

**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO**

División de Estudios de Posgrado de la
Facultad de Ingeniería Civil

Maestría en Estructuras

Tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería

Iván Aguilar Ruiz.

**“Comportamiento dinámico de un
puente con aisladores de base
histeréticos”**

Asesor:

Dr. José Manuel Jara Guerrero

Diciembre 2006, Morelia, Mich.

A mis padres.

Santiago Aguilar Quiroz
Juana Ruiz de Aguilar

Por el esfuerzo, ejemplo, apoyo, cariño y comprensión
que me han brindado durante mi vida.

A mi esposa.

Yeni Tapia Martínez

Quien ha sido pieza fundamental en mi desarrollo
académico y social. Además, porque me ha enseñado
cosas que ni en la casa, ni en la escuela se aprenden y quien
estoy seguro me convertirá en un hombre feliz.

A mis hermanos.

Orquidia Aguilar Ruiz
Asdrúbal Aguilar Ruiz
Érika Aguilar Ruiz

Por haberme permitido vivir junto a ellos una infancia
que no he podido y nunca voy a olvidar.

Al Dr. José Manuel Jara Guerrero.

Con el respeto, admiración y eterna gratitud que le profeso, no sólo por su colaboración que forjo y encauso este trabajo, sino también por ser un profesionalista que dignifica y engrandece a la Ingeniería.

A mis maestros.

Por su trabajo, dedicación y empeño.

A mis compañeros:

Belem, Iscánder, Laura y a todos los que me han dado su apoyo y estímulo.

ÍNDICE

Índice

Resumen

Summary

Introducción

Objetivo

1. Estado del conocimiento.	1
1.1 Diseño y comportamiento de puentes.....	1
1.2 Surgimiento, aplicación y estudio del comportamiento de sistemas de control pasivo	14
2. Análisis del puente mediante un modelo de barras.....	35
2.1 Descripción del puente	36
2.2 Descripción del modelo de barras	39
2.3 Incorporación del sistema de aislamiento sísmico.....	45
3. Modelo de pilas.....	50
3.1 Modelado numérico de los cilindros	50
3.2 Periodos de los cilindros	54

4. Análisis detallado.	58
4.1 No linealidad de juntas.	58
4.2 Aisladores.	62
4.3 Flexibilidad del suelo.	66
 5. Discusión de resultados y propuesta de ubicación de instrumentación sísmica	 71
5.1 Movimientos sísmicos.....	71
5.2 Respuesta sísmica de las pilas	78
5.3 Separación entre calzadas y longitud de asiento	82
5.4 Respuesta del sistema de aislamiento sísmico.....	92
 6. Conclusiones.....	 94
 Referencias.	 97

RESUMEN

Resumen

Los puentes se encuentran entre las construcciones más bellas, grandes, importantes, complejas y costosas, por ello es importante estudiar su comportamiento ante la acción de eventos sísmicos y conocer la forma de prevenir que sufran daños significativos.

El puente Infiernillo II ubicado en el estado de Michoacán es uno de los puentes que forman parte de la autopista Morelia-Lázaro Cárdenas y en particular es el primer puente que cuenta con un sistema de protección sísmica en México.

En este trabajo se busca proponer la ubicación más adecuada de un sistema de instrumentación en el puente, para lograrlo se hizo un modelo matemático del puente en tres etapas. En la primera etapa se hizo un modelo de barras que sirve como punto de partida y que tiene la intención de servir como referencia de resultados posteriores.

En la segunda etapa se modelaron, en forma separada, los cilindros del puente con la intención de comparar sus resultados con los resultados de pruebas experimentales de vibración ambiental y forzada, realizadas investigadores de la UNAM.

En la tercera etapa se incorporan al modelo elementos que ayudan a tomar en cuenta la no linealidad de las juntas sísmicas, la

participación del sistema de protección sísmica y la flexibilidad del suelo de cimentación.

Con un modelo detallado se busca obtener de la respuesta modal y sísmica necesaria para proponer la ubicación de los aparatos de instrumentación.

SUMMARY

Summary

Bridges are between the most beautiful, important, complex, expensive and larger constructions, therefore it is important to study their behavior and to know how to prevent a significant damage when they are under seismic action.

The “Infiernillo II” bridge, placed in the state of Michoacan, is one of the bridges that formed the Morelia-Lazaro Cardenas highway and particularly is the unique seismically protected bridge in Mexico.

The most adequate place for an instrumentation system, for the bridge, is proposed based on a three staged mathematical model. In the first stage, in order to have a reference point of view for future results, a bars model was performed.

In the second stage the cylinders were modeled in order to compare their results with the results, about ambient and forced vibrational tastes, obtained by UNAM’s investigators.

In the third stage members that have into account the no linearity of the expansion joints, the seismic protection system performance and the soil foundation flexibility were incorporated to the model.

With the detailed model the necessary information to propose the best instrumentation devices’ place is searched.

INTRODUCCIÓN

Introducción.

La presencia de un evento sísmico trae consigo lecciones que enriquecen el conocimiento. Entre las contribuciones más importantes se encuentran, por ejemplo, observar el comportamiento que presentan las estructuras construidas o reforzadas recientemente y ayudar a confirmar el buen comportamiento de las estructuras que cuentan con sistemas de protección sísmica. Sin embargo, el uso de sistemas de protección sísmica requiere de más estudio e investigación, ya que existen varios aspectos de los que no se tiene conocimiento pleno, como son: la incertidumbre en la respuesta de los dispositivos cerca del campo de acción de una falla activa; la falta de certitud acerca del estado límite último en eventos grandes y repentinos; y el comportamiento tan diferente que presentan estos sistemas, cuando las estructuras se ven sometidas a terremotos grandes o pequeños.

La manera de trabajar de un puente es función del tipo de puente que se construya, es decir, sabemos que los puentes unen dos porciones de tierra separadas por una depresión geográfica y que depende del tamaño y forma de ésta, la propuesta del tipo de puente que se haga. Los puentes pueden ser atirantados, en arco, móviles, colgantes, simplemente apoyados, etcétera y cada uno de ellos está formado por diferentes elementos estructurales.

Los puentes simplemente apoyados tienen una superestructura y una subestructura. La superestructura se define como todo lo que está por arriba de los apoyos y en ella se encuentran las trabes, las losas, la superficie de rodamiento, los caballetes, armaduras (como es el caso del puente infiernillo II), los diafragmas, etcétera. La subestructura está definida desde los apoyos hacia abajo, por lo que, forman parte de ésta los estribos, los apoyos, las pilas, cimentación, pedestales, etcétera.

La subestructura ha sido la parte del puente más dañada por los temblores y son las pilas los elementos más vulnerables de la subestructura. La disipación de energía, en forma de aisladores, tiene la función de reducir los elementos mecánicos que se transmiten a las pilas, lamentablemente la inclusión de estos dispositivos no es suficiente para garantizar la estabilidad y seguridad de los puentes. Para analizar la respuesta de las pilas se deben tener en cuenta los efectos de segundo orden, no linealidad de los materiales y demás efectos que generalmente no se toman en cuenta en los análisis convencionales, estos efectos complican el análisis, pero ayudan a determinar de forma más precisa el comportamiento de las pilas y por consiguiente del puente en conjunto.

OBJETIVO

Objetivo

La propuesta del trabajo es realizar un modelo numérico del Puente Infiernillo II, en el cual se tomen en cuenta las propiedades y características de las pilas, los aisladores, la no linealidad de las juntas, la participación de las armaduras y la flexibilidad del suelo en la base de las pilas y de los estribos.

Algunas de las limitaciones que tiene el modelo son: 1) se supondrá que la losa y los elementos de la armadura se comportan elásticamente; 2) la flexibilidad del suelo se modelará con base en resortes cuyas propiedades se determinarán de forma aproximada a partir de la información de los estudios de mecánica de suelos disponibles; 3) los estribos y pilas se supondrán con comportamiento elástico y 4) la losa de la calzada se modelará como un diafragma rígido.

Para calibrar el modelo se cuenta con la información de los resultados de pruebas experimentales en los aisladores y también con pruebas de vibración ambiental y forzada realizados por los investigadores de la UNAM. Una vez hecho el modelo se estudiará su comportamiento dinámico, de tal manera que proporcione la información necesaria para determinar el lugar más apropiado de colocación de instrumentos de medición de temblores fuertes.

El modelo también aportará las bases para estudios posteriores que busquen estimar la respuesta sísmica para determinar la vulnerabilidad

del puente ante eventos futuros, y mayor información acerca del comportamiento de puentes con aisladores de base histeréticos.

Por su parte la instrumentación ayudará a recopilar información de la respuesta real del puente, lo cual es de gran importancia para saber cual es el estado en que se encuentra el puente y con ello prevenir el mantenimiento o refuerzo necesarios para garantizar la funcionalidad de esta gran obra de ingeniería, además de que prolongará la vida útil del mismo. Un beneficio más de la instrumentación es la retroalimentación, ya que con la información que se obtenga de ella estaremos en condiciones de mejorar el modelo matemático propuesto.

Para describir la forma en la que se desarrollará el trabajo, se resumen los capítulos brevemente. En el primer capítulo se hará referencia a los trabajos que se han realizado con sistemas parecidos, se mencionarán las ventajas de colocar aisladores de base y su forma de funcionamiento, y se describirán trabajos en los que se hayan hecho modelos de puentes reales.

En el segundo capítulo se hará el análisis del puente mediante un modelo de barras, el cual nos ayudará a definir sus propiedades dinámicas y su comportamiento ante acciones sísmicas, para emplearlo como punto de comparación de los resultados que se obtendrán con los modelos más detallados.

En el tercer capítulo se realizarán análisis individuales de los cilindros que forman las pilas para estimar su respuesta. En el análisis se tomarán en cuenta los efectos de la masa de agua adherida. Los resultados del análisis se compararan con los resultados de pruebas dinámicas realizadas en las pilas anteriormente.

En el cuarto capítulo se elaborará un modelo del puente tomando en cuenta los aspectos pueden tener relevancia durante la ocurrencia de un sismo intenso, tales como: el comportamiento histerético de los apoyos, la no-linealidad de contacto en las juntas de dilatación y la flexibilidad del suelo de cimentación en la base de los estribos y las pilas.

En el quinto capítulo una vez obtenidos los resultados numéricos y ubicados los puntos más vulnerables del puente se hará la propuesta de ubicación de instrumentación sísmica.

En el último capítulo se presentan las principales conclusiones derivadas del trabajo. Se proponen proyectos de investigación que permitan complementar los resultados obtenidos en la tesis.

CAPÍTULO 1

1. Estado del conocimiento.

En este capítulo se hará una descripción acerca de los criterios de diseño en los puentes. Se hablará también en forma general acerca de puentes con aislamiento sísmico. Se mencionarán las ventajas de colocar aisladores de base y su forma de funcionamiento, y se describirán trabajos en los que se hayan hecho modelos de puentes reales.

1.1 Diseño y comportamiento de puentes.

Filosofía de diseño.

En el estudio realizado por Calvi (2004) se comenta la filosofía de diseño comúnmente empleada para dimensionar puentes, destacando lo siguiente:

Diseño por fuerzas (diseño elástico).

Los puentes han sido diseñados en los últimos 40 años con el uso de espectros de respuesta de pseudoaceleración. Se ha diseñado tradicionalmente para fuerzas (peso propio, tráfico vehicular, cargas accidentales y fuerzas de flujo de los ríos) en lugar de deformaciones (efectos de temperatura, efecto de las cargas accidentales, flujo plástico y contracción, etcétera). Muchas estructuras fueron diseñadas elásticamente bajo una fuerza lateral uniforme, la cual era una fracción constante del peso gravitacional. Como consecuencia de este tipo de

diseño se subestiman en muchos casos las deformaciones, se utilizan combinaciones de carga inadecuadas que resultan en puntos de contraflexión mal estimados, degradación prematura del refuerzo y se omiten detalles para favorecer las deformaciones inelásticas grandes sin una degradación de resistencia importante.

Entre las principales desventajas del diseño por fuerzas, se encuentran las siguientes:

- Suposiciones incorrectas en las relaciones entre desplazamientos elásticos e inelásticos.
- Dependencia entre resistencia y rigidez.
- Representación inadecuada de las características histeréticas de sistemas estructurales.
- Factores de comportamiento inadecuadamente definidos y evaluación inapropiada de la capacidad de ductilidad que varía ampliamente con el tipo de estructura.
- Mala representación: 1) de la influencia que tiene la flexibilidad de la cimentación en la respuesta; 2) del comportamiento estructural de sistemas con acción inelástica en diferentes miembros al nivel de respuesta estructural (pilas, muros con diferente altura); y 3) de estructuras con trayectorias de carga dobles.

Diseño por ductilidad.

La experiencia ha mostrado que en muchas ocasiones las estructuras resisten niveles de aceleraciones que aparentemente exceden las correspondientes a la resistencia última, por tanto se adoptó el concepto de “ductilidad”. Una estructura es capaz de deformarse inelásticamente sin una pérdida de resistencia importante, razón por la cual puede sobrevivir a un temblor que habría requerido más resistencia que la indispensable para responder elásticamente.

En estos diseños los espectros de aceleración elástica son reducidos en función de una supuesta capacidad de ductilidad de los puentes, con la intención de asegurar que el mecanismo poselástico supuesto se desarrolle, evitando modos de daño frágiles.

Diseño por desplazamiento.

El uso de un espectro de pseudoaceleración elástica no predice adecuadamente la respuesta sísmica de una estructura, por las siguientes razones:

- El diseño ignora la duración de los efectos y la respuesta se condensa en imágenes del comportamiento transitorio en respuesta modal máxima.
- Las combinaciones modales son de dudosa procedencia para respuestas inelásticas.
- Se acepta que el daño está relacionado a las deformaciones del material, y éstas se relacionan con los desplazamientos máximos, pero no con las aceleraciones.
- El método de la aceleración elástica hace mucho énfasis en las características de rigidez elástica de la estructura y sus elementos. Todas las características elásticas de las estructuras de concreto reforzado y mampostería cambian frecuentemente en cuanto la estructura tiene agrietamiento o excede la fluencia.

La diferencia principal entre los métodos de diseño por fuerzas y por desplazamientos es: en el primero, que el comportamiento del sistema de un grado de libertad se determina con base en la fuerza máxima, y en el segundo con base en el desplazamiento máximo. El diseño por desempeño se basa en que la estructura alcance un estado límite para cierta intensidad sísmica. El procedimiento consiste en determinar la resistencia para alcanzar los objetivos de diseño en términos de los desplazamientos definidos.

En el diseño por desplazamiento directo (DDD) (Dwairi y Kowalsky, 2004) una estructura es diseñada de tal forma que un desplazamiento límite predefinido sea alcanzado cuando la estructura esté sujeta a un sismo que sea consistente con el sismo supuesto para el diseño.

Un sistema no lineal con rigidez inicial K_0 y rigidez de post-fluencia rK_0 , puede describirse como un sistema lineal con rigidez efectiva k_{eff} y un amortiguamiento viscoso ξ_{ff} , basándose en la energía histerética disipada.

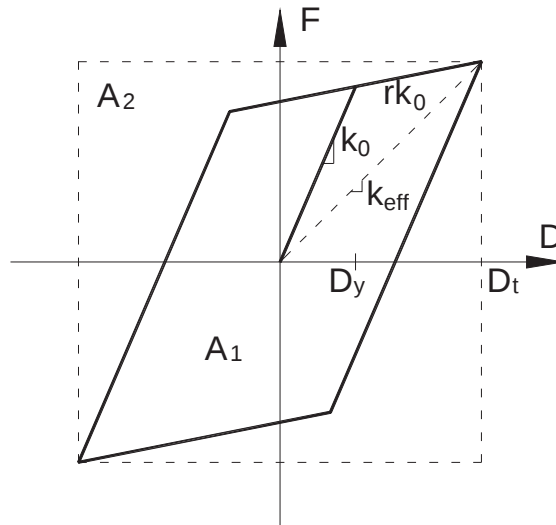


Figura 1-1. Sistema con comportamiento no lineal.

$$k_{eff} = \frac{r\mu - r + 1}{\mu} k_0 \quad 1.1$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{A_1}{A_2} \quad 1.2$$

μ = ductilidad de desplazamiento

A_1 = área del rombo

A_2 = área del rectángulo

D_t = desplazamiento objetivo

Lo primero que se debe de determinar en el DDD es el perfil de desplazamiento, que se basa en el nivel de daño deseado y en la intensidad sísmica que genera tal daño. La rigidez de la superestructura no es el único factor que controla el patrón de desplazamientos, la rigidez de la subestructura y las características del sismo son factores importantes.

1. Estado del conocimiento

La filosofía de este método es diseñar una estructura para estados límites preestablecidos (desplazamientos o distorsiones) bajo intensidades sísmicas prescritas, utilizando el espectro de respuesta elástico para una amortiguamiento efectivo y el método de la estructura substituta (Shibata y Sozen, 1979). Los pasos para varios claros:

1. Seleccionar un perfil de desplazamiento objetivo
2. Definir la estructura de 1GL equivalente:

$$D_{sis} = \frac{\sum m_i D_i^2}{\sum m_i D_i} \quad 1.3$$

$$M_{sis} = \sum \left(\frac{D_i}{D_{sis}} m_i \right) \quad 1.4$$

m_i = masa concentrada por flexión

D_i = desplazamiento objetivo por flexión

3. Calcular el nivel del amortiguamiento viscoso equivalente con la ecuación 1.5 y con la gráfica de la figura 1-2 para amortiguamiento histerético equivalente.

$$\mu = \frac{D_t}{D_y} \quad 1.5$$

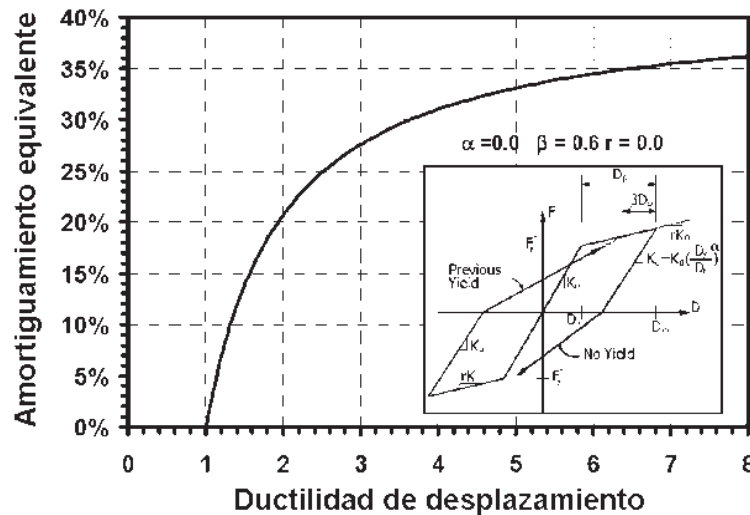


Figura 1-2. Gráfica de Takeda (tomada de Shibata y Sozen, 1979).

En la ecuación de la ductilidad de desplazamiento (μ), el desplazamiento objetivo (D_t) se basa en el nivel de daño deseado. El amortiguamiento se puede promediar:

$$\zeta_{sis} = \sum_i \left(\frac{Q_i}{\sum Q_i} \zeta_i \right) \quad 1.6$$

Q_i = factor de peso que se puede estimar a partir de la energía de deformación por flexión.

4. Calcular el periodo efectivo de la estructura equivalente:
Con el desplazamiento objetivo y el amortiguamiento efectivo. Una vez que se tenga el periodo calcular:

$$k_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{sis}}{T_{eff}^2} \quad 1.7$$

$$V_B = k_{eff} D_{sis} \quad 1.8$$

5. Análisis estructural:

Proponer rigidez de columnas, hasta que se logre que la estructura tenga la configuración deformada deseada, si no se logra la convergencia con varias rigideces de columnas, proponer otra configuración deformada. El cortante basal para cada masa es:

$$F_i = \frac{V_B (m_i D_i)}{\sum_{i=1}^n m_i D_i} \quad 1.9$$

F_i = fuerzas de inercia por flexión

V_B = cortante basal de diseño

i = número de grado de libertad

6. Diseño de la estructura de varios grados de libertad (VGL):

Una vez que se logre la convergencia, se diseñan las secciones de los miembros.

El parámetro de medición usado, para definir el patrón de desplazamiento, fue la rigidez relativa (RR), la cual se define con:

$$R_s = \frac{8}{n} \sum \frac{I_s L_c^3}{I_c L_s^3} \quad 1.10$$

donde:

n = número de columnas

I_s e I_c son los momentos de inercia de la superestructura y las pilas, respectivamente.

L_s e L_c son las longitudes de la superestructura y la columna, respectivamente.

Los subíndices s y c se refieren a superestructura y subestructura.

Algunos de los resultados que se obtienen de aplicar este método son:

Puentes regulares y simétricos.

En el caso de puentes sin estribos que restrinjan el movimiento longitudinal, con rigidez relativa entre la superestructura y la subestructura ($R_s > 2$), se tiene un patrón de desplazamiento rígido traslacional, y con estribos se requiere de $R_s > 13$ para tener el mismo patrón. Según Dwairi y Kowalsky (2004) la rigidez del estribo y los desplazamientos de fluencia no tienen influencia en el patrón de desplazamiento. La mayoría de los puentes con estribos muestran un patrón de desplazamientos a flexión.

Puentes irregulares y asimétricos.

Todos los puentes en esta categoría tienen rotación en el patrón de desplazamiento. Al igual que en el caso anterior, sin estribos, el patrón de desplazamiento muestra rotación y traslación. Para el caso de restricción por estribos la mayoría de los puentes muestra un patrón de desplazamiento a rotación y flexión.

Entrada y respuesta sísmica.

Los aspectos relacionados con los espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y de desplazamientos se analizan en (Calvi, 2004) y se dice que:

Espectros de aceleración y desplazamiento.

- Espectro de pseudoaceleraciones.

El diseño basado en fuerzas se fundamenta en obtener éstas de un espectro de diseño de pseudoaceleraciones.

Para puentes y en general para estructuras con periodos largos el obtener las fuerzas con un espectro de pseudoaceleraciones no es lo más apropiado, ya que las cargas por pulsos fuertes, típicos en lugares cercanos a la falla, tienen demandas de desplazamiento mayores, y este tipo de excitaciones cambian la forma del espectro.

- Espectro de desplazamientos.

Los espectros de desplazamientos con un 5% de amortiguamiento pueden ser generados a partir de un espectro de pseudoaceleración con:

$$\Delta_{T,5} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot a_{T,5}g \quad 1.11$$

donde:

$\Delta_{T,5}$ y $a_{T,5}$ son los coeficientes de desplazamiento y aceleración para un periodo T y un amortiguamiento de 5%.

Algunos espectros de desplazamiento elástico, para terremotos con deslizamiento horizontal, tienen un crecimiento en el desplazamiento con el periodo, seguido de una meseta y con un decremento del desplazamiento para periodos muy altos que podrían ser casos de puentes atirantados o colgantes.

Componente vertical y variación de la fuerza axial.

Las ondas verticales suelen ser muy importantes cerca de los epicentros y se atenúan más rápidamente que las ondas horizontales. La respuesta vertical más grande ocurre entre 1 y 2s antes que la respuesta transversal (Calvi, 2004). Un incremento en la demanda de cortante puede deberse a efectos de segundo orden originados por la presencia de fuerzas dinámicas verticales altas.

Los efectos de la variación de la fuerza axial se pueden amplificar con la presencia de sistemas de aislamiento como péndulos de fricción, ya que estos sistemas dependen del nivel de carga axial actuante. La carga axial cambia el nivel de fluencia y la rigidez de posfluencia de este sistema en la fase no-lineal del comportamiento histerético, lo que a la larga genera cambios en la demanda de fuerza cortante y efectos de torsión en las pilas.

La inclusión de los efectos de la fuerza axial puede no ser importante en lo que respecta a la variación de la demanda de desplazamiento, pero puede inducir un aumento en las demandas por corte, flexión y momentos torsionantes en las pilas. Los parámetros que influyen en la amplificación o reducción de los efectos son:

- Relación de masas calzada-pila: el cortante en la pila es más pequeño si la masa de ésta es más grande.
- Relación de aspecto de la calzada: para la misma fuerza horizontal, la fuerza axial inducida por la aceleración horizontal es mayor en una calzada con sección grande y dispositivos muy cercanos uno del otro.
- Radio de curvatura horizontal: un puente en curva tiene mayores efectos debido a la interacción entre componentes verticales y horizontales.
- Intensidad del movimiento: se presentan mayores efectos para grandes aceleraciones máximas.
- Componente vertical del movimiento: se debe verificar ya que en ocasiones puede presentar efectos importantes.

Efectos de la cercanía con la falla.

Los temblores cercanos a la falla están dominados por un pulso horizontal, de periodo largo, perpendicular al movimiento de la falla.

Desde el punto de vista del diseño por desplazamientos, la presencia de un pulso dominante resulta en disminución de la capacidad de disipación de energía en la estructura, lo que significa una mayor demanda de desplazamiento.

Ondas asincrónicas.

La variabilidad espacial es resultado de: la combinación de pérdida de coherencia, debido a la propagación de las ondas; la caída

en el tiempo de arribo de los trenes de ondas y al filtrado local debido a las condiciones de sitio. Para cualquier tipo de puente, la demanda de ductilidad en la base de las pilas se incrementa con la incorporación de los efectos de variación espacial.

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

En el análisis de la vulnerabilidad se deben tomar en cuenta aspectos estructurales, riesgo sísmico, impactos sociales y económicos, condiciones del suelo, propiedades estructurales (materiales, geometría, etcétera). Los investigadores Roy et al. (2004) siguieron una metodología para caracterizar la vulnerabilidad sísmica de puentes, usando un estudio de la ductilidad de las pilas de éstos:

Procedimiento propuesto

En el estudio que realizaron los autores, cada estructura fue analizada utilizando los siguientes métodos:

- Evaluación de la ductilidad seccional. Mediante el uso de un análisis Pushover.
- Usando análisis no-lineales simplificados, evaluación de la demanda de ductilidad.

Ductilidad seccional.

Con el modelo de las pilas se sigue el siguiente algoritmo:

- a) asumir una deformación ϵ_{cc}
- b) asumir la posición del eje neutro c
- c) calcular el esfuerzo en el concreto y en el acero
- d) iterar con c hasta que las fuerzas estén en equilibrio
- e) calcular el momento M , la fuerza axial N y la diagramas M , N y f -curvatura

Para tomar en cuenta el corazón confinado del concreto, se sugiere usar el modelo propuesto por Légeron y Paultre (2003), el cual depende de:

$$f_{cc} = f'_{cc} \left[\frac{k(\epsilon_{cc}/\epsilon'_{cc})}{k-1+(\epsilon_{cc}/\epsilon'_{cc})^k} \right]; \quad \epsilon_{cc} \leq \epsilon'_{cc} \quad 1.12$$

$$k = \frac{E_{CT}}{[E_{CT}(f'_{cc}/\varepsilon'_{cc})]} \quad 1.13$$

$$f_c = f'_{cc} e^{[k_1(\varepsilon_{cc} - \varepsilon'_{cc})^{k_2}]}; \text{ para } \varepsilon_{cc} \geq \varepsilon'_{cc} \quad 1.14$$

$$k_1 = \frac{\ln(0.5)}{(\varepsilon_{cc50} - \varepsilon'_{cc})^{k_2}} \quad 1.15$$

$$k_2 = 1 + 25(I_{e50})^2 \quad 1.16$$

(I_{e50}) = índice de confinamiento efectivo

$$\varepsilon_{cc50} \rightarrow 0.5 f'_{cc} \quad 1.17$$

La relación esfuerzo-deformación es la de Park y Paulay (1975). La ductilidad seccional se obtiene con:

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad 1.18$$

Ductilidad estructural simplificada.

Para calcular la ductilidad estructural se propone un análisis estático inelástico adaptable. El desplazamiento último de las pilas es función de la rotación plástica última. Las vigas o trabes se consideran rígidas axialmente. El momento plástico (M_y), la capacidad axial última (compresión y tensión) y φ_u y φ_y se obtienen del análisis de ductilidad seccional.

Índice de ductilidad propuesto.

$$R_\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_d} \quad 1.19$$

El desplazamiento último Δ_u se obtiene de un análisis Push Over y la demanda de ductilidad Δ_d se obtiene de un análisis dinámico.

Un valor muy pequeño del índice indica una relación capacidad/demanda muy pequeña.

Una de las limitaciones más importantes, que tiene este índice, es que en columnas cortas podría no alcanzarse la ductilidad, debido a la presencia de fuerzas cortantes. Es por esto que el índice propuesto no aplica para relaciones de esbeltez pequeñas. Sin embargo, ayuda a identificar la estructura más vulnerable para propósitos de reconstrucción.

Desempeño sísmico de puentes.

En el proceso de daño por flexión (Hamamoto et al. 2004) se puede comprobar que la diferencia en altura de las pilas afecta al factor de ductilidad de respuesta máxima, después de que todas las zonas con articulación plástica alcanzan su estado límite de fluencia.

El puente estudiado por Hamamoto et al. (2004) tiene una longitud de 299 m, formado con claros de: 54, 55, 94, 94 y 54, 55 m. Las pilas tienen las siguientes alturas: P1= 25 m; P2= 40 m; P3= 30 m.

Como superestructura se usó un elemento viga no-lineal. Para las pilas un elemento viga no-lineal con una menor rigidez elástica. Las articulaciones plásticas fueron fijadas en los extremos verticales de las pilas. La constante del resorte rotacional no-lineal fue colocada en el centro de la zona de articulación plástica. Se consideró un resorte lineal en el extremo inferior de la cimentación de la pila. Los extremos interiores de las pilas fueron considerados como empotrados.

