



Postgrado de la
Facultad de Ingeniería Civil

EFICIENCIA DE SISTEMAS HISTERÉTICOS DE
CONTROL PASIVO DE PUENTES IRREGULARES

Tesis para obtener el
título de Maestro en
Ingeniería en el Área
de Estructuras

Presenta:
Marcos Jubal Tovar Vázquez

Asesor
Dr. Manuel Jara Díaz

Morelia, Michoacán, Agosto de 2010

AGRADECIMIENTOS

Agradecimientos:

A mi padre el maestro Rafael Tovar Ruiz y a mi madre la profesora Maria Guadalupe Vazquez Pérez por todo el apoyo brindado.
Por ultimo a mi asesor de tesis el Dr. Manuel Jara Díaz

Índice	
Agradecimientos	1
Introducción	4
Capítulo 1 Comportamiento de puentes bajo acciones sísmica	6
1.1 Antecedentes	6
1.2 Características de la respuesta sísmica de puentes	7
Capítulo 2 Procedimiento de análisis y diseño de los sistemas histeréticos de control pasivo	31
2.1 Antecedentes	31
2.2 Apoyos de neopreno	33
2.3 Apoyos de neopreno con barra de plomo	34
2.4 Apoyos deslizantes	42
Capítulo 3 Demanda sísmica	46
3.1 Registros de trabajo	46
3.2 Espectros promedio	54
Capítulo 4 Análisis de puentes en la dirección Longitudinal	60
4.1 Puente Armería	60
4.1.1 Descripción general	61
4.1.2 Modelo del puente	62
4.1.3 Diseño de los aisladores del puentes	63
4.1.3.1 Apoyos de neopreno con núcleo de plomo	64
4.1.3.2 Diseño de los Péndulos de fricción	76
4.1.3.3 Diseño de los apoyos de neopreno	79
4.1.4 Análisis estático no lineal	84
4.2 Puente La Unión	88
4.2.1 Descripción general	88
4.2.2 Modelo del puente	90
4.2.3 Diseño de los aisladores del puentes	90

ÍNDICE

4.2.3.1 Apoyos de neopreno con núcleo de plomo	90
4.2.3.2 Diseño de los Péndulos de fricción	100
4.2.3.3 Diseño de los apoyos de neopreno	103
4.2.4 Análisis estático no lineal	105
4.3 Puente A la Lima	108
4.3.1 Descripción general	109
4.3.2 Modelo del puente	110
4.3.3 Diseño de los aisladores del puentes	110
4.3.3.1 Apoyos de neopreno con núcleo de plomo	111
4.3.3.2 Diseño de los Péndulos de fricción	120
4.3.3.3 Diseño de los apoyos de neopreno	121
4.3.4 Análisis estático no lineal	123
Capítulo 5 Análisis de puentes en la dirección Transversal	128
5.1 Puente Armería	128
5.2 Puente La Unión	132
5.3 Puente A la Lima	135
Capítulo 6 Análisis de resultados	139
6.1 Comportamiento de los distintos tipos de apoyo	139
6.2 Comportamiento de los puentes con los diversos sistemas de aislamiento	143
Conclusiones	150
Referencias	152

INTRODUCCIÓN

1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del estudio es analizar los beneficios que pueden obtenerse mediante el uso de aisladores de base en puentes típicos de los que se construyen en la costa del Pacífico Mexicano, en particular en la zona sísmica D, de acuerdo con la regionalización sísmica de la República Mexicana contenida el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (CFE, 1993).

2. OBJETIVOS PARTICULARES

Como objetivos particulares del trabajo se han planteado los siguientes:

- a) Seleccionar tres puentes típicos de los que se construyen en la costa del Pacífico Mexicano. Los puentes representan tres tipos comunes de subestructuras
- b) Seleccionar espectros de respuesta para distintas fuentes sísmicas y distancias de registro.
- c) Estudiar las diferencias entre los tres tipos de apoyo que se han utilizado con más frecuencia hasta la fecha, a saber: apoyos de hule, apoyos de hule con núcleo de plomo y péndulos de fricción.
- d) Estudiar las diferencias entre la respuesta longitudinal y transversal de los puentes seleccionados.
- e) Comparar la respuesta de los tres distintos tipos de puentes y las ventajas de usar los aisladores de base encada uno de ellos.

3. DESCRIPCIÓN DE LA TESIS

En este trabajo se pretende estimar mediante un análisis estático no lineal la eficiencia y características de los sistemas histeréticos de control pasivo en puentes irregulares. Este trabajo pretende evaluar las características de tres tipos de sistemas de control pasivo los péndulos de fricción, los de neopreno con núcleo de plomo y los de neopreno. Los sistemas antes mencionados se diseñaran para modelarse en tres de los puentes existentes de la red carretera nacional.

Para lograr los objetivos planteados anteriormente la tesis se ha dividido en seis capítulos. En el primero se hace una descripción de los modelos de análisis que se usan frecuentemente para estudiar la respuesta sísmica de este tipo de estructuras. El segundo capítulo está destinado a describir los criterios de diseño que se usan en los aisladores que serán estudiados en este trabajo. El capítulo tres tiene como propósito describir la acción sísmica por medio de espectros promedio que serán aplicados posteriormente a los puentes. Para obtener los espectros promedio se consideraron dos fuentes sísmicas: los sismos de subducción y los sismos de fallamiento normal. Para cada uno de estos tipos de sismo se consideraron tres intervalos de distancia para estudiar las

INTRODUCCIÓN

posibles diferencias en el contenido de frecuencias y amplitudes debidas a la atenuación de las ondas.

En el capítulo cuatro se describe el procedimiento para diseñar los tres tipos de apoyo y el análisis estático no lineal que fue aplicado para obtener las curvas de capacidad de los puentes. Para el diseño de los sistemas que se trabajan mediante el criterio de desplazamientos se usará el método de sistema lineal equivalente el cual consiste en usar un sistema equivalente lineal equivalente el cual tiene propiedades equivalentes de un sistema no lineal. Los diseños para los sistemas histeréticos de control pasivo se realizarán haciendo uso de espectros promedio usando estos para propiciar el movimiento de las estructuras. El análisis que se describe en este capítulo se enfocó a la dirección longitudinal de los puentes. Por otra parte, el capítulo cinco está destinado al análisis de los puentes en la dirección transversal. Finalmente el capítulo seis presenta el análisis de los resultados divididos en tres secciones: la primera está destinada a la comparación de las respuestas para los distintos tipos de apoyo, la segunda a la comparación de las respuestas de los tres tipos de puente seleccionados y la tercera parte se enfoca a la comparación de las respuestas en las direcciones longitudinal y transversal de cada una de las estructuras.

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

1.1 ANTECEDENTES

Los puentes son estructuras sísmicamente vulnerables tal y como se ha demostrado en los últimos sismos destructivos. Por tal motivo, se han buscado alternativas para reducir la vulnerabilidad de este tipo de estructuras y mitigar los efectos que se producen cuando sufren daños o se derrumban. Una de las alternativas más prometedoras que se ha estado aplicando en los últimos años para cumplir con este objetivo, es el uso de aisladores de base y disipadores de energía.

La similitud que existe entre los apoyos tradicionales de neopreno que se usan tradicionalmente en los puentes y algunos de los tipos de aisladores y disipadores existentes en el mercado, es una de las razones por las que estos sistemas se usan cada vez con mayor frecuencia. En muchos países del mundo ubicados en zonas de alta sismicidad se han estado empleando aisladores de base desde hace veinte años, cada vez con mayor frecuencia, al grado de que en ellos se considera que el uso de los aisladores en los puentes localizados en zonas sísmicas serán parte de las soluciones típicas.

Los aisladores que se han adoptado en los puentes con mayor frecuencia, son los apoyos de hule, los apoyos de hule con núcleo de plomo, los péndulos de fricción y los apoyos deslizantes. También son comunes la combinación entre ellos, especialmente los apoyos de hule y los apoyos deslizantes.

En México, la aplicación de este tipo de dispositivos para reducir las demandas sísmicas se ha limitado al puente Infiernillo II, que se localiza en la autopista Siglo XXI, que conecta a la ciudad de Morelia con la ciudad de Lázaro Cárdenas, en el estado de Michoacán. Sin embargo, la construcción de un futuro próximo de autopistas modernas en los estados que limitan con la costa del Pacífico Mexicano, hace pensar en la posibilidad de utilizar este tipo de apoyos para la protección sísmica de los puentes.

En los puentes es normal el considerar que estos se encuentren sometidos a sollicitaciones de tipo sísmico debido a que gran parte del país se encuentra en una zona de alta intensidad sísmica. Por lo tanto, es necesario tomar en cuenta el daño de esta acción sobre la estructura, lo cual debe preverse en el diseño y análisis.

Si se acepta el hecho de una acción sísmica y el posible daño en la estructura entonces debe entenderse que la estructura necesita alguna manera de disipar la energía la cual puede ser por la fricción y el comportamiento inelástico de la estructura, este último es normalmente representado con un amortiguamiento viscoso equivalente.

Para el caso de los puentes es importante saber que hay la necesidad de disipar la energía producida por la acción sísmica. Una manera efectiva para resolver el problema es mediante disipadores, que resultan útiles debido a su gran capacidad de disipar energía.

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

La importancia de la disipación de energía al tratarse el caso de los puentes es una parte vital debido a la necesidad de que en el momento de ocurrir ciertas acciones sísmicas de magnitudes importantes el puente debe de seguir teniendo funcionalidad o en casos extremos realizar reparaciones de una manera rápida mediante la sustitución de sus disipadores, debido a que la intención de colocarlos es que disipen la mayor parte de la energía evitando daño en la estructura.

Los dispositivos de disipación de energía también ayudan a cumplir la función de cambiar el periodo fundamental del puente para no tener el mismo periodo de vibración del suelo y que no se produzcan efectos de resonancia y grandes daños.. Además, de modificar el periodo fundamental del puente, también cambian sus características de respuesta ante la carga sísmica.

Para los puentes sometidos a acciones sísmicas no hay una serie de ecuaciones las cuales nos representen perfectamente como debe de hacerse el diseño en otras palabras no hay una forma única de hacer el diseño, aunque hay una serie de factores de seguridad, se puede encontrar con una gran incertidumbre en la forma de analizar la no linealidad, siendo necesario realizar un análisis muy complejo para el caso de los puentes con dispositivos disipadores y tener una mayor certidumbre del comportamiento de los mismos bajo las acciones sísmicas a las que va a estar sometido durante la vida de la estructura.

Un parámetro importante en los puentes son sus desplazamientos, debido a los efectos de segundo orden ($P-\Delta$) los cuales pueden llegar a tener importancia para los puentes al reducir la capacidad de las pilas, además de existir la posibilidad de que fluya prematuramente del acero de refuerzo. El parámetro usual para medir el daño de una manera simple, son los desplazamientos los cuales se restringen a unas ciertas longitudes según lo marcan los diversos reglamentos en cada país y zona del mundo, es también un parámetro para observar las deformaciones permanentes, las cuales se presentan al encontrarse la estructura en el intervalo no elástico lo cual es muy común para el caso de estar sometido a diversas acciones sísmicas.

1.2 CARACTERÍSTICAS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES

Para determinar la respuesta sísmica de un puente debe hacerse una serie de estudios experimentales y con estos calibrar una serie de modelos los cuales buscarán ser una representación de la realidad. Los modelos para explicar el comportamiento pueden ser: los modelos de parámetros concentrados, modelo de componentes estructurales y por último modelos de elemento finito.

Los modelos de parámetros concentrados son aquellos modelos para los puentes en los cuales se usan una serie de características como son la masa, la rigidez y el amortiguamiento. Estos parámetros son ubicados en ciertas zonas para poder obtener una representación del fenómeno físico, o sea poder hacer un modelo analítico representativo. Los modelos son difíciles de realizar debido a que para poder emplearlos se debe de hacer una adecuada representación de las relaciones fuerza-deformación de los elementos idealizados.

Los modelos de componentes estructurales son aquellos que representan al puente por subsistemas conectados para generar una estructura global y la caracterización de la respuesta depende de los extremos finales de cada miembro o subsistema con sus relaciones fuerza-desplazamiento.

