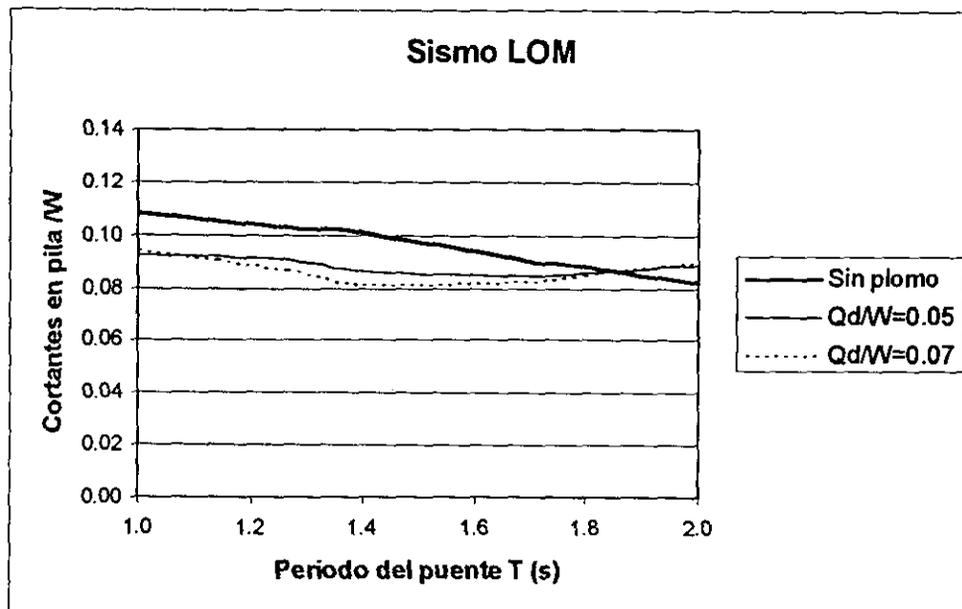


Figura 7.29 Relación de cortantes en pila 1 a peso de la superestructura del puente 2

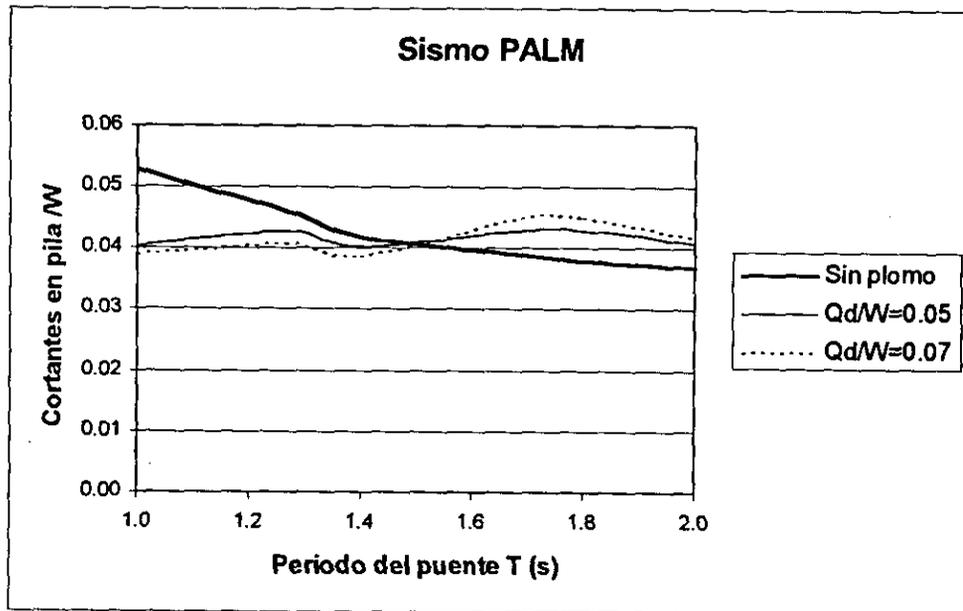


Figura 7.30 Relación de cortantes en pila 1 a peso de la superestructura del puente 2