Algunos de los resultados obtenidos fueron:

1. Crecimiento de daño por flexión en los resultados de análisis estático.

Existen diferencias en la magnitud del daño debido a la dirección que tiene la carga, la altura de las pilas también tiene influencia en el crecimiento de daño. Se concluye que la dirección de la vibración hace cambiar en el orden del crecimiento de daño.

2. Resultados de un análisis de eigenvalores.

Un puente continuo a base de marcos rígidos no puede despreciar la influencia del modo de oscilación en dirección longitudinal.

3. Crecimiento de daño por flexión en los resultados de un análisis dinámico.

Cuando la articulación plástica se acerca al estado límite último, el crecimiento de daño por flexión con este modelo, no está del todo en acuerdo. Se esperaba que únicamente la diferencia de altura de las

pilas influyera en el factor de ductilidad de respuesta máxima, y se concluyó que también influye la frecuencia característica del movimiento.

4. Índice de daño.

El índice de daño de Park (1975) es el estándar, expresado como la suma de las deformaciones máximas y el incremento en la demanda de energía en un elemento de concreto reforzado cargado cíclicamente.

$$D = \frac{\delta_{\mu}}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad 1.20$$

$$\beta = \left(-0.447 + 0.073 \frac{l}{d} + 0.24n_0 + 0.134P_t \right) \cdot 0.7P_w \quad 1.21$$

donde:

δ_{μ} = deformación máxima de un miembro.

δ_u = deformación última bajo carga estática.

Q_y = resistencia horizontal de fluencia de una pila de concreto reforzado.

dE = energía histerética diferencial (absorbida incrementalmente).

l/d = relación de claro efectivo.

n_0 = esfuerzo axial normalizado.

P_z = porcentaje de acero de tensión.

P_w = porcentaje de confinamiento.

5. Característica de absorción de energía.

En las zonas de articulación plástica la tendencia del índice de daño varía en forma diferente a la forma en que lo hace el factor de ductilidad de respuesta máxima, por tanto no existe necesariamente alguna correlación natural entre estos dos parámetros. Tampoco parece estar relacionado el índice de daño de Park con el crecimiento de daño por flexión hecho con un Push over.

1.2 Surgimiento, aplicación y estudio del comportamiento de sistemas de control pasivo.

Entre los sistemas de control pasivo se encuentran: amortiguadores, sistemas de aislamiento de base y disipadores de energía. Los desarrollos que se han dado en teoría, hardware, diseño, especificaciones e instalación de estos sistemas han permitido aplicaciones muy importantes en edificios, puentes y plantas industriales. Estas aplicaciones se encuentran en casi todos los países con actividad sísmica del mundo, principalmente en Italia, Japón, Nueva Zelanda, Rusia y los Estados Unidos (Sarrazin et al. 2005). No obstante, en nuestro país, hasta la fecha, solo existe un puente con sistema de control sísmico.

El aislamiento sísmico es una estrategia de diseño que se basa en la condición de que es posible y viable desacoplar una estructura del suelo. La intención principal es la de proteger a la estructura de los dañinos efectos del movimiento de la tierra (temblores), además de minimizar los daños en las estructuras cuando se presentan sismos pequeños. Para lograr estos resultados, la rigidez del sistema estructural es reducida con la incorporación de elementos flexibles (aisladores), éstos se colocan en la parte superior de las pilas de los puentes. Se puede dar un amortiguamiento adicional para limitar los desplazamientos del aislador a valores aceptables.

El aislamiento es una técnica que intenta reducir las fuerzas sísmicas a valores cercanos a la capacidad elástica de los miembros estructurales, eliminando o reduciendo así las deformaciones inelásticas. Uno de los objetivos del aislamiento es reducir la frecuencia fundamental de vibrar a un valor más pequeño que el del contenido de frecuencias predominantes del temblor (Jangid, 2004). Otro propósito es aportar medios de disipación de energía y reducir las aceleraciones de la calzada, desacoplándola de la subestructura. Con lo anterior se logra disminuir las fuerzas transmitidas a las pilas (Tongaonkar y Jangid, 2003).

Disipación de energía.

Algunos autores han propuesto ciertas clasificaciones, los aisladores que se han usado más ampliamente (Savage et al. 1999) son:

Apoyo plomo-neopreno.

Estos apoyos tienen un corazón de plomo que aporta rigidez elástica bajo cargas de servicio. Más allá del punto de fluencia el centro

de plomo aporta disipación de energía durante los ciclos de un evento sísmico.

Apoyo péndulo de fricción.

Este sistema de apoyo está hecho de una superficie curva en la que las cargas actuantes son resistidas por las fuerzas de fricción generadas en la superficie de desplazamiento. Bajo cargas sísmicas, las cargas laterales exceden la capacidad por fricción y entonces, debido a las fuerzas laterales, la superestructura se ve forzada a subir a través de la superficie curva. El movimiento vertical convierte la energía sísmica cinética en energía potencial, mientras que la fricción disipa energía calorífica. Las fuerzas gravitacionales son las encargadas de regresar la estructura a su posición de reposo, a la vez que dejan al sistema sin energía potencial. La disipación de energía y el amortiguamiento se deben principalmente a la fricción.

Apoyo combinación deslizador-resorte.

Son muy similares a los péndulos de fricción, su principal diferencia estriba en que las fuerzas laterales se almacenan en los resortes cuando son comprimidos, y al descomprimirse regresan a la superestructura a su posición original. La disipación de energía se da con la fricción.

Aplicaciones del aislamiento sísmico.

Como ejemplos de aplicación en América Latina se tienen dos puentes instrumentados y aislados sísmicamente en Chile (Sarrazin et al. 2005):

Puente Amalonas.

Consiste de vigas cajón de acero de 268 m de largo con estructuras en voladizo en ambos lados. La pila más alta está articulada con la superestructura mediante un apoyo típico para prevenir desplazamientos relativos en ambos sentidos, las otras dos pilas están conectadas a la superestructura mediante apoyos deslizables, los cuales se diseñaron con un coeficiente de fricción de 0.025, pero puede variar de 0.01 a 0.03. El puente tiene tres pilas de concreto reforzado de 26.3, 53.10 y 99.6 m de alto. En los estribos existen dos amortiguadores viscosos no-lineales. Las pilas son octagonales, huecas y están apoyadas individualmente en cimentaciones rectangulares.

Los estribos están anclados sobre el suelo rocoso, aunque transversalmente todo el sistema es flexible con un periodo de 1.46 seg.

En los estribos existen amortiguadores viscosos que limitan el movimiento longitudinal.

Los amortiguadores viscosos tienen una capacidad de desplazamiento de ± 200 mm y tienen la siguiente relación fuerza-desplazamiento:

$$F = 3000V^{0.15} \pm 15\% \quad 1.22$$

F = es la fuerza en kN

V = es la velocidad en m/s

Las pruebas de vibración ambiental ayudaron a determinar las propiedades dinámicas actuales del puente, así como para validar los análisis usados en el diseño, además de contribuir para definir la mejor colocación de los acelerómetros. Las excitaciones usadas fueron tráfico, microsismos y viento. Las frecuencias y modos de vibrar se obtuvieron de espectros de potencia y de funciones de transferencia y coherencia.

De los resultados, que los autores obtuvieron usando dos métodos diferentes, se observa que existe una diferencia menor que el 3%. Sin embargo, en el amortiguamiento la diferencia es más considerable, además se distingue que con el incremento de frecuencia el amortiguamiento decrece en forma no uniforme.

Desde que se instrumentó el puente, se han registrado 5 sismos moderados, los cuales ayudaron a identificar que las aceleraciones en dirección longitudinal son mayores en los estribos en comparación con el campo libre. Además se observó que las aceleraciones longitudinales en la calzada resultaron menores que en los estribos y que en los extremos superiores de las pilas. Las aceleraciones transversales en la calzada son menores que en campo libre, pero iguales que en las pilas. Las aceleraciones verticales crecen considerablemente en contraste con la disminución que se da en el sentido longitudinal.

Las frecuencias fundamentales presentaron variaciones en cada uno de los eventos sísmicos registrados, teniendo los siguientes valores: de 0.63-0.66 Hz en dirección transversal y de 0.9-1.3 Hz en dirección longitudinal. Los resultados mostraron un incremento en el amortiguamiento del 1.6 al 4.1%, esto se debe principalmente a que con las excitaciones más grandes generadas con los sismos los apoyos de fricción se activaron, disipando así cierta energía.

De los registros de aceleraciones longitudinales y de espectros de Fourier se distinguió que el movimiento tiene un contenido de frecuencias similar en campo libre y sobre los estribos. Como conclusión se tiene que la eficiencia del sistema de protección se da con la disminución de las aceleraciones longitudinales, mismo efecto que se observa analizando las funciones de transferencia y coherencia.

Los desplazamientos se obtuvieron mediante la doble integración de los registros obtenidos con la instrumentación, los cuales se filtraron dividiéndolos en tres segmentos. De comparar los desplazamientos longitudinales de la calzada en dos puntos diferentes se observa que ésta tiene un comportamiento como cuerpo rígido. El desplazamiento relativo longitudinal más grande que se dio en los deslizadores fue de 0.41 cm.

Para vibración ambiental basta con un modelo lineal, ya que las amplitudes pequeñas no hacen funcionar a los dispositivos de aislamiento sísmico, dado que las fuerzas laterales producidas son menores que el 1 ó 2% de la fuerza necesaria para producir desplazamientos relativos. Las primeras cuatro frecuencias que obtuvieron los autores con un modelo de elemento finito lineal hecho con el programa SAP2000NL fueron 0.69, 1.36, 1.73 y 1.86 Hz, las cuales son bastante parecidas con las que obtuvieron en las mediciones. Los apoyos de fricción se representaron mediante barras articuladas y no se incluyeron los amortiguadores.

Para vibraciones más grandes es necesario realizar otro tipo de análisis, pues el sistema es altamente no-lineal. Se modificó el modelo de elemento finito lineal, agregando elementos NLLINK como apoyos de fricción. La excitación sísmica, de la misma magnitud que en campo libre, fue igual en todas las pilas y estribos, lo que supone un suelo de cimentación rocoso. El coeficiente de fricción, el amortiguamiento modal y el módulo de elasticidad del concreto fueron usados como parámetros de calibración. Los amortiguadores aportaron amortiguamiento modal en la dirección longitudinal. Los desplazamientos, aceleraciones y espectros de Fourier coincidieron con los que se habían obtenido de las mediciones.

Puente Marga Marga.

La superestructura consiste de una losa de concreto reforzado de 0.27 m de espesor, apoyada en cuatro vigas de acero continuas, las cuales se apoyan en 36 apoyos de neopreno de gran amortiguamiento (HDRB) que descansan sobre los dos estribos y las siete pilas cabeza-de-martillo huecas de 2x10 m y 0.25 m de espesor. Los claros son de 50 m, la

longitud total del puente de 383 m y la altura de las pilas varía de 22 a 32 m. Las pilas centrales C2 a C6 están soportadas por grupos de 10 pilotes de concreto de 1 m de diámetro y con longitudes que varían de los 14 a los 31 m, apoyados en un suelo con material granular y sin finos. Los estribos y las pilas extremas C1 y C7 están apoyadas en cimentaciones rectangulares de concreto reforzado.

Los HDRB tuvieron un módulo de cortante de 0.75 ± 0.05 MPa y un amortiguamiento de 8-10%, para una deformación por cortante de 50%. En los estribos, la calzada se puede mover sólo en dirección longitudinal pues existen topes metálicos en dirección transversal.

La vibración ambiental la hicieron con un sistema que consta de veintidós acelerómetros.

Se han registrado alrededor de 50 sismos con esta red, el más grande de ellos se registró el 24 de Julio de 2001, las aceleraciones pico en campo libre oscilaron entre los 0.018-0.204 g y en la superestructura de 0.05-0.228 g. Se presentaron reducciones importantes en los movimientos de la calzada en dirección longitudinal y transversal, comparados con los movimientos en campo libre, sin embargo en dirección vertical se presentaron ligeras amplificaciones.

De los registros de aceleraciones longitudinales observaron que existe una disminución en las amplitudes desde el campo libre a la base de las columnas, después se dio un ligero incremento en las amplitudes de la base de la columna a la parte superior, y de aquí se dio otra pequeña reducción hacia la calzada.

Las frecuencias cambian con el tiempo, ilustrando los efectos no-lineales debidos a la acción de los aisladores. La frecuencia fundamental de entre $f = 0.65 - 0.71$ Hz no había sido detectada con la vibración ambiental, ni con pequeños sismos efecto que indica que en los estribos sucede algo que no se está tomando en cuenta.

La deformación por cortante máxima en los apoyos de neopreno se presentó en dirección transversal con un valor de 0.8 cm. En los estribos la deformación por cortante máxima se dio en dirección longitudinal y fue de 0.56 cm.

El modelo lo hicieron en el SAP2000, usaron elementos finitos SHELL en la superestructura y elementos BEAM en las vigas de acero. Las características dinámicas de rigidez y amortiguamiento de la cimentación de las pilas se obtuvieron, tomando en cuenta los efectos

de grupo. Para representar los apoyos de neopreno usaron elementos NLLINK. Para lograr que coincidieran las frecuencias obtenidas con los estudios de vibración ambiental, variaron las propiedades de rigidez y condiciones de soporte de los apoyos en las pilas y estribos. Para simular la respuesta sísmica se modificó el modelo, usando propiedades no-lineales en los apoyos de neopreno y en los estribos se quitaron los resortes en dirección longitudinal.

Con el sismo más grande se compararon los desplazamientos teóricos y experimentales en dirección longitudinal, mostrando ambos resultados muy buena correlación. En la dirección transversal se dieron pequeñas diferencias entre la pila y la calzada, en diferentes puntos de la calzada, los desplazamientos no fueron iguales. En dirección vertical existe buena correlación entre lo experimental y lo teórico, aunque los resultados muestran que en ambos lados de la calzada existen desplazamientos diferentes, lo cual indica que existe cierta rotación alrededor del eje longitudinal del puente.

Algunos investigadores se han dado a la tarea de estudiar los puentes con aislamiento sísmico como es el caso de Jangid (2004), quien estudió la respuesta sísmica de puentes con calzada continua de varios claros, y soportada por un sistema de aislamiento sísmico. La subestructura del puente consta de estribos rígidos y pilas de concreto-reforzado. Los aisladores usados fueron elastómeros con corazón de plomo con mucha rigidez vertical y poca horizontal. Se hicieron las siguientes suposiciones en el modelo:

1. la superestructura y las pilas deben mantenerse en un intervalo elástico.
2. la calzada es recta y soportada en zonas discretas a lo largo de su eje longitudinal por diafragmas cruzados. Los estribos son rígidos.
3. la subestructura y la superestructura se modelaron como un sistema de masas concentradas, dividido en un número pequeño de segmentos discretos. Cada segmento está conectado con un nodo el cual tiene dos grados de libertad. La masa de cada segmento se concentra entre los nodos por una masa puntual.
4. las pilas están empotradas en su base.

5. se consideran componentes sísmicas en dirección transversal y longitudinal.
6. se desprecia la rigidez de elementos no estructurales, pero si se considera su masa.
7. el suelo de cimentación es rígido de tal forma que la excitación sea la misma en todos los puntos.
8. los aisladores son isotrópicos y tienen las mismas características dinámicas en las pilas y en los estribos.
9. se consideró un comportamiento bilineal fuerza-deformación de los aisladores.

Los autores estudiaron tres puentes con una losa continua de tres claros con pilas de concreto reforzado y vigas en cajón de concreto pretensado. Las pilas del puente1 fueron circulares, mientras que las de los puentes 2 y 3 fueron ovaladas. El periodo fundamental de vibrar del puente1 en ambas direcciones fue de 0.45 seg. Para el puente2 0.6 y 1.0 seg en dirección transversal y longitudinal, respectivamente. Para el puente3 fueron de 1.2 y 1.5 seg trasversal y longitudinalmente hablando.

Los aisladores de los puentes tienen los siguientes parámetros:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m_d}{\sum \alpha k_b}} \quad 1.23$$

$$\xi_b = \frac{\sum c_b}{2m_d \omega_b} \quad 1.24$$

$$F_0 = \frac{\sum F^y}{W_d} \quad 1.25$$

donde:

F_0 = resistencia de fluencia normalizada de los aisladores

$\sum F^y$ = resistencia de fluencia de los aisladores

$W_d = m_d g$ = peso de la calzada

g = aceleración de la gravedad

El amortiguamiento del neopreno se tomó de 3.5%. Se mantuvieron constantes algunos otros parámetros de los aisladores que no afectan la respuesta máxima: $q=2.5$ cm; $\beta-\tau=0.5$, $A=1$ y se tomó $\alpha=\omega_b^2 q/F_0 g$. Debido a la ausencia de un desplazamiento de diseño máximo, el periodo de aislamiento se seleccionó en función de la rigidez de posfluencia.

Los espectros de respuesta de los sismos usados corresponden a sitios de suelo firme o roca. Las respuestas de interés en ambas direcciones fueron el cortante de base en las pilas, la aceleración absoluta en el centro de la calzada, y el desplazamiento relativo del aislador en el estribo y las pilas.

La aceleración absoluta de la calzada y el cortante de base son directamente proporcionales a las fuerzas aplicadas en el sistema.

La interacción de las fuerzas en los apoyos, en las dos direcciones incrementó los desplazamientos de los apoyos.

Existe una reducción en el tamaño de los lazos histeréticos, cuando existe la interacción de las fuerzas restauradoras, lo que implica una menor disipación de energía. Como resultado los apoyos experimentan un desplazamiento máximo más grande.

La eficiencia del aislamiento se ve reflejada en la reducción del cortante basal máximo y aceleración de la calzada para todos los tipos de temblor usados y en los dos casos de interacción de fuerzas restauradoras.

Resultó más efectivo el aislamiento en los casos de puentes más rígidos. Se observó en puentes flexibles que se obtienen mayores desplazamientos en los estribos y en las pilas.

En los aisladores existen parámetros que se deben cuidar como es el caso del nivel de fuerza de fluencia, ya que ésta debe seleccionarse de tal forma que se alcancen los objetivos: primero, que el puente se comporte elásticamente bajo sismos pequeños, viento y fuerzas de frenado; segundo, para sismos severos el nivel de fuerzas y desplazamientos debe ser tal que no se ponga en riesgo la funcionalidad de la estructura.

Para periodos de 2 y 3 seg se observó que un incremento de F_0 (resistencia de fluencia) disminuye el desplazamiento de los apoyos. Por

otro lado es muy importante tomar en cuenta los efectos de interacción ya que estos generan desplazamientos más grandes. Para uno de los sismos usados, la aceleración en la calzada y la fuerza cortante basal en las pilas no fueron muy influenciados por la variación de la resistencia de fluencia de los apoyos (F_0). Sin embargo, para otro de los sismos estudiados existió una resistencia de fluencia para la cual se presentaron los valores de cortante basal y aceleración de calzada menores. La aceleración y el cortante basal disminuyen con un periodo de aislamiento grande, sin importar el sismo de que se trate. Así que, entre más flexible sea el aislador es más eficiente, aunque los desplazamientos relativos son mayores, por lo tanto se debe valorar lo más conveniente.

Excitación sísmica cercana a la falla.

Los sismos cercanos a la falla pueden producir una respuesta más devastadora que un sismo mediano o alejado de la falla en dirección longitudinal. Con la intención de identificar las características estructurales críticas que afectan la severidad del efecto de cercanía a la falla, los investigadores Shen et al. (2004) modificaron algunos parámetros en puentes, para estudiar estos efectos.

La superestructura del puente que estudiaron (Bai-Ho) es un cajón de concreto pretensado, no prismático y continuo sobre tres claros de 40, 65 y 40 m. La subestructura está formada por dos columnas tipo muro y por estribos. En la parte superior de cada pila se colocaron dos elastómeros con corazón de plomo (LRB's). En los estribos se usaron apoyos de neopreno PTFE-revestidos. En el estribo se colocaron llaves de cortante y varillas de acero especiales para resistir el movimiento transversal de la superestructura. El puente está totalmente aislado en el sentido longitudinal y parcialmente en el sentido transversal.

Una vez terminado el puente se le hicieron tres pruebas a escala real: a) prueba de vibración ambiental; b) prueba de vibración forzada y c) prueba de vibración libre. Las dos primeras sirvieron para verificar los parámetros de diseño y los modelos analíticos. La tercera ayudó a evaluar el comportamiento dinámico del puente.

Se hizo un modelo de elemento finito del puente, usando el programa SAP2000. El puente fue modelado como un elemento lineal simplificado. Entre la superestructura y la pila están los aisladores y se representaron mediante la combinación de un amortiguador viscoso lineal y un aislador de hule. Los apoyos en los estribos fueron modelados

con péndulos de fricción deslizantes con rigidez inicial similar a la del hule y cero después de que ocurre el deslizamiento.

La rigidez inicial de los elastómeros, para un desplazamiento de diseño de 12.5 cm, fue 70.1 MN/m, sin embargo, cuando se usó una rigidez tangente inicial, obtenida de una prueba de carga normal en los apoyos, se obtuvo una mejor predicción de las pruebas de vibración ambiental. Para los estribos también se usó una rigidez tangente, en vez de la obtenida con el desplazamiento de diseño.

Las pruebas de vibración libre mostraron que en el primer medio ciclo de vibración ésta no fue libre, debido a la caída de la presión hidráulica. Los gatos hidráulicos se repliegan completamente a la posición neutral y se separan del puente después del primer medio ciclo. Las pruebas reales comienzan después del primer desplazamiento máximo negativo.

El modelo numérico se sometió a un registro (Gia-Yi) del cual se conocían las respuestas; los resultados obtenidos fueron parecidos: periodo natural= 1.05 seg y porcentaje de amortiguamiento= 14%. El desplazamiento máximo longitudinal es consistente con el obtenido de la doble integración de las aceleraciones medidas, y la aceleración máxima predecida es un poco menor que la respuesta máxima medida.

Un pulso significativo representa una gran cantidad de energía que produce daños severos a la estructura. Las aceleraciones longitudinales medidas en el puente Bai-Ho se modificaron para simular un pulso. Las juntas de dilatación son lo suficientemente grandes para evitar el golpeteo entre las vigas y los estribos.

Los sismos simulados resultan en una amplificación importante de la aceleración máxima y del desplazamiento cuando el periodo $T_p=1$ seg. Cuando el periodo es muy grande los efectos de cercanía a la falla disminuyen. De comparar cada uno de los casos se observa una diferencia entre el 1.5 y el 6% de amplificación de aceleración y desplazamiento.

La relación PGV/PGA (velocidad máxima del suelo/aceleración máxima del suelo) tiende a ser constante cuando T_p es mayor que 1s. Cuando el periodo del pulso está alejado del periodo efectivo del puente, los efectos de cercanía son despreciables, aunque la relación sea muy grande. Cuando la relación aumenta los efectos son

significativos incluso si el periodo del pulso es mucho más grande que el periodo efectivo del puente.

Para que se de una amplitud de desplazamiento mayor un elastómero, en general, debe de tener un periodo más largo, es decir poca rigidez. El porcentaje de amortiguamiento alcanza su valor máximo a una cierta amplitud y decrece gradualmente con el crecimiento de la amplitud. En cambio, un periodo más largo constituye una aceleración más pequeña, mientras que un amortiguamiento más alto induce un desplazamiento más corto.

Las respuestas del efecto de cercanía a la falla para varias aceleraciones máximas (PGA) son diferentes, aunque se usen las mismas componentes de cercanía a la falla y lejanía a la falla. Para demostrar la influencia de la cercanía se usa el siguiente índice:

$$I_{NF} = \frac{máx(A_{máx})}{A_{ff}} - 1 \quad 1.26$$

donde:

$máx(A_{máx})$, es la $A_{máx}$ que se observa entre los distintos registros usados en el análisis.

$A_{máx}$ es la aceleración máxima que se presenta a la mitad del claro para un sismo cercano a la falla.

A_{ff} es la mayor de las aceleraciones pico para un sismo lejano a la falla.

Una componente cercana a la falla más grande resulta en un índice I_{NF} más grande. Una aceleración máxima grande induce un índice grande. Para una estructura lineal (puente no aislado, no formación de articulaciones plásticas) el índice es constante. Una propiedad de los puentes aislados es la de tener un índice grande para un temblor grande.

De comparar curvas fuerza-deformación en los aisladores. Se concluye que el número y tamaño de los ciclos son factores importantes para la respuesta cercana a la falla de puentes aislados.

Muchos de los diseños actuales basados en aislamiento sísmico han reducido la rigidez para periodos largos. Esta característica aporta rigidez efectiva variable y un porcentaje de amortiguamiento efectivo variable.

Los investigadores Shen et al. (2004) también estudiaron los efectos del amortiguamiento en la respuesta de puentes cercanos a la falla con el índice que proponen, los resultados muestran que la respuesta se reduce, para un menor valor del índice, pero se da un incremento en las respuestas para pulsos con periodos muy cortos. Cada 10% en el incremento del amortiguamiento resulta en un 20% de reducción del índice, aproximadamente.

Estos investigadores, para examinar la no-linealidad de los apoyos y la respuesta cerca de la falla, modificaron las propiedades no-lineales de los elastómeros para exhibir varios niveles de no-linealidad. El nivel de no-linealidad se definió dividiendo la distancia máxima desde la curva carga-deformación no-lineal a la curva efectiva lineal en el intervalo de la carga dinámica F_{Δ} entre la distancia del intervalo de trabajo de la fuerza del elastómero F_R .

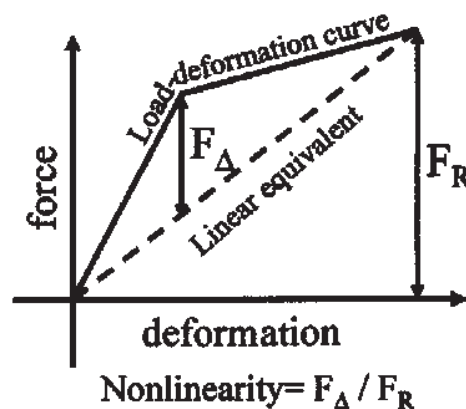


Figura 1-3. Nivel de no linealidad (tomada de Shen et al. 2004).

El índice decrece rápidamente cuando se incrementa la no-linealidad de los elastómeros. Debido a la rigidez reducida para desplazamientos grandes, el apoyo no-lineal permite un ligero incremento de desplazamiento sin un incremento significativo en la fuerza estructural, reduciendo el índice. Este fenómeno sugiere que una buena estrategia, en controlar el amortiguamiento y la rigidez de los aisladores, es una solución potencial para la reducción de los destructivos efectos de la cercanía de la falla.

El aislamiento sísmico como medio de reestructuración.

Una de las mejores aplicaciones que tienen los aisladores es la de servir como dispositivos de reestructuración, pues en muchos de los casos resultan ser la opción más económica. Los investigadores Savage et al. (1999) hicieron un estudio de reestructuración en un puente en el que usaron como herramienta de análisis el programa ADINA, el cual ayudó a determinar la mejor estrategia. El puente en estudio fue el “Three Mile Slough Bridge”. La estrategia de reestructuración seleccionada fue la de aislamiento en los apoyos y resultó 50% más económica.

Se trata de un puente de cinco claros de 224 m de longitud, la calzada es de concreto reforzado apoyada en traveses de acero y vigas en cuatro de sus claros. La parte central, hecha con una rejilla de acero, es el tramo que se eleva, para levantarlo se usan contrapesos y un par de torres de acero de 30.48 m de alto.

Las deficiencias principales que presentó el puente fueron: mal desarrollo del refuerzo para asegurar la continuidad en la flexión y un confinamiento insuficiente entre la conexión columna-cimentación. Se hizo un análisis tipo Push Over para estudiar el comportamiento del puente. Los resultados mostraron que la demanda de desplazamiento (Δ_D) fue mucho mayor que la capacidad de desplazamiento (Δ_C), por lo que se presentó la necesidad de encontrar otra estrategia de reestructuración.

El aislamiento sísmico se vuelve más eficaz con la incorporación de disipadores de energía, algunas de las ventajas de los disipadores de energía, según Savage et al. (1999) son:

- A. protegen a las pilas con la redistribución de las fuerzas hacia los estribos.
- B. protegen las torres con el cambio de periodo.
- C. La disipación de energía incrementa el amortiguamiento.
- D. Hacen que la inelasticidad se presente en los apoyos. Existe una concentración de comportamiento inelástico en los dispositivos. El concentrar la inelasticidad en un punto hace que el resto de la estructura se comporte elásticamente, evitando así la propagación del daño.

Interacción suelo-estructura en puentes con aislamiento sísmico.

Con frecuencia se asume que la flexibilidad del sistema de aislamiento y los modos de vibrar aislados dominan el comportamiento sísmico de un puente, así que se desprecian los efectos de interacción suelo estructura (ISE) y la contribución de los modos superiores en el diseño de los puentes aislados. Con la finalidad de conocer más acerca de los efectos de ISE los investigadores Dicleli et al. (2004) estudiaron los siguientes puentes:

Puente 1.

Este puente es característico de aquellos en los que la masa de la superestructura es mayor que la de las pilas ($m_s > m_p$). El puente tiene tres claros con una losa continua y se apoya en péndulos de fricción. Los estribos descansan en 9 pilas de acero de 4.2 m de largo al norte y 6.2 m de largo al sur, tres de las pilas están inclinadas 1:6. Las pilas del puente son de concreto reforzado y descansan en una cimentación aislada sobre suelo rígido.