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

Los modelos de elemento finito son aquellos que llegan a tener una mejor representación del fenómeno físico debido a que se modela el puente como si estuviera formado por una serie de elementos con sus propiedades, proporcionando características diferentes a cada uno de los elementos. Esos elementos son llamados finitos, además con el uso de las computadoras el modelado por elemento finito es más popular en estos días aunado al hecho que ahora en el mercado se pueden encontrar varios programas de computó para realizar este tipo de modelos.

Para elegir el correcto procedimiento para realizar el modelado de un puente depende de las herramientas a usar y el grado de conocimiento que se tenga acerca de las mismas, en esta parte de la elección del tipo de modelación a usar dependerá de: el nivel de precisión deseado para el análisis, la cantidad de estados limites para el modelo, la importancia de la estructura, ya que si es de un nivel muy importante entonces hay que tomar una serie de consideraciones especiales y si es necesario el uso de herramientas más complejas para su análisis y por último la experiencia para elegir la forma mas eficiente de modelar el puente.

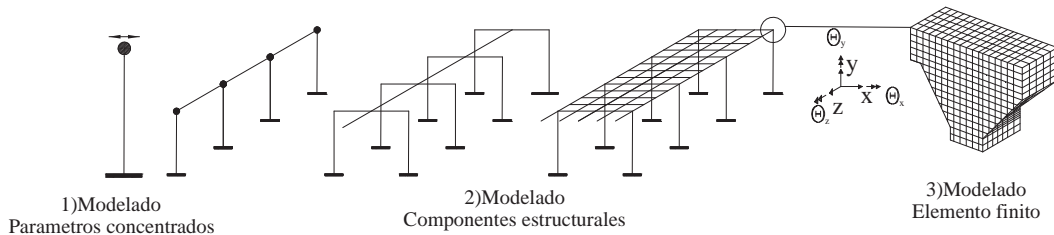


Figura 1.1 Diferentes tipos de modelos para los puentes

Para poder entender mejor como es el comportamiento y la respuesta de los puentes bajo acciones sísmicas es más sencillo explicarlo con un sistema de un grado de libertad, recordando también que la aceleración del sistema estructural es función de la aceleración del suelo $\ddot{u}_g(t)$.

En la figura 1.2 se muestra un puente el cual tiene alturas de columnas iguales y tiene la fuerza sísmica actuando en dirección transversal. Si se supone que todas las pilas están expuestas a la misma cantidad de aceleración del terreno y que la superestructura tiene movimiento de cuerpo rígido, entonces todas las pilas tienen la misma respuesta. El modelo de la columna queda como en la figura 1.3.

Con las suposiciones hechas se tiene un sistema en voladizo del cual se puede encontrar su rigidez. Si el amortiguamiento del sistema lo expresamos en forma de un amortiguamiento viscoso, entonces la fuerza característica de amortiguamiento requerida para resistir una unidad de velocidad, en el punto donde se concentra la masa puede expresarse como c . También se debe notar que hay una diferencia entre el desplazamiento que sufre la pila en voladizo (u_s) y el desplazamiento total (u_t) y se puede expresar como:

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

$$u_i = u_s + u_g \quad (1.1)$$

Estos desplazamientos son con respecto al centro de masa y donde u_g es el desplazamiento del suelo como se ve en la figura 1.3. Para hacer equilibrio en este sistema de un grado de libertad tenemos la fuerza de inercia $f_i = m\ddot{u}_i(t)$, la fuerza de amortiguamiento expresada en forma de un amortiguamiento viscoso equivalente es $f_i = c\dot{u}_s(t)$ y finalmente la fuerza que se resiste al desplazamiento del sistema es $f_s = ku_s(t)$. Entonces la ecuación de movimiento queda:

$$m(\ddot{u}_g(t) + \ddot{u}_s(t)) + c\dot{u}_s(t) + ku_s(t) = 0 \quad (1.2)$$

$$m\ddot{u}_s(t) + c\dot{u}_s(t) + ku_s(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (1.3)$$

Podemos expresar la posición de una columna deformada durante un sismo como:

$$u(x,t) = \psi(x)Z(t)$$

En la cual $\psi(x)$ describe la forma de la deformación de vibración y $Z(t)$ es la variación con el tiempo.

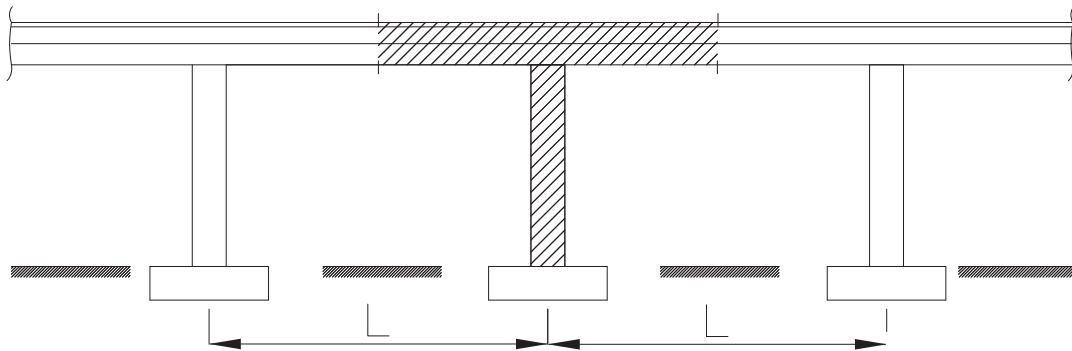


Figura 1.2 Área tributaria para una columna

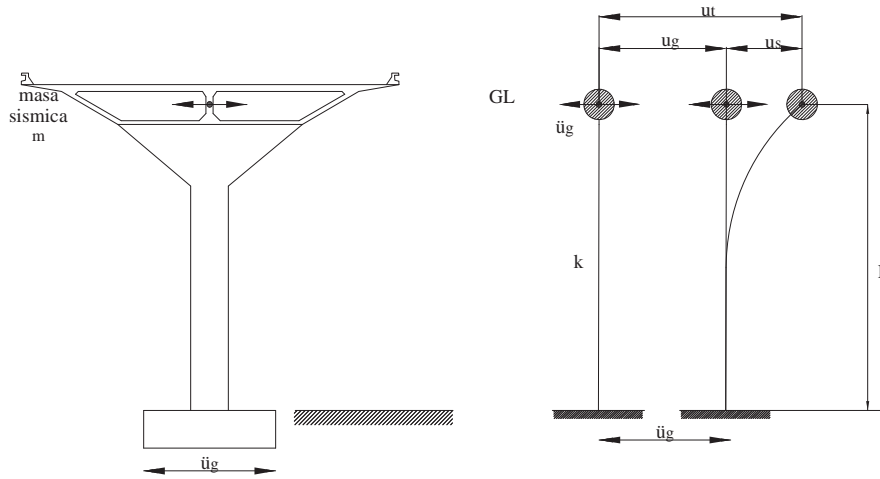


Figura 1.3 Modelo de una columna

La masa que colabora para la respuesta sísmica de un puente en forma de fuerzas de inercia es el cociente del peso total de la porción de puente W_s entre la aceleración de la gravedad g .

Hay dos tipos de fuerzas de inercia que pueden contribuir a la respuesta sísmica y son, la fuerza traslacional de inercia y la fuerza rotacional de inercia y si son expresadas con respecto al centro de masa son:

$$f_i^T(t) = m\ddot{u}(t) \quad (1.4)$$

$$f_i^R(t) = j\ddot{\theta}(t) \quad (1.5)$$

En la cual m es la masa traslacional y j la masa rotacional y $\ddot{u}(t)$ es la aceleración traslacional y $\ddot{\theta}(t)$ es la aceleración rotacional. Entonces se puede aceptar el hecho de que la masa tiene un movimiento de cuerpo rígido y si la masa se expresa como una masa repartida de forma uniforme \bar{m}

$$m = \bar{m}L \quad (1.6)$$

Entonces la masa traslacional con respecto al centro de masa de la figura 1.3 es:

$$j = \int_{-L/2}^{L/2} \bar{m}(x)x^2 dx = \frac{\bar{m}L^3}{12} = \frac{mL^2}{12}$$

Si la longitud es pequeña en comparación con el ancho de la superestructura entonces podemos decir que (Priestley et al 1996):

$$j = m \frac{L^2 + B^2}{12} \quad (1.7)$$

Si el ancho de la superestructura (B) es similar a la altura de la pila entonces el puente no se debe de idealizar de esta manera, debido a la posibilidad de producir cambios en el periodo fundamental de la estructura.

Este tipo de modelación puede ser utilizada en un análisis preliminar para los puentes debido a que es relativamente simple y es válida en el caso de un colado monolítico de la pila con la superestructura como se muestra en la figura 1.4. En estos casos no se considera la contribución de la masa de la pila pero en el caso que la masa de la pila tenga una contribución importante, entonces el modelo de un grado de libertad debe modificarse.

Como es común la formación de articulaciones plásticas en las pilas de los puentes, los desplazamientos tienen su origen en la rotación plástica de la base de la columna. En la figura 1.5 se muestra el modelo idealizado de una columna con respuesta inelástica, entonces la forma deformada de la columna ($\psi(x)$) la podemos expresar de la siguiente forma:

$$\psi(x) = \frac{1}{H_c} x \quad (1.8)$$

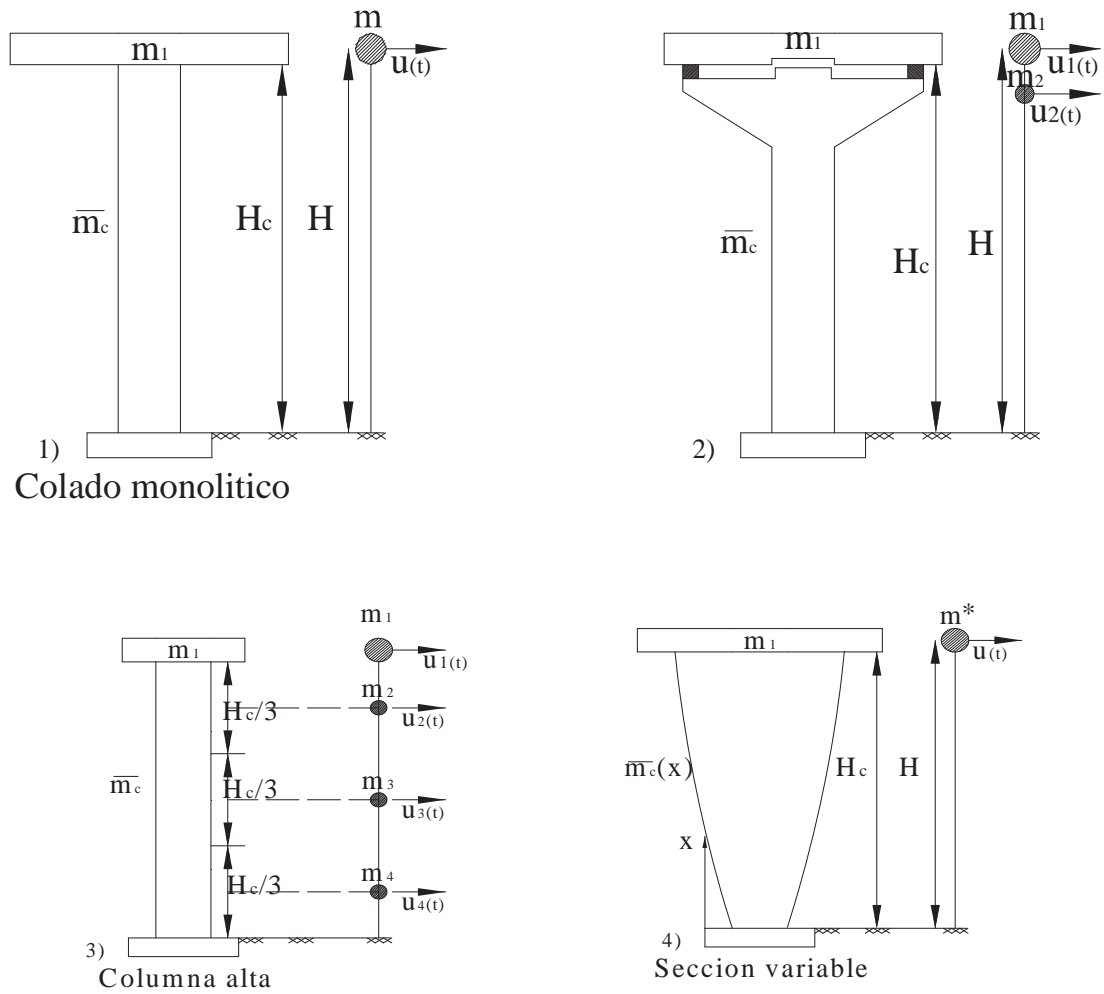


Figura 1.4 Diferentes formas de modelar una columna

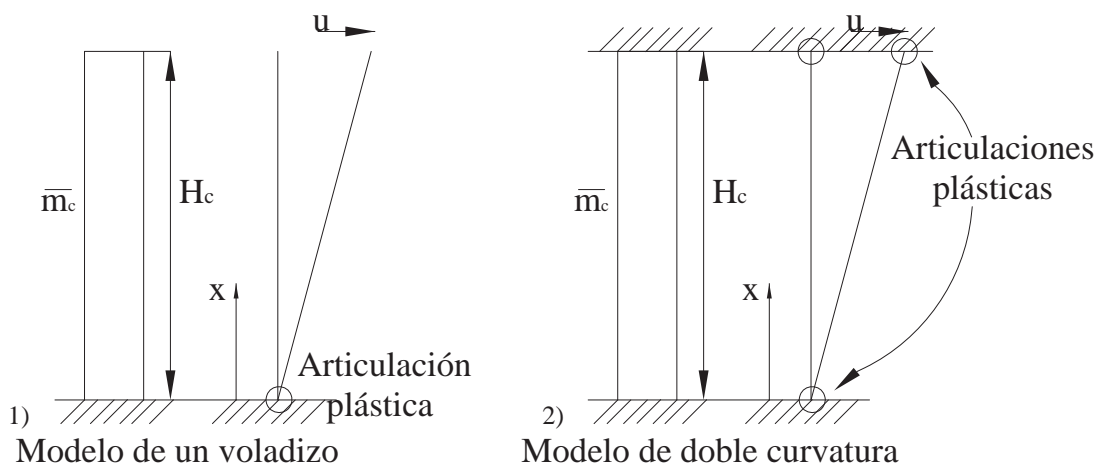


Figura 1.5 Columna con comportamiento inelástico

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

Suponiendo una masa distribuida a través de la altura de la columna y considerando la masa rotacional y traslacional, con respecto al centroide ($x_c=H_c/2$):

$$m = \bar{m}[\psi(x_c)]^2 + j[\psi'(x_c)]^2 \quad (1.9)$$

El resultado de la masa de la columna que contribuye en la respuesta es:

$$m = \bar{m}_c H_c \left(\frac{1}{4} \right) + \frac{\bar{m}_c H_c^3}{12} \frac{1}{H_c^2} = \frac{\bar{m}_c H_c}{3} \quad (1.10)$$

Si la altura H_c es mucho mayor que la profundidad de la superestructura (D en la figura 1.1) y si podemos suponer $H_c \cong H$ la masa total que se incluye en el análisis es la de la columna y la masa de la superestructura (m_1);

$$m = m_1 + \frac{\bar{m}_c H_c}{3} \quad (1.11)$$

Debe considerarse la masa de la columna en el análisis, lo veremos más adelante, pero se recomienda el uso de la fórmula 1.11 para estimar la masa cuando:

$$\bar{m}_c H_c \geq 0.10 m_1 \quad (\text{Priestley et al 1996}) \quad (1.12)$$

En un caso como el de la figura 1.4, inciso dos, debe de hacerse un modelo de múltiples grados de libertad ya que se tendrían dos masas

Para un caso como el de la figura 1.4, inciso tres, se debe de modelar como emplear un sistema de varios grados de libertad y utilizar las fórmulas para la contribución de la masa si se trata de una columna con sección prismática constante, pero para el caso como el de la figura 1.4, inciso cuatro, la masa es una función que podemos expresar como:

$$m = \int_0^{H_c} \bar{m}_c(x) \psi(x)^2 dx \quad (1.13)$$

Sabemos que podemos expresar la función de la columna deformada como $\psi(x) = \frac{1}{H_c} x$ lo

cual nos da como resultado:

$$m = \int_0^{H_c} \bar{m}_c(x) \left(\frac{x}{H_c} \right)^2 dx = \frac{1}{H_c} \int_0^{H_c} \bar{m}_c(x) x^2 dx \quad (1.14)$$

Entonces la masa total quedaría expresada de la siguiente manera

$$m^* = m_1 + \frac{1}{H_c} \int_0^{H_c} \bar{m}_c(x) x^2 dx \quad (1.15)$$

Con la ecuación anterior podemos encontrar la masa total para el caso de una pila que sea de sección variable y también a la de sección constante tomando en cuenta que la función de masa solo tiene un valor.

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

Otro de los parámetros que intervienen en la ecuación de movimiento del puente es la rigidez ($f_s = ku_s(t)$) la cual se expresa:

$$k = \alpha \frac{EI_e}{H_e^3} \quad (1.16)$$

En donde E es el módulo de elasticidad, I_e es la inercia efectiva de la sección transversal de la columna y H_e es la altura efectiva. Si la columna se considera un voladizo, la rigidez lateral es:

$$k = \alpha \frac{EI_e}{H_e^3} = \frac{3EI_e}{H_e^3} \quad (1.17)$$

Para el caso de que la superestructura impida la rotación de la pila se trata como en la figura 1.5 inciso b tendríamos:

$$k = \alpha \frac{EI_e}{H_e^3} = \frac{12EI_e}{H_e^3} \quad (1.18)$$

Pero como en la realidad no siempre se presentan las condiciones de frontera ideales, es necesario hacer modificaciones a las aproximaciones anteriores.

Cuando la altura H_c no es mucho mayor que el valor del ancho de la pila, entonces pueden ser importantes las deformaciones por cortante (figura 1.5 inciso c) y la rigidez queda entonces:

$$f_v = \frac{H_e}{A_{ve}G} \quad (1.19)$$

En donde A_{ve} es el área efectiva de cortante y G es el módulo de cortante. Las deformaciones por cortante son considerables cuando la relación: momento entre cortante es mayor que tres veces el diámetro o ancho de la pila.

$$\frac{M}{V} \leq 3D \quad (1.20)$$

Combinando ambas rigideces se tiene que:

$$k = \frac{1}{\frac{H_e^3}{3EI_e} + \frac{H_e}{A_{ve}G}} \quad (1.21)$$

Los valores como la inercia efectiva (I_e), la altura efectiva (H_e) y el área efectiva de cortante (A_{ve}) son parámetros que deben tener en cuenta que el concreto presenta grietas y que el acero fluye, por esto se debe considerar su efecto para cuantificar de una forma adecuada el comportamiento

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

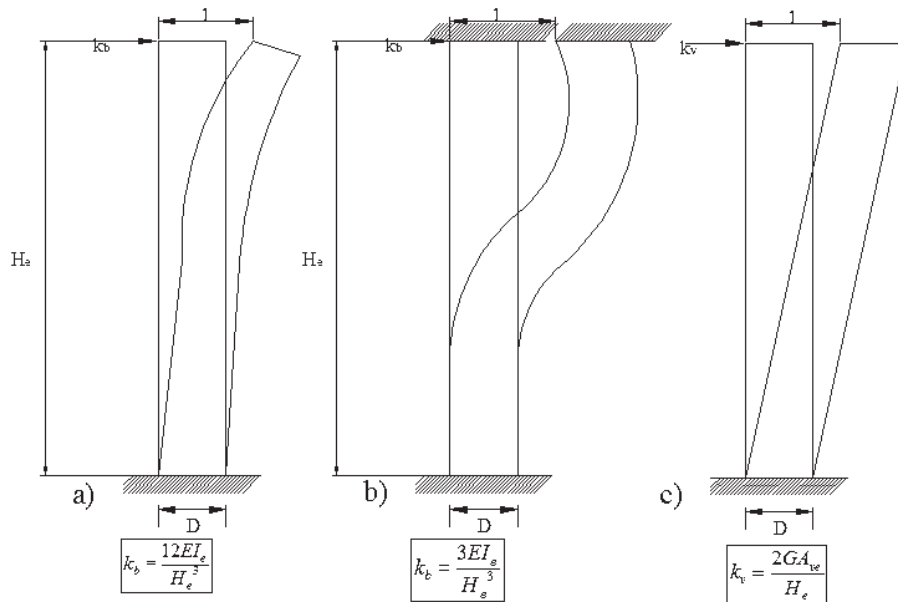
del puente bajo la acciones sísmicas. Los valores del módulo de elasticidad y el módulo de cortante son valores que se toman como constantes pero pueden tener variaciones que pueden modelarse con base en modelos de análisis no lineales en caso de ser necesario. Los reglamentos nos dan la forma de calcular los valores de estas constantes. Para el modulo de cortante se acepta que:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1.22)$$

Otro de los parámetros que afectan la rigidez es la diferencia entre la altura con respecto al centro de masa y la altura efectiva, la cual toma en cuenta el efecto de las articulaciones plásticas. Las articulaciones plásticas se espera que se formen en los extremos de las columnas de los puentes. El hecho de formarse una articulación plástica puede generar un nodo más para el modelo y se debe de recurrir a un modelo de varios grados de libertad. También es de considerarse la zona de fluencia del acero que penetra en la superestructura y la cimentación ya que se incrementa la flexibilidad a la columna. Esta longitud de penetración (L_{pi}) debe agregarse en el modelo de la columna como se muestra en la figura 1.6. La longitud de penetración la podemos estimar con las siguientes fórmulas:

$$L_{pi} = .15 f_y d_{bl} \quad (f_y \text{ en ksi}) \quad (\text{Priestley et al 1996}) \quad (1.23)$$

$$L_{pi} = .022 f_y d_{bl} \quad (f_y \text{ en Mpa}) \quad (\text{Priestley y otros 1996}) \quad (1.24)$$



$$k = \frac{1}{k_v + k_b}$$

Figura 1.6 Columna con diferentes casos de apoyo

Para tomar una rigidez de más real en la columna podemos obtenerla a partir de la relación momento curvatura:

$$EI_e = \frac{M_{yi}}{\Phi_{yi}} \quad (1.25)$$

En la cual M_{yi} , Φ_{yi} son el momento y la curvatura de fluencia. El I_e depende del nivel de

carga axial expresado como $\frac{P}{A_g f'_c}$ y la relación de refuerzo transversal $\frac{A_{st}}{A_g}$ de donde

A_{st} es el área del refuerzo transversal y A_g es el área transversal gruesa del concreto. El valor de I_e se presenta para varios porcentajes de carga axial y relaciones de área gruesa y área de refuerzo transversal en forma gráfica para secciones circulares y rectangulares. En estas gráficas podemos ver que para ciertos parámetros, la inercia agrietada puede ser hasta un 60% de la inercia gruesa. Por supuesto que también podemos utilizar la relación momento curvatura para obtener el valor de la inercia efectiva (I_e).