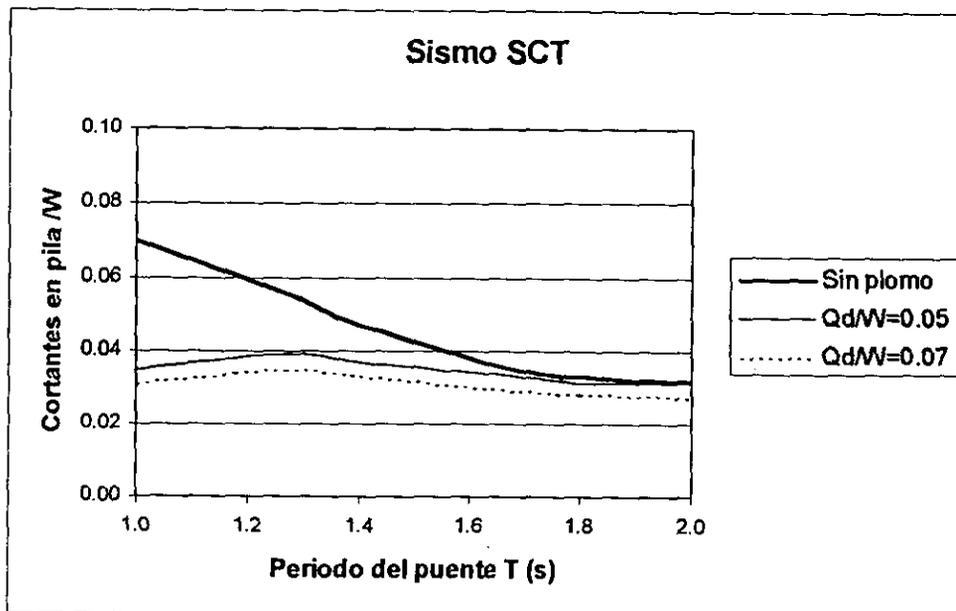


Figura 7.31 Relación de cortantes en pila 1 a peso de la superestructura del puente 2

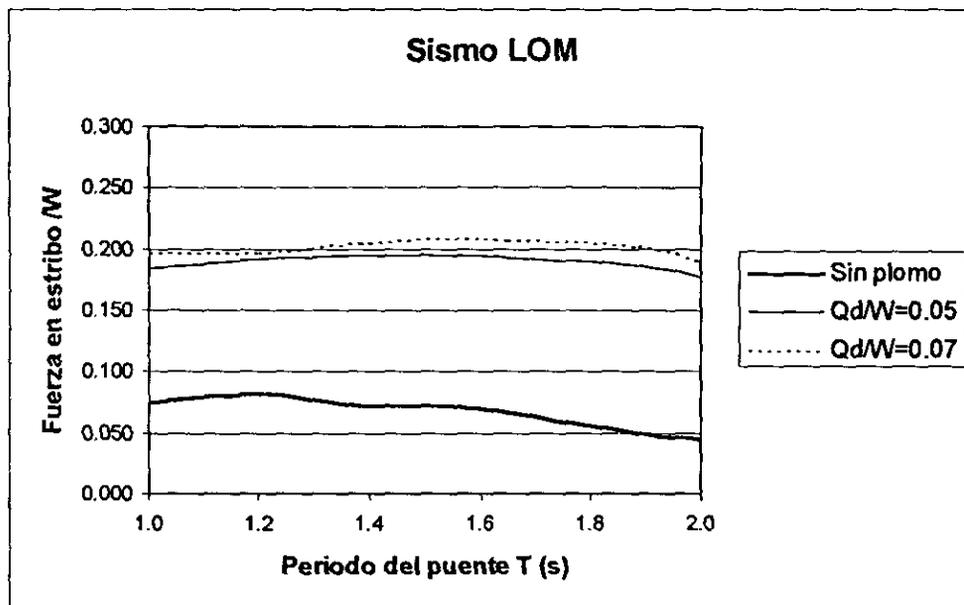


Figura 7.32 Relación de fuerza en estribo a peso de la superestructura del puente 2