Puente 2.

Este puente es característico de aquellos con masa de la superestructura menor que la de las pilas ($m_s < m_p$). El puente tiene tres claros continuos y es soportado por dos pilas-muro, los aisladores son péndulos de fricción, los aisladores de los estribos están restringidos al movimiento longitudinal. Cada estribo está soportado por seis pilas de metal rellenas de concreto, dos de ellas tienen un inclinación 1:6, todas están embebidas 30.5 cm en los estribos, la altura promedio es de 19 m, las pilas-muro son de concreto reforzado soportadas por tres líneas de once pilas de madera de pino de 8.5 m de largo clavados en el suelo. Los diámetros superior e inferior de las pilas son 30.5 cm y 20.3 cm.

El tipo de análisis hecho, recomendado por AASHTO, fue un MMRS (multi-mode-response-spectrum), el cual se describe un poco más adelante. Para simular el comportamiento no-lineal de los aisladores se usó un análisis MMRS iterativo. Se usó un espectro de aceleración normalizado AASHTO para suelo Tipo II y III, en el análisis para suelo rígido y para los suaves se usaron espectros ficticios.

Se usó el programa SAP2000, los modelos son capaces de simular el comportamiento no lineal del sistema de aislamiento y los efectos de interacción cuando se usan en combinación con los análisis MMRS iterativos.

La superestructura de ambos puentes fue modelada usando elementos viga 3-D. se consideró que la losa y las vigas tienen una acción conjunta. Las superestructuras fueron divididas en varios segmentos, las masas de las cuales fueron concentradas en los puntos de unión. La calzada fue modelada con barras rígidas transversales con longitud igual a la del ancho del puente y conectadas a la superestructura, estribos y pilas. Estas barras rígidas fueron usadas para simular la interacción entre los movimientos de la superestructura, apoyos y subestructura del puente.

Se usaron elementos vigas 3-D conectados en la subestructura y la superestructura en los puntos de unión de vigas. Se usaron conexiones articuladas en los nodos de unión entre los aisladores y la subestructura. El comportamiento no-lineal de los aisladores se tomó en cuenta con la ecuación de la rigidez lineal equivalente (RLE) y usando los análisis MMRS iterativos.

$$(RLE)= k_i = \frac{\mu W}{D_d} + \frac{W}{R} \quad 1.27$$

$$(AVE)= \xi_e = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{D_d}{R}} \right) \quad 1.28$$

μ = coeficiente de fricción

W = peso actuando en el apoyo

R = radio de la superficie cóncava

D = desplazamiento del apoyo

Para las pilas se usaron elementos viga 3-D. Las cimentaciones también fueron modeladas con elementos “viga” rígidos colocados verticalmente. Para ignorar los efectos de interacción se empotraron las pilas y para tomarlos en cuenta se usaron seis resortes en cada pila. Para tomar en cuenta los efectos en los estribos, se usó una malla de elementos viga 3-D y se incorporaron resortes en la interfase entre los nodos y los estribos, relleno y pilas.

Para modelar la flexibilidad de las pilas se usaron, un resorte vertical y dos laterales conectados a la base de los estribos en cada pila. En el puente II, para modelar la flexibilidad de todo el sistema de cimentación, se usaron tres resortes traslacionales y tres rotacionales conectados en la base de las pilas, lo anterior no toma en cuenta el efecto de grupo.

Para modelar los efectos de interacción no-lineal laterales entre pilas-suelo se utilizó un procedimiento de dos pasos:

1) se determinan las relaciones laterales fuerza-desplazamiento de las pilas de cimentación sin el puente, usando un análisis Push Over elástico no-lineal.

2) usando un análisis MMRS iterativo y las relaciones anteriores, se formulan las RLE para los resortes laterales que representan la rigidez lateral de las pilas, para incorporar el comportamiento no-lineal de las pilas.

En lo que respecta a efectos de interacción verticales entre pila-suelo se usaron diferentes procedimientos. Para el puente 1, la rigidez fue tomada como la rigidez axial de la pila-H de acero. Para el puente 2, se usó un procedimiento diferente ya que son pilas flotantes.

La rigideces rotacional y torsional se calcularon introduciendo una rotación unitaria alrededor de los ejes x , y y z globales en el centro del grupo (respecto de los tres ejes) y calculando el momento que resulta de las fuerzas elásticas de las pilas, alrededor del centro del grupo.

Procedimiento del análisis iterativo MMRS.

Este análisis incorpora el comportamiento no-lineal de los aisladores. Primero, se supone un desplazamiento D_d en los aisladores, se sustituyen D_d , las reacciones en los apoyos por el peso del puente, el coeficiente de fricción (4%) y el radio de los apoyos ($R=1020$ mm) en la ecuación RLE de cada apoyo. Con RLE, se obtiene la rigidez de los elementos viga usados en el modelo. Se calcula el porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente (AVE), para incorporar el efecto de disipación de energía histerética de los aisladores en el análisis usando un espectro de diseño con AVE para los modos de vibrar aislados. Se hacen los análisis MMRS para obtener desplazamientos nuevos, los cuales deben ser iguales a los valores iniciales, sino, se vuelven a intentar.

De los resultados para el primer puente se observa que los dos primeros modos (transversal y longitudinal) están directamente relacionados con el movimiento del sistema de aislamiento. Además muestran que incluir los efectos de interacción, para suelo rígido y suave, no afectan los periodos fundamentales de vibrar. Para periodos de vibrar

superiores los efectos de interacción si son importantes. En los modos superiores, incluyendo los efectos de interacción, la variación de la rigidez del suelo de cimentación no tiene mucha influencia en los resultados. El porcentaje de participación de la masa es más importante que los efectos de interacción para los modos superiores. Como la masa de la subestructura es pequeña, la contribución de los modos superiores no es significativa y puede despreciarse en el análisis.

Los efectos de interacción, para los distintos tipos de suelo, son despreciables en la obtención de las fuerzas y desplazamientos en los aisladores. En condiciones de suelo suave las fuerzas sísmicas y las demandas de desplazamiento en los aisladores son más grandes.

Incluir los efectos de interacción aumenta un poco las fuerzas sísmicas en la base de las pilas. El momento en la base de las pilas es más pequeño que si no se consideran los efectos de interacción cuando el suelo de cimentación es más suave, debido a la poca rigidez rotacional. Los resultados muestran que para puentes aislados con superestructura ligera, considerar los efectos de interacción en suelo rígido es despreciable en el cálculo de las reacciones de la subestructura. Sin embargo en suelos blandos, los efectos deben incluirse.

De los resultados del puente dos, se observó que para todos los tipos de suelo, el primer modo de vibrar está relacionado con el movimiento relativo del sistema de aislamiento en dirección transversal. En los puentes aislados con superestructura ligera y subestructura pesada, los efectos de interacción son despreciables en condiciones de suelo rígidas, pero no lo son en condiciones de suelo más suaves. Debido a la gran masa de la subestructura, habrá que considerar los modos de vibrar superiores en el análisis sísmico.

Los efectos de interacción en el análisis sísmico, tienen un efecto importante en las fuerzas y sobretodo en los desplazamientos de los aisladores. Por lo tanto, en condiciones de suelo suaves las fuerzas sísmicas y las demandas de desplazamiento en los aisladores son más grandes.

Cuando el suelo de cimentación es más suave, más pequeña será la fuerza que se necesite para darle un mismo desplazamiento a la subestructura y por consiguiente a los aisladores se les transmitirá una fuerza sísmica menor.

Los efectos de interacción amplifican significativamente la fuerza sísmica en la base de las pilas, ya que la gran masa de la subestructura

genera fuerzas inerciales importantes producidas por grandes aceleraciones. Las fuerzas sísmicas cortantes en la base de las pilas tienden a ser más pequeñas a medida que decrece la rigidez del suelo de cimentación.

En dirección longitudinal, el momento sísmico en la base de las pilas se incrementa con la inclusión de los efectos de interacción.

En la dirección transversal, el momento sísmico en la base de las pilas disminuye con los efectos de interacción, para condiciones de suelo de cimentación suave los momentos en la base se incrementan. Para puentes aislados con superestructura ligera y subestructura pesada, los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis sísmico para los distintos tipos de suelo tienen un efecto considerable en las reacciones de la superestructura.

Otros investigadores interesados en la ISE como Tongaonkar y Jangid (2003), quienes estudiaron puentes en los que la subestructura consiste de estribos y pilas de concreto-reforzado. La estructura se supuso como una serie de estructuras en línea columna-viga. Los apoyos elastoméricos fueron capas alternadas de placas de acero y neopreno. Para el análisis sísmico se hicieron las siguientes suposiciones:

1. La superestructura y las pilas del puente resultan en un estado elástico durante la excitación sísmica.
2. La calzada es recta y soportada por diafragmas de cruce en puntos discretos a lo largo de su eje longitudinal.
3. La superestructura y la subestructura son modeladas como sistemas de masas concentradas divididas en segmentos discretos. La masa de dichos segmentos se distribuye entre los dos nodos que conectan al segmento con el sistema general.
4. La contribución a la rigidez de los elementos no estructurales se desprecia. Sin embargo, las fuerzas de inercia producidas por su masa si se consideran.
5. El comportamiento fuerza-deformación del apoyo se consideró lineal.
6. Las características dinámicas de los apoyos en los estribos y en las pilas fueron las mismas.

7. El suelo que soporta la cimentación de la pila fue modelado con resortes y amortiguadores que actúan en dirección horizontal y rotacional.
8. La cimentación, para todos los tipos de movimientos, se representó con un modelo resorte-masa con coeficientes independientes de la frecuencia. El modelado de la cimentación, en suelo deformable, se hizo de la misma forma que el de la estructura.

Se estudiaron tres puentes (puente1, puente2 y puente3), cuya superestructura consiste de vigas cajón de concreto pre-tensado continuas y de tres claros, la subestructura se da con pilas de concreto reforzado.

Las pilas del puente1 son sólidas circulares, para estudiar los efectos de flexibilidad de pilas en la respuesta, las pilas de los puentes 2 y 3 se consideraron oblicuas. Las propiedades geométricas de las pilas son las mismas a todo lo alto de éstas. Para todos los puentes se usó la misma superestructura. El periodo fundamental del puente1 fue 0.53 seg en ambas direcciones. Para los puentes 2 y 3 el periodo fundamental en dirección transversal fue 0.75 y 1.0 seg, respectivamente. En dirección longitudinal el valor del periodo fundamental fue del doble de la dirección transversal. El amortiguamiento en la calzada y pilas se tomó del 5% del crítico para todos los modos de vibrar. En los elastómeros el periodo de aislamiento y el porcentaje de amortiguamiento viscoso los expresaron como:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m_d}{\sum k_b}} \quad 1.29$$

$$\xi_b = \frac{\sum c_b}{2m_d\omega_b} \quad 1.30$$

donde:

m_d = masa de la calzada

$\sum k_b$ = rigidez total en los apoyos

$\sum c_b$ = amortiguamiento viscoso total en los apoyos

T_b = periodo de aislamiento en los apoyos

ξ_b = porcentaje de amortiguamiento, y

$\omega_b = 2\pi/T_b$ = frecuencia de aislamiento

Los suelos se consideraron como duro, medio y suave. La interacción tuvo influencia en los desplazamientos de los apoyos. En la dirección longitudinal los efectos interacción incrementan los desplazamientos en los aisladores colocados en los estribos en un 55%. En contraste, los efectos de interacción disminuyen los desplazamientos de los aisladores colocados en las pilas. También se observó que existe una reducción cuantificable en el cortante basal de las pilas (alrededor de 45%). Por lo tanto, la flexibilidad del suelo circundante tiende a reducir las fuerzas sísmicas inducidas en los puentes aislados.

Los efectos de interacción son muy importantes en puentes no aislados y cimentados en suelo duro. La reducción en cortante basal fue de 32 y 52% en dirección longitudinal y transversal, respectivamente. La reducción correspondiente en puentes aislados fue de sólo 2.27 y 0.367%. Sin embargo, existe un incremento del 10% de los desplazamientos del aislador en los estribos.

Se observó que para casi todos los apoyos, los desplazamientos en los estribos son más grandes y que los desplazamientos en las pilas son menores comparados con un puente de cimentación rígida. Los efectos de interacción disminuyen con el incremento de la flexibilidad de los aisladores.

Los efectos de variación del amortiguamiento muestran que el incremento en amortiguamiento en los apoyos reduce las respuestas sísmicas. Se observó también que existe un valor óptimo de amortiguamiento en los apoyos para el cual las fuerzas sísmicas son mínimas. Adicionalmente, los efectos de interacción no fueron muy influenciados por el amortiguamiento de las apoyos.

Para estudiar los efectos de la flexibilidad del suelo en respuesta del sistema, los autores variaron la rigidez del suelo (k_s) de una vez la rigidez del apoyo (k_b) a veinte veces: k_b a $20k_b$. El incremento de flexibilidad del puente disminuye los efectos de interacción. Además, con el incremento de la rigidez del suelo aumenta los desplazamientos en las pilas y decrecen en los estribos. Para valores de rigidez $k_s > 10k_b$, la relación de

desplazamiento pila-estribo se mantiene casi constante y el incremento de cortante basal en las pilas es insignificante, lo que indica que para suelos muy rígidos, los efectos de interacción se pueden ignorar en el diseño de puentes aislados.

CAPÍTULO 2

2. Análisis del puente mediante un modelo de barras.

Los modelos simples tienen entre otras ventajas el permitir que los resultados de los análisis sean más sencillos de interpretar y que el tiempo de cómputo requerido sea menor, lo que incluso permite estudiar de forma separada y más sencilla el efecto de cada uno de los factores que afectan la respuesta de las estructuras. En contraste, modelos más complejos tienden a acercarse con mayor precisión al comportamiento real de las estructuras, sin embargo deberá reconocerse que requieren de una gran cantidad de tiempo y esfuerzo computacional.

El análisis del puente Infiernillo II se hizo con ayuda del programa SAP2000 (Wilson, 2004) y se inició con un modelo sencillo de barras con el que se obtuvieron las propiedades dinámicas del puente. La comparación entre este modelo y otros más detallados es importante ya que en muchas ocasiones la incorporación de nuevos elementos en un modelo matemático, en primera, suelen complicar el modelo haciendo el tiempo de análisis más prolongado, y en segundo que es necesario conocer bien las nuevas propiedades del elemento a incorporar y de qué manera modelarlas para que el método o programa utilizado las tome en cuenta de la forma más adecuada.

En el modelo de barras se incluyen las armaduras, las pilas (cabezal, pila, tapas y cilindro), la calzada del puente (losa, carpeta asfáltica y guarniciones) y el sistema de aislamiento sísmico. Aunque los estribos no se mencionan como parte del modelo, sí se hizo una consideración especial para ellos, sin embargo vale la pena mencionar que su consideración no genera algún efecto en los resultados que nos interesan.

2.1 Descripción del puente.

El puente infiernillo II, que cruza el río Balsas, forma parte de la autopista Siglo XXI. Se encuentra en el camino Morelia-Lázaro Cárdenas en el tramo Nueva Italia-Infiernillo, localizado en el kilómetro 933+940 en la entidad de Huiduri, municipio de Arteaga, Michoacán y forma parte del corredor carretero Manzanillo - Tampico con ramal a Lázaro Cárdenas y Ecuandureo. La autopista de 272 kilómetros de longitud inicia en el entronque Las Trojes del kilómetro 48 de la carretera Morelia -Uruapan para concluir en el puerto de Lázaro Cárdenas.

Con la construcción de este puente se benefició a los usuarios provenientes de la Zona del Altiplano, del Bajío y del norte del país, propiciando el intercambio comercial y turístico de la zona y el flujo comercial impulsando el crecimiento y desarrollo del Puerto de Lázaro Cárdenas a un menor costo de operación.

La construcción de este puente se inició en mayo de 2000 y se terminó en mayo de 2003, aunque posteriormente se le hicieron algunas adecuaciones. La zona en la que se ubica el puente es potencialmente sísmica, ya que se encuentra a una distancia aproximada de 112 km del puerto de Lázaro Cárdenas y a 165 km de Caleta de Campos (Hernández et al., 2005).

El puente tiene una longitud total de 525 m y un ancho de calzada de 12 m, en la figura 2-1 se observan los claros del puente y al acceso al puente.



Figura 2-1. Claros del puente y calzada.

La superestructura del puente consta de cinco claros simplemente apoyados de 105 m de largo, hechos con armaduras de dos arcos metálicos del tipo Camel Back con una longitud de 102 m y un gálibo de 6.5 m, contraventeo superior y sistema de piso con estructura metálica. La losa de la calzada es de 18 cm de espesor hecha de concreto reforzado y apoyada en una lámina de acero de la marca Romsa (Hernández et al, 2005). En la figura 2-2 se muestra una vista lateral de las armaduras longitudinales del puente.

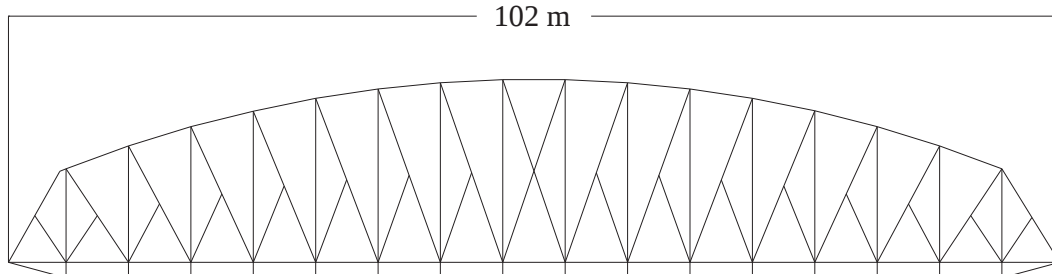


Figura 2-2. Arco de la armadura metálica tipo Camel back.

La propuesta original de las armaduras sufrió una pequeña modificación, ya que se le agregaron dos perfiles metálicos rectangulares tipo placa, como se muestra en la figura 2-3, sin embargo tal modificación no cambió en más de 0.2% las propiedades dinámicas de la estructura.

La subestructura tiene seis apoyos de concreto armado colados en sitio y está formada por dos estribos de sección variable en los extremos y cuatro pilas huecas de 8.5 x 3.5 x 15 m con paredes de 40 y 60 cm de espesor en el lado largo y en el corto, respectivamente. Las pilas se rematan en la parte superior con un cabezal de concreto reforzado

macizo de tipo cabeza de martillo con patines de 6.5 x 3 m y alma de 3.5 x 12 m y 5.5 m de alto, ver la figura 2-8.



Figura 2-3. Elemento adicional en los arcos de la armadura.

La infraestructura consta de dos cilindros huecos de concreto de 8.5 m de diámetro, con pared de 1.0 m de espesor cimentado con 19 pilotes perimetrales y 13 centrales de 60 cm de diámetro, y otros dos cilindros de 10 m de diámetro, con pared de 1.20 m de espesor cimentados con 15 pilotes perimetrales y nueve centrales de 90 cm de diámetro. Los cilindros cuentan con tapas de concreto reforzado macizas: una tapa superior, en la que descansa la pila, de 2 m de espesor y una tapa inferior, que descansa sobre los pilotes, de 2.5 m de espesor.

Debido a que, como se mencionó previamente, el puente está ubicado en una zona de alta sismicidad y relativamente cerca de las fuentes sísmicas, se decidió colocar aisladores de base. Los aisladores son del tipo multirrotacional como se muestra en las imágenes mostradas en la figura 2-4.



Figura 2-4. Aisladores del tipo multirrotacional (cortesía de [Hernández et al, 2005]).

En un principio se contempló la idea de sólo colocar aisladores en las pilas, pero finalmente se colocaron también en los estribos. La superestructura del puente se apoya sobre dos aisladores en cada estribo y cuatro en cada una de las pilas, lo que lo convierte en el único puente con un sistema de aislamiento sísmico en el país.



Figura 2-5. Aisladores en los estribos (vista de estribo 6)



Figura 2-6. Aisladores en las pilas (vista de medio cabezal, pila 4).

2.2 Descripción del modelo de barras.

Para realizar el modelo del puente se decidió empezar con el modelo de la armadura, cada elemento de los que forman la armadura fue considerado usando elementos barra de acero con diferentes secciones, mismas que corresponden a las indicadas en los planos estructurales del

proyecto, en la figura 2-7 se muestran algunas de las secciones usadas en el modelado de las cuerdas superior e inferior, así como en las diagonales y en los montantes.

En los planos se observó que las secciones son muy variadas dependiendo del elemento, por ejemplo las secciones que forman el larguero superior varían de dimensiones entre placa y placa, es decir, cada vez que una cuerda superior se une con un elemento diagonal y/o montante la sección de ésta es cambiada previamente al encuentro con la placa que une tanto a los montantes como a las diagonales. En el modelo de la armadura se tomaron en cuenta estos cambios de sección de las cuerdas superior e inferior, sin embargo no se tomó en cuenta el efecto de la placa en el nodo de unión de los distintos elementos. Ahora bien, dado que la cantidad de secciones que se tuvo que generar es vasta, en la tabla 2-1 se presentan algunas secciones y sus propiedades geométricas, en la que sólo se menciona que tipo de elemento forma la sección.

Elemento	Nombre	Tipo de	Área	I_z	I_y	Área corte	S
Formado	Sección	Sección	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ²	cm ³
Ardadura inferior	102X10	Tubo rectangular	36.80	525.26	525.26	20.40	102.99
	102X8	"	30.08	446.19	446.19	16.32	87.49
	76X6	"	16.80	138.21	138.21	9.12	36.37
	76X8	"	21.76	170.02	170.02	12.16	44.74
Largueros de calzada	W16X36	I	68.39	18647.17	1019.77	30.19	925.78
	W18X40	"	76.13	25473.36	795.00	36.38	1120.55
	W18X76	"	143.87	55358.78	6326.72	49.93	2393.72
	W18X86	"	163.23	63683.41	7284.05	56.95	2726.72
Refuerzo entre Dia y Mon	NUEVA	Rectangular	95.00	4947.92	114.32	79.17	395.83
Ardadura inferior	C3-4.1	Canal doble c-c	15.32	136.97	1632.57	6.46	35.95
	C6-8.2	"	30.71	1086.48	3163.87	15.10	142.58
	C8-13.75	"	51.81	2995.67	5271.99	30.14	294.85
Cuerda inferior	CI01-03B	Mixta rectangular	588.80	366842.11	650345.08	288.09	11287.43
	CI03-03A	"	502.00	339037.18	456964.21	193.90	10431.90
	CI03-03B	"	526.80	346981.45	511631.22	221.61	10676.34
	CI03-03C	"	526.80	346981.45	511631.22	221.61	10676.34
	CI05-03B	"	526.80	346981.45	511631.22	221.61	10676.34
	CI05-03D	"	626.00	378758.51	734986.50	326.54	11654.09
	CI07-04B	"	663.20	390674.91	820695.94	364.16	12020.75
Cuerda superior	CS18-01A	Mixta rectangular	601.20	370814.25	590028.85	301.00	11409.65
	CS21-01B	"	638.40	382730.65	675025.94	339.16	11776.31
	CS22-01C	"	675.60	394647.05	761092.69	376.54	12142.97
	CS23-02B	"	712.80	406563.45	848236.38	413.31	12509.63
Contravientos	L441/4	Tubo rectangular	25.00	424.88	385.77	13.29	78.72
	L443/8	"	36.90	624.86	539.58	20.35	112.46
	L445/16	"	31.00	525.78	465.62	16.78	96.00

Tabla 2-1. Propiedades geométricas de las secciones de la armadura.

2. Modelo de Barras

Elemento	Nombre	Tipo de	Área	I_z	I_y	Área corte	S
Formado	Sección	Sección	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ²	cm ³
Diagonales	D01-07H	Mixta rectangular	325.61	55806.41	476646.26	148.43	3235.15
	D01-07HSP	"	237.98	47114.61	284005.93	66.79	2938.46
	D01-07J	"	292.75	52547.00	403181.82	118.13	3046.20
	D02-08D	"	228.47	18654.05	317742.50	101.38	1535.31
	D02-08DSP	"	166.74	15616.86	182056.71	45.54	1446.68
	D02-08E	"	213.04	17894.75	283130.40	87.56	1472.82
	D03-08F	Canal doble c-c	449.10	146359.49	536654.61	114.08	7091.92
	D03-08FSP	"	150.97	28899.93	317596.54	96.11	1517.06
	D03-08G	"	447.19	145608.95	528347.24	114.06	7055.55
	D04-08H	"	413.40	90649.81	467670.37	91.59	5387.00
	D04-08HSP	"	113.36	13452.81	244386.21	75.00	882.73
	D04-08J	"	411.49	90159.67	460299.88	91.58	5357.88
	D05-09D	"	396.57	89746.96	434403.20	71.15	5333.35
	D05-09DSP	"	94.31	11978.14	206120.33	57.58	785.97
	D05-09E	"	392.44	88684.99	419492.99	71.13	5270.24
	D06-09F	"	380.32	88488.49	398154.77	51.28	5258.56
	D06-09FSP	"	78.06	10719.67	169871.90	42.44	703.39
	D06-09G	"	378.09	87916.67	390619.69	51.27	5224.58
	D08-10E	"	345.50	39030.90	323766.54	28.61	3322.49
	D08-10ESP	"	43.24	2700.86	95483.67	22.13	265.83
	D08-10F	"	343.28	38763.77	317351.76	28.61	3299.75
	D09-10H	"	344.55	38916.41	321007.02	28.61	3312.74
	D10-10J	"	339.47	38305.83	306550.37	28.60	3260.76
	D10-10K	"	335.34	37809.72	295124.60	28.59	3218.53
	D11-10KSP	"	43.24	2700.86	89096.73	22.13	265.83
	D11-10L	"	330.58	37237.30	282292.90	28.59	3169.81
	D13-19F	"	336.29	37924.21	297736.04	28.60	3228.28
	D13-19G	"	340.42	38420.31	309227.70	28.60	3270.51
	D14-19H	"	339.47	38305.83	306550.37	28.60	3260.76
	D14-19J	"	342.33	38649.28	314628.35	28.61	3290.00
	D15-20D	"	341.37	38534.80	311920.35	28.61	3280.26
	D15-20E	"	343.60	38801.93	318263.00	28.61	3302.99
	D16-20G	"	344.23	38878.25	320090.62	28.61	3309.49
Montantes	M01-05D	Canal doble c-c	374.28	87031.37	377916.37	51.31	5168.90
	M01-05D2	"	372.22	86496.78	368888.73	51.30	5110.15
	M01-05DSP	"	78.06	10719.64	163030.72	42.44	703.39
	M02-05F	"	296.88	48528.18	457034.87	146.43	2813.23
	M02-05FSP	"	209.25	39836.38	264394.55	65.87	2507.80
	M02-05G	"	264.02	45268.75	383570.44	116.53	2624.28
	M03-05H	"	302.53	49442.44	474096.39	148.81	2866.23
	M03-05HSP	"	192.99	38577.69	231654.36	47.55	2428.56
	M03-05J	"	247.76	44010.07	350830.26	98.73	2551.31
	M04-06D	"	284.47	33133.75	441793.64	137.13	2254.00
	M04-06DSP	"	172.46	25065.38	192184.05	34.30	1879.67
	M04-06E	"	247.13	30444.29	356347.12	103.38	2071.04
	M05-06F	"	430.00	145176.10	504017.36	86.99	7034.58
	M05-06FSP	"	127.74	26090.36	275734.49	74.71	1369.57
	M05-06G	"	425.87	143549.93	487142.66	86.95	6955.78
	M07-07E	"	427.78	144300.47	494886.05	86.97	6992.15

Tabla 2-1. Propiedades geométricas de las secciones de la armadura (continuación).

2. Modelo de Barras

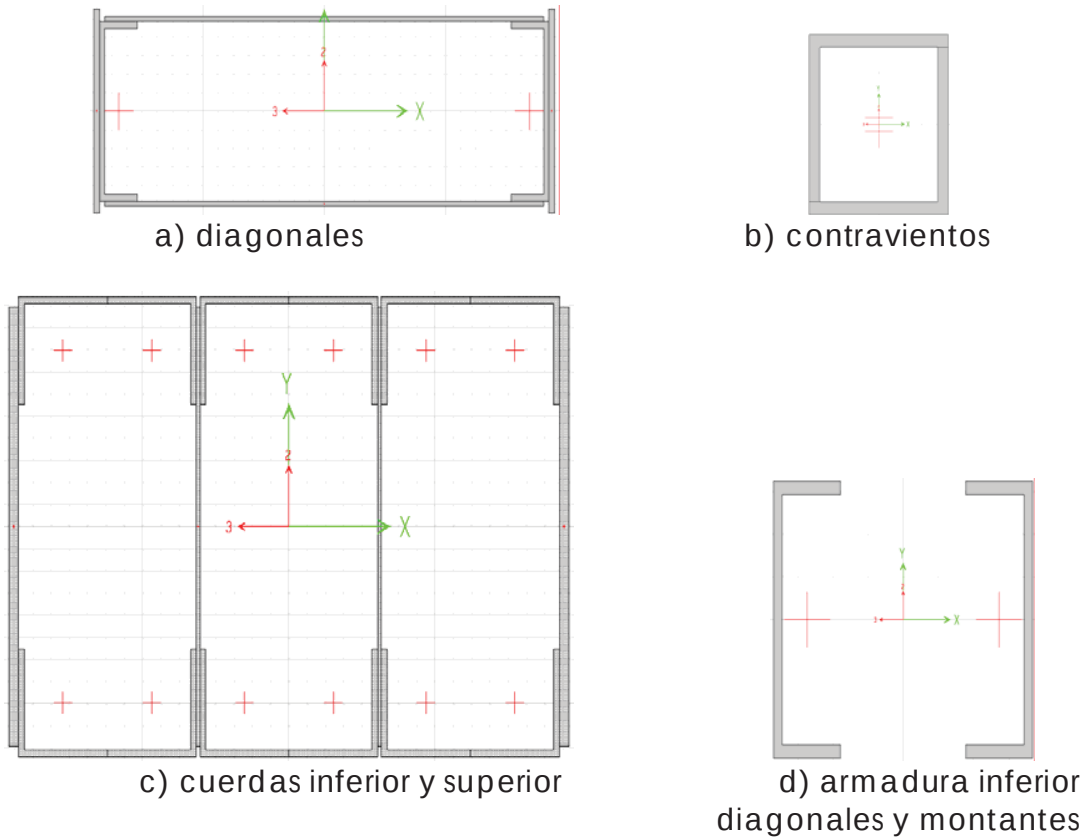


Figura 2-7. Secciones de los elementos que forman los arcos y contravientos de las armaduras.