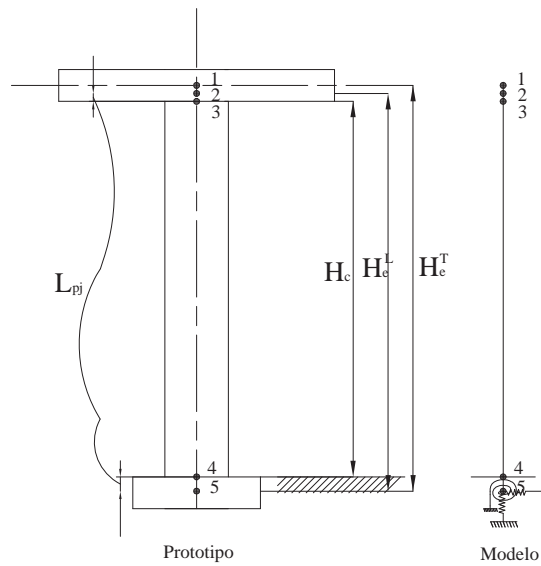


Figura 1.7 Modelos de columna con interacción de suelo

La rigidez por cortante depende de los mismos parámetros que los de la rigidez a la flexión, es decir, del nivel de carga axial, de la relación entre área de refuerzo y el área gruesa. Entonces es posible expresar de la siguiente manera la rigidez efectiva a cortante:

$$GA_{ve} = GA_v \frac{EI_e}{EI_g} \text{ o también como: } A_{ve} = A_v \frac{I_e}{I_g} \quad (1.26 \text{ y } 1.27)$$

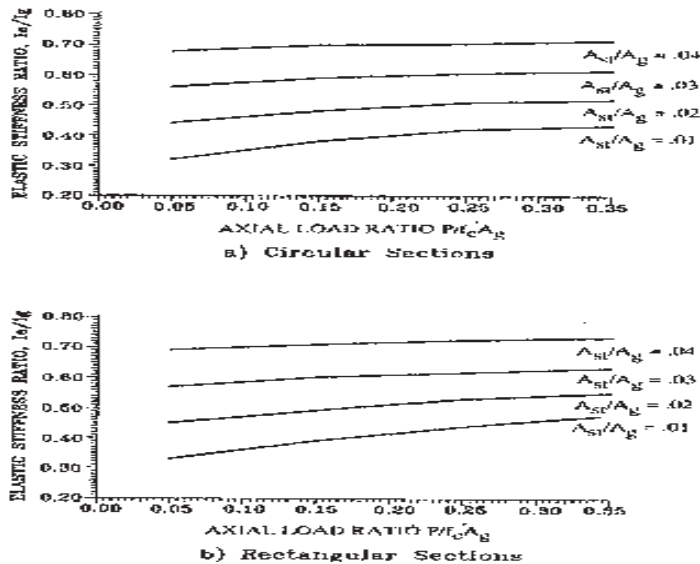


Figura 1.8 Graficas de inercia efectiva (Priestley et al 1996)

El otro parámetro de la ecuación de movimiento de un puente, es el amortiguamiento, el cual se idealiza como de tipo viscoso debido a su facilidad para incluirlo en forma analítica. En la

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

realidad, los amortiguamientos más comunes son: amortiguamiento de Coulomb, amortiguamiento radial y el amortiguamiento hysterético. El amortiguamiento de Coulomb ocurre en las vigas de la superestructura y en los movimientos de nodos y es independiente de la velocidad o desplazamiento. El amortiguamiento de tipo radial es el que se genera en la interacción suelo-estructura, pero, el amortiguamiento por ciclos de histéresis es el más adecuado para el puente ya que este se basa en la disipación de energía a través de la deformación inelástica de los elementos

El amortiguamiento hysterético se expresa con un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente C_{eq} y el coeficiente crítico de amortiguamiento C_{cr} ,

$$C_{eq} = \xi_{eq} C_{cr} \quad (1.28)$$

A la disipación de energía por ciclo mostrada en la figura 1.9 le llamamos A_h y es el área bajo esa curva, que puede ser convertida para la misma amplitud de desplazamiento a una porción de amortiguamiento viscoso de la siguiente manera:

$$\xi_{eq} = \frac{A_h}{2\pi V_m \Delta_m} = \frac{A_h}{4\pi A_e} \quad (1.29)$$

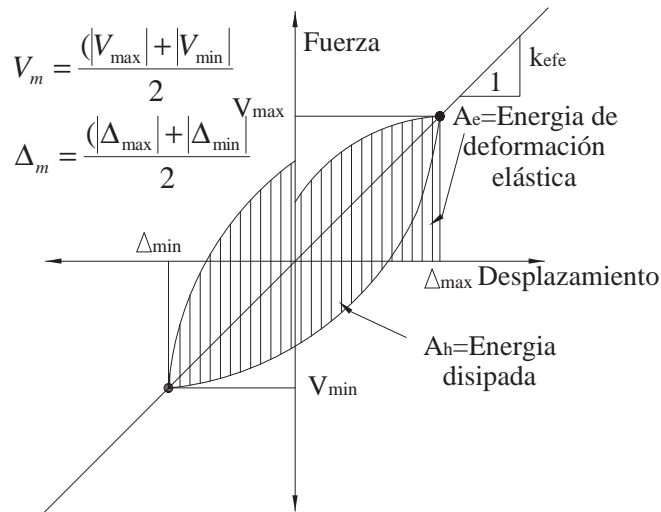


Figura 1.9 Ciclos histerético

Donde V_m y Δ_m son la fuerza y desplazamiento promedio máximos y donde A_e es la energía de deformación elástica lineal para un sistema bajo condiciones estáticas y con rigidez efectiva de:

$$k_{efe} = \frac{V_m}{\Delta_m} \quad (1.30)$$

Con esto se obtiene el coeficiente de amortiguamiento viscoso de la ecuación $C_{eq} = \xi_{eq} C_{cr}$. El comportamiento histerético de los diferentes miembros de los puentes, o sea sus diferentes graficas de desplazamiento-fuerza se muestran en la figura 1.8.

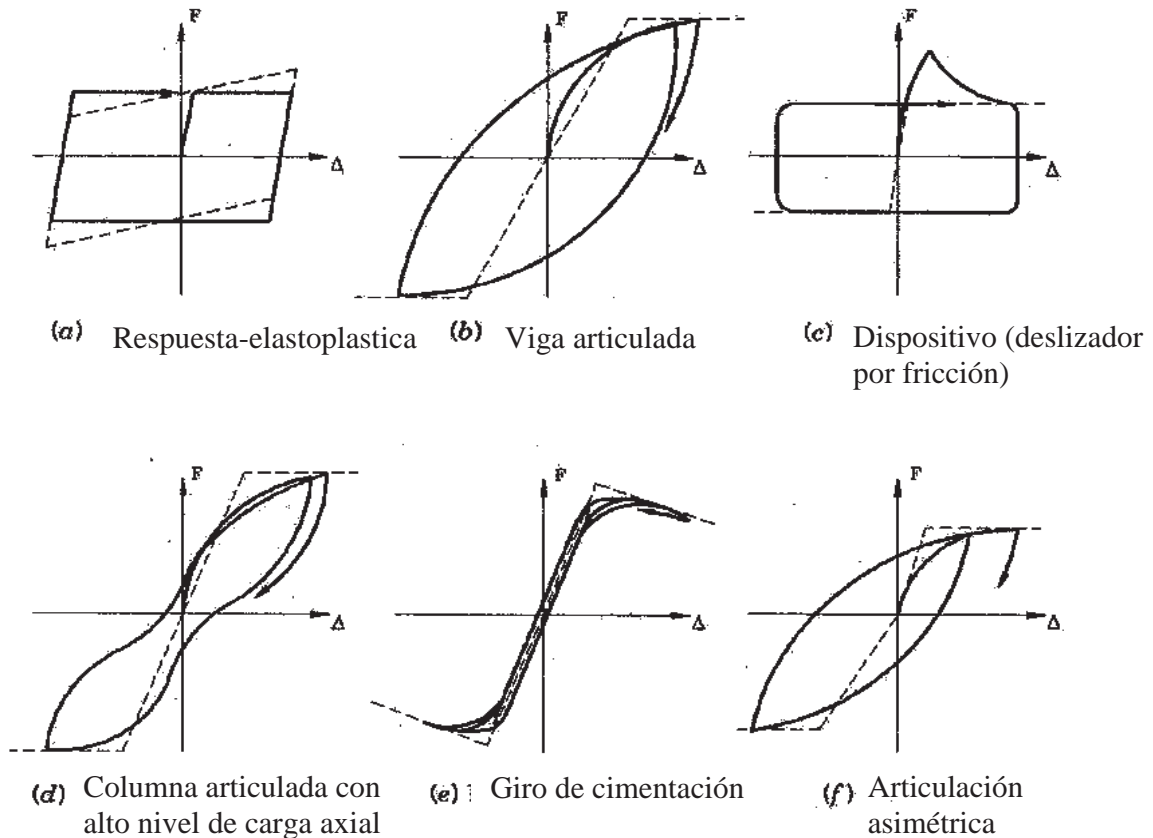


Figura 1.10 Diferentes ciclos histeréticos (Priestley et al 1996)

Las gráficas desplazamiento fuerza no son tan parecidas a las que usamos y según el miembro puede ser que su capacidad para disipar energía aumente como es para el caso de las vigas en las cuáles también se presenta la formación de articulaciones plásticas, que al no estar sometida a carga axial, mantiene un comportamiento de disipación de energía superior al de una columna. Este comportamiento se puede ver en la figura 1.10 inciso b, si la comparamos con el de la columna que es el inciso d, lo cual principalmente reside en que las vigas no están sometidas a carga axial. Ninguna de las dos gráficas se parece a la gráfica idealizada que se encuentra en el inciso a que es de un comportamiento elástico plástico perfecto.

Para una respuesta asimétrica como la mostrada en la figura 1.10 inciso f, los desplazamientos de respuesta son muy diferentes en cada sentido y por lo cual estrictamente no se podría usar el mismo proceso para encontrar el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente. Cabe

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

mencionar las dificultades para encontrar el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente en el caso de un ciclo muy angosto.

Como ya se mencionó, el obtener el coeficiente de amortiguamiento equivalente es una tarea difícil de realizar, por lo que se opta por el uso de coeficientes tomados de forma empírica.

Los valores del coeficiente crítico de amortiguamiento pueden tomarse de 2 y 5% para estructuras de acero y para las estructuras de concreto el intervalo es de 2 a 7%. En la práctica se acostumbra tomar un amortiguamiento viscoso con un valor del 5%, el cual puede ser diferente si la interacción suelo estructura es importante, tiene dispositivos de absorción de energía o si tiene altos grados de disipación por medio de histéresis.

Una estructura puede tener una cantidad infinita de modos de vibrar y por lo tanto hay la necesidad de limitar los grados de libertad y asociarles una serie de modos de vibración asociados a ellos. El comportamiento de respuesta de un puente puede ser representado por una cantidad finita de modos de vibrar, para tener una idea real de la respuesta de los puentes bajo acciones de sismo o dinámicas de otro tipo.

En el caso de un sistema de un grado de libertad elástico su modelación puede hacerse como se muestra en la figura 1.3, y para este modelo ya es conocida la masa concentrada en la parte superior y la rigidez también lo es. En este modelo el amortiguamiento es pequeño debido a que la mayor respuesta dinámica es de forma elástica por lo tanto se llega a despreciar al efecto histerético del amortiguamiento.