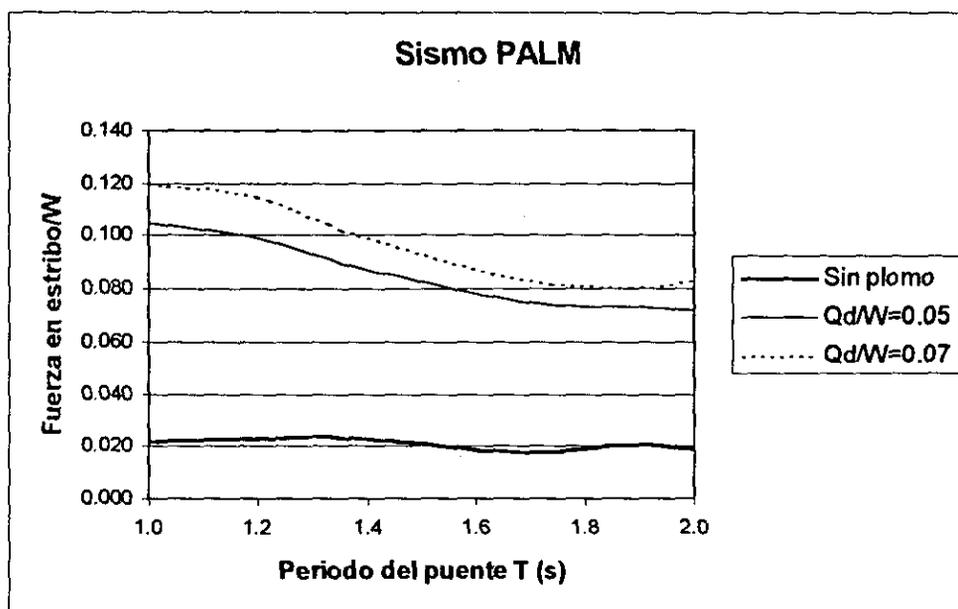


Figura 7.33 Relación de fuerza en estribo a peso de la superestructura del puente 2

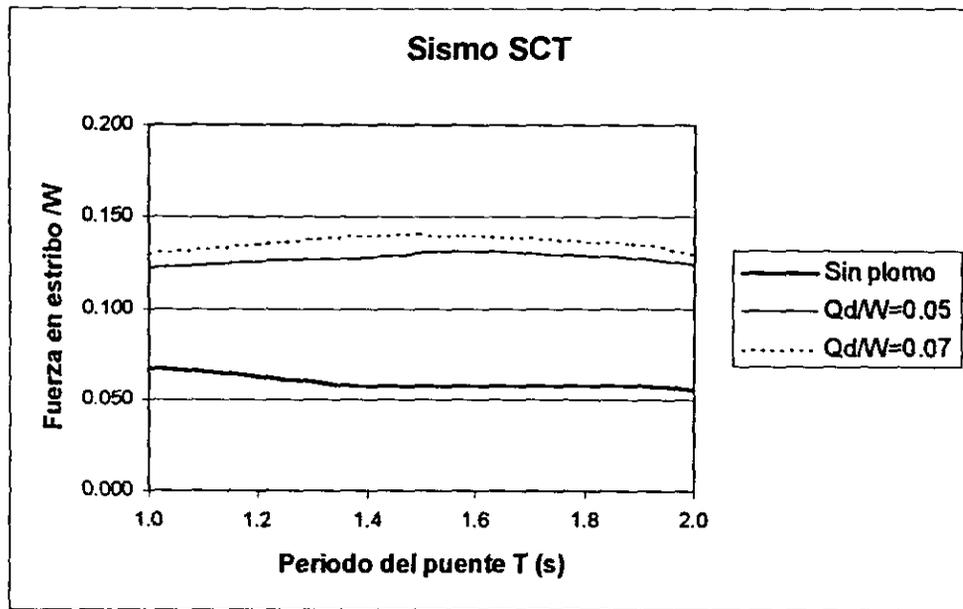


Figura 7.34 Relación de fuerza en estribo a peso de la superestructura del puente 2