En lo que respecta a la calzada, se utilizó un diafragma rígido en el que se concentró la masa en la parte central de cada claro. Para evaluar la masa de cada claro se tomaron en cuenta la losa, la carpeta asfáltica y los parapetos.

Peso por tramo de losa (Ton)	
Losa	528.768
Asfalto	135
Guarniciones	100

Tabla 2-2. Peso considerado en la calzada de cada tramo.

Dirección	longitudinal	transversal	rotacional
	T-s ² /mm	T-s ² /mm	T-s ² -mm
Masa	0.07786	0.07786	8439412.2

Tabla 2-3. Masas en los diafragmas de cada tramo.

Las pilas fueron construidas mediante secciones huecas y macizas de concreto reforzado con una resistencia de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E = 14000\sqrt{f'_c} = 221359.4 \text{ kg/cm}^2$ (NTC, 2004).

El cabezal sirve de apoyo para los elementos de acero donde descansan los aisladores que sostienen la calzada; el siguiente elemento es una pila de sección hueca unida en su parte superior al cabezal y en la parte inferior a una tapa circular de concreto macizo; el tercer elemento es un cilindro de concreto hueco unido en su parte superior a la primera tapa de concreto y en su parte inferior a otra tapa de concreto macizo un poco más gruesa que la primera. Es en esta tapa donde se conecta la cimentación formada por conjuntos de pilotes, cuyo número depende del diámetro de la tapa.

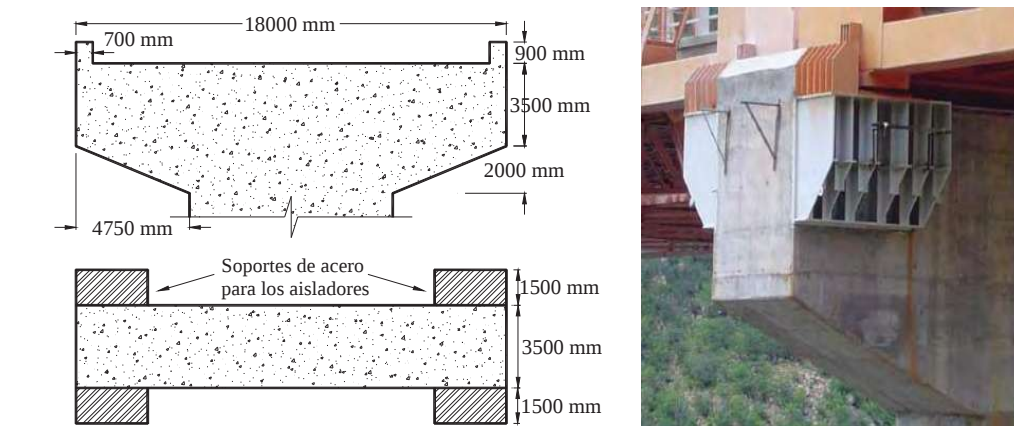


Figura 2-8. Dimensiones del cabezal de concreto.

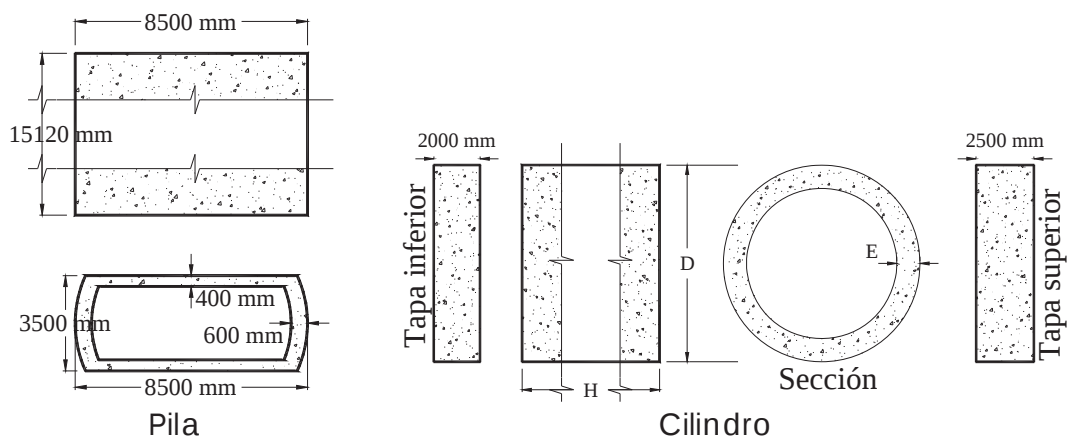


Figura 2-9. Dimensiones de los elementos de concreto reforzado.

En las figuras 2-8 y 2-9 se muestran las secciones y dimensiones de los elementos que forman las pilas y en la tabla 2-4 se muestran las

dimensiones de cada uno de los cuatro cilindros huecos usados, en la que se observa que los cilindros centrales son más altos y más anchos que los cilindros extremos, pues el nivel batimétrico en las orillas es menor que en el centro del cauce. Vale la pena mencionar que los valores de la altura (H) en la tabla 2-4 no consideran las tapas de concreto sólido.

Cilindro No.	2	3	4	5
H en mm	29630	44130	45630	20930
D en mm	8500	1000	1000	8500
E en mm	1000	1200	1200	1000

Tabla 2-4. Dimensiones de los cilindros de concreto.

El cabezal, las pilas, el cilindro y las tapas se modelaron con elementos barra de concreto, en los que la masa se incluye por unidad de volumen. Los primeros elementos considerados fueron los cabezales en los que el extremo superior se modeló de tal forma que fuera posible descansar sobre ellos el sistema de aislamiento sísmico; véase la figura 2-10, en la que se muestra el modelo de la parte superior del cabezal y una vista tridimensional. Si observamos el modelo tridimensional nos percatamos de que la parte superior del cabezal no forma parte de la sección, puesto que solo es un artificio usado para colocar los aisladores.

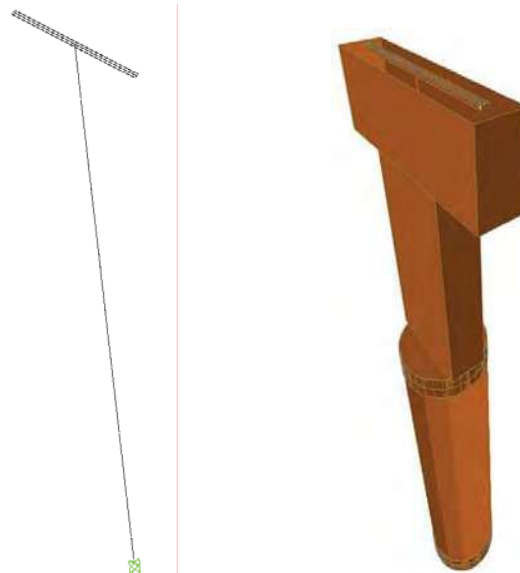


Figura 2-10. Modelo de barras de una pila.

La parte superior (elemento artificial) del cabezal tiene tal rigidez que se comporta como un elemento sumamente rígido, pero se tuvo el cuidado de que la aportación de la masa y la rigidez de este elemento no repercutiera en las formas modales, ya que su función es solo la de permitir el modelado del cabezal de tal forma que se puedan colocar los aisladores, es decir participa sólo como un elemento auxiliar para el modelado del puente.

Para modelar las pilas se usó un elemento barra de sección rectangular hueca, despreciando la forma redondeada de las paredes más cortas, ya que éstas no aportan una masa significativa con respecto a la masa de todo el puente, ni una rigidez importante, ver la pila de la figura 2-9. El cabezal y la pila son los mismos para las pilas 2, 3, 4 y 5, los únicos elementos que tienen geometría distinta son las tapas de concreto macizo y los cilindros de sección hueca.

Las tapas y los cilindros se modelaron con elementos barras de secciones circular y tubular, respectivamente. La tapa inferior se empotró de tal manera que se despreció cualquier interacción o efecto de la flexibilidad del suelo.

Los resultados de las tapas y los cilindros utilizados en este modelo analítico fueron comparados con los resultados de las pruebas experimentales realizadas por investigadores de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) y que se comentarán en el siguiente capítulo.

Elemento	Periodo del modo de vibrar (seg)			Peso Ton
	Longitudinal	Transversal	Vertical	
Pila				
2	0.8819	0.8094	0.0844	3408.770
3	1.0366	0.9920	0.0968	5484.863
4	1.0787	1.0373	0.0989	5604.443
5	0.6966	0.5892	0.0738	2916.182
Cilindro				
2	0.3715	0.3715	0.0513	2291.244
3	0.6406	0.6406	0.0728	4367.336
4	0.6801	0.6801	0.0750	4486.916
5	0.2109	0.2109	0.0384	1798.655

Tabla 2-5. Propiedades dinámicas de las pilas y cilindros.

Algunas de las propiedades dinámicas de las pilas se muestran en la tabla 2-5, el peso de cada de pila se obtuvo sumando el peso del cabezal (752.74 ton), de la pila hueca (364.787 ton) y del cilindro. Además, el periodo de vibrar se obtuvo de considerar modelos con masa distribuida por unidad de volumen. Con la intención de tener parámetros de comparación con los resultados que se comentan en el siguiente capítulo, se obtuvo también el periodo y peso de los cilindros.

2.3 Incorporación del sistema de aislamiento sísmico.

Posteriormente, a los modelos anteriores se agregó el sistema de aislamiento con que cuenta el puente. El comportamiento y propiedades de los aisladores usados en el modelo se describen en el capítulo cuarto de este trabajo. El modelo general del puente se muestra en la figura 2-11, en la que sólo se pueden distinguir los claros, las armaduras y la subestructura.



Figura 2-11. Vista general del modelo de barras.

Aunque en las imágenes resulta difícil observar los modos de vibrar, hay algunas que son simples de imaginar, tales como el primer y segundo modo que corresponden a movimientos longitudinal y transversal puros. Por ejemplo en el tercer modo de vibrar los claros extremos se mueven de manera transversal de un lado hacia otro, haciendo que el claro central rote alrededor del eje vertical global, ver la figura 2-12. Cuando

se dice que el movimiento tiene dirección en zigzag cada uno de los claros se mueve transversalmente con respecto del otro, formando un vaivén constante, ver la figura 2-13.

La tabla 2-6 presenta los primeros diez modos de vibrar del modelo con aislamiento sísmico. El primer modo es longitudinal y el segundo, con periodo ligeramente menor, es en dirección transversal.

Modo No.	Periodo Seg	Dirección
1	1.7954	Longitudinal
2	1.7840	Transversal
3	1.6066	Torsión
4	1.5632	Longitudinal central
5	1.4619	Transversal mixta
6	1.4089	longitudinal
7	1.3994	transversal
8	1.3479	longitudinal
9	1.3206	zigzag
10	1.2735	longitudinal

Tabla 2-6. Periodos de los 10 primeros modos de vibrar.

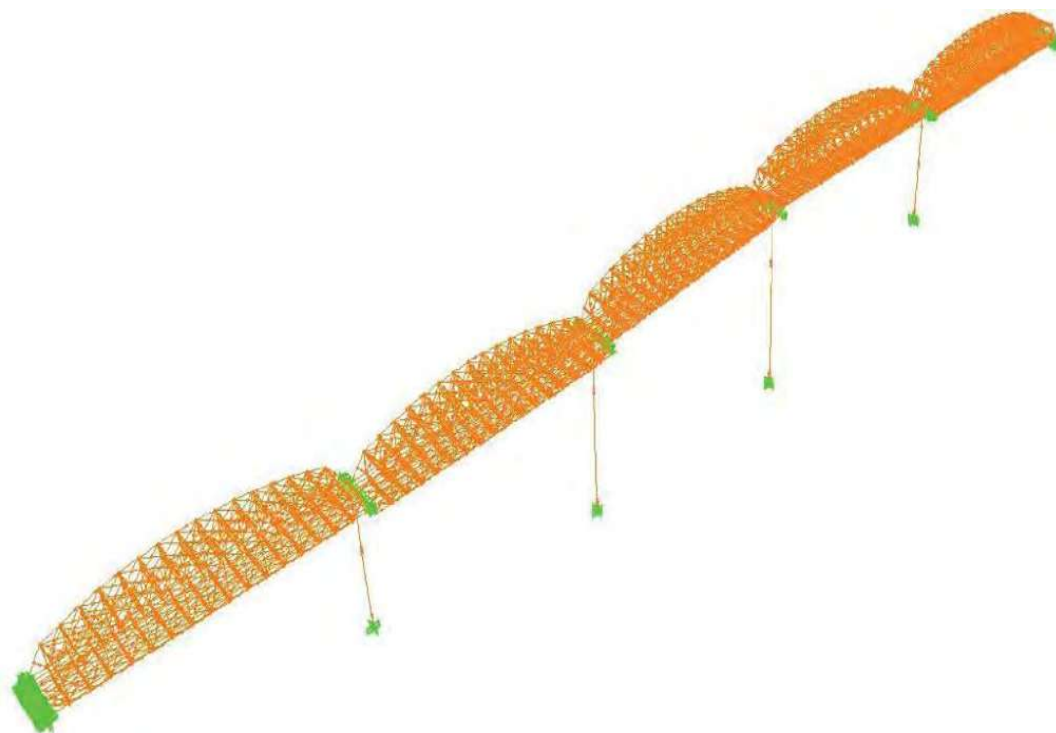


Figura 2-12. Modo de vibrar 3: torsión.

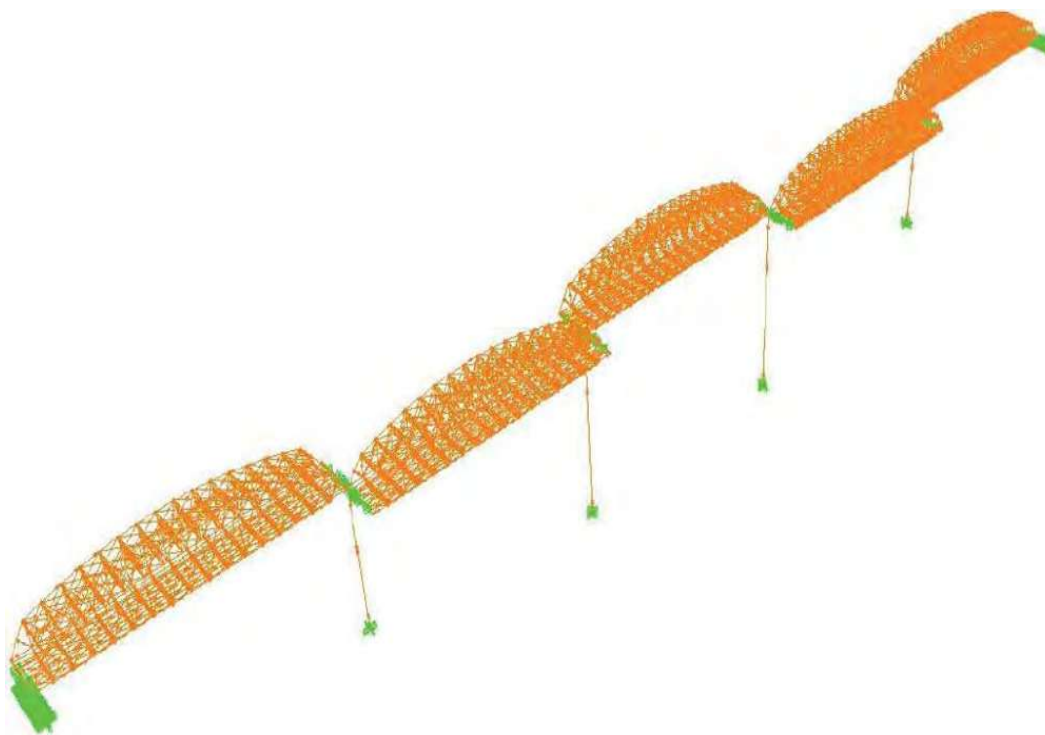


Figura 2-13. Modo de vibrar 9: movimiento transversal alternado

Al observar los diez primeros modos de vibrar se concluye que la participación de las pilas en estos no es la más importante, ya que los movimientos se presentan fundamentalmente entre claro y claro. Esto muestra la influencia de la incorporación del sistema de protección sísmica en la respuesta.

Modo No.	Periodo Seg	Dirección
1	1.6800	Longitudinal
2	1.6377	Transversal
3	1.0449	torsión pilas y calzada
4	0.9367	long en pilas
5	0.8700	long pilas y calzada
6	0.8548	trans pilas y calzada
7	0.5447	Torsión
8	0.4609	rotación
9	0.3470	vertical
10	0.3160	long pila

Tabla 2-7. Diez primeros modos de vibrar del claro central.

Ahora bien, dado que los primeros modos de vibrar están asociados con el movimiento relativo entre claros, se estudiará de forma separada alguno de los claros para observar si mantiene los mismos modos de vibrar que el puente en conjunto, pues de ser así, resultará de gran ayuda estudiar el modelo de un solo claro en la propuesta de ubicación del sistema de instrumentación.

Si aislamos el claro central del puente y observamos sus primeros diez modos de vibrar (ver tabla 2-7) observamos que, aunque cambian de magnitud, conservan el mismo patrón de movimiento en los modos principales. En este modelo se despreció la contribución de la masa de los claros contiguos, pues la intención se limita a observar el patrón de movimiento de un claro aislado y no a tratar de representar el comportamiento de todo el puente en un solo claro.

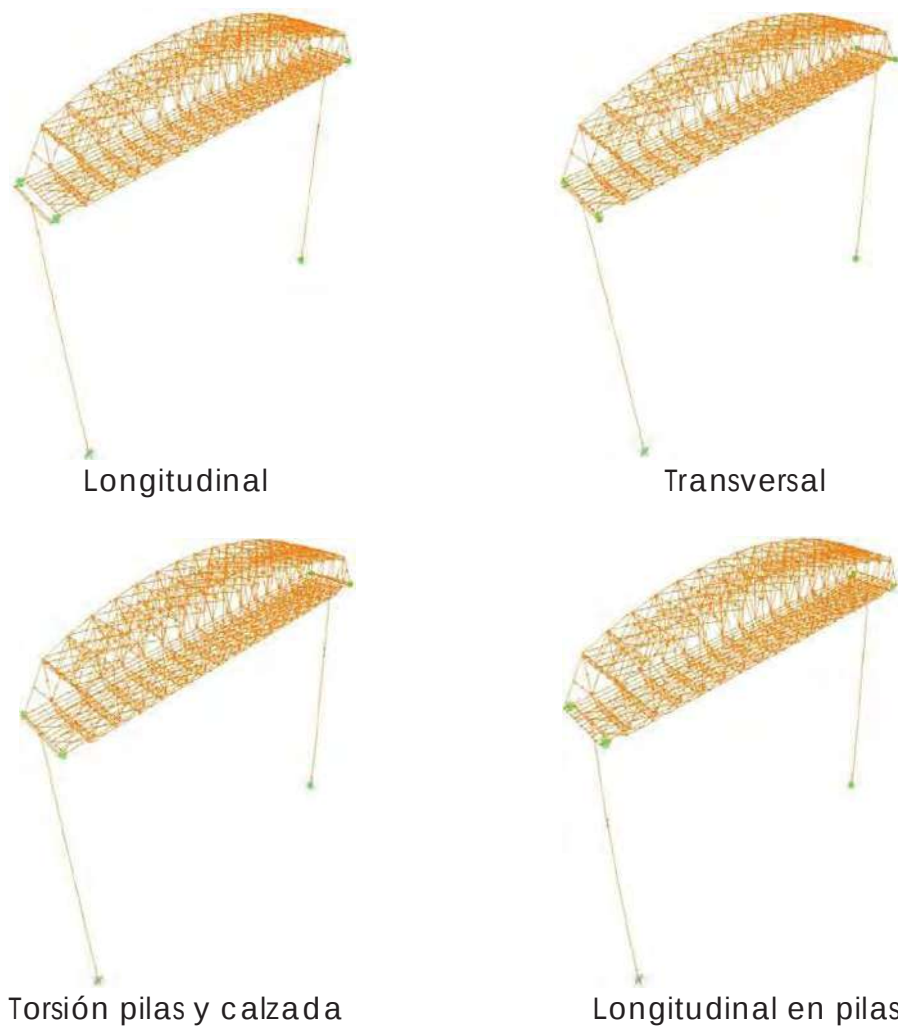


Figura 2-14. Primeros 4 modos de vibrar del claro aislado.

CAPÍTULO 3

3. Modelo de cilindros.

En este capítulo se hace una comparación de las propiedades dinámicas de los cilindros medidas experimentalmente con las obtenidas mediante el modelo de barras y un modelo más refinado con elementos finitos. La medición experimental fue realizada sometiendo a los cilindros a vibración forzada y vibración libre por investigadores de la UNAM (Muñoz, 2003), cuando se encontraba el puente en construcción.

3.1 Modelado numérico de los cilindros.

Los cilindros de concreto se modelaron de dos maneras: la primera usando elementos barra y la segunda utilizando elementos finitos sólidos. Los resultados obtenidos por Muñoz (2003) corresponden únicamente a estos elementos estructurales, es decir sin considerar las pilas huecas ni el cabezal de las pilas.

Los cilindros huecos de concreto reforzado son de diferentes alturas y geometrías. Estos cilindros cuentan con dos tapas de concreto reforzado macizo que ayudan, en la parte inferior, a apoyarse en los pilotes que forman parte de la cimentación, y en la parte superior, a apoyar las pilas huecas de concreto reforzado. En la siguiente tabla se dan algunas de sus propiedades geométricas, considerando que la altura ya contiene las tapas superior e inferior:

Cilindro	Altura	diámetro	Espesor
No.	mm	mm	mm
2	34131	8500	1000
3	48630	10000	1200
4	50130	10000	1200
5	25430	8500	1000

Tabla 3-1. Dimensiones geométricas de los cilindros tapados.

Los cilindros se crearon utilizando dos modelos numéricos para comparar las propiedades dinámicas con los datos de las pruebas realizadas por Muñoz (2003) y, teniendo presente que la finalidad de este trabajo es la propuesta de ubicación de instrumentación, decidir si el modelo simplificado predice adecuadamente las propiedades dinámicas de estos elementos.

La primer propuesta del modelo de los cilindros y las tapas se realizó usando elementos barra, ya que los modelos de barras requieren de una cantidad de memoria menor y resultan más prácticos porque reducen el tiempo de análisis. En este modelo, al igual que en el siguiente, la base de los cilindros se empotró, ignorando los efectos de la flexibilidad del terreno. En la figura 3-1 se observa la configuración con la que fueron modelados los cilindros y las tapas, y en la tabla 2-5 se muestran los periodos correspondientes a los modos de vibrar, en tal forma que después se logren comparar con los que resulten de la segunda propuesta.



Figura 3-1. Representación de los cilindros modelados con elementos barra.

En la segunda propuesta se modeló cada uno de los cilindros huecos, incluyendo sus tapas inferior y superior, usando elementos finitos sólidos como se muestra en la figura 3-2. Los elementos finitos sólidos tienen asignado el peso propio del material por unidad de volumen.

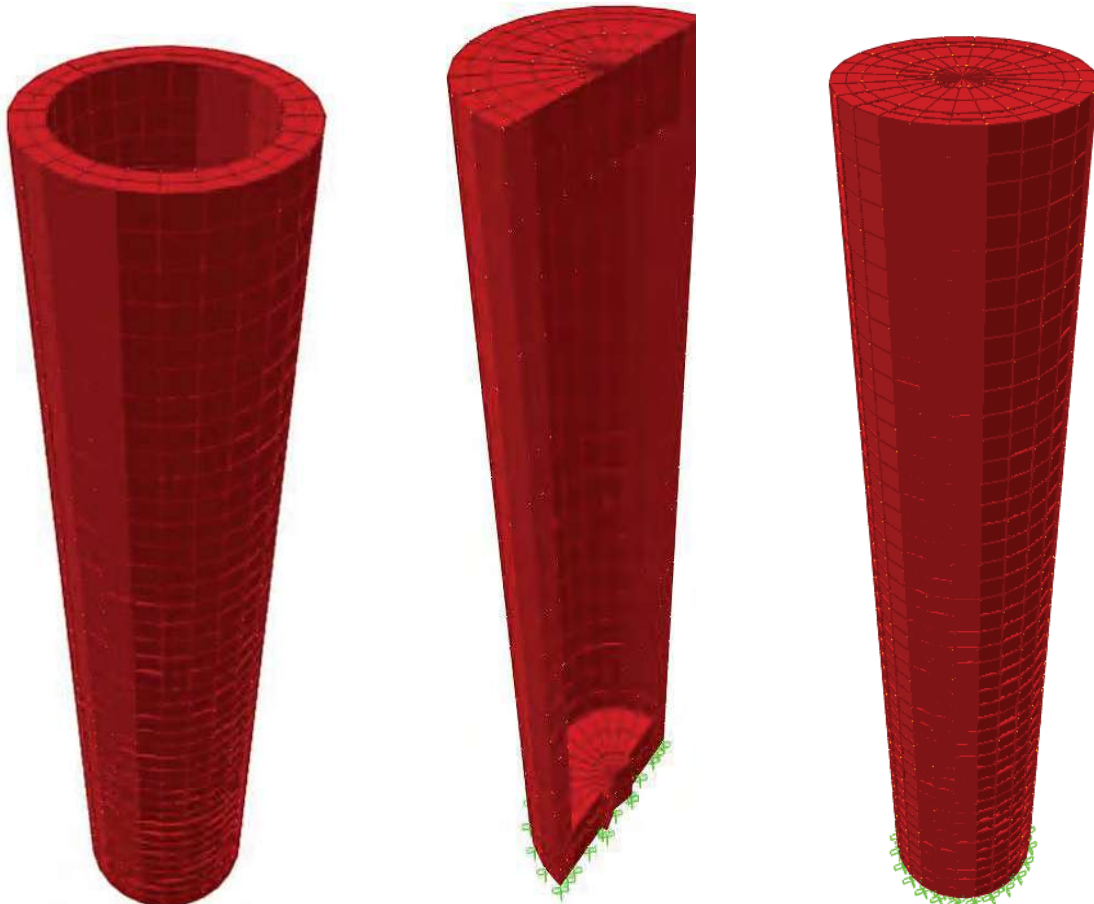


Figura 3-2. Representación de los cilindros modelados con elementos finitos sólidos.

En el segundo capítulo, y específicamente en la tabla 2-5, se muestran los periodos para el modo longitudinal, transversal y vertical de los cilindros modelados con elementos barra. Con la intención de comparar se obtuvieron los periodos de los cilindros para los mismos modos, considerando los modelos con elementos finitos.

Cilindro	Periodo del modo de vibrar (seg)		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
2	0.3087	0.3086	0.0483
3	0.5103	0.5103	0.0676
4	0.5399	0.5399	0.0696
5	0.1837	0.1837	0.0366

Tabla 3-1. Periodos del modelo con elementos finitos sólidos.

Al comparar las tablas 3-1 y 2-5 se observa que el modelo de barras conduce a un valor mayor de periodo; en promedio 20.5% en las direcciones longitudinal y transversal y un 6.2% en la vertical. Ambos modelos intentan representar una estructura relativamente simple (un elemento en cantiliver) de manera que es difícil concebir la idea de que entre ellos exista tal diferencia. Sin embargo, teóricamente se debe al tipo de análisis con el que se obtiene la respuesta, puesto que con un modelo de elementos finitos la solución toma en cuenta grados de libertad, en los nodos, que los modelos de barras no hacen y la aproximación de la respuesta depende del número y forma del elemento utilizado para el análisis. En cuanto al análisis hecho con barras, sabemos que es un método más simple, además de que el número de parámetros que manejan es más pequeño, y recordemos que estos métodos se basan en una serie de hipótesis que desprecian o limitan el comportamiento tanto de las estructuras como de los materiales con el que se componen.

Con la finalidad de hacer comparables los valores obtenidos en los modelos numéricos con los resultados que obtuvieron los investigadores de la UNAM, se debe incluir en los modelos anteriores el efecto del agua alrededor de los cilindros. Para ello se utilizaron recomendaciones reglamentarias respecto a la participación del agua en la masa de los elementos estructurales, a través del concepto de masa de agua adherida. Una vez considerado esto en cada cilindro, se obtienen nuevamente los periodos.