La ecuación que rige el movimiento para un sistema de un grado de libertad con una masa concentrada (m), una rigidez efectiva (k) en vibración libre la ecuación queda como:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (1.31)$$

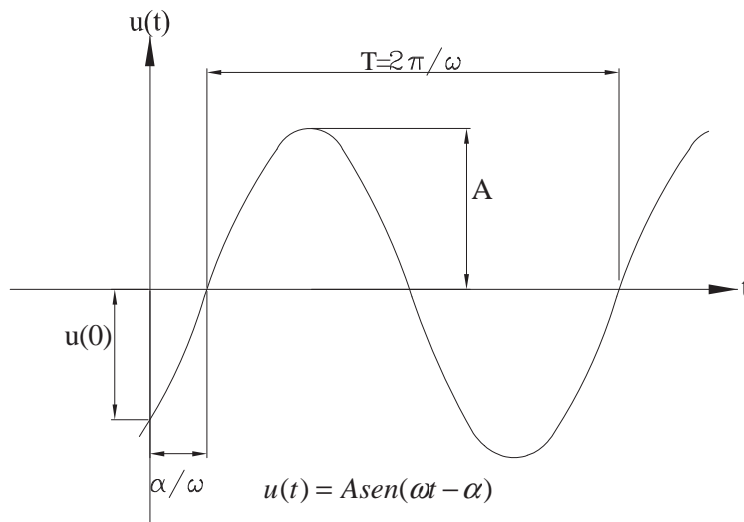


Figura 1.11 Respuesta armónica de un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

Si suponemos una respuesta armónica para $u(t)$ como se muestra en la figura 1.11 entonces tenemos que:

$$u(t) = A \sin(\omega t - \alpha) \quad (1.32)$$

En donde ω es la frecuencia circular, α es el ángulo de fase para la onda senoidal, y A es el factor de escala que da la amplitud de la respuesta armónica. Al sustituir esta solución en la ecuación 1.31 se tiene:

$$ku - \omega^2 mu = (k - \omega^2 m)u = 0 \quad (1.33)$$

Para un desplazamiento cualquiera u se puede satisfacer la ecuación anterior con:

$$|k - \omega^2 m| = 0 \quad (1.34)$$

Esto puede ocurrir cuando la frecuencia circular tiene un valor específico el cual es:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1.35)$$

Con la ecuación anterior se satisface la ecuación 1.34 y se puede encontrar la frecuencia (f) y el periodo natural de vibración (T) para este modelo de un gado de libertad sin amortiguamiento como:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (1.36)$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (1.37)$$

Si combinamos 1.35 con 1.37 obtenemos el periodo de vibración de la siguiente forma:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (1.38)$$

Para este caso el periodo de vibración no depende de los desplazamientos sino únicamente de la masa y la rigidez. Para el caso de puentes con gran amortiguamiento se puede incluir la porción de amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) en la frecuencia circular amortiguada (ω_d) de la forma siguiente:

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi_{eq}^2} \quad (1.39)$$

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

Entonces el periodo de vibración para un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento se puede escribir como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k(1 - \xi_{eq}^2)}} \quad (1.40)$$

De las dos ecuaciones anteriores el amortiguamiento no modifica en gran medida el periodo, por ejemplo si el amortiguamiento es de un 10% sólo hay un cambio del periodo de un 0.5% y si le damos un amortiguamiento muy grande como de 60% hay un aumento del periodo del 25%. Como en el caso de los puentes el amortiguamiento máximo que se espera es de un 15% el efecto no tiene gran influencia para la respuesta dinámica y se puede despreciar.

Los parámetros por conocer son la masa (m) y la rigidez (k). La masa tiene dos partes la masa que se opone a movimiento de trasladarse y la que se opone a girar y la podemos expresar de manera general de la siguiente forma:

$$m = \sum_i m_i \psi^2(x_i) + \sum_i j_i \psi^2(x_i) \quad (1.41)$$

La rigidez efectiva se expresa como:

$$k = \sum_i k_i \psi^2(x_i) \quad (1.42)$$

Para un sistema de múltiples grados de libertad, el cual es un caso que se puede presentar cuando tenemos una columna de puente alta, los parámetros como la masa (m) y la rigidez (k) dejan de ser valores escalares para convertirse en matrices. La matriz de masas es una matriz diagonal con sólo valores en su diagonal principal y el rango de la matriz depende del número de grados de libertad a considerar, entonces la ecuación de movimiento para un sistema de varios grados de libertad:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (1.43)$$

La matriz de rigidez puede construirse haciendo uso de los principios del método de las rigideces y las masas se obtienen de manera similar a un sistema de un grado de libertad o sea concentrando las masas donde sea necesario para representar adecuadamente el fenómeno físico.

Realizando un proceso similar al de un sistema de un grado de libertad, las características dinámicas de la repuesta la podemos encontrar como:

$$(k - \omega^2 m)u = 0 \quad (1.44)$$

Para encontrar la solución para cualquier desplazamiento diferente de cero se debe cumplir que:

$$|k - \omega^2 m| = 0 \quad (1.45)$$

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

Entonces resultan n frecuencias circulares ω_n^2 , donde n representa el grado de libertad. Para el caso general de vibración forzada

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_s(t) + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}_s(t) + \mathbf{k}\mathbf{u}_s(t) = \mathbf{p}_{\text{efe}}(t) \quad (1.46)$$

Tomando en cuenta que si es de un sistema de múltiples grados de libertad entonces los valores de la masa la rigidez y el valor del amortiguamiento son matrices, además donde $\mathbf{p}_{\text{efe}}(t)$ es una función de fuerza que equivale a $-\mathbf{m}\mathbf{r}\ddot{u}_g(t)$.

Donde \mathbf{r} representa el vector de desplazamientos para cada grado de libertad del sistema por unidad de desplazamiento del suelo \ddot{u}_g . Para los grados de libertad traslacionales en la dirección que se presenta la aceleración del sismo el valor del vector \mathbf{r} toma la forma de un vector unidad $\{1\}$. Las ecuaciones $\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_s(t) + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}_s(t) + \mathbf{k}\mathbf{u}_s(t) = \mathbf{p}_{\text{efe}}(t)$ y $\mathbf{p}_{\text{efe}}(t) = -\mathbf{m}\mathbf{r}\ddot{u}_g(t)$ son válidas tanto para sistemas de un grado de libertad como para los de múltiples grados de libertad, el modo de concentrar las masas dependerá principalmente de la condiciones del puente.

Para el diseño de los puentes se utilizan generalmente los máximos ya sean desplazamientos o elementos mecánicos, no es necesario tener toda la historia de comportamiento de la estructura y es suficiente con tener los valores máximos y una idea clara de su comportamiento. Para un puente con matriz de masas \mathbf{m} , formas modales normalizadas Φ_i y el vector de coeficientes de influencia del movimiento del suelo \mathbf{r} , la participación de cada modo se puede obtener con el coeficiente de participación modal de la siguiente manera:

$$p_i = \frac{\Phi_i^T \mathbf{m} \mathbf{r}}{\Phi_i^T \mathbf{m} \Phi_i} \quad (1.47)$$

Este coeficiente es una función de las masas de la estructura, de las formas modales y del coeficiente de participación del suelo. Este coeficiente de participación modal nos da una medida de la participación de los modos con respecto a los otros modos en la respuesta dinámica del puente. La máxima respuesta espectral para el modo i la podemos encontrar como:

$$\mathbf{R}_i = p_i \Phi_i S_i \quad (1.48)$$

Donde S_i es la ordenada del espectro de respuesta del periodo natural T_i

La combinación de las respuestas máximas de los modos individuales se puede obtener con:

$$\mathbf{R}_i = \sum_i |\mathbf{R}_i| = \sum_i |p_i| \cdot \sum_i |\Phi_i| \cdot S_i \quad (1.49)$$

Podemos ver que la ecuación anterior hace una sobrestimación de la máxima respuesta modal ya que no es tomado el signo ni tampoco la diferencia de tiempos. Para encontrar un máximo más racional se obtiene la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados:

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

$$\mathbf{R}_i = \sum_i |\mathbf{R}_i|^2 \quad (1.50)$$

Para casos especiales como el que se presenten $T_n \cong T_m$ para encontrar la respuesta máxima usamos una combinación cuadrática de la siguiente manera (Wilson et tal 1981):

$$\mathbf{R}_i = \sqrt{\sum_i \sum_j |\mathbf{R}_i| \cdot \rho_{ij} \cdot |\mathbf{R}_j|} \quad (1.51)$$

Donde ρ_{ij} representa el coeficiente transversal modal que depende de la porción de amortiguamiento modal ξ_i y ξ_j y de la porción de periodo modal $t = \frac{T_i}{T_j}$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \xi_j) t^{\frac{3}{2}}}{(1 + t^2)^2 + 4\xi_i \xi_j t(1 + t^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) t^2} \quad (1.52)$$

En el caso de que en el análisis se consideren soportes múltiples entonces se toma también en cuenta el efecto de onda que genera el sismo por lo tanto se debe de recurrir al uso de otro modelo y a un espectro de respuesta de soporte múltiple.

El sistema estructural consta de dos partes la subestructura y la superestructura, para el caso de los puentes largos la superestructura es separada por juntas de expansión las cuales permiten el movimiento relativo entre los elementos individuales de la superestructura con el propósito de evitar la concentración de esfuerzos debidos a los cambios de temperatura. El problema es que existen discontinuidades en el modelo y deben realizarse análisis no lineales que involucren el problema de contacto.

El modelado de secciones es normalmente combinado con el modelado de marcos, debido a la necesidad de detallar de manera más efectiva los parámetros que intervienen en la respuesta de los puentes bajo acciones sísmicas. Uno de estos parámetros es la rigidez la cual se toma como una rigidez efectiva y con ella también toma en cuenta la flexibilidad que se presentan en los extremos con la formación de las articulaciones plásticas. En algunos de los casos para realizar un modelado de manera simple es común tomar el movimiento de la superestructura como de cuerpo rígido y de esta forma combinar los modelos de secciones y también los de marcos.

Los elementos individuales son los formadores de los diversos sistemas, es decir para hacer un modelado ya sea por marcos, secciones o modelos globales estos están formados por un conjunto de elementos, estos elementos además de ayudarnos a formar el sistema describen la geometría y el comportamiento de la estructura. Estos elementos individuales son clasificados por su geometría y por su principal función estructural en los siguiente grupos: elementos línea o elementos barra, elementos placa y los elementos sólidos. Los elementos barra o línea son normalmente representaciones de las vigas, columnas, el uso de estos elementos es con parámetros concentrados. Los elementos placa junto con los elementos sólidos son usados a

menudo para la modelación por medio de elemento finito, todos estos tipos de elementos individuales son mostrados en la figura 1.12.

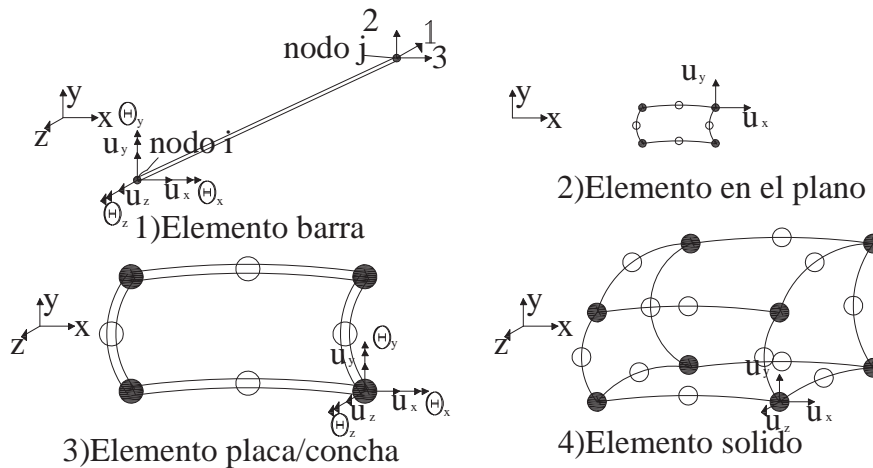


Figura 1.12 Distintos tipos de elementos

En el sistema estructural o sea en el modelado de la forma que se considere las más adecuada conecta los diferentes elementos individuales por medio de nodos, la cantidad de nodos necesarios para describir la posición deformada de la estructura es definido por el tipo de modelo, además estos nodos tienen un número de componentes, como por ejemplo si se plantea una estructura en el plano entonces cada nodo tiene tres posibilidades de moverse o desplazarse y entonces se dice que ese nodo tiene tres grados de libertad, para el caso de tener un problema o una estructura en el espacio se tienen seis grados de libertad por nodo, para poder saber cual es la forma de contemplar los grados de libertad se debe elegir el tipo de problema que se tiene: deformaciones planas, esfuerzos planos y sólidos en tres dimensiones. Según la decisión que se tome para definir los grados de libertad será también la dificultad para resolver el problema ya que con una gran cantidad de grados de libertad será complicado encontrar la solución. En algunos casos se deberá de recurrir a sólidos en tres dimensiones lo cual conlleva a complicar el problema y a producir una gran cantidad de trabajo.

Los elementos línea o barra son caracterizados de manera unidimensional y se usan para representar vigas y columnas, como sabemos estos elementos podrían caracterizarse como sólidos en tres dimensiones pero como las deformaciones de este tipo de elementos son más importantes en su cambio de longitud, es válida esta caracterización. La no linealidad de este tipo de elementos se puede hacer mediante nodos que representen la formación de articulaciones plásticas y también mediante la degradación de rigidez. Este comportamiento de las formaciones de las articulaciones plásticas es un poco complejo debido a que se tendrían que usar las formulas empíricas para encontrar la longitud de articulación plástica y entonces la caracterización para tomar en cuenta la no linealidad no es del todo real debido a que las formulas para el calculo de la longitud de articulación plástica son válidas para el caso particular de estudio. También es importante como representar la degradación de la rigidez.