En las figuras 7.26 a 7.34 se presentan los resultados de los análisis realizados en el puente 2, se observa, al igual que en el puente 1, que las curvas de respuesta son sensibles al periodo de vibración del puente y que incrementando la relación del nivel de fuerza de fluencia por cortante del plomo al peso de la superestructura de 0.05 a 0.07 se logra una pequeña reducción en los cortantes de las pilas y los desplazamientos de la superestructura, aunque también un pequeño incremento ocurre en las fuerzas sobre el estribo. Se obtiene el mismo resultado que el puente 1, en cuanto a que existe un valor de periodo, arriba del cual, el mecanismo disipador ya no tiene influencia positiva en la respuesta del puente, sino que al contrario, resulta mejor no colocar éstos. Al igual que en el puente 1, el nivel de fluencia de 0.05 W parece ser un mejor valor para el diseño de este modelo de puente.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

Aunque en nuestro país se hace uso de los apoyos elastoméricos en puentes, no se recurre a sus propiedades de disipación de energía. Esto se debe principalmente a la escasa información que existe en cuanto a su utilización y diseño. Por eso, en este trabajo se realizaron varios análisis dinámicos que pueden conducir, con ayuda de estudios más exhaustivos, a lograr un reglamento de puentes que incorpore mecanismos disipadores de energía. Es muy probable que las herramientas de análisis utilizadas en este trabajo no son de uso diario en la práctica común debido a su complejidad analítica, sin embargo, se demostró su utilidad para la revisión de puentes de grandes dimensiones y para la revisión y/o elaboración de normas de diseño sísmico de puentes.

Con base en los resultados obtenidos en este trabajo para los dos puentes estudiados, a continuación se mencionan algunos aspectos relevantes.

- a) Debido a su buen comportamiento bajo cargas de servicio y dinámicas, a su costo de fabricación, instalación y mantenimiento, los apoyos elastoméricos con centro de plomo son los mecanismos disipadores de energía que mejor se adaptan a los puentes.
- b) El uso de dispositivos mecánicos para disipar energía ofrece varias ventajas potenciales en el diseño sismorresistente de puentes. Éstas superan el concepto de fluencia o aparición de articulaciones plásticas en pilas, ya que generalmente se diseñan para que ocurra un cierto nivel de daño por lo que habrá que repararla después de un sismo severo. La disipación de energía es atractiva en cuanto a concentrar la energía de disipación en componentes especialmente diseñados para estos propósitos. Además de que el reemplazo de estos componentes es fácil de realizar.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

- c) El efecto de introducir el centro de plomo en los apoyos elastoméricos es similar al concepto de proveer un amortiguamiento equivalente extra. La disipación de energía durante la deformación plástica del plomo reduce las fuerzas transmitidas a las pilas y mantiene las deflexiones dentro de límites aceptables para cierto intervalo de periodos.
- d) La distribución de las fuerzas transmitidas a la subestructura y los desplazamientos de la superestructura, dependen de la localización de los disipadores de energía. Se observó una mayor reducción de estos efectos cuando éstos se colocan tanto en los apoyos de los estribos como en los apoyos sobre las pilas. La reducción en las fuerzas sísmicas en las pilas son acompañadas por un incremento de fuerza en los estribos.
- e) Se verificó que para las estructuras estudiadas, un nivel de resistencia igual al 5% del peso de la superestructura del puente puede ser recomendado como valor de diseño para este tipo de puentes.
- f) La respuesta de los puentes depende de las características empleadas en la modelación de los mecanismos disipadores.
- g) Los análisis realizados elásticamente no reflejan el comportamiento real de puentes bajo cargas sísmicas, por lo que sería deseable contar con herramientas de análisis que permitan una mejor comprensión de las respuestas de puentes.

8.2 Recomendaciones

Para investigaciones posteriores se propone realizar estudios con modelos de puentes, en los cuales se varíe el número y longitud de claros y la altura de las pilas. Se propone que también se tome en cuenta la componente vertical del movimiento del terreno. Se recomienda utilizar un mayor número de registros sísmicos. Se recomienda el uso del programa NEABS como herramienta de análisis.