La masa de agua adherida por unidad de longitud m_a , para secciones circulares, se obtiene de acuerdo al EUROCODE (1998) con:

$$m_a = \rho \cdot \pi \cdot R^2 \quad 3.1$$

donde:

$\rho = 1.0197 \text{E} - 13 \text{ ton s}^2 / \text{mm}^4$; es la densidad del agua y

R = radio de la sección

Ahora bien, si observamos la expresión nos damos cuenta de que se trata de la multiplicación del área de la sección por la densidad del agua y como resultado se obtiene una masa por unidad de longitud. Por tanto podemos agregar la densidad del agua a la densidad del concreto reforzado y de esta manera el programa tomará en cuenta el incremento de la masa en el modelo. Para dar una idea cuantitativa en la tabla 3-2 se muestra la masa total adherida en cada cilindro.

Cilindro No.	2	3	4	5
Masa (ton-s ² /mm)	0.19749	0.38946	0.40148	0.14715

Tabla 3-2. Masa adherida en cada cilindro.

3.2 Periodos de los cilindros.

Los resultados de los periodos de cada uno de los cilindros, incluyendo la masa de agua adherida, se muestran junto con los resultados de la UNAM en las tablas 3-3 a 3-5.

Cilindro	Periodo del modo de vibrar (seg)		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
2	0.4422	0.4422	0.0611
3	0.7623	0.7623	0.0866
4	0.8094	0.8094	0.0893
5	0.2501	0.2501	0.0457

Tabla 3-3. Modelo de barras con la masa de agua adherida.

Cilindro	Periodo del modo de vibrar (seg)		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
2	0.3674	0.3673	0.0574
3	0.6073	0.6073	0.0805
4	0.6425	0.6425	0.0829
5	0.2186	0.2186	0.04363

Tabla 3-4. Modelo de elementos finitos con la masa de agua adherida.

Cilindro	Periodo del modo de vibrar (seg)		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
2	0.3570	0.3330	0.044
3	0.5840	0.5950	0.061
4	0.5980	0.6170	0.063
5	0.2500	0.2500	0.045

Tabla 3-5. Periodos de las pruebas de vibración ambiental (Muñoz, 2003).

Cilindro	Periodo del modo de vibrar (seg)	
	Longitudinal	Transversal
2	0.3286	0.3517
3	0.5025	0.5076
4	0.5701	0.6240
5	0.2544	0.2540

Tabla 3-6. Periodos de las pruebas de vibración forzada (Muñoz, 2003).

Como era de esperarse, en ambos modelos existe un incremento del periodo para cada cilindro por la incorporación de la masa de agua en los elementos. Ahora bien, si comparamos el incremento del periodo entre propuesta y propuesta obtenemos un porcentaje promedio de 19% para todas las direcciones, esto nos indica que al menos la masa adherida influyó de la misma manera en ambas propuestas.

De comparar los modos principales de vibrar con los resultados obtenidos por los investigadores de la UNAM, vemos que ambos modelos tienen cierta diferencia y que, al contrario de lo que se pudiera pensar, el modelo de barras predice de forma más aproximada los valores experimentales obtenidos para el cilindro 5, mientras que la propuesta hecha con elementos finitos sólidos hace una mejor predicción para los cilindros 2, 3 y 4.

Es importante señalar que estos resultados pueden deberse a lo siguiente:

- Existe cierta incertidumbre respecto a la altura real de los cilindros, ya que lo reportado en las pruebas experimentales no coincide totalmente con lo que se muestra en los planos constructivos de estos elementos. En lo que respecta a este trabajo, los datos tomados se apegan a lo que dicen los planos constructivos.

- Existe también incertidumbre del valor de masa de agua que participa efectivamente en el movimiento de los cilindros, efecto que resulta evidente al observar que existen diferencias entre los periodos reportados experimentalmente con mediciones de vibración ambiental y con mediciones producto de vibración forzada en los cilindros. En dirección longitudinal el periodo es en promedio 7% mayor en vibración forzada que en vibración ambiental y en la dirección transversal el periodo es en promedio 2% mayor en las pruebas de vibración forzada con respecto a las de vibración ambiental.

De comparar los resultados, desechamos la posibilidad de estudiar el comportamiento del puente con pilas modeladas como barras, puesto que la respuesta de este modelo para los cilindros no es lo suficientemente aproximada como para justificar su aplicación. Así que, aunque tome más tiempo y se complique más el modelado, tendremos que utilizar un modelo de elementos finitos. Sin embargo, como se mencionó en un principio, el modelo de barras nos permite mantenernos al margen, es decir que sigue siendo de gran ayuda tener un modelo de barras como referencia.

En realidad el agua rebasa el nivel de las tapas de los cilindros y que para su diseño se dejó un tirante libre de 9250mm, medido de la armadura inferior de la calzada a la superficie libre de agua. Ambos modelos arrojan los periodos mostrados en las tablas 3-7 y 3-8, en las que no se observan diferencias en las formas de los modos, lo que nos indica que ambos modelos tienen una respuesta muy parecida a pesar de que el modelo de barras tenga la limitación de no aproximarse adecuadamente a la respuesta real.

Si comparamos los valores de la tabla 2-6 con los de la tabla 3-7, nos damos cuenta de que el incremento del periodo, debido a la consideración de la masa de agua adherida, no es igual de proporcional como lo fue cuando analizamos el cilindro por separado, esto se debe a la participación de los modos locales de los elementos que forman la superestructura. Sin embargo la dirección de los modos sigue manteniendo el mismo patrón.

Modo	Periodo	Dirección
No.	Seg	
1	1.8187	Longitudinal
2	1.7925	Transversal
3	1.6377	Torsión
4	1.6123	Longitudinalcentral
5	1.4868	Transversalmixta
6	1.4560	longitudinal
7	1.4060	transversal
8	1.3655	longitudinal
9	1.3479	zigzag
10	1.3257	longitudinal

Tabla 3-7. Modelo del puente con pilas barra.

3. Modelo de Cilindros

Modo	Periodo	Dirección
No.	Seg	
1	1.7720	Longitudinal
2	1.7553	Transversal
3	1.6139	Torsión
4	1.5869	Longitudinalcentral
5	1.4709	Transversalmixta
6	1.4440	longitudinal
7	1.3912	transversal
8	1.3604	longitudinal
9	1.3422	zigzag
10	1.3240	longitudinal

Tabla 3-8. Modelo del puente con pilas elemento finito.

Si comparamos los valores de la tabla 3-8 con los valores de la tabla 3-9, en la cual se muestra los periodos del puente con cilindros modelados con sólidos sin considerar la masa de agua adherida, observamos que la diferencia en periodo oscila en un 0.34%, que no parece tan importante. De la misma forma que pasó en el modelo de barras, el cambio no sigue el mismo patrón de proporcionalidad, debido a la influencia de los elementos de la superestructura.

Modo	Periodo	Dirección
No.	Seg	
1	1.7598	Longitudinal
2	1.7394	Transversal
3	1.6039	Torsión
4	1.5812	Longitudinalcentral
5	1.4668	Transversalmixta
6	1.4419	longitudinal
7	1.3880	transversal
8	1.3590	longitudinal
9	1.3422	zigzag
10	1.3240	longitudinal

Tabla 3-9. Modelo del puente con pilas elemento finito sin masa de agua.

CAPÍTULO 4

4. Análisis detallado.

Con la intención de mejorar el análisis del puente, se detalló el modelo numérico con la incorporación de algunos parámetros que modifican la respuesta del puente como lo son: las juntas de dilatación, las conexiones entre barras de la armadura, el sistema de aislamiento sísmico y la flexibilidad del terreno donde se desplanta la cimentación. Todo ello con la finalidad de aproximarnos lo más posible a la respuesta real del puente, ya que nuestra intención principal es la ubicación de la instrumentación y la comparación de las mediciones con el modelo.

Las propiedades de los elementos incorporados en el modelo tienen la limitante de la información con la que se contó. Partiendo de la información de los planos estructurales y los estudios previos, y comparando con la información que se ha obtenido de visitas, se puede observar que existen ciertas diferencias. Seguramente hechas en beneficio de la funcionalidad del puente, así como de la mejora de su comportamiento estructural.

4.1 No linealidad de las Juntas.

Cuando existe la necesidad de salvar claros muy largos, es recomendable la construcción de puentes con claros discontinuos (por supuesto dependiendo del tipo de puente que se desee construir), ya que calzadas muy largas pueden sufrir la presencia de elementos mecánicos muy grandes, debidas a condiciones de reología.

Las juntas de dilatación o juntas de expansión tienen asignadas las funciones de absorber los cambios volumétricos de las calzadas debidos a la temperatura y cubrir los espacios que se dejan entre tramo y tramo del puente.

La importancia de estudiar el comportamiento de estos dispositivos radica en la idea de que su flexibilidad permite que las calzadas de los puentes puedan sufrir desplazamientos y colisiones entre sí. Las juntas, hablando de deformaciones pequeñas, no aportan una rigidez importante al puente, tal que se modifique la respuesta del mismo. Sin embargo cuando se considera que existen deformaciones excesivas, las juntas ayudan a disminuir o prevenir que los daños sean excesivos.

Las juntas constan generalmente de almohadillas de neopreno o hule, contienen elementos de acero que sirven para sujetarlas o como mecanismos de prevención de desplazamientos excesivos. Si se observa la Figura 4-1a, se nota que el elemento de neopreno es muy flexible y muy delgado por lo que aporta una rigidez prácticamente nula en el sentido longitudinal del puente.



(a)



(b)

Figura 4-1. Juntas sísmicas del puente Infiernillo II.

En la figura 4-1b el mecanismo que tiene la junta de dilatación ayuda a impedir un desplazamiento excesivo entre las dos calzadas, cuando éstas tienden a separarse. La resistencia a la separación que aportan las juntas en desplazamientos pequeños es de poca magnitud, pues la resistencia es aportada por el neopreno. Una vez que se encuentran a su máxima abertura, la resistencia es aportada por el mecanismo de acero, por lo tanto ésta crece linealmente hasta que alcanza su valor de fluencia. Cuando el movimiento de las calzadas tiende a juntarlas, el neopreno emite cierta resistencia que está en función de su rigidez (la cual es pequeña). Sin embargo en esta dirección las barras de sujeción no aportan ninguna resistencia al movimiento. Si el movimiento continúa se da la colisión.

Para incorporar los efectos de las juntas sísmicas en nuestro modelo se usaron elementos no lineales de contacto. El primero tiene la función de aportar la resistencia al desplazamiento cuando las calzadas se separan más de cierta longitud preestablecida. El segundo hace las veces del anterior, con la diferencia que este trabaja cuando el movimiento de las calzadas es de convergencia, aportando cierta resistencia de compresión.

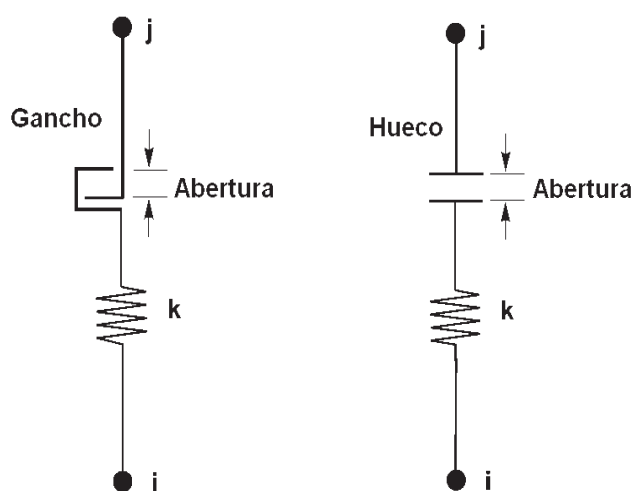


Figura 4-2. Modelo teórico de las juntas sísmicas

En el caso de análisis lineales, ambas uniones tienen la rigidez aportada por el neopreno y para el caso de análisis no lineales tienen la rigidez aportada por los elementos de acero.

En el modelo se utilizaron doce dispositivos de esta índole: seis ganchos y seis huecos. La decisión fue tomada con respecto a la figura 4-5 en la que se muestra que el mecanismo de protección de la junta cuenta con alrededor de seis articulaciones, cada articulación representa un gancho o un hueco, dependiendo de que el movimiento de las calzadas sea divergente o convergente.

La rigidez efectiva de cada unión, independientemente de su forma, es la misma y representa la resistencia aportada por el neopreno, siempre y cuando no se rebasen los desplazamientos de abertura de las juntas sísmicas. Si se da el caso de que se rebasen los desplazamientos límites, la rigidez entre ganchos y huecos es la que se utiliza para los análisis no lineales.



Figura 4-3. Mecanismo de juntas sísmicas.

En la tabla 4-1 se muestran el valor de la rigidez y el abertura para cada unión. El valor de la rigidez se obtuvo de acuerdo con Beskos y Anagnostopoulos (1997), el abertura se obtuvo directamente del campo y en ningún caso se consideró el amortiguamiento aportado por estos dispositivos. Cuando se menciona Rigidez efectiva se hace referencia a la resistencia del neopreno y se usa para el análisis lineal, mientras que cuando se menciona Rigidez se refiere a la resistencia de la unión para el análisis no lineal.

Unión	Rigidez efectiva	abertura	Rigidez
	ton/mm	mm	ton/mm
gancho	0.006328	250	0.0956
hueco	0.006328	80	0.0956

Tabla 4-1. Modelo teórico de las juntas sísmicas

Los valores del periodo para los diez primeros modos se presentan en la tabla 4-2. Si comparamos los valores con los de la tabla 3-8 percibimos que la incorporación del efecto de la rigidez de las juntas, no es tan significativo, sobretodo en los primeros modos de vibrar y oscila alrededor del 1.2%, esto implica que la participación de las juntas de dilatación se puede omitir en el modelo, sin que esto repercuta en una pérdida de aproximación importante en la respuesta del sistema. Sin embargo el modelo se seguirá estudiando, tomando en cuenta las juntas de dilatación, pues su incorporación no incrementa en mucho el tiempo de análisis en la computadora.

Modo	Periodo	Dirección
No.	Seg	
1	1.7614	Longitudinal
2	1.7553	Transversal
3	1.6138	Torsión
4	1.5601	Longitudinal central
5	1.4709	Transversal mixta
6	1.4077	longitudinal
7	1.3911	transversal
8	1.3422	longitudinal
9	1.3168	zigzag
10	1.2720	longitudinal

Tabla 4-2. Periodos del modelo con juntas sísmicas.

4.2 Aisladores.

La ubicación del puente hizo atractivo el uso de sistemas de protección sísmica. El sistema elegido consta de cuatro aisladores del tipo multirrotacional deslizante en cada una de las pilas y dos en cada uno de los estribos. Este tipo de sistema, a base de aisladores multirrotacionales, resulta muy eficiente para la disipación de energía, además de requerir de un mantenimiento muy bajo.

Para modelar los aisladores se utilizó un elemento de conexión del tipo “Rubber Isolator”, ya que representa de manera adecuada el comportamiento bilineal de los aisladores multirrotacionales utilizados. En la figura 4-4 se observa el modelo bilineal de un aislador sísmico.

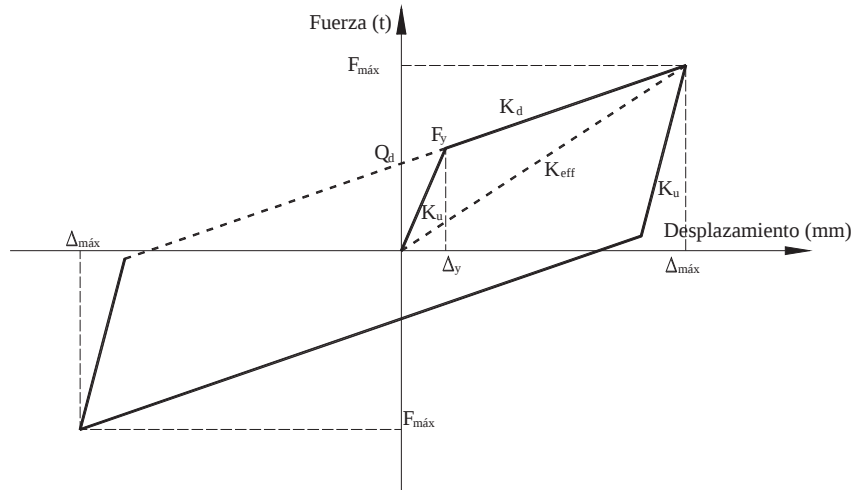


Figura 4-4. Modelo bilineal de un aislador sísmico.

De acuerdo con Muñoz (2003) las propiedades que se le asignaron a cada aislador se muestran en la figura 4-5, la rigidez efectiva se obtuvo con la expresión 4.1 y el amortiguamiento con 4.2.

$$K_{eff} = \frac{F_{máx}^+ - F_{máx}^-}{\Delta_{máx}^+ - \Delta_{máx}^-} \quad 4.1$$

$$\xi = \frac{2 * Q_d (\Delta_{máx} - \Delta_y)}{\pi * K_{eff} * \Delta_{máx}^2} \quad 4.2$$

donde:

$F_{máx}^+$ y $F_{máx}^-$ = fuerzas máximas positiva y negativa, respectivamente.

$\Delta_{máx}^+$ y $\Delta_{máx}^-$ = desplazamientos máximos positivo y negativo, respectivamente.

Q_d = resistencia característica.

Δ_y = desplazamiento de fluencia del aislador.

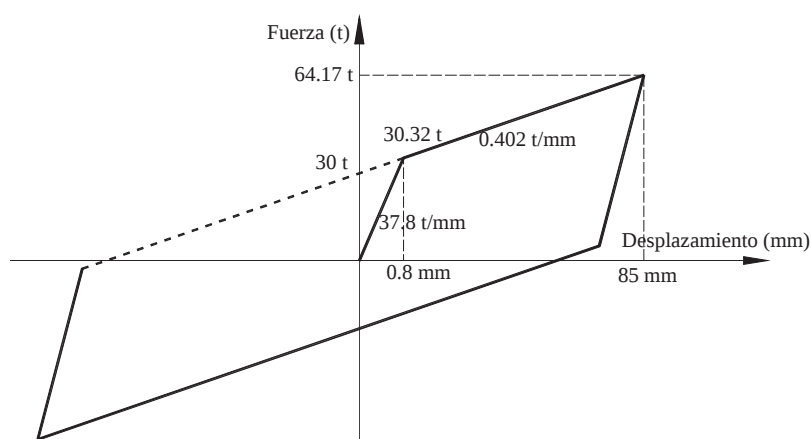


Figura 4-5. Modelo bilineal de un aislador sísmico.

Partiendo de los valores de la figura 4-6 y de las ecuaciones 4.1 y 4.2, la rigidez efectiva k_{eff} y el amortiguamiento equivalente ξ , resultan:

$$K_{eff} = \frac{64.17 - (-64.17)}{85 - (-85)} = 0.755 \text{ t/mm} \quad 4.1$$

$$\xi = \frac{2 * 30(85 - 0.8)}{\pi * 0.755 * (85)^2} = 0.2948 \quad 4.2$$

Los propiedades de los elementos del sistema de protección (aisladores) son tales que su comportamiento histerético es bastante similar al comportamiento experimental reportado por los investigadores de la UNAM, el cual obtuvieron de pruebas experimentales de laboratorio. En la siguiente figura se muestra el comportamiento de un aislador sometido a cinco ciclos de carga, llevándolo a su desplazamiento máximo de 85 mm (3.15 in).

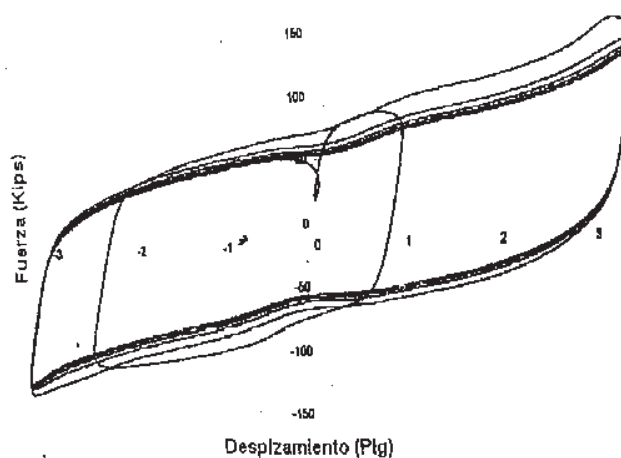


Figura 4-6. Comportamiento histerético real de los aisladores.

Los aisladores que se agregaron en el modelo, usando las propiedades observadas en la figura 4-4 y las obtenidas con las expresiones 4.1 y 4.2, presentan el comportamiento histerético mostrado en la figura 4-7, el cual se obtuvo del SAP2000 y es bastante similar al comportamiento reportado en los trabajos de experimentación.

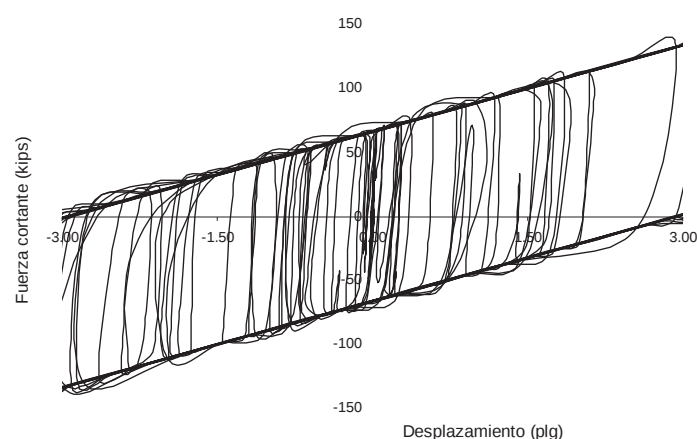


Figura 4-7. Comportamiento histerético de los aisladores modelado.

La respuesta del puente, sísmicamente aislado, se ha venido mostrando en los capítulos anteriores, ya que desde su concepción el puente consta de aisladores, así que entre lo más rescatable de hacer la comparación de la respuesta del puente cuando tiene o no aislamiento sísmico se encuentra el saber que las pilas dejan de participar en los primeros modos de vibrar. Además de que el incremento del periodo, con la incorporación del sistema de aislamiento, no fue el acostumbrado, ya que en general el periodo del sistema se aumenta en tres veces el periodo sin aislar. Para este puente el incremento no llega a ser ni siquiera el doble, pues en el sentido transversal el periodo del puente sin aislar fue de 1.23 seg, mientras que en el puente con aisladores fue de 1.76 seg.

Lo anterior puede implicar que la rigidez de diseño de los aisladores haya sido demasiado grande, es decir, lo recomendable hubiese sido incorporar un sistema de aislamiento tal que el periodo del puente se incrementara en alrededor de tres veces el periodo sin aislar. Por otro lado cabe señalar que en un puente con pilas tan largas no parece tan atractivo el uso del sistema de aislamiento sísmico, pues la altura de las pilas funciona como un sistema de aislamiento, ya que incrementa el periodo del puente.

Ahora bien, debido a que las pilas son de diferentes alturas existe cierta diferencia de rigidez, con la incorporación del sistema de

aislamiento se logra que la diferencia entre rigideces sea menor, por tanto se puede justificar el uso del sistema de protección.

En la tabla 4-3 se muestra la rigidez de cada una de las pilas, calculada con el desplazamiento generado por una fuerza de mil toneladas. También se muestra la rigidez de los cuatro aisladores que tiene cada pila y por último la rigidez del sistema. La rigidez de la pila se refiere a la rigidez del sistema formado con el cilindro hueco, las tapas de concreto macizo, la pila hueca y el cabezal.

Pila No.	Fuerza Ton	Desplazamiento mm	Rigidez Pila Ton/mm	Rigidez Aislador Ton/mm	Rigidez Sistema Ton/mm
2	1000	216.031	4.629	3.020	1.83
3	1000	227.894	4.388	3.020	1.79
4	1000	239.187	4.181	3.020	1.75
5	1000	155.843	6.417	3.020	2.05

Tabla 4-3. Rigidez del sistema pila aislador.

4.3 Flexibilidad del suelo.

En esta sección estudiaremos de manera individual uno de los cilindros del puente, con la intención de conocer los cambios en la respuesta que genera la incorporación de los efectos de flexibilidad del suelo.

Como se mencionó en el segundo capítulo, los cilindros de 8.5 m de diámetro están cimentados sobre grupos de pilotes de 60 cm de diámetro y los cilindros de 10 m de diámetro con grupos de pilotes de 90 cm de diámetro. Además se sabe, de los planos constructivos, que la altura de los pilotes usados en todos los cilindros es de 8000 mm.

Para estudiar los efectos de la flexibilidad se propuso comparar la respuesta del modelo que se reporta en la sección 4.1 con un modelo en el que se toma en cuenta la flexibilidad de los pilotes. Para incorporar los pilotes se usó el elemento barra de concreto reforzado, este elemento aporta la rigidez vertical de los pilotes. Los pilotes fueron empotrados en su base y para tomar en cuenta la rigidez lateral que aporta el suelo sobre el sistema de cimentación se agregaron resortes a todo lo largo de cada uno de los pilotes. Las rigideces laterales de los resortes se obtuvieron con respecto al tipo de suelo que rodea la cimentación y de acuerdo las fórmulas propuestas por:

$$\text{Vesic (1961): } K_h = \frac{0.65 * E_s}{(1 - \mu^2)} \left(\frac{E_s * D^4}{E_p * I_p} \right)^{0.12} \quad 4.3$$

$$\text{Biot (1937): } K_h = \frac{0.95 * E_s}{(1 - \mu^2)} \left(\frac{E_s * D^4}{(1 - \mu^2) * E_p * I_p} \right)^{0.108} \quad 4.4$$

donde:

E_s = módulo de elasticidad del suelo.

μ = relación de Poisson del suelo

E_p = módulo de elasticidad del pilote.

I_p = momento de inercia del pilote.

D = diámetro de los pilotes.

Los valores usados en el modelo se presentan en la tabla 4-4. Dado que los valores, en ambas fórmulas son muy parecidos, se decidió utilizar sólo uno de los valores, que en nuestro caso fueron los obtenidos con la fórmula de Biot.

Pila	E_s	μ	D	E_p	I_p	K_h con Biot		K_h con Vesic	
	(kg/cm ²)		(cm)	(kg/cm ²)	(cm ⁴)	(kg/cm)	(ton/mm)	(kg/cm)	(ton/mm)
2	1512	0.499	60	221359.4	1272345	1480.3	14.803	1389.923	13.899
3	2875.5	0.496	90	221359.4	6441247	3003.9	30.039	2843.649	28.436
4	4250	0.499	90	221359.4	6441247	4648.3	46.483	4419.392	44.194
5	20000	0.298	60	221359.4	1272345	20867.9	208.679	20639.382	206.394

Tabla 4-4. Rigidez lateral del suelo.

Los valores para el módulo de Poisson se obtuvieron de acuerdo con Fang (1975):

$$\mu = \frac{1 - 2 \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2}{2 - 2 \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2} \quad 4.5$$

donde:

V_s = velocidad de cortante del suelo

V_p = velocidad de compresión del suelo

Los valores de las velocidades se obtuvieron con respecto al tipo de terreno y de acuerdo con Fang (1975).

La periodo modal en sus primeras 10 formas se muestra en la tabla 4-5, en la cual no se observa gran diferencia con respecto a la tabla 4-2. A pesar de la poca diferencia que existe en la respuesta, el tiempo requerido para el proceso de análisis es mucho mayor, ya que cuando se consideran los pilotes en la cimentación el tiempo de análisis requerido se incrementó en catorce veces, lo que implica un esfuerzo computacional importante con una ganancia de precisión insignificante, por lo tanto conforme a lo anterior se decidió omitir en el modelo el efecto de los pilotes de cimentación.

Modo	Periodo	Dirección
No.	Seg	
1	1.7626	Longitudinal
2	1.7566	Transversal
3	1.6149	Torsión
4	1.5607	Longitudinalcentral
5	1.4709	Transversalmixta
6	1.4077	longitudinal
7	1.3913	transversal
8	1.3422	longitudinal
9	1.3169	zigzag
10	1.2720	longitudinal

Tabla 4-5. Periodos del modelo con pilotes.

Para corroborar aún más que la respuesta del puente no cambia drásticamente si omitimos los pilotes, se sometió el modelo a un par de acelerogramas. La respuesta del modelo se comparó con la respuesta del modelo obtenido a partir del capítulo 4.3 y sometido a los mismos acelerogramas. Los resultados mostraron, por ejemplo, que los desplazamientos no cambiaron ni en un 2%, por lo que se justificó la omisión de la influencia del conjunto de pilotes de cimentación.

También debemos de tomar en cuenta la flexibilidad del suelo en cimentación en los estribos, los cuales descansan sobre zapatas corridas de 18000 mm x 7000 mm x 1500 mm de espesor en el estribo 1 y de 18000 mm x 5000 mm x 1500 mm de espesor en el estribo 6. Para modelar la rigidez de las zapatas se usaron resortes con rigideces lateral y vertical. La rigidez vertical se obtuvo de promediar, las siguientes expresiones:

$$K_s = K_{s1} \left(\frac{m+0.5}{1.5*m} \right); \text{ Terzagui} \quad 4.6$$

$$K_s = K_{bb} \left(\frac{L+0.5*B}{1.5*L} \right) \quad 4.7$$

$$K_{bb} = 1.5 \frac{E_s}{B} \quad 4.8$$

donde:

K_{s1} = módulo de balasto para una placa cuadrada de un pie de ancho.

m = relación entre lado largo y lado corto de la zapata rectangular.

La rigidez lateral de los resortes se obtuvo de acuerdo con:

$$K_h = \frac{E}{B} \quad 4.9$$

Los valores de la rigidez de los resortes usados en los estribos se muestran en la tabla 4-6.

Estribo	K_h	K_v
	(ton/mm)	(ton/mm)
1	151.2	432.2
6	9000	20030.8

Tabla 4-6. Rigidez de los resortes en los estribos.