Los elementos placa son usados para el caso de tener puentes celulares y donde también se requiera el valor de los esfuerzos para puntos específicos, además con el uso de estos puede

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

tomar en cuenta la no linealidad al usar un modelo constitutivo adecuado y en materiales que no son isotrópicos ya que nos permite que cada elemento tenga sus propias características. La caracterización con este tipo suele tener problemas de unión y deslizamiento debido a que cada uno de los elementos tiene sus características y la interacción entre ellos puede presentar los problemas que ya se mencionaron.

Los elementos sólidos en tres dimensiones son usados en muy pocos casos debido a que son bastante complicados y requiere mayor tiempo de análisis y no necesariamente se obtienen mejores resultados que al realizar una caracterización por medio de elementos línea. Este tipo de caracterización es usada para casos muy especiales para geometrías con secciones complicadas o también para hacer estudios específicos de ciertas zonas donde existan concentraciones de esfuerzos.

Para el modelado de la superestructura se debe de tomar en cuenta lo siguiente: la geometría y la caracterización efectiva del cada miembro, definiciones de apoyo y conexión y por último los efectos de carga permanente y la participación de la masa. Para el caso de que en la superestructura tengamos valores de la longitud de claro mucho más grande que la D y la B en la figura 1.13, no hay la necesidad de hacer un modelo tan refinado con elementos finitos y usando elementos placa, es suficiente con representar correctamente la rigidez y una distribución de masa adecuada.

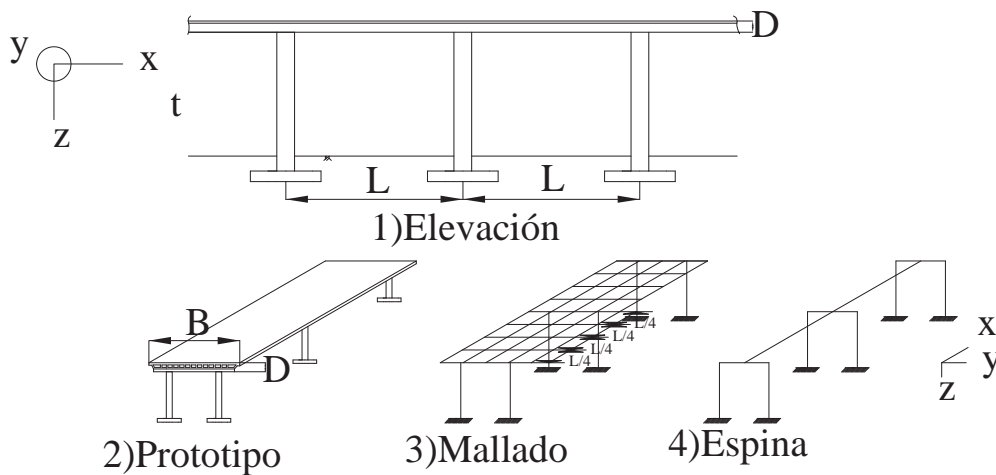


Figura 1.13 Diferentes formas de modelar un puente

En algunos de los casos la superestructura se puede idealizar como cuerpo rígido, en el caso de no considerar el movimiento de cuerpo rígido podemos usar una malla como se muestra en la figura 1.13 inciso tres o también se puede hacer como un esqueleto o espina como se muestra en el inciso cuatro. Para realizar este tipo de modelación se deben de tomar las propiedades equivalentes de los miembros tanto si va ser de esqueleto como si va hacerse la modelación con una retícula, las propiedades son la rigidez la cual debe ser una rigidez equivalente a la del sistema y tomando en cuenta que la sección se llegara a agrietar y por lo tanto es necesario tomar en cuenta lo que se llama la rigidez efectiva.

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

La rigidez a torsión debe considerarse en los modelos esqueleto o retícula. La rigidez a la torsión, la cual normalmente le asignamos como J , se obtiene con la mecánica de materiales pero debe tenerse en cuenta que se ve mucho muy deteriorada cuando el concreto se agrieta, por lo cual este efecto debe de tomarse en cuenta.

Para los puentes compuestos por vigas, la rigidez de torsión es bastante pequeña y por lo tanto no necesita que se haga el ajuste para cuando hay grietas en la sección. Para estructuras celulares la torsión se puede evaluar con la siguiente expresión que depende directamente del giro (θ)

$$T = GJ\theta \quad (1.53)$$

Donde G es el módulo de cortante, J es el momento torsional de inercia, para secciones huecas de pared delgada en donde se puede utilizar la siguiente fórmula para el cálculo de J

$$J = \frac{4A_0^2 t}{p_o} \quad (1.54)$$

Donde A_0 y p_0 representan el área y el perímetro de la zona llena en cortante y t es el espesor del la pared. Para los casos en los que nos encontremos con una sección con diferentes espesores t podemos usar la misma expresión y utilizar un espesor de la sección promedio y este valor nos da una aproximación adecuada.

Para establecer un límite para la torsión, a través de algunos estudios que se realizaron se propone la siguiente fórmula para el cálculo del valor límite de torsión (Collins y otros 1991):

$$T = \frac{A_o}{p_o} \gamma \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\gamma \sqrt{f'_c}}} \quad (1.55)$$

De donde f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, f_{pc} el nivel de presfuerzo de la sección transversal definido como el total de presfuerzo f'_c dividida entre el área gruesa de concreto y γ es el coeficiente del esfuerzo principal de tensión en la relación general siguiente:

$$t_p = \gamma \sqrt{f'_c} \quad (1.56)$$

La torsión entonces para el agrietamiento la podemos calcular con la ecuación

$$T = \frac{A_o}{p_o} \gamma \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\gamma \sqrt{f'_c}}} \quad \text{usando } \gamma_{ag} = 3.5 \text{ para esfuerzos en psi y } \gamma_{ag} = 0.5$$

para esfuerzos en Mpa. De una manera similar podemos encontrar la torsión última usando el

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

estado principal de esfuerzo de tensión y tomando en cuenta la degradación del concreto y tomando que hay una cierta trabazón en el concreto después de que se agrieta y con $\gamma_u = 5$ para esfuerzos en psi y $\gamma_u = .42$ para esfuerzos en Mpa y sustituir en la ecuación de torsión.

El momento torsional de inercia agrietado lo podemos calcular como:

$$J_{ag} = \frac{4\bar{A}^2 E_s}{\bar{p} E_c} \sqrt{\frac{A_t (A_e + A_p)}{s \bar{p}}} \quad (1.57)$$

Donde E_s es el módulo de elasticidad del acero, E_c es el módulo de elasticidad del concreto, \bar{A} y \bar{p} se pueden tomar como $\bar{A} = 0.85 A_0$ y $\bar{p} = 0.9 p_0$, A_t es el área del refuerzo transversal, s separación de estribos y A_e y A_p son las áreas totales longitudinales medias y presforzadas del refuerzo.

Como una regla para obtener la rigidez a torsión de la sección agrietada se puede tomar el valor siguiente para el caso de modelación de esqueleto:

$$GJ_e = 1.0GJ \quad \text{Sin agrietamiento} \quad (1.58)$$

$$GJ_e = 0.05GJ \quad \text{Con agrietamiento} \quad (1.59)$$

Como se puede ver que la rigidez de la superestructura a la torsión decae de manera importante cuando se presentan las grietas su valor se debe de tomar con especial cuidado.

El modelado de esqueleto como el de la figura no es muy recomendable para los puentes que son anchos ya que estos no tienen representatividad del fenómeno real del puente, ya que al combinarse las cargas de sismos con las de gravedad provocan problemas alrededor del eje longitudinal del puente que no son considerados. Han ocurrido casos en los cuales se hizo este tipo de modelado para su diseño y el puente sufrió un colapso al presentarse la acción sísmica, tendiendo como conclusión que este tipo de modelado no fue el más adecuado para realizar el diseño y se debió de recurrir a un modelado de tipo reticular.

Entonces para los puentes que sean anchos se recomienda un modelado mas acorde como es el reticular ya que este sí representan de manera más real los efectos del ancho del puente, este tipo de modelación suponemos cargas en cada uno de los nodos, estas cargas son producto de un análisis de carga tomando el área tributaria que le corresponde a cada nodo y multiplicándola por la intensidad de carga correspondiente a esa área tributaria. Para la torsión se puede usar las formulas de rigidez y tomar su valores límite. Para la realización de la retícula se recomienda modelar las vigas a un cuarto del claro y así ir formando la retícula, estas vigas que se hacen para la retícula deben de presentar un comportamiento muy similar a la flexión de la superestructura.

Para el caso de que la superestructura esté formada por retículas individuales conectadas solo por la cubierta, podemos encontrar una rigidez equivalente que puede ser la rigidez a flexión de la

CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO DE PUENTES BAJO ACCIONES SÍSMICAS

parte de arriba de la cubierta y así encontramos la rigidez transversal de la sección. Para el caso de tener una sección hueca de pared delgada las deformaciones por cortante en la sección transversal pueden ser importantes y la podemos calcular con el modulo de sección de la sección gruesa de la cubierta y de la parte superior de la cubierta como:

$$EI_{tra} = E(I_{losa} + I_{plafon}) = \frac{Eb_{efe}}{12} (h_{losa}^3 + h_{plafon}^3) \quad (1.60)$$

De donde h_{losa} , h_{plafon} representan el grosor de la losa de la cubierta y el de la cubierta y b_{efe} es el ancho tributario o la mitad de la distancia entre dos vigas adyacentes en la sección transversal.

Para analizar como son las rigideces de los diferentes acomodos de vigas que se tengan y tener un valor que no sea tan pequeño de rigidez, se pueden hacer diagramas modelando retículas transversales y observar como se comportan los esfuerzos. En el caso de que al hacer este tipo de análisis nos encontremos con grandes esfuerzos será necesario hacer un análisis con elementos placa para modelar la superestructura. El tipo de análisis con elementos placa se debe de hacer para el caso de tener camiones pesados o especiales.

Como muchos de los puentes están sostenidos por columnas estos elementos son críticos debido a que transmiten la aceleración del suelo hacia la superestructura cuando se presentan la acción sísmica. Además ellas son críticas ya que no deben de fallar o pueden causar el colapso de la calzada del puente. Como en las columnas se presenta un comportamiento inelástico ante la carga sísmica, debe tenerse especial cuidado al analizar y diseñar estos elementos.

Para el caso de una sección con una sola columna como la que se muestra en la figura 1.12 inciso b), en el caso de esperarse un comportamiento lineal y tomando como si fuera una columna de sección prismática solo se idealiza la columna con dos nodos y con resortes en la parte de la cimentación para simular la rigidez del terreno. Para el caso de una respuesta inelástica debemos de tomar en cuenta la formación de las articulaciones plásticas, las cuales se representarían con nodos especiales que le dan flexibilidad adicional a la columna. La idealización se muestra en el inciso dos. El inciso c es dividiendo al elemento en varias secciones de menor longitud para representar la columna de sección variable.

Para el caso de que la masa del columna contribuya en cuanto a la respuesta sísmica podemos hacer como ya se ha mencionado la integral de la masa para tener una masa total o dividir la columna para obtener una aproximación, y con esto comparar los resultados de la respuesta sísmica con los de usar una sección equivalente y así demostrar si es necesario tomar todas esas consideraciones o si es posible omitir esa parte.