REFERENCIAS

1. Wilson, E. y Habibullah, A., *Structural Analysis Users Manual*. Computer and Structures Inc. mayo 1997.
2. Penzien, J., Imbsen, R. A. y Liu, W. D., *Nonlinear earthquake analysis of bridge systems, user instructions*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, mayo 1981.
3. Mayes, R. L., Buckle, I. G., Kelly, T. E. y Jones, L R., *AASHTO Seismic isolation design requirements for highway bridges*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 1, enero 1992.
4. Skinner, R. I., Tyler, R. G., Heine, A. J. y Robinson, W. H., *Hysteretic dampers for the protection of structures from earthquakes*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 13, No. 1, marzo 1980.
5. Blakeley, R. W. G., *Analysis and design of bridges incorporating mechanical energy dissipating devices for earthquake resistance*.
6. Skinner, R. I., Kelly, J. M. y Heine, A. J., *Hysteretic dampers for earthquake resistant structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, 287-296, 1975.
7. Skinner, R. I., Beck, J. L. y Bycroft G. N., *A practical system for isolating structures from earthquake attack*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, 297-309, 1975.
8. Robinson, W. H. y Greenbank, L. R. P., *Properties of an extrusion energy absorber*, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 3, septiembre, 1975.
9. Robinson, W. H. y Greenbank, L. R., *An extrusion energy absorber suitable for the protection of structures during an earthquake*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 251-259, 1976.
10. Skinner, R. I., Robinson, W. H. y McVerry G. H. An introduction to seismic isolation, John Wiley & Sons Ltd., DSIR Physical Sciences, Wellington, Nueva Zelanda, 1993.
11. Robinson, W. H., *Lead rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 10, 593-604, 1982.

12. Turkington, D. H., Carr, A. J., Cooke, N. y Moss P. J., *Seismic design of bridges on lead – rubber bearings*, Journal of Structural Engineering, ASCE. Vol. 115, No. 12, diciembre, 1989.
13. Turkington, D. H., Carr, A. J., Cooke, N. y Moss, P. J., *Design method for bridges on lead – rubber bearings*. Journal of Structural Engineering, ASCE. Vol. 115, No. 12, diciembre, 1989.
14. Blakeley, R. W. G., Cormack, L. G. y Stockwell, M. J. *Mechanical energy dissipating devices*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. Vol. 13, No. 3, septiembre, 1980.
15. American Association of State Highway and Transportation Officials. *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*, Washington, D.C., EUA, 1991
16. Mayes, R. L., Jones, L. R., Kelly, T. E. y Button, M. R., *Design guidelines for base isolated buildings with energy dissipators*, Earthquake Spectra, Vol. 1, No. 1, septiembre, 1984.
17. Public Works Research Institute, *Manual for Menshin Design of Highway Bridges*, Tsukuba, Japón, 1992
18. New Zealand Ministry of Works and Development, Civil Division Publication 818/A, *Design of Lead Rubber Bridge Bearings*, Wellington, Nueva Zelanda, 1983
19. Hwang, J. S., *Evaluation of equivalent linear analysis methods of bridge isolation*, Journal of Structural Engineering, ASCE. Vol. 122, No. 8, agosto, 1996.
20. Hwang, J. S. y Sheng, L. H., *Equivalent elastic seismic analysis of base isolated bridges with lead rubber bearings*, Engineering Structures, Vol. 16, No. 3, 1994
21. Hwang, J. S. y Chiou, J. M., *An equivalent linear model of lead rubber seismic isolation bearings*, Engineering Structures. Vol. 18, No. 7, 1996.
22. Tseng, W. S. y Penzien, J., *Analytical investigations of the seismic response of long multiple span highway bridges*. Report 73-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California. Berkeley, California, junio, 1973.
23. Imbsen, R. A. y Penzien, J., *Evaluation of energy absorption characteristics of highway bridges under seismic conditions*. Report 84-17, Earthquake Engineering Research Center, University of California. Berkeley, California, septiembre, 1986.
24. Bresler, B. *Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending*, Journal of American Concrete Institute. Vol. 32, No. 5, noviembre, 1960.

25. CFE. *Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo*. Comisión Federal de Electricidad, octubre, 1993

26. Chopra, A. *Dynamics of Structures*. Prentice Hall, 1995