Los valores de los diez primeros modos de vibrar del puente, considerando la flexibilidad del suelo en los estribos, se muestran en la tabla 4-7. Si comparamos estos valores con los de la tabla 4-2, nos damos cuenta de que la diferencia no es de extrema importancia y dado que el esfuerzo computacional no se incrementa en forma significativa, podemos seguir tomando en cuenta los efectos de flexibilidad del suelo en la predicción de la respuesta.

Modo No.	Periodo Seg	Dirección
1	1.7615	Longitudinal
2	1.7553	Transversal
3	1.6141	Torsión
4	1.5606	Longitudinal central
5	1.4713	Transversal mixta
6	1.4082	longitudinal
7	1.3916	transversal
8	1.3425	longitudinal
9	1.3174	zigzag
10	1.2722	longitudinal

Tabla 4-7. Modos del puente con la flexibilidad del suelo en los estribos.

CAPÍTULO 5

5. Discusión de resultados y propuesta de ubicación de instrumentación sísmica.

Una vez que se ha terminado el modelo del puente debemos estudiar su comportamiento bajo la acción de aceleraciones sísmicas. Conforme a los resultados que se obtengan se hará la propuesta de ubicación de los instrumentos de medición.

5.1 Movimientos sísmicos

Para estimar la respuesta sísmica del puente se eligieron acelerogramas registrados en estaciones localizadas en la costa del Pacífico y relativamente cercanas al puente.

En la tabla 5-1 se muestran algunas características de los eventos, su fecha de ocurrencia y la estación donde se obtuvo el registro. La estación Cales se localiza en Caleta de Campos en el estado de Michoacán, la estación Unión en la Unión estado de Guerrero, la estación Manzanillo en Manzanillo en el estado de Colima y la estación INPT se encuentra en la presa de Infiernillo en el río Balsas entre los estados de Michoacán-Guerrero. En las figuras 5-1 a 5-11 se muestran los acelerogramas utilizados con sus respectivos espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y desplazamientos.

ID	Fecha	Duración	Magnitud (Ms)	Aceleración
		seg		gal
Cales	19/09/1985	97.24	8.1	140.83
Cales8604	30/04/1986	25.2	7	76.52
Cales9701	11/01/1997	65.5	6.9	396.21
Unión	19/09/1985	124.6	8.1	148.32
Unión9412	10/12/1994	54.935	6.3	92.95
Unión9906	21/06/1999	110	5.8	73.21
Manzanillo	10/10/1995	50	7.5	387.10
INPT9701	11/01/1997	89.12	6.5	282.37
INPT9705	25/05/1997	72.66	5.9	221.07
INPT9906	21/06/1999	72.45	5.8	205.30
INPT9912	29/12/1999	71.8	5.9	103.37

Tabla 5-1. Características de los sismos utilizados.

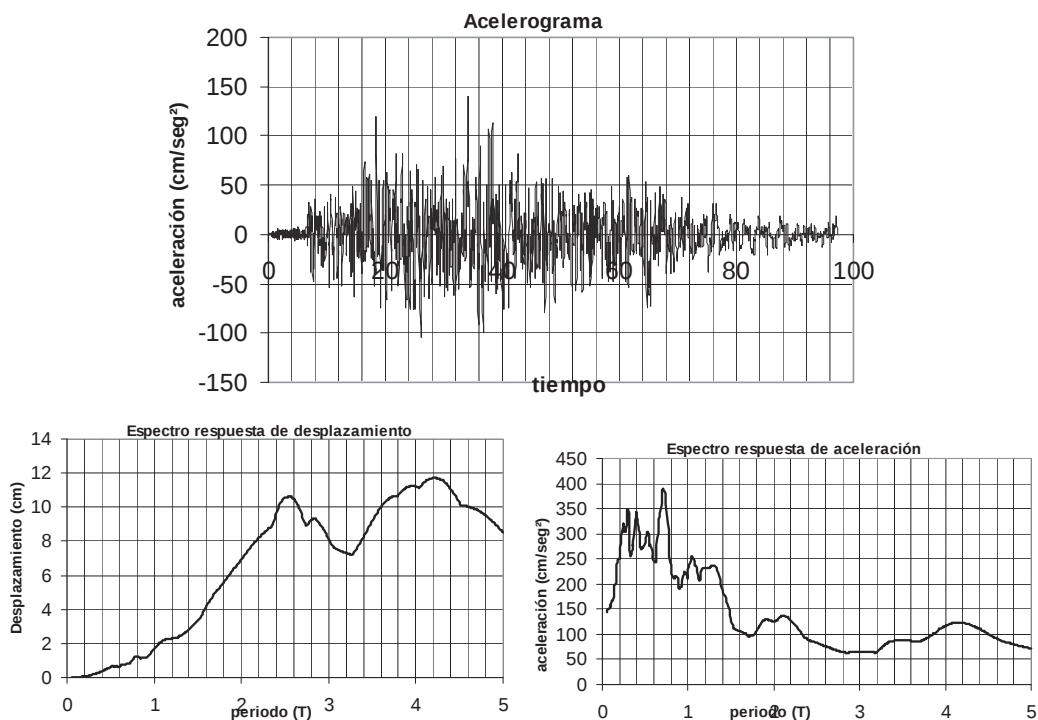


Figura 5-1. Acelerograma Cales.

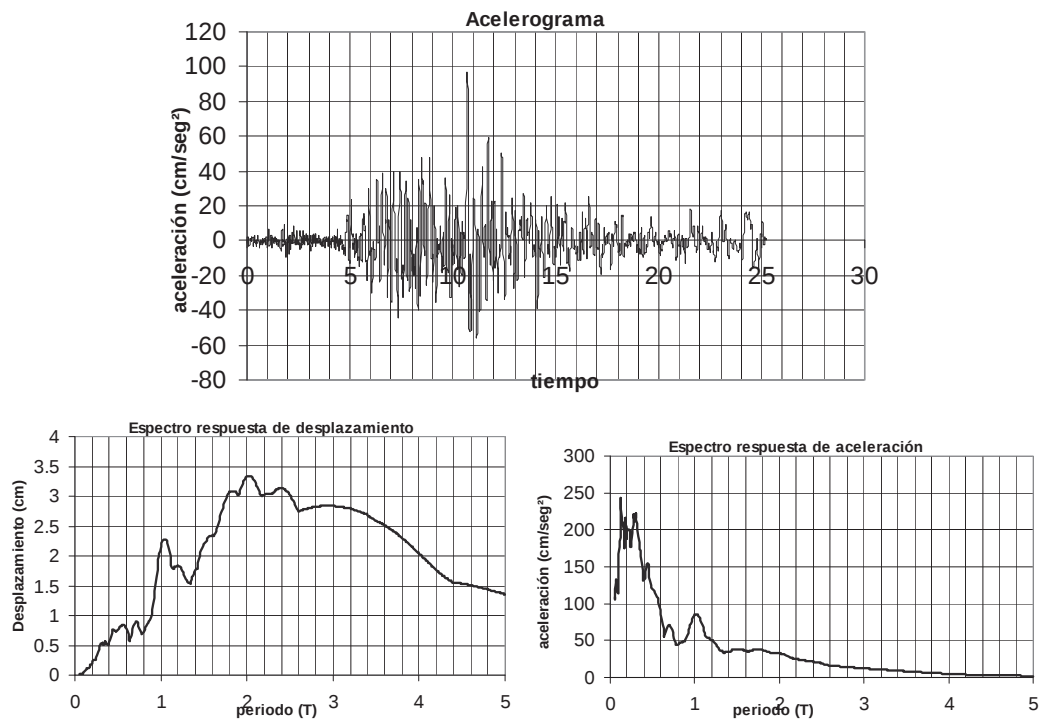


Figura 5-2. Acelerograma Calcs8604.

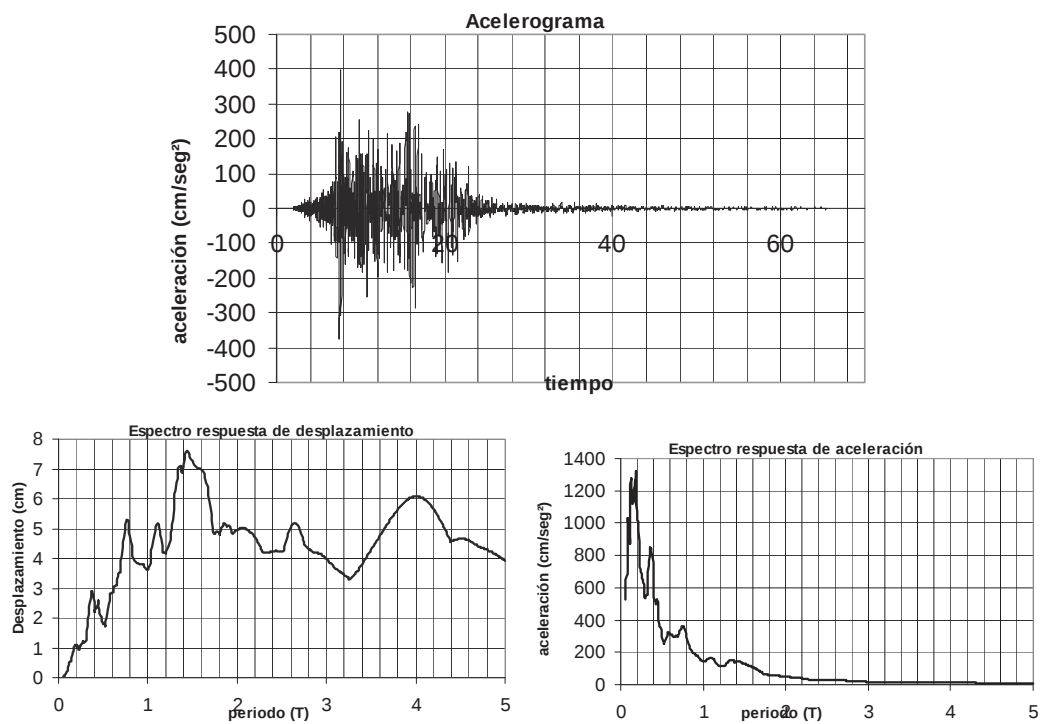


Figura 5-3. Acelerograma Calcs9701.

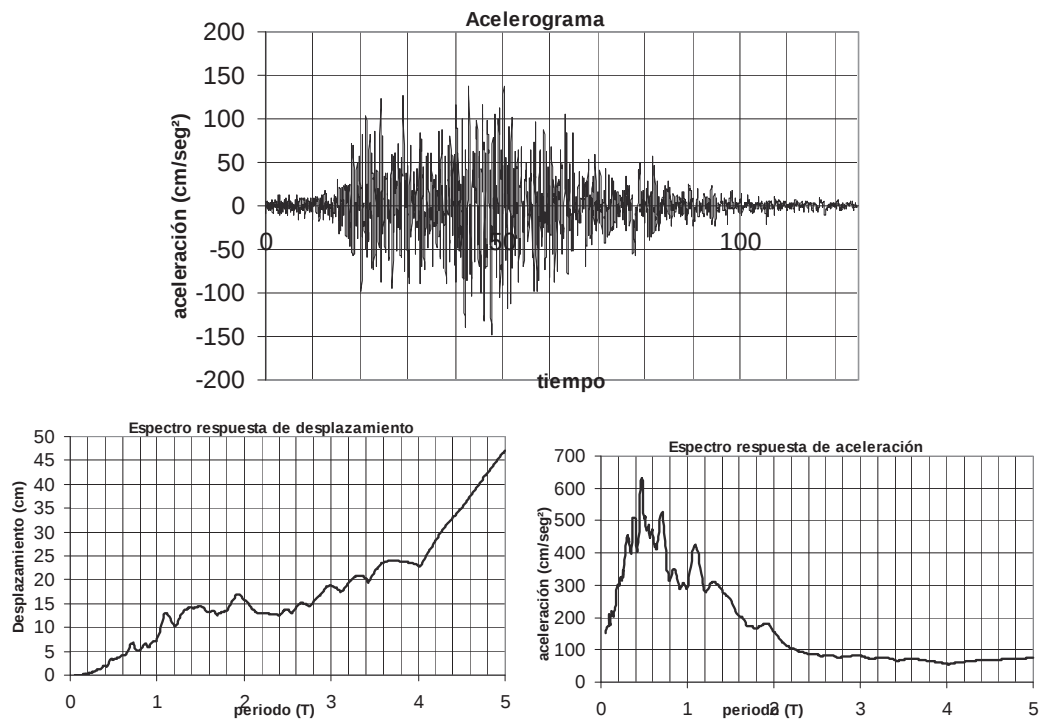


Figura 5-4. Acelerograma Unión.

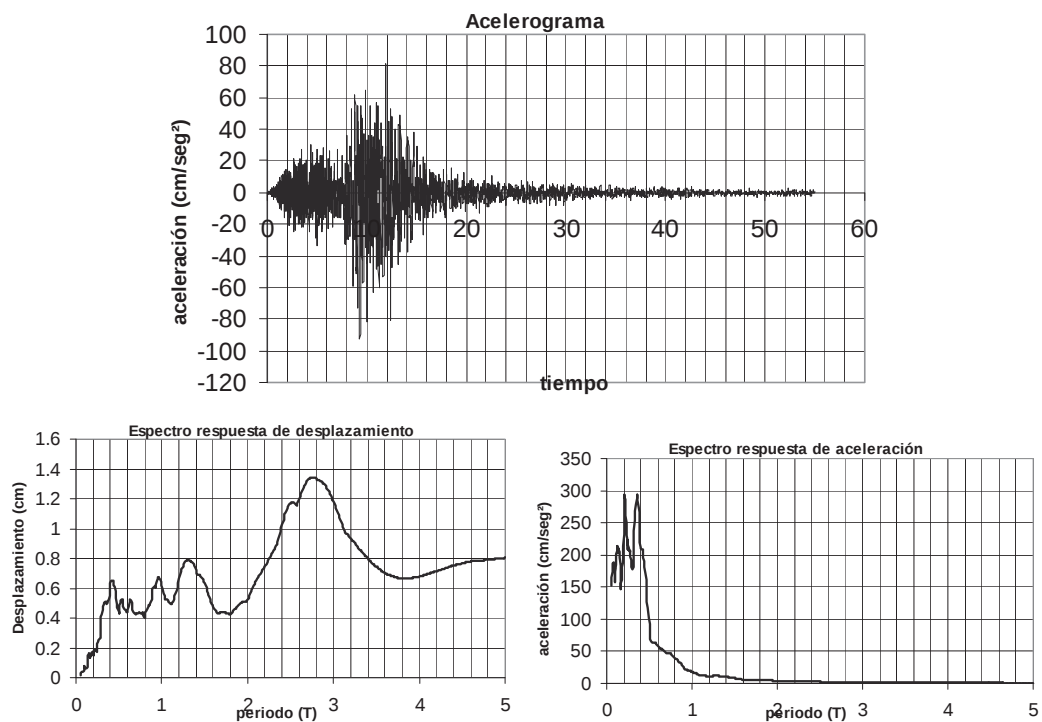


Figura 5-5. Acelerograma Unión9412.

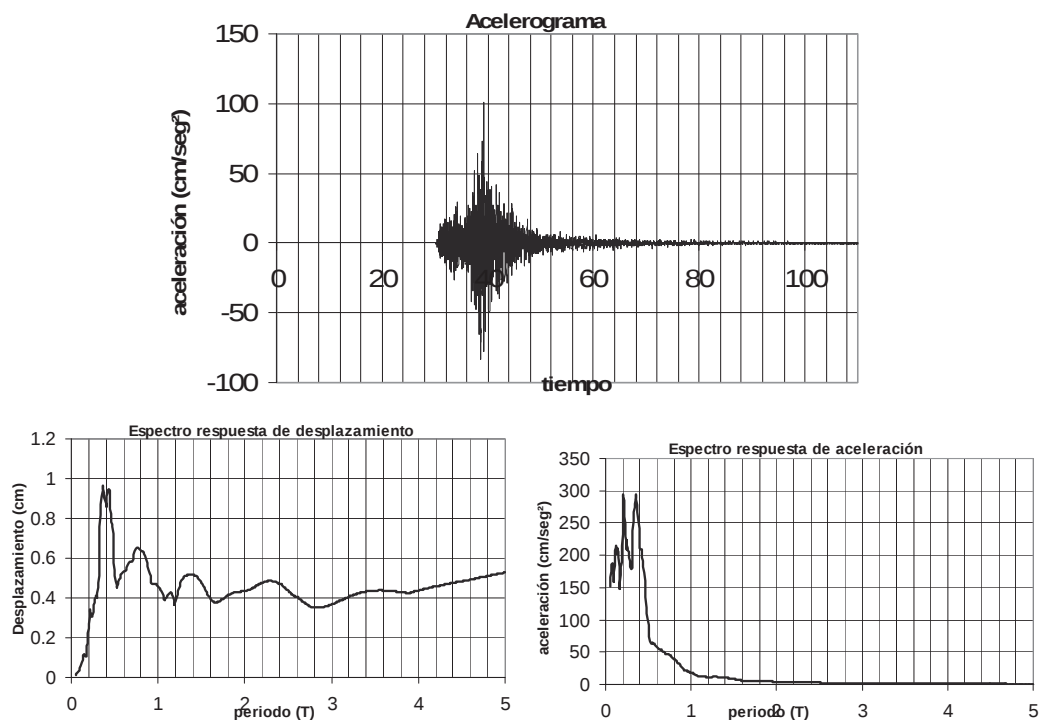


Figura 5-6. Acelerograma Unión9906.

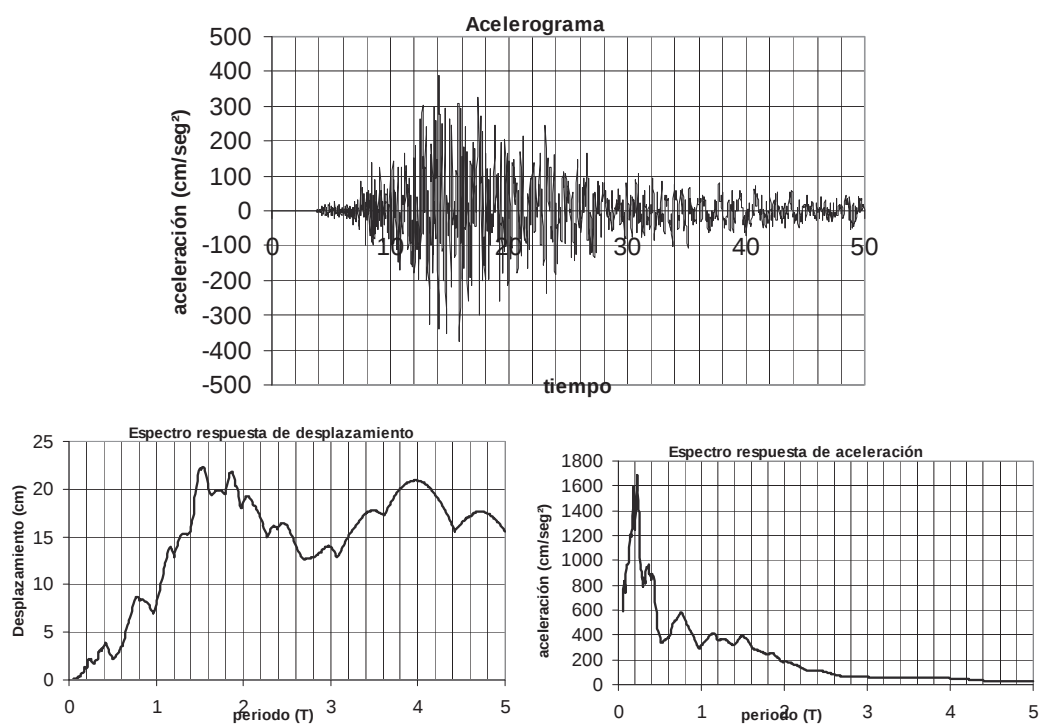


Figura 5-7. Acelerograma Manzanillo.

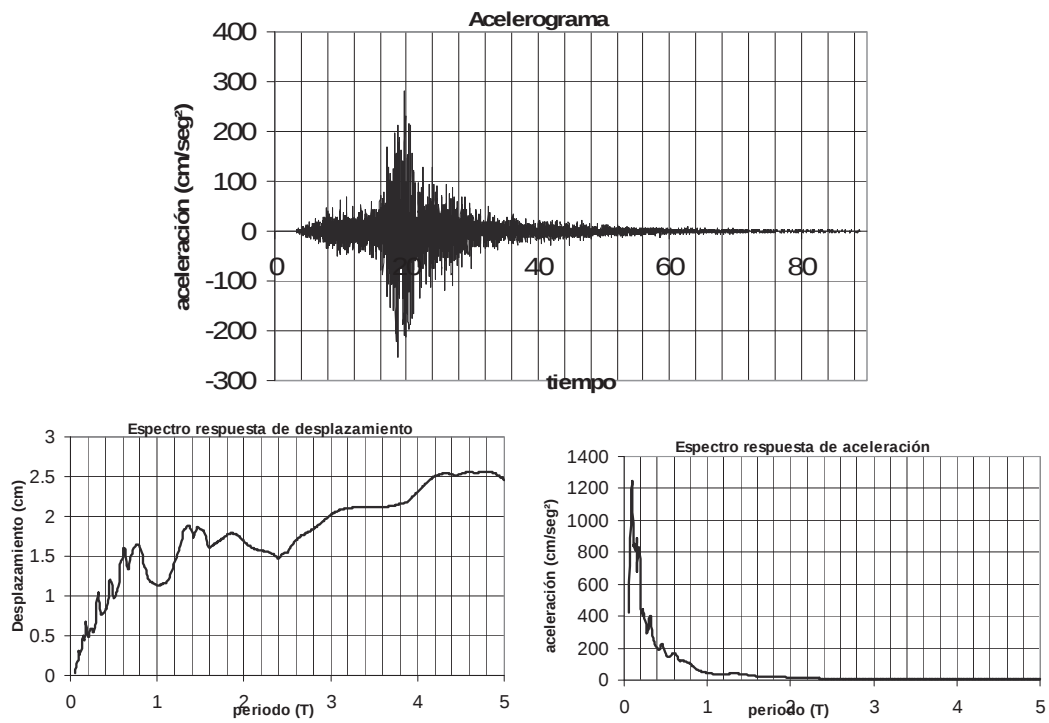


Figura 5-8. Acelerograma INPT9701.

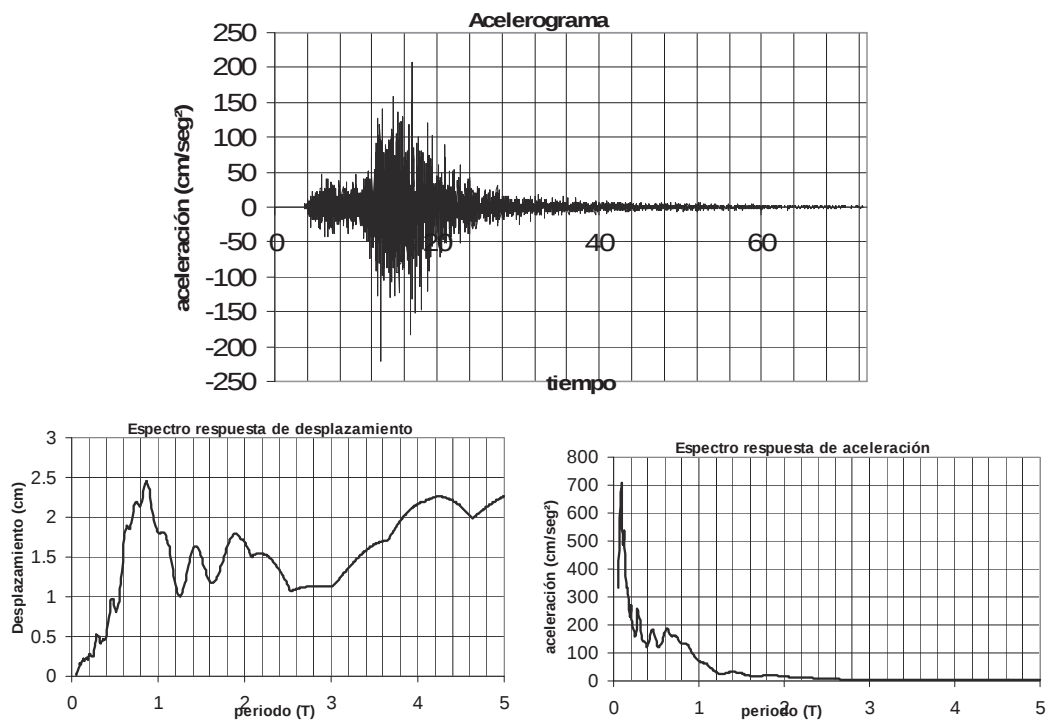


Figura 5-9. Acelerograma INPT9705.

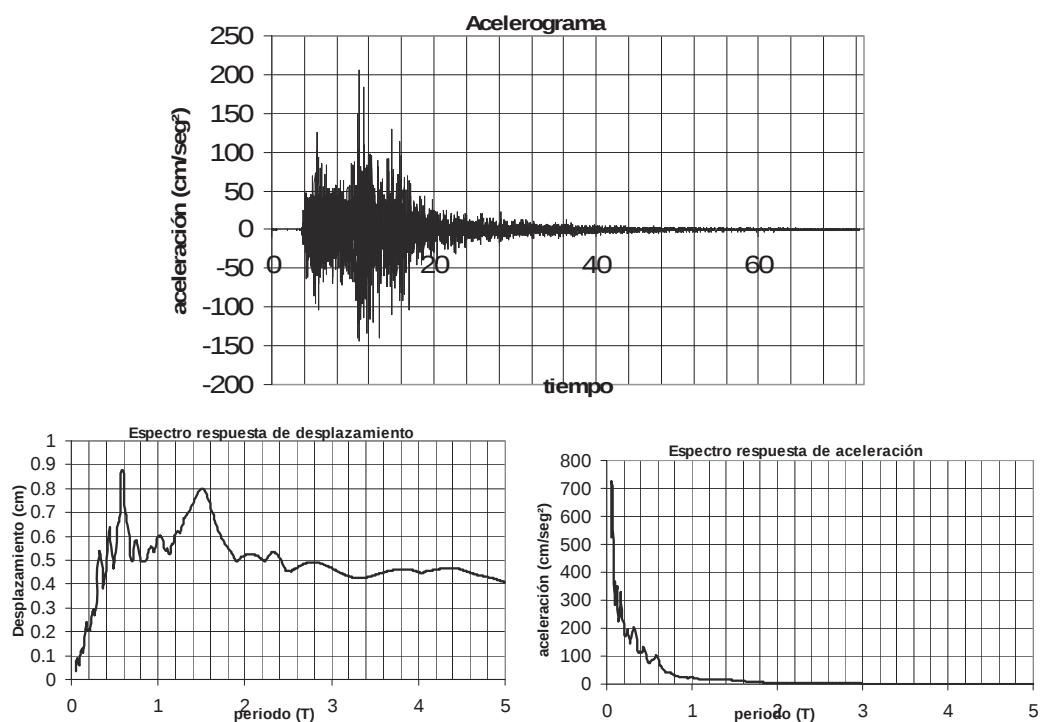


Figura 5-10. Acelerograma INPT9906.

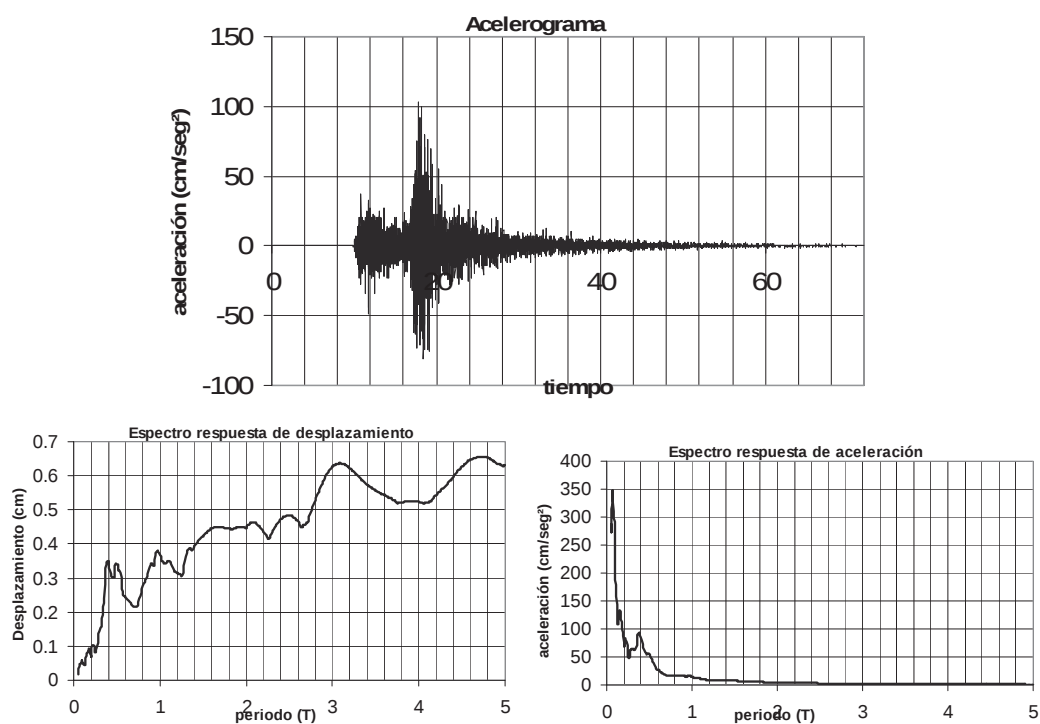


Figura 5-11. Acelerograma INPT9912.