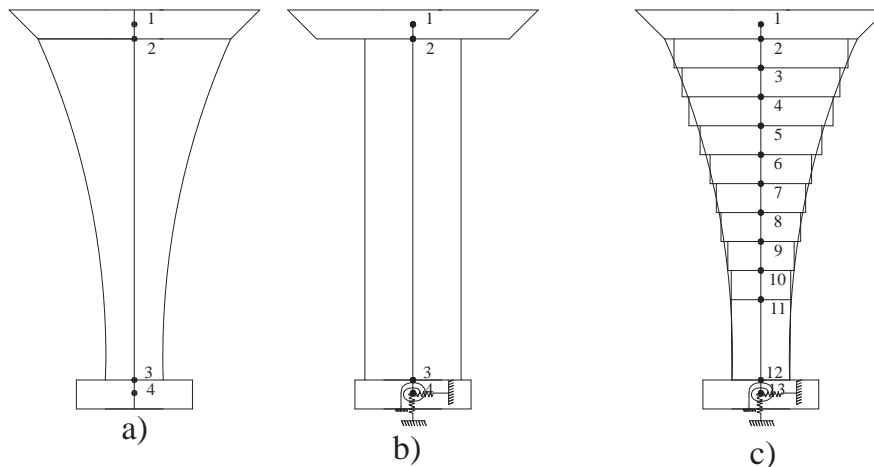


Figura 1.14 modelo para una columna simple

Los efectos $P - \Delta$ se toman para el caso de que la columna sea muy esbelta, la cual va a presentar un desplazamiento grande y entonces hay un momento con respecto al eje inicial de la columna que se genera por la carga axial reduciendo la capacidad de la columna.

Otra parte importante del puente son los estribos, los cuales son estructuras grandes, presentan gran rigidez, pueden presentar gran comportamiento no lineal y tienen gran interacción con el suelo y se mueven sobre grandes cantidades de suelo.

Para saber exactamente como trabaja un estribo es necesario no solo conocer la mecánica del medio continuo también se necesitan datos de campo reales, de los cuales hay muy pocos datos, entonces para estimar parámetros como la rigidez en muchas ocasiones se siguen formulas empíricas como la del Caltrans 1994 (rectificado por Maroney et al 1994) la cual calcula la capacidad del estribo basándose en la máxima presión del suelo elevada un 50% para cargas de sismo y es la siguiente expresión:

$$F_{est} = 7.7 \left(\frac{kip}{ft^2} \right) A_{efe} \left[368 (kPa) A_{efe} \right] \quad (1.61)$$

De donde:

F_{est} es la capacidad del estribo

A_{efe} es el área protegida del estribo en la dirección que actúa la carga esta debe de estar ya sea en pies cuadrados o en metros para el caso de los que están en paréntesis.

También hay propuestas la cuales dependen del suelo en el que se encuentra el estribo así como la composición del mismo. Estas contribuciones dependen mucho de cómo se suponga el comportamiento del estribo y de la configuración geométrica del mismo.

Como los puentes y la parte fundamental del este trabajo es el trabajo de los disipadores, la forma simple de representar el daño es con los desplazamientos por lo cual se hace uso de los modelos equivalentes para el diseño de los disipadores que se comportan de manera no lineal. Las idealizaciones para cada tipo de disipador se analizarán con más detalle en el capítulo dos.

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

2.1 ANTECEDENTES

En el campo del análisis de puentes surge la necesidad de encontrar una forma de disminuir el daño que sufren este tipo de estructuras, ya que en caso de una catástrofe de cualquier índole es necesario tener las vías de comunicación en servicio, por lo tanto, los puentes no deben de sufrir daños severos y mantenerse en condiciones de servicio aceptables. Una solución efectiva consiste en el uso de disipadores y aisladores para amortiguar el daño en las estructuras.

Los disipadores pueden ser de diferentes tipos ya que depende de la forma en que disipan la energía, puede ser disipación mediante fricción como son los péndulos de fricción, los cuales en una superficie con un coeficiente de fricción controlado en donde se mueve un péndulo el cual la estar en contacto con esa superficie disipa energía, otro tipo de disipación es mediante los ciclos histeréticos, en estos podemos encontrar los aisladores de neopreno y los de neopreno con barra de plomo, estos últimos son los más comunes y serán analizados en este trabajo.

Los disipadores que se mencionaron anteriormente son aquellos los cuales ya se tiene un conocimiento bastante amplio de su comportamiento debido a que ya se han estudiado de manera analítica y complementando estos conocimientos teóricos con una serie de pruebas experimentales. Con base en estas pruebas y en las propiedades mecánicas de los elementos se proponen las expresiones (Buckle et al 2006) que serán empeladas en este trabajo.

Los disipadores en México son un tema nuevo pero de interés para los ingenieros ya que estos son de gran ayuda para los puentes, ya que como ya se mencionado que gran parte del país se encuentra ubicado en zona donde se presentan sismos de magnitudes importantes debidos a las diferentes fuentes sísmicas, esa es otra de las razones por la cuales se piden muchos estudios para los disipadores, ya que la incertidumbre del trabajo de los mismos disipadores si no que además el hecho de la incertidumbre de la parte de la sollicitación sísmica la cual también es una variable difícil de cuantificar y por supuesto casi imposible de predecir su comportamiento.

En este trabajo se tomaran tres casos de puentes reales y se someterán a un análisis numérico para estudiar el comportamiento de los disipadores y de la estructura en su conjunto.

Tomando en consideración que las nuevas tendencias para el diseño de las estructuras se busca cambiar la filosofía de fuerzas por una basada en desplazamientos, esta filosofía basada en desplazamientos es la usada para el diseño de los disipadores ya que como se menciono el tema de los dispositivos de disipación de energía es relativamente nuevo por lo cual usa las filosofías de diseño novedosas, y en algunos de los casos se busca implantar una nueva filosofía de diseño basada en energía la cual es compleja pero esta nos da una mejor aproximación en cuanto al trabajo de los elementos en el momento de las diferentes sollicitaciones a las que esté sometida la estructura, esta parte de diseño basado en energía surge en parte debido al gran estudio que se hace de los dispositivos de disipación y se han propuesto en algunos artículos algunas expresiones simplificadas para el diseño basado en energía, pero teniendo como base los dispositivos de disipación (Nakashima et al 1994).

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

Los dispositivos de disipación también pueden cumplir la función de aisladores y en ocasiones trabajan como tales o se usan ambas funciones tanto disipación como aisladores, al trabajar estos sistemas en conjunto con el resto del puente o estructura componen entonces los sistemas de control pasivo.

Se pueden clasificar a los disipadores como se muestra en la figura 2.1.

De los grupos de la figura 2.1 los que se han usado desde hace cincuenta años son los de tipo elastomérico debido su buen funcionamiento en los diferentes elementos en los que se han utilizado y por su sencillez. El grupo de los dispositivos deslizantes es de uso más común y en muchas ocasiones estos son mezclados con los de tipo elastomérico para obtener una sistema híbrido el cual proporcionara suficiente rigidez y disipación de energía

Las principales funciones que deben de cumplir los disipadores/aisladores son:

- 1) Disipar energía.
- 2) Ayudar a cambiar el periodo del puente.
- 3) Mejorar la rigidez bajo cargas permanentes.

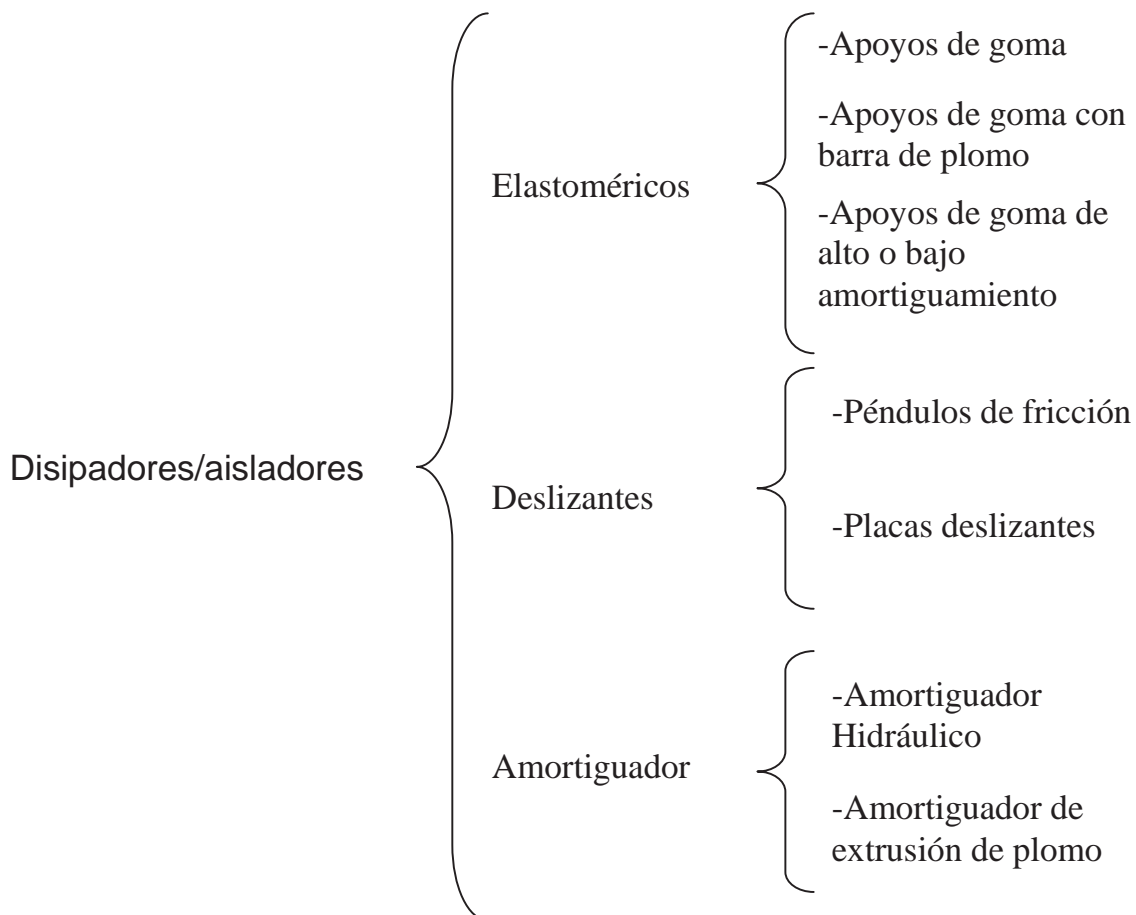


Figura 2.1 Clasificación de los disipadores

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

2.2 APOYOS DE NEOPRENO

Estos son muy usados en los puentes actuales debido a que tienen un comportamiento muy bueno en cuanto a cargas permanentes que son las de peso propio, debido su gran rigidez axial. Estos apoyos son fabricados con neopreno, el trabajo que se le da al material nos pueden dar diferentes propiedades ya que normalmente al elastómero se le agrega carbono para darle una mayor resistencia.

Estos apoyos son muy usados actualmente en los puentes, aún cuando no se pretenda dar un aislamiento al puente. La razón por la cual son muy utilizados es su facilidad para su diseño, bajo costo y capacidad de deformación lateral, lo que permite las deformaciones por temperatura, presfuerzo, contracción y carga viva, sin producir esfuerzos en los elementos estructurales. Lo que si presentan es una gran rigidez axial como ya se ha mencionado debido a que el material con que están hechas es casi incompresible, además del refuerzo que se proporciona con las placas de acero vulcanizadas junto con el elastómero.

Entonces, este tipo de apoyos está compuesto esencialmente por goma o neopreno y también por unas capas de acero las cuales ayudan para que tenga mayor rigidez. En la figura 2.2 se muestra un dibujo de cómo es un apoyo de neopreno.

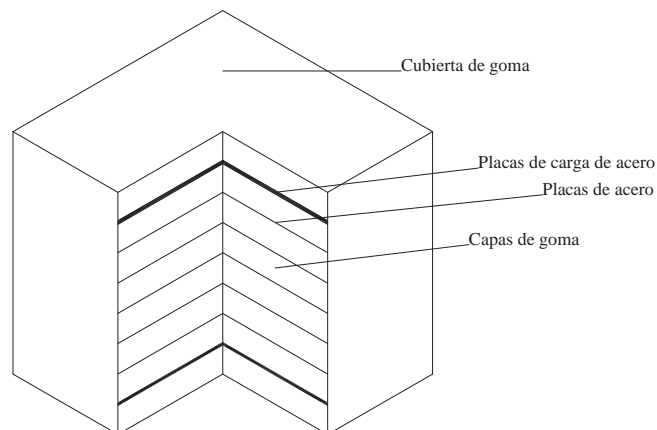


Figura 2.2 Disipador de neopreno clásico

La capacidad de estos dispositivos a carga vertical la podemos estimar con la siguiente expresión (Priestley y otros 1996):

$$W = A'GS\gamma_{xz}$$

Donde:

W es la el peso permitido

A' es la superposición del área superior con el área inferior en el momento que ocurre el máximo desplazamiento, en otras palabras el área que queda traslapada entre la parte superior y la inferior cuando se presenta el máximo desplazamiento.