De las gráficas anteriores vemos que las aceleraciones más grandes se obtienen con el registro de Manzanillo. No obstante, se debe considerar que este registro corresponde a una estación localizada en la costa de Manzanillo, de manera que, de acuerdo con leyes de atenuación para temblores de subducción (Sánchez y Jara, 2001) la aceleración máxima probable en el sitio donde se localiza el puente sería de alrededor de 150 gales para este evento. Sin embargo, utilizando esta misma ley de atenuación pero suponiendo un epicentro en las costas de Michoacán para un temblor de magnitud 8.1, la aceleración máxima esperada en la base del puente sería de alrededor de 450 gales, valor mayor que la aceleración máxima registrada en el evento de Manzanillo, por lo que la utilización del registro resulta aplicable para este estudio.

5.2 Respuesta sísmica de las pilas

Debido a la gran diferencia de altura entre las pilas, es importante conocer el movimiento como función del tiempo y determinar con esto si los movimientos son en fase o fuera de fase.

La tabla 5.2 muestra las alturas de cada uno de los cilindros y las pilas del puente. En la segunda columna se encuentra la altura del cilindro, en la tercera la de la pila hueca con cabezal y en la última la suma de las dos que representa la altura total de los elementos desde la parte superior del cabezal hasta el nivel inferior de los cilindros. Como se observa las pilas 2 y 5 y las pilas 3 y 4 tienen longitudes similares. Sin embargo, entre las pilas 4 y 5 existe una diferencia de alturas mayor que 20 metros.

Elemento	Cilindro	Pila hueca y cabezal	Pila
No.	altura (mm)	altura (mm)	altura (mm)
2	34131	20620	54751
3	48630	20620	69250
4	50130	20620	70750
5	25430	20620	46050

Tabla 5-2. Características de las pilas de concreto.

La respuesta sísmica fue determinada utilizando el programa SAP2000, modelando casi todos los elementos estructurales con comportamiento elástico, la única excepción fue el sistema de aislamiento como se señaló en la tercera parte del capítulo cuarto. Se determinó la historia de desplazamientos laterales de las pilas y se grafican a continuación algunos de los resultados. En las figuras 5-12 a 5-15 se muestra el desplazamiento del extremo superior de una de las pilas con respecto al movimiento de otra pila.

Los resultados obtenidos en la dirección longitudinal y transversal muestran que para las pilas 3 y 4, independientemente del acelerograma y dirección de aplicación, el movimiento es enteramente similar. En la figura 5-12 se muestran sólo cuatro gráficas de los desplazamientos de estas pilas. Las gráficas corresponden a los registros que generaron las mayores amplitudes.

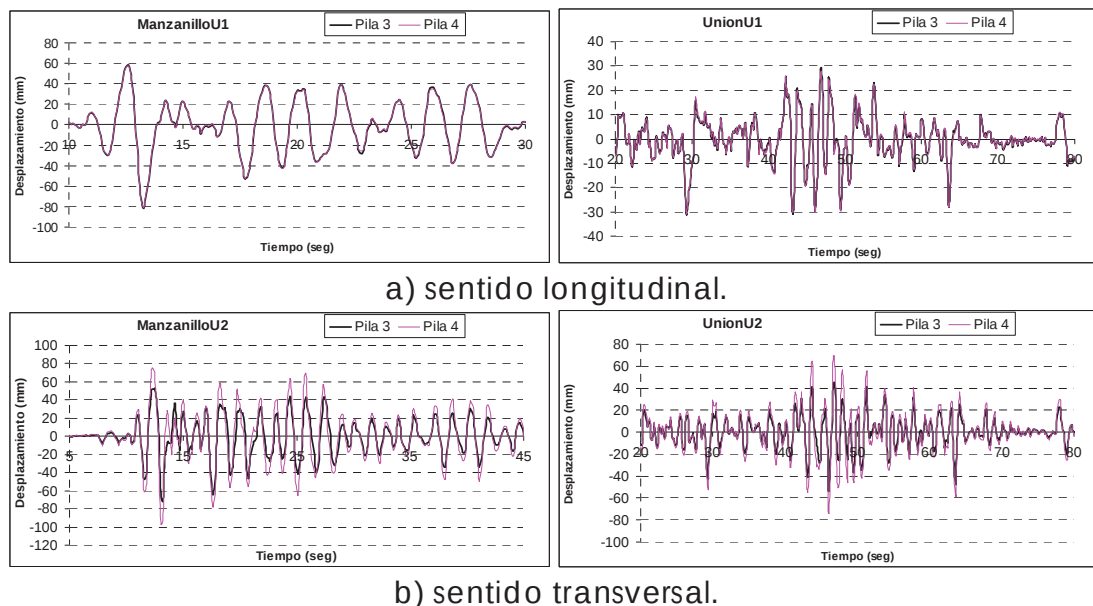
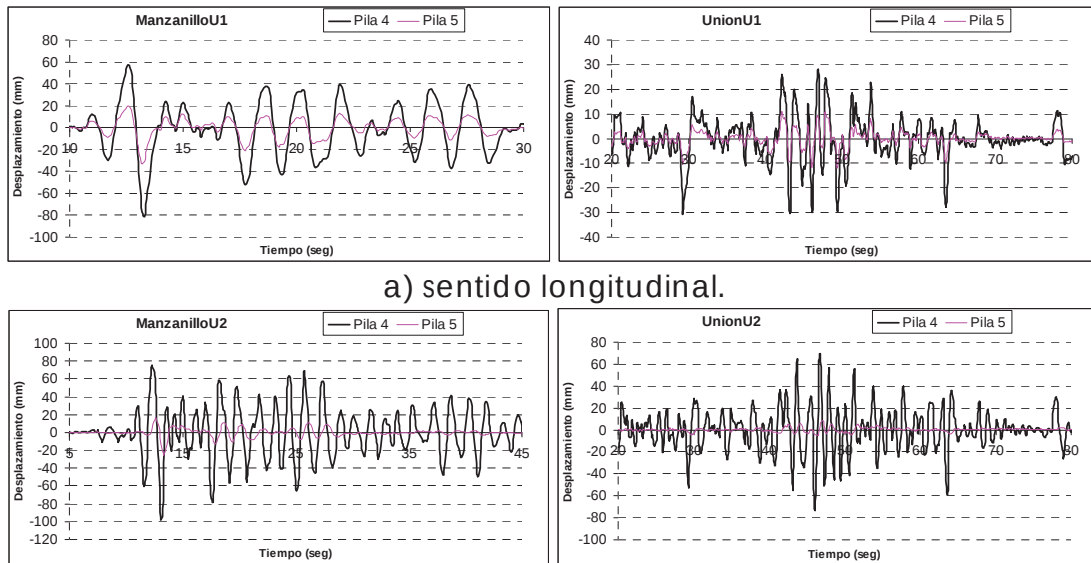


Figura 5-12. Comparación del desplazamiento entre las pilas 3 y 4.

Observando la tabla 5-2 es notorio que los resultados de la figura 5-12 eran de esperarse, dado que las pilas 3 y 4 tienen una altura muy parecida.

5. Resultados y Propuesta



a) sentido longitudinal.

b) sentido transversal.

Figura 5-13. Comparación del desplazamiento entre las pilas 4 y 5.

En la misma tabla 5-2, se aprecia que las pilas que mayor diferencia de altura tienen son la 4 y la 5, por lo tanto resulta importante observar los resultados entre los desplazamientos de estas pilas, ya que su movimiento podría ser el que resulte más fuera de fase.

La figura 5-13 presenta la historia de desplazamientos correspondiente a las pilas 4 y 5 para distintos acelerogramas en dos direcciones ortogonales. Los resultados de las gráficas de la figura 5-13a son muy parecidos en cada pila, por lo que a pesar de que una de las pilas experimente desplazamientos mayores, con respecto a la otra, nos damos cuenta que se están moviendo en forma acoplada. Es importante notar, sin embargo, que la demanda de desplazamientos entre una pila y otra es bastante diferente, alcanzando una de ellas hasta tres veces el desplazamiento de la otra.

En la figura 5-13b se muestran los resultados en dirección transversal donde existe una gran diferencia en magnitud de desplazamiento y también en lo referente a la fase del movimiento. Es por esto que resulta recomendable instrumentar la parte superior de las pilas 4 y 5. De la misma forma como se hizo en la figura 5-12, sólo se mostraron las gráficas de los acelerogramas que generaron los mayores desplazamientos, sin embargo vale la pena aclarar que la respuesta de los demás registros

produce resultados similares, aunque con menor magnitud de desplazamiento.

Los resultados anteriores sugieren que la respuesta entre las pilas 2 y 3 es un caso intermedio entre los dos comentados anteriormente. En la figura 5-14 se muestran los resultados correspondientes a estas pilas.

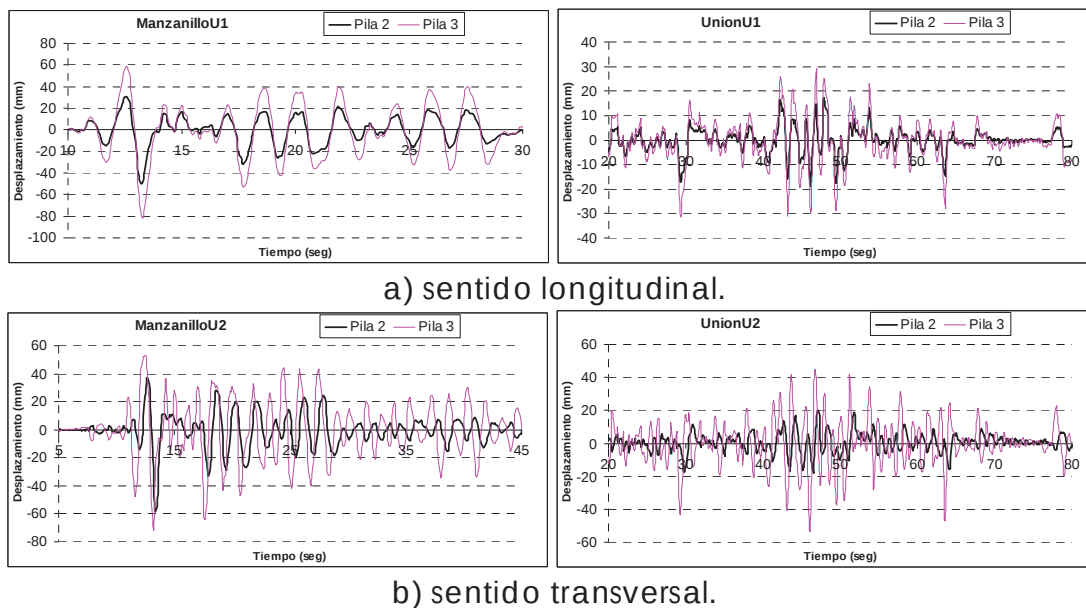


Figura 5-14. Comparación del desplazamiento entre las pilas 4 y 5.

Como se esperaba, en la figura 5-14 los comentarios relativos a los resultados entre las pilas 4 y 5 son igualmente aplicables en este caso. No obstante, por tratarse de pilas con una diferencia en su longitud menor, los desplazamientos relativos máximos entre una y otra son también de menor amplitud.

Una forma de conocer el efecto del sistema de aislamiento de base en el movimiento que se transmite de las pilas a la calzada se observa si graficamos la respuesta de las calzadas sobre una de las pilas, en este caso se eligió la pila 4. En la pila 4 descansan dos calzadas: la del tramo 3-4 y la del tramo 4-5. En la figura 5-15 se muestran los desplazamientos en sentido longitudinal y trasversal de las calzadas sobre la pila 4, esta gráfica nos permite observar que, a pesar de que las pilas tengan movimientos fuera de fase, las calzadas experimentan

desplazamientos en fase, lo que muestra el efecto benéfico del sistema de aislamiento sísmico filtrando la respuesta irregular de las pilas.

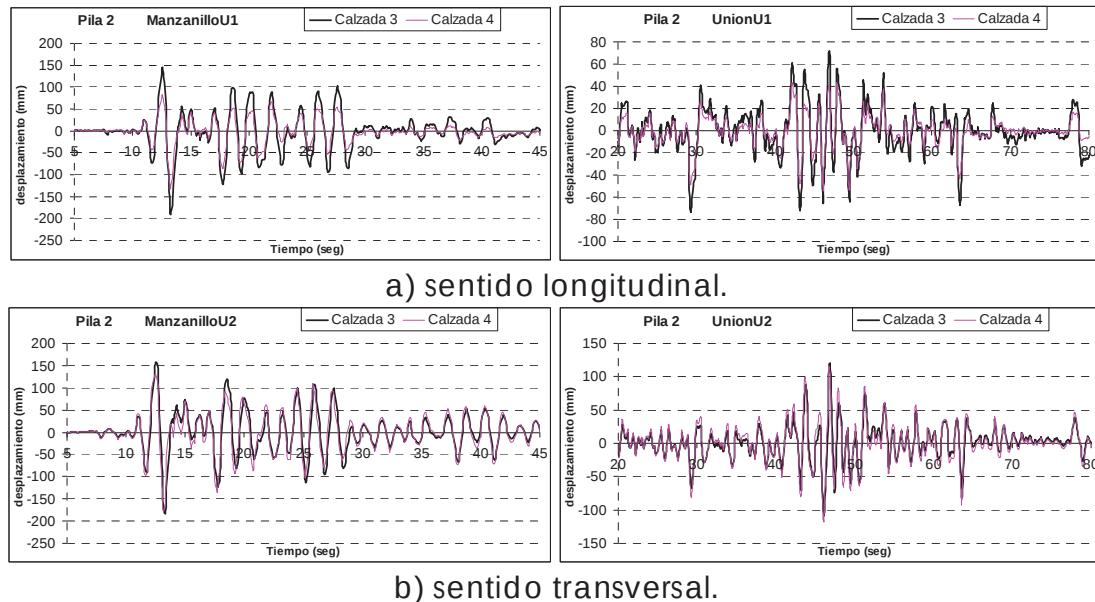


Figura 5-15. Desplazamiento entre las calzadas (tramo 3-4 y tramo 4-5) en la pila 4.

Los desplazamientos entre los extremos del mismo claro no se estudiaron, puesto que la losa de los claros fue modelada como un diafragma rígido. Un modelo que tome en cuenta la flexibilidad de las calzadas sería de gran ayuda para conocer las deformaciones de cada tramo y contribuiría a mejorar la propuesta de ubicación de los instrumentos.

5.3 Separación entre calzadas y longitud de asiento.

Es de suma importancia saber si la calzada de un claro puede colisionar con la calzada del claro adyacente. Para conocer la separación entre calzadas que podría presentarse durante un evento sísmico, se estudió la respuesta entre dos puntos de diferentes claros adyacentes. Se consideraron las calzadas que llegan en cada una de las pilas.

Los resultados están en función de la dirección de los acelerogramas utilizados y se comentan a continuación los resultados para la dirección longitudinal y trasversal del puente.

5. Resultados y Propuesta

La separación que existe entre calzadas es aproximadamente 150 mm, en las gráficas 5-16 a 5-18 se muestra cómo varía la magnitud de la separación bajo la influencia de los registros sísmicos que produjeron las respuestas mayores.

Para resumir los resultados de estos análisis, en la tabla 5-3 se muestra el valor de las separaciones máxima y mínima para cada una de las pilas con todos los registros sísmicos.

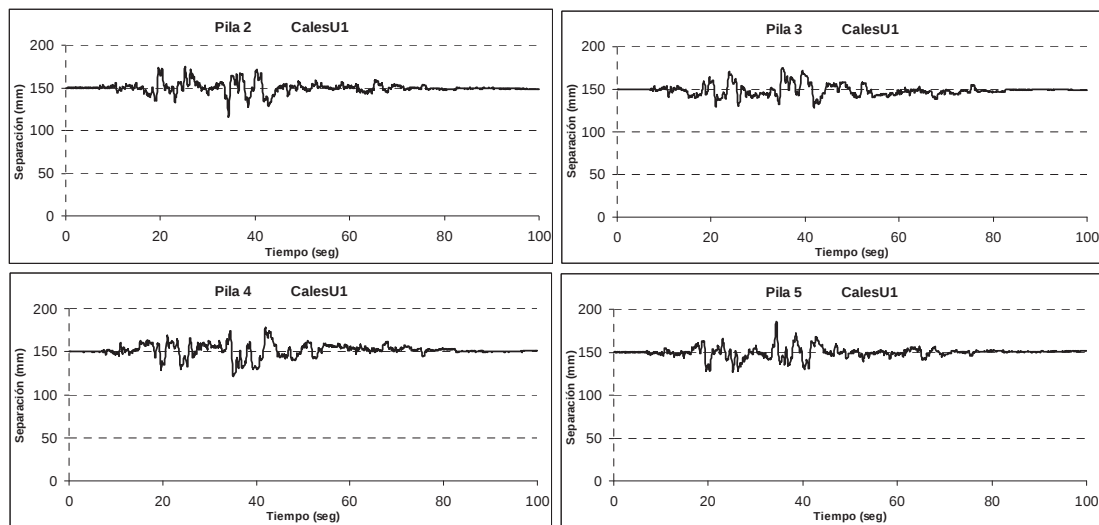


Figura 5-16. Separación entre calzadas con acelerograma Cales (U1=dirección longitudinal).

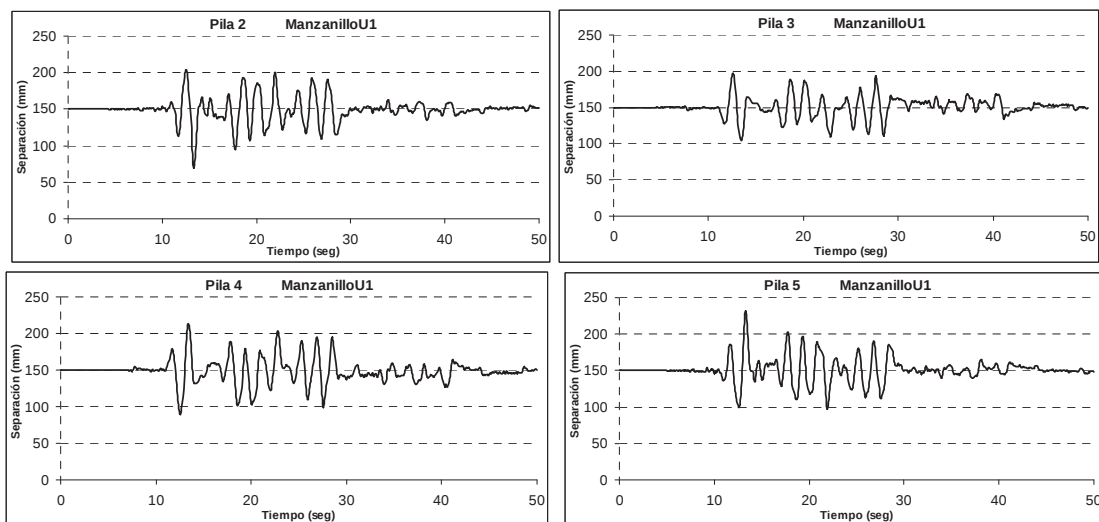


Figura 5-17. Separación entre calzadas con acelerograma Manzanillo (U1=dirección longitudinal).

5. Resultados y Propuesta

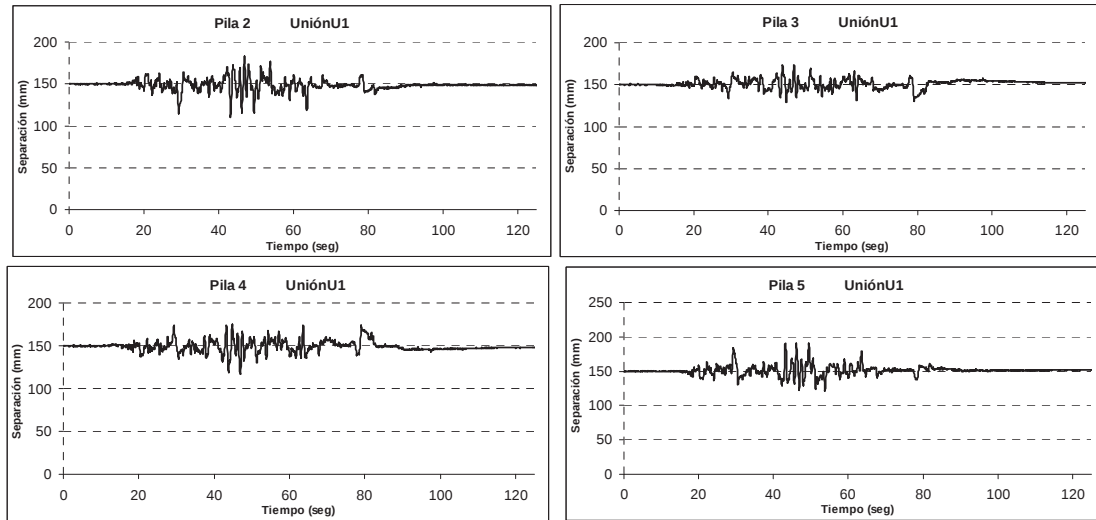


Figura 5-18. Separación entre calzadas con acelerograma Unión (U1=dirección longitudinal).

Acelerograma	Separación (mm)	Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5
Cales8604U1	Máxima	154.0	151.8	158.4	155.2
	Mínima	144.0	143.4	147.7	146.3
Cales9701U1	Máxima	167.6	161.4	163.8	169.8
	Mínima	128.0	141.0	139.0	133.0
CalesU1	Máxima	174.8	174.7	178.3	185.8
	Mínima	115.4	127.8	121.6	126.9
ManzanilloU1	Máxima	204.2	197.2	213.5	231.8
	Mínima	69.2	104.2	88.8	96.7
Unión9412U1	Máxima	153.2	154.4	151.8	152.1
	Mínima	148.1	147.9	144.1	148.1
Unión9906U1	Máxima	153.2	151.2	154.5	151.7
	Mínima	147.2	146.7	148.7	146.7
UniónU1	Máxima	183.1	174.0	174.5	190.8
	Mínima	110.5	128.6	116.8	121.5
INPT9701U1	Máxima	156.2	154.4	153.6	157.6
	Mínima	143.0	147.8	145.0	144.2
INPT9705U1	Máxima	154.5	156.2	155.7	159.0
	Mínima	140.3	147.1	144.0	144.0
INPT9906U1	Máxima	151.1	156.3	152.7	155.7
	Mínima	145.2	147.9	143.2	148.9
INPT9912U1	Máxima	151.1	151.9	151.4	151.9
	Mínima	148.4	148.9	147.9	149.2

Tabla 5-3. Separación máxima y mínima entre calzadas (U1=dirección longitudinal).

Los valores mostrados en la tabla 5-3 indican, que en la dirección longitudinal las calzadas que presentan las separaciones más grandes

son aquellas que se apoyan en las pilas 4 y 5. Estas separaciones que son generadas con el acelerograma de Manzanillo implican una pequeña colisión, a pesar de que los valores no sean cero, puesto que en las juntas existe un elemento de acero entre las calzadas, ver figura 4-1. Este elemento de acero es más rígido que las calzadas de concreto, por lo tanto podría generarse cierto daño en las calzadas de las pilas 4 y 5.

En la tabla 5-4 se muestra el valor del desplazamiento máximo y mínimo de las juntas de expansión (huecos y ganchos) en sentido longitudinal, para cada acelerograma. Los valores muestran que el acelerograma de Manzanillo es el que presenta mayores desplazamientos. El número de elemento, mostrado en la tabla, nos ayuda a distinguir que los desplazamientos más importantes se presentan en las juntas que se encuentran por encima de las dos pilas más cortas, es decir las juntas que forman parte de la conexión entre los tramos 1-2 y 4-5. Estos resultados corroboran las separaciones mostradas en la tabla 4-3, pues coinciden en que los desplazamientos más importantes se dan sobre la pila 5, que es la más corta.

Nombre del Registro	Huecos		Ganchos	
	No de Elemento	Desplazamiento (mm)	No de Elemento	Desplazamiento (mm)
ManzanilloU1	82	81.80	76	81.80
	49	-80.76	43	-80.76
Cales8604U1	75	8.43	70	8.43
	64	-6.58	59	-6.58
Cales9701U1	82	19.82	76	19.82
	49	-21.99	43	-21.99
CalesU1	82	35.76	76	35.76
	49	-34.63	43	-34.63
INPT9701U1	82	7.61	76	7.61
	49	-7.03	43	-7.03
INPT9705U1	82	9.03	76	9.03
	49	-9.71	43	-9.71
INPT9906U1	60	6.26	54	6.26
	71	-6.81	65	-6.81
INPT9912U1	82	1.93	76	1.93
	75	-2.10	70	-2.10
Union9412U1	64	4.44	59	4.44
	71	-5.85	65	-5.85
Union9906U1	75	4.48	70	4.48
	64	-3.28	59	-3.28
UnionU1	82	40.82	76	40.82
	49	-39.52	43	-39.52

Tabla 5-4. Separación máxima y mínima en las juntas de expansión (U1=dirección longitudinal).

Aceptando los resultados anteriores es recomendable que se instalen dispositivos de medición en las calzadas de la pila 5, de tal forma que se obtenga información al respecto para temblores futuros.

Recordemos que, de acuerdo con la tabla 4-1, la separación o abertura de las juntas de expansión llamadas Hueco es de 80 mm, por lo que de observar los valores de la tabla 5-4 nos damos cuenta de que existe una pequeña colisión entre las calzadas.

Por su parte la junta de expansión llamada Gancho tiene una abertura preestablecida de 250 mm y en la tabla 5-4 se observa que la separación máxima que se genera en estas juntas es de 82 mm, esto implica que en ningún momento se logra que las juntas trabajen con la resistencia del acero.

Por otro lado, al igual que en la dirección longitudinal, los resultados en dirección transversal se presentan en las figuras 5-19 a 5-21 para los acelerogramas que produjeron las separaciones más importantes.

En la tabla 5-5 se muestran también los valores de las separaciones máxima y mínima para cada pila y para todos los registros. Los resultados sirven para determinar si las calzadas pueden llegar a colisionar con los topes sísmicos, que están colocados a 150 mm de separación aproximadamente.

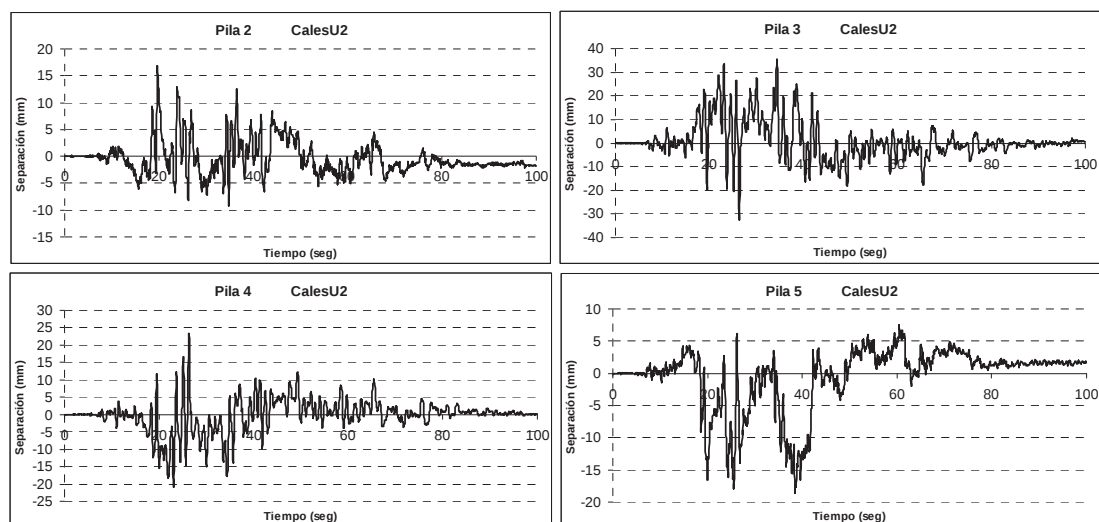


Figura 5-19. Separación entre calzadas con acelerograma Cales (U2=dirección transversal).

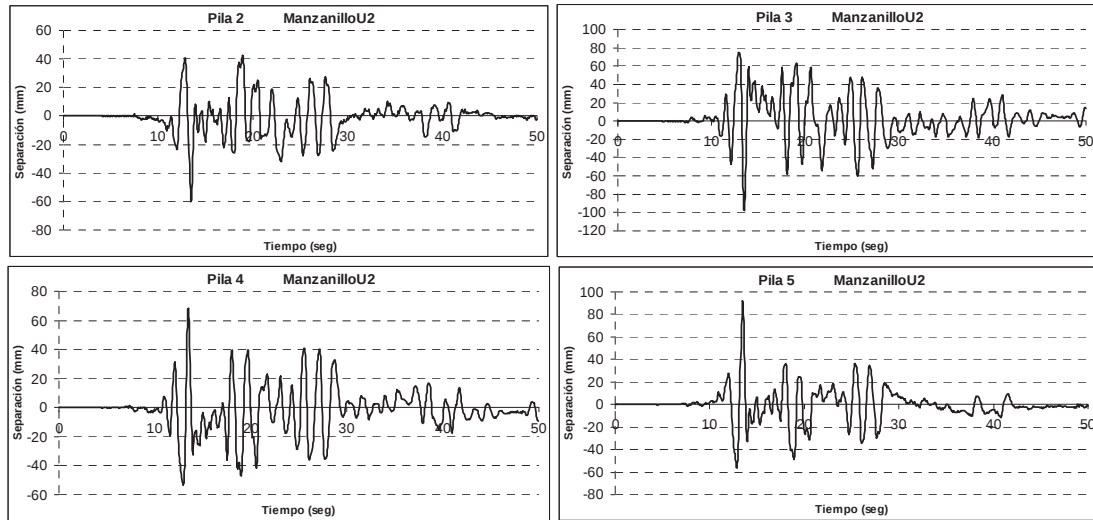


Figura 5-20. Separación entre calzadas con acelerograma ManzaniU2 (U2=dirección transversal).

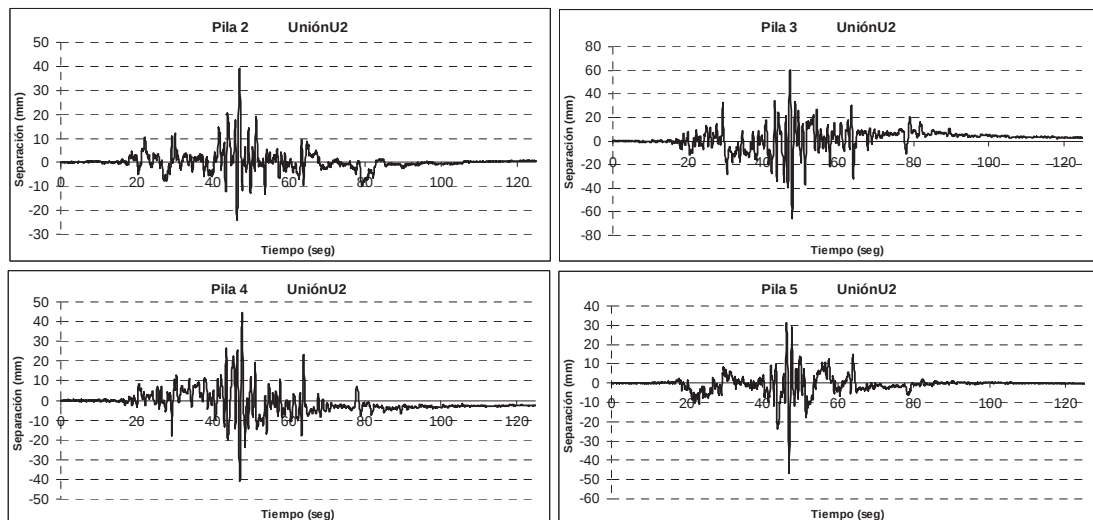


Figura 5-21. Separación entre calzadas con acelerograma Unión (U2=dirección transversal).

A diferencia de los resultados en sentido longitudinal, las gráficas parten de cero, ya que la posición de las calzadas en el sentido trasversal es la misma.

5. Resultados y Propuesta

Registro	Desplazamiento (mm)	Tramo 1-2	Tramo 2-3	Tramo 3-4	Tramo 4-5	Tramo 5-6
CalesU2	Máximo	31.4	74.0	72.5	84.0	13.8
	Mínimo	-37.6	-65.2	-54.8	-62.0	-21.8
UnionU2	Máximo	40.5	92.8	120.2	115.5	22.5
	Mínimo	-38.5	-101.7	-108.5	-117.7	-22.7
ManzanilloU2	Máximo	73.9	117.6	157.3	131.6	41.3
	Mínimo	-113.4	-163.2	-184.5	-180.2	-74.1
Cales8604U2	Máximo	8.0	27.8	27.2	33.7	5.7
	Mínimo	-4.1	-15.4	-13.5	-16.4	-1.3
Cales9701U2	Máximo	22.2	52.6	52.3	60.0	17.2
	Mínimo	-20.8	-55.9	-47.5	-57.8	-19.8
Union9412U2	Máximo	4.0	5.6	4.3	4.7	2.3
	Mínimo	-4.3	-4.7	-5.4	-6.0	-1.1
Union9906U2	Máximo	3.4	6.4	6.6	6.8	1.7
	Mínimo	-3.9	-9.3	-7.2	-8.6	-1.8
INPT9701U2	Máximo	7.3	8.8	9.5	11.2	5.9
	Mínimo	-7.3	-15.2	-14.3	-18.1	-3.7
INPT9705U2	Máximo	3.7	14.8	15.0	17.9	2.0
	Mínimo	-12.0	-22.0	-18.6	-23.1	-6.1
INPT9906U2	Máximo	1.7	4.3	2.8	4.3	1.7
	Mínimo	-5.7	-5.3	-5.6	-5.1	-2.6
INPT9912U2	Máximo	2.2	2.5	2.9	2.9	0.8
	Mínimo	-1.9	-2.4	-2.8	-2.6	-0.5

Tabla 5-5. Desplazamientos máximo y mínimo de cada tramo (U2= dirección transversal).

De la tabla 5-5 se concluye que para los sismos analizados no se presenta ninguna colisión entre las calzadas y los topes sísmicos, ya que además de ser mayor la separación del tope sísmico, recordemos que la separación reportada en los resultados es medida entre dos puntos de diferentes calzadas, así el valor real del desplazamiento de las calzadas no es el reportado en estos resultados.

Para conocer la separación resultante que se tiene entre tope sísmico y calzada, en la tabla 5-6 se resumen los desplazamientos reales máximo y mínimo en cada tramo.

Es importante comentar que la tabla 5-6 muestra que, los tramos asociados con pilas de diferente altura son, en general, los que presentan mayor desplazamiento relativo entre las calzadas.

5. Resultados y Propuesta

Acelerograma	Separación (mm)	Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5
Cales8604U2	Máxima	2.1	6.3	6.5	4.7
	Mínima	-3.9	-10.2	-2.9	-1.2
Cales9701U2	Máxima	14.3	26.3	11.3	13.4
	Mínima	-11.5	-16.1	-15.9	-19.1
CalesU2	Máxima	16.9	35.7	23.4	7.6
	Mínima	-9.2	-32.6	-20.8	-18.6
ManzanilloU2	Máxima	42.7	74.4	68.2	92.1
	Mínima	-60.0	-97.8	-53.4	-56.3
Unión9412U2	Máxima	1.1	1.8	0.7	2.1
	Mínima	-1.4	-2.7	-1.6	-0.3
Unión9906U2	Máxima	2.2	3.9	0.9	1.2
	Mínima	-1.2	-3.1	-1.8	-0.6
UniónU2	Máxima	39.2	60.3	44.5	30.6
	Mínima	-24.1	-65.4	-40.9	-46.7
INPT9701U2	Máxima	2.1	5.5	2.1	5.0
	Mínima	-2.8	-3.5	-4.1	-1.3
INPT9705U2	Máxima	7.2	7.5	2.9	1.4
	Mínima	-2.2	-5.2	-4.5	-5.5
INPT9906U2	Máxima	2.8	1.8	2.0	0.4
	Mínima	-1.0	-2.7	-0.5	-2.1
INPT9912U2	Máxima	0.7	0.9	0.8	0.3
	Mínima	-0.3	-1.3	-0.3	-0.6

Tabla 5-6. Separación real máxima y mínima entre calzadas (U2=dirección transversal).

Otro parámetro que nos debe interesar es la longitud de asiento, ya que la pérdida de esta longitud es una de las causas principales para que se presente el colapso de los puentes. En nuestro caso la longitud de asiento que se tiene entre la calzada de un claro y los cabezales es de 2000 mm aproximadamente. La longitud mínima de acuerdo con AASHTO (2002) se calcula con:

$$N = (305 + 2.5L + 10H)(1 + 0.000125S^2) \quad 5.1$$

donde:

N = separación mínima requerida en mm

L = longitud del claro en m (104)

S = ángulo de esviajamiento del puente (0°)

H = altura promedio de las pilas en m (70.75 m)

Sustituyendo los valores se obtiene:

$$N = (305 + 2.5(104) + 10(70.75))(1 + 0.000125(0)^2)$$

5. Resultados y Propuesta

$$N = (1272.5)(1)$$

$$N = 1272.5 \text{ mm}$$

$$N = 1.27 \text{ m}$$

En la tabla 5-7 se muestran los desplazamientos máximos de cada tramo. Como se observa el desplazamiento máximo es de 0.19 m, por lo tanto no se prevén problemas de pérdida de longitud de asiento.

Acelerograma	Separación (mm)	Tramo 1-2	Tramo 2-3	Tramo 3-4	Tramo 4-5	Tramo 5-6
Cales8604U1	Máxima	5.03	7.93	8.77	7.44	4.43
	Mínima	-1.63	-5.57	-11.40	-4.40	-1.61
Cales9701U1	Máxima	12.74	22.01	26.33	19.88	12.59
	Mínima	-18.01	-25.48	-32.92	-22.15	-18.23
CalesU1	Máxima	13.53	33.56	43.18	29.70	9.57
	Mínima	-22.07	-56.24	-73.41	-48.97	-17.82
INPT9701U1	Máxima	4.39	10.23	12.25	8.89	4.26
	Mínima	-3.20	-8.67	-9.04	-7.23	-3.32
INPT9705U1	Máxima	3.11	7.57	8.83	7.55	1.64
	Mínima	-6.83	-15.95	-18.89	-13.19	-4.50
INPT9906U1	Máxima	0.99	2.09	4.45	1.85	0.91
	Mínima	-2.77	-7.00	-5.54	-6.70	-2.22
INPT9912U1	Máxima	0.46	1.33	2.88	1.14	0.33
	Mínima	-1.03	-2.27	-2.91	-2.12	-0.85
ManzanilloU1	Máxima	43.20	97.44	144.60	83.41	32.52
	Mínima	-79.20	-148.85	-191.70	-133.22	-62.74
Unión9412U1	Máxima	1.27	3.54	7.99	2.14	1.33
	Mínima	-1.32	-2.21	-3.73	-2.46	-1.06
Unión9906U1	Máxima	1.74	3.37	4.25	2.99	1.59
	Mínima	-1.22	-3.39	-6.24	-1.76	-1.31
UniónU1	Máxima	27.78	50.00	72.34	43.21	24.86
	Mínima	-25.85	-59.15	-73.28	-54.32	-17.39

Tabla 5-7. Longitud máxima y mínima entre calzadas (U1=dirección longitudinal)

De analizar los resultados obtenidos en todas las respuestas, establecemos que es recomendable instrumentar los siguientes lugares:

1. La calzada del claro comprendido entre las pilas 2 y 3.
2. La calzada del claro comprendido entre las pilas 4 y 5.
3. La unión entre las calzadas apoyadas en la pila 4.
4. La unión entre las calzadas apoyadas en la pila 5.

Adicionalmente, es recomendable contar con al menos un sensor en campo libre y, si esto fuera posible, en la parte inferior de las pilas. Dada la longitud de cada claro es necesario instrumentar algunas partes intermedias de la calzada, que de acuerdo con los análisis realizados se recomienda sea en el centro del claro, a 30 y 24 metros de los paños de la calzada. En la figura 5-22 se muestra el primer modo vertical de la calzada, vemos que el punto con mayor movimiento se da al centro del claro. En la figura 5-23 se muestra el segundo modo vertical de la calzada y se observa que el movimiento presenta un punto de inflexión en el centro, presentándose los puntos de mayor movimiento a 30 metros de los paños. Por su parte en la figura 5-24 se muestra la configuración deformada en dos puntos de inflexión que se presentan a los 36 metros, los puntos con mayor deformación se localizan a los 24 metros de los paños de las calzadas.

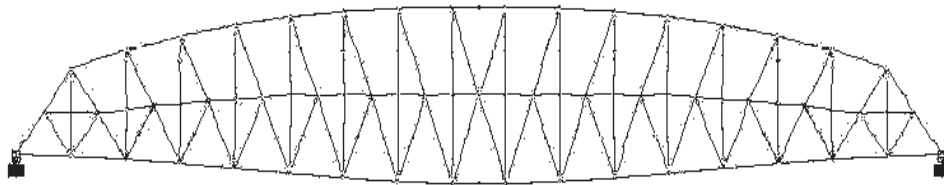


Figura 5-22. Primer modo vertical de la calzada.

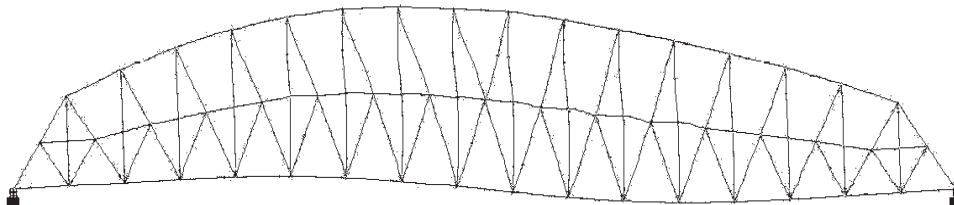


Figura 5-23. Segundo modo vertical de la calzada.

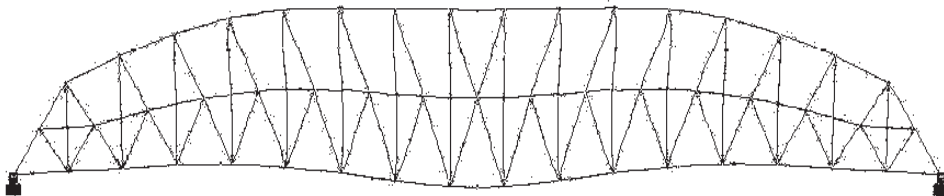


Figura 5-24. Tercer modo vertical de la calzada.

5.4 Respuesta del sistema de aislamiento sísmico.

Con la intención de apreciar la respuesta del sistema de aislamiento sísmico, en las figuras 5-25 y 5-26 se muestra el comportamiento histerético de los aisladores bajo la influencia, en ambas direcciones, de los registros de cales8604 y manzanillo. El por qué de mostrar solo la respuesta de estos acelerogramas, se debe a que cales8604 representa el acelerograma que produce una menor demanda de desplazamiento en el sistema de aislamiento, mientras que manzanillo representa el acelerograma que produce la mayor demanda de ductilidad del sistema.

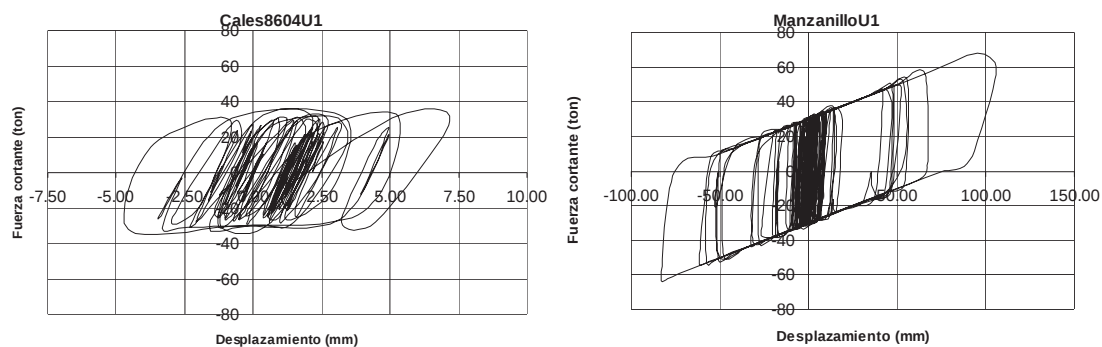


Figura 5-25. Comportamiento histerético del aislador (U1=dirección longitudinal).

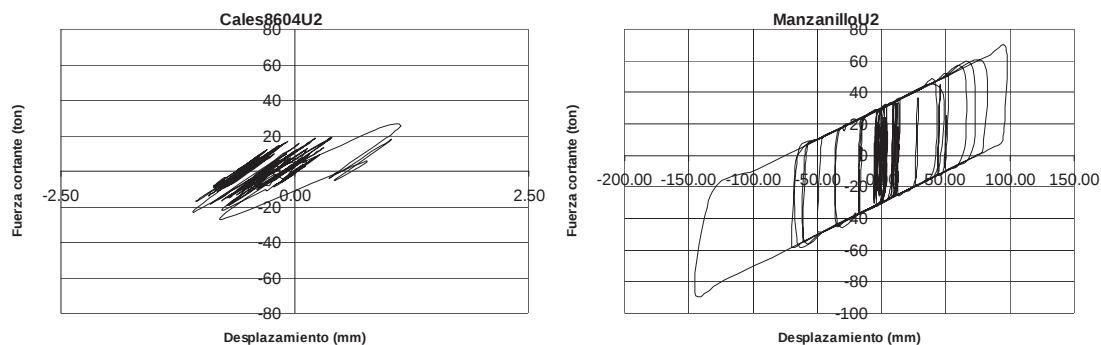


Figura 5-26. Comportamiento histerético del aislador (U2=dirección transversal).

El desplazamiento de fluencia del aislador es de 0.8 mm y el desplazamiento máximo de diseño es de 85 mm, lo que nos hace pensar en un aislador con comportamiento rígido-plástico. Ahora bien, de los resultados observamos que el sismo de cales8604, independientemente de la dirección en que se aplique, hace fluir un poco al aislador, por lo

5. Resultados y Propuesta

que el comportamiento del sistema de aislamiento alcanza el intervalo no lineal.

Por su parte el sismo de Manzanillo, aplicado en ambas direcciones, no solo hace fluir al aislador, sino que lo hace incluso rebasar el desplazamiento de diseño. Esto implica que cuando se presentase un sismo con características similares, el aislador podría tener algún daño. Por consiguiente resulta indispensable conocer la demanda de desplazamientos de los aisladores para temblores futuros. Para lograrlo se sugiere instrumentar los paños de las calzadas y la parte superior de las pilas.

Con la intención de proporcionar una idea más clara de cuales aisladores experimentan las demandas de desplazamiento mayores, en las tablas 5-8 y 5-9 se muestran las deformaciones máximas y mínimas de los aisladores, bajo la acción de todo el conjunto de acelerogramas.

Registro	Estribo1		Pila2		Pila3		Pila4		Pila5		Estribo6	
	Máx (mm)	Mín (mm)	Máx (mm)	Mín (mm)	Máx (mm)	Mín (mm)	Máx (mm)	Mín (mm)	Máx (mm)	Mín (mm)	Máx (mm)	Mín (mm)
Cales8604U1	5.01	-1.62	4.26	-5.13	7.18	-4.57	7.53	-4.81	3.78	-5.39	4.43	-1.61
Cales9701U1	12.68	-17.92	17.80	-15.88	18.41	-14.06	19.04	-14.46	17.13	-15.05	12.58	-18.23
CalesU1	13.46	-21.96	38.09	-22.85	40.62	-24.64	41.12	-25.17	37.78	-22.89	9.57	-17.82
INPT9701U1	4.36	-3.18	6.26	-6.88	4.56	-6.57	4.84	-6.69	6.01	-6.73	4.26	-3.32
INPT9705U1	3.09	-6.80	10.75	-5.06	10.09	-4.72	10.46	-4.50	10.06	-5.90	1.64	-4.50
INPT9906U1	0.99	-2.76	4.72	-1.39	4.33	-3.68	3.97	-3.83	5.19	-1.39	0.91	-2.22
INPT9912U1	0.46	-1.02	1.60	-0.91	1.65	-1.87	1.69	-1.90	1.71	-0.87	0.33	-0.85
ManzanilloU1	42.99	-78.80	98.07	-64.77	105.80	-83.27	106.60	-84.43	98.78	-62.57	32.51	-62.73
Union9412U1	1.26	-1.32	1.63	-2.69	2.22	-5.00	2.16	-5.29	1.89	-1.74	1.33	-1.06
Union9906U1	1.73	-1.21	2.50	-2.55	3.76	-2.31	4.12	-2.32	1.46	-2.52	1.59	-1.30
UnionU1	27.64	-25.72	39.34	-33.69	40.37	-41.61	41.00	-42.89	41.90	-31.26	24.86	-17.39

Tabla 5-8. Deformaciones máxima y mínima de los aisladores (U1=dirección longitudinal).

Registro	Estribo1		Pila2		Pila3		Pila4		Pila5		Estribo6	
	Máx (mm)	Mín (mm)	Máx (mm)	Mín (mm)	Máx (mm)	Mín (mm)	Máx (mm)	Mín (mm)	Máx (mm)	Mín (mm)	Máx (mm)	Mín (mm)
Cales8604U2	6.43	-2.30	4.85	-2.54	11.35	-6.72	9.72	-4.36	4.47	-1.28	4.79	-1.28
Cales9701U2	15.51	-18.88	14.00	-16.60	21.07	-24.62	17.76	-17.12	14.53	-16.77	15.01	-17.54
CalesU2	18.16	-32.59	20.24	-28.41	32.35	-34.11	28.17	-19.16	19.73	-18.44	7.95	-18.97
INPT9701U2	3.80	-4.26	3.87	-3.85	3.76	-5.62	2.57	-5.07	4.75	-2.99	4.61	-3.32
INPT9705U2	3.64	-9.69	2.31	-9.05	5.69	-8.33	4.54	-6.18	1.42	-5.07	2.00	-4.62
INPT9906U2	1.03	-3.92	1.80	-3.92	2.22	-2.65	1.85	-1.78	1.86	-2.14	1.05	-2.01
INPT9912U2	0.83	-0.77	1.40	-1.03	1.46	-0.99	0.66	-0.63	0.88	-0.43	0.44	-0.47
ManzanilloU2	33.57	-68.05	65.99	-93.91	96.75	-145.23	97.07	-136.91	63.90	-105.07	24.85	-53.45
Union9412U2	2.28	-2.00	2.37	-2.42	2.67	-1.88	1.05	-1.75	1.85	-1.46	1.72	-0.91
Union9906U2	0.88	-2.20	2.50	-2.10	3.15	-4.19	1.62	-2.29	1.39	-1.30	1.45	-1.12
UnionU2	27.56	-34.17	39.64	-30.12	72.25	-47.65	71.32	-46.04	44.50	-27.10	20.24	-21.80

Tabla 5-9. Deformaciones máxima y mínima de los aisladores (U2=dirección transversal).

Con la información de las tablas anteriores, se corrobora que los aisladores que presentan las deformaciones más importantes se encuentran en los tramos centrales, por lo que es recomendable instrumentar los tramos del centro del puente.

CAPÍTULO 6

6. Conclusiones.

El puente Infiernillo II es hasta la fecha el único puente con aisladores de base en México por lo que conocer su comportamiento en condiciones de servicio y de falla es de suma importancia. Para estudiar la respuesta sísmica del puente se hizo un modelo numérico con el programa SAP2000; el modelo incluye las armaduras (usando la mayor cantidad de secciones posible, según los planos del proyecto), la masa de agua adherida, el sistema de aislamiento sísmico, la no linealidad de las juntas sísmicas, la flexibilidad del suelo y las pilas modeladas con elementos finitos.

El objetivo de realizar un modelo refinado es con la intención de predecir lo más fielmente posible el comportamiento del puente y, con esta base, recomendar la ubicación del sistema de instrumentación. A partir de los resultados se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- a) El modelo de las pilas con elementos finitos se ajusta bastante bien a los resultados reportados en pruebas experimentales, por ende se tiene confianza en que los resultados obtenidos con el modelo numérico tienen buena aproximación. El modelo de barras de las pilas, sin embargo, no fue lo suficientemente parecido a los resultados reportados.

- b) El efecto de la masa de agua adherida en los cilindros de cimentación resulta importante, ya que incrementó en 19% su periodo de vibrar en las direcciones longitudinal, transversal y vertical.
- c) El efecto de la rigidez de las juntas de dilatación resultó despreciable al evaluar las propiedades dinámicas del puente, por lo que podría omitirse su contribución en la respuesta del sistema estructural.
- d) No obstante la recomendación de que los sistemas de aislamiento sísmico incrementen en al menos tres veces el periodo de la estructura, en el puente Infiernillo II la incorporación del sistema de protección no incrementó ni siquiera al doble el periodo original.
- e) El modelo analítico mostró demandas de desplazamientos considerablemente diferentes en las pilas de diferente altura. El sistema de aislamiento consta de un conjunto de veinte aisladores con el mismo comportamiento distribuidos entre las pilas y los estribos. Una forma de mejorar la respuesta sísmica del puente y aprovechar mejor el uso del sistema de aislamiento podría haber sido diseñando aisladores con diferentes propiedades, de tal manera que el cambio de rigidez debido a la diferencia en altura en las pilas se redujera.
- f) Es importante señalar que la demanda de desplazamiento en los aisladores para el temblor de Manzanillo excedió sus valores de diseño. A su vez, con el uso de leyes de atenuación se estimó que grandes eventos sísmicos producidos en la costa de Michoacán podrían generar en el sitio donde se localiza el puente, aceleraciones similares a las del registro de Manzanillo, por lo que reviste aún más importancia el continuo monitoreo del comportamiento del puente ante eventos sísmico en el futuro.

ESTUDIOS A FUTURO.

Los resultados obtenidos indican que las demandas de desplazamiento en el sistema de aislamiento podrían exceder la capacidad del sistema de aislamiento. Utilizar un conjunto mayor de acelerogramas reales y sintéticos sería importante para obtener resultados más generales al respecto.

Un modelo más refinado podría realizarse considerando el comportamiento no lineal de las pilas de concreto reforzado.

La losa del puente es bastante larga y fue modelada como un diafragma rígido, por tanto convendría realizar un modelo que considere la flexibilidad de la losa para estimar la contribución de este parámetro en la respuesta.

REFERENCIAS

Referencias

- AASHTO. (2002). ***"Standard Specification For Highway Bridges"***. 17th edition, 2002, expression 7-3A.
- Beskos, D. E., y Anagnostopoulos, S. A. (1997). ***"Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures: A Handbook"***. Chapter 12 Bridges. Computational Mechanics Publications.
- Biot, M.A. (1937). ***"Bending of an Infinite Beam on an Elastic Foundation"***. Journal of applied physics. 12(2): pp. 155-164.
- Calvi, G. M. (2004). ***"Recent experienced and innovative approaches in design and assessment of bridges"***. 13WCEE, August 1-6 2004, pp. 5009.
- Dicleli, M., Lee J. Y., y Mansour, M. (2004). ***"Importance Of Soil-Bridge Interaction Modeling In Seismic Analysis Of Seismic-Isolated Bridges"***. 13WCEE, August 1-6 2004, pp. 3147.
- Dwairi, H., y Kowalsky, M. (2004). ***"Inelastic Displacement Patterns In Support Of Displacement-Based Design For Multi-Span Bridges"***. 13WCEE, August 1-6 2004, pp. 231.
- Fang, H. Y. (1991). ***"Foundation Engineering Handbook"***. second edition, 1991.
- Hamamoto, T., Mazda, T., Otsuka, H., y Hamada, N. (2004). ***"Analytical Study On Seismic Performance Of A Continuous Rigid Frame Bridge With Unequal Piers Considering Damage Growth And Energy Absorption"***. 13WCEE, August 1-6 2004, pp. 2478.

- Hernández, H., Jara, J. M., Jara, M., Álvarez, J., y Rojas, R. (2005). **"Vibración Ambiental Del Puente Infiernillo II"**. XV CNIS, México 2005, Art. XI-02.
- Jangid, R.S. (2004). **"Seismic Response Of Isolated Bridges"**. Journal of structural engineering ©ASCE/MARCH/APRIL 2004/156-166.
- Légeron, F. y Paultre, P. (2003). **"Uniaxial Confinement Model For Normal And High-Strength Concrete Columns"**, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 2, February 1, 2003, pp. 241-252.
- Muñoz, D. (2003). **"Comportamiento Sísmico De Un Puente Con La Superestructura Soportada Sobre Aisladores Sísmicos Deslizantes Multirrotacionales"**, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- NTC. (2004). **"Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción De Estructuras De Concreto"**. Sección 1.5.1.4.
- Park, R., y Paulay, T. (1975). **"Reinforced Concrete Structures "**. John Wiley & Sons, New York.
- Roy, N., Paultre, P., y Proulx J. (2004). **"A Bridge Ductility Study For Seismic Assessment And Rehabilitation"**. 13WCEE, August 1-6 2004, pp. 1048.
- Sánchez, A.R. y Jara, J.M. (2001). **"Leyes De Atenuación Para El Estado De Michoacán"**, Revista de la Coordinación de Investigación Científica ISSN 0188-9176, UMSNH, No. 27, pp 91-106, Agosto de 2001.
- Sarrazin, M., Moroni, O., y Roesset, J. M. (2005). **"Evaluation Of Dynamic Response Characteristics Of Seismically Isolated Bridges In Chile"**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2005; 34:425-448.
- Savage, I., Eddy, J. C., y Orsolini, G. I. (1999). **"Seismic Analysis And Base Isolation Retrofit Design Of A Steel Truss Vertical Lift Bridge"**. Computers and structures 72 (1999) 317-327.
- Shen, J., Tsai, M. H., Chang, K. C., y Lee, G. C. (2004). **"Performance Of A Seismically Isolated Bridge Under Near-Fault Earthquake Ground Motions"**. Journal of structural engineering ©ASCE/JUNE 2004/861-868.
- Shibata, A., y Sozen, M. (1976). **"Substitute Structure Method For Seismic Design In R/C"**. Journal of the Structural Division, ASCE 1976, 102(ST1):1-18.
- Tongaonkar, N.P., y Jangid, R.S. (2003). **"Seismic Response Of Isolated Bridges With Soil-Structure Interaction"**. Soil dynamics and earthquake engineering 23 (2003) 287-302.
- Vesic, A.B. (1961). **"Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solids"**. J. Eng. Mech. Div., ASCE 87 35-53.
- Wilson, E. L. (2004). **"SAP2000 v9.03, Integrated Finite Element Analysis And Design Of Structures"**. Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, EU.