Ese valor de A' es el mismo que se explicara mas adelante para los apoyos de neopreno con barra de plomo con la figura 2.5.

G es el módulo de rigidez al corte

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

S es el factor de forma definido como el cociente del área cargada y el área libre de carga.

γ_{xz} es la deformación por cortante permisible

Ahora la rigidez horizontal se puede calcular como:

$$K_h = \frac{AG}{h}$$

Donde:

A es el área total de la goma

h es la altura total de la goma

Ahora la rigidez vertical lo podemos calcular con la expresión propuesta por Priestley:

$$K_v = \frac{6GS^2Ak}{(6GS^2 + k)h}$$

Donde:

k es el módulo de abombamiento

El trabajo de este tipo de disipadores es principalmente elástico debido a que están compuestos de goma o neopreno y ésta tiene un comportamiento prácticamente elástico.

2.3 APOYOS DE NEOPRENO CON BARRA DE PLOMO

Este tipo de apoyos son una mejora de los apoyos de goma o neopreno ya que prácticamente tienen la misma composición pero estos ya no son sólo goma y acero se le agrega una barra de plomo en el centro. La barra de plomo tiene una contribución muy importante en cuanto a la rigidez lateral para condiciones de servicio la cual para el apoyo de goma es relativamente chica, Este apoyo está compuesto por placas de acero como el anterior y rodeado de goma o neopreno, normalmente con una barra de forma cilíndrica en el centro la cual debe estar muy bien confinada para lograr una deformación a cortante puro y alcanzar la máxima disipación de energía a través del plomo. La forma típica de este tipo de apoyo se muestra en la figura 2.3.

El trabajo de conjunto del plomo con la goma o neopreno y las placas de acero presenta un comportamiento mejor que el de los apoyos que no tienen la barra de plomo debido a que soportan de manera muy adecuada la carga permanente sin presentar problemas, en cuanto a las cargas sísmicas se consigue una mayor rigidez ante cargas de servicio y en el intervalo inelástico una mayor disipación de energía a través de los ciclos histeréticos del plomo. El ciclo histerético idealizado de los apoyos de neopreno con núcleo de plomo se muestra en la figura 2.4, el cual tiene un comportamiento bilineal.

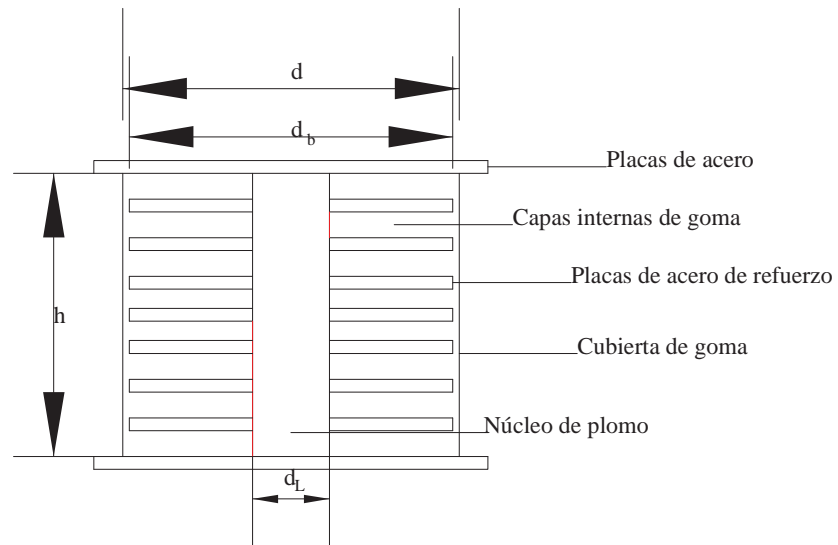
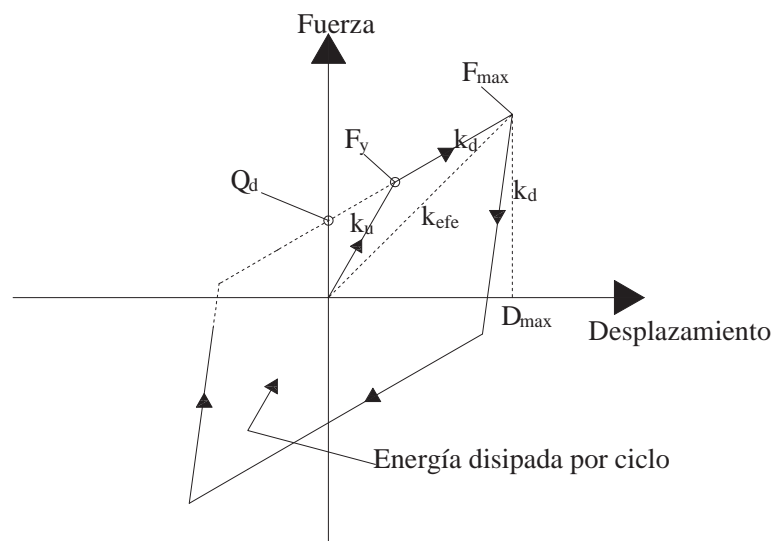


Figura 2.3 Disipador de neopreno con núcleo de plomo típico



- Q_d =Fuerza correspondiente a un desplazamiento cero
- F_y = Fuerza de fluencia
- F_{max} = Fuerza máxima
- K_d = Rigidez inelástica
- K_u = Rigidez elástica de carga y descarga
- K_{efe} = Rigidez efectiva
- D_{max} = Desplazamiento máximo

Figura 2.4 Comportamiento del Aislador (AASHTO 1999)

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

De la figura 2.4 podemos observar que Q_d es la fuerza para desplazamiento cero y F_y es la fuerza de fluencia, los que podemos obtener a partir de las propiedades de la barra de plomo sola haciendo uso de la siguiente expresión (esta expresión y todas las siguientes obtenidas del Seismic Isolation of Highway Bridges de Buckle et al 2006):

$$F_y = \frac{1}{\psi} f_{yL} \frac{\pi d_L^2}{4}$$

De donde:

f_{yL} es el esfuerzo a cortante del plomo de aproximadamente 91.7 kg/cm^2

d_L diámetro de la barra de plomo

ψ factor que toma en cuenta el deslizamiento del plomo y que toma los siguientes valores:

1 para cargas dinámicas

2 para cargas de servicio

3 cargas que se aplican de manera lenta

La fuerza para desplazamiento cero se puede calcular como:

$$Q_d = F_y \left(1 - \frac{k_d}{k_u}\right)$$

Donde:

k_d Rigidez inelástica

k_u Rigidez elástica durante la carga y descarga

$$k_u = nk_d$$

$n = 10$ para cargas dinámicas

$n = 8$ para cargas servicio

$n = 5$ para cargas que son aplicadas de manera lenta

Haciendo uso de las expresiones anteriores para calcular el valor de la fuerza para desplazamiento cero tenemos lo siguiente usando el esfuerzo a cortante del plomo de 91.7 kg/cm^2 (9 Mpa):

$$Q_d \approx 64.85 d_L^2 \text{ el diámetro en centímetros y fuerza en kilogramos}$$

La rigidez inelástica, la cual por lo general solo es dada por la rigidez del neopreno con una pequeña contribución de la rigidez inelástica del plomo, se puede obtener con $k_d = fk_e$

De donde:

f factor que toma en cuenta la participación del plomo, tiene un valor generalmente de 1.1

k_d Rigidez inelástica del apoyo

k_e rigidez elástica del neopreno la cual podemos calcular con la siguiente expresión:

$$k_e = \frac{A_e G}{T_r}$$

De la cual:

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

A_e área del neopreno

G módulo de rigidez al corte del neopreno

T_r espesor total del neopreno

Como A_e es el área efectiva de neopreno entonces es necesario restarle el área del núcleo de plomo lo cual queda de la siguiente manera.

$$A_e = \frac{\pi(d_b^2 - d_L^2)}{4}$$

En donde:

d_b es el diámetro total del neopreno, el otro valor es el que se muestra en la figura 2.3.

Tomando como referencia la figura 2.4 para un desplazamiento dado D tendríamos la siguiente función de desplazamiento.

$$F = Q_d + k_d D$$

El desplazamiento de fluencia esta dado por:

$$D_y = \frac{Q_d}{k_u - k_d}$$

Haciendo uso del sistema equivalente que es parte del diseño basado en desplazamientos tomando una rigidez efectiva k_{efe} y una porción de amortiguamiento viscoso equivalente β_{efe} , la rigidez efectiva se puede obtener dividiendo la función de fuerza entre el desplazamiento que se produce en el apoyo de la siguiente forma:

$$k_{efe} = \frac{Q_d}{D} + k_d$$

$$\beta_{efe} = \text{Energía histerética disipada} / 2\pi k_{efe} D^2_{\max}$$

$$\beta_{efe} = \frac{4Q_d(D - Q_y)}{2\pi k_{efe} D^2} = \frac{2Q_d(D - Q_y)}{\pi D(Q_d + k_d D)}$$

Ahora se tiene que usar un espectro distinto al del 5% de amortiguamiento que se utiliza en los diseños lineales tradicionales, sino uno con el valor que se obtenga de β_{efe} .

Para que el análisis este completo debe de tomarse en cuenta las deformaciones que se producen en el apoyo por las diferentes cargas a las que se encuentra sometido por efecto de cargas no sísmicas. Estos límites los marca el reglamento, y se tomaran los siguientes que indican las AASHTO (1999):

$$\gamma_c \leq 2.5$$

$$\gamma_c + \gamma_{ss} + \gamma_r \leq 5$$

$$\gamma_c + \gamma_{seq} + \gamma_r \leq 5.5$$

De donde:

γ_c es la deformación por compresión producida por deformación por carga vertical.

γ_{ss} deformación por cortante debida a desplazamiento lateral producido por cargas no sísmicas.

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

$$\gamma_c \leq 2.5$$

$$\gamma_c + \gamma_{ss} + \gamma_r \leq 5$$

$$\gamma_c + \gamma_{seq} + \gamma_r \leq 5.5$$

El cálculo de la deformación por compresión en el neopreno se puede estimar con la siguiente expresión:

$$\gamma_c = \frac{3SP}{2A_r G(1 + k'S^2)} \text{ para capas de neopreno con factor de forma } (S \leq 15)$$

$$\gamma_c = \frac{3P(1 + 8Gk'S^2 / K)}{4A_r Gk'S} \text{ para capas de neopreno con factor de forma } (S > 15)$$

En donde:

P es la carga vertical que resulta de la combinación de carga muerta y viva con factores de carga de uno.

K es el módulo de abombamiento, el cual sólo depende del material.

K' una constante del material que se toma según la dureza del neopreno.

S factor de forma que se calcula con la siguiente expresión:

$$S = \frac{d_b - d_L}{4t_i d_b}$$

t_i es el espesor de la capa i

d_b, d_L son los valores que se ya se definieron anteriormente

$A_r = A'$ corresponde al termino que se explico para los apoyos de goma o neopreno sin barra de plomo.

Las deformaciones por cortante se pueden calcular con las siguientes expresiones:

En primer lugar, la deformación por cortante debida a desplazamiento lateral de carga no sísmica:

$$\gamma_{ss} = \frac{\Delta_s}{T_r}$$

De donde Δ_s es el desplazamiento lateral debido a carga no sísmica.

La deformación por cortante debida al desplazamiento lateral por carga sísmica se calcula con:

$$\gamma_{seq} = \frac{D}{T_r}$$

De donde D es el desplazamiento lateral debido a carga sísmica.

La deformación por cortante debida a la rotación de diseño debido a la carga viva, muerta y la de construcción con la siguiente expresión:

$$\gamma_r = \frac{d_b^2 \theta}{2t_i T_r}$$

De donde θ es la rotación de diseño debida a carga viva, muerta y de construcción.

La deformación por cortante debida a torsión en la superestructura del puente está dada por:

$$\gamma_t = \phi \frac{r}{h}$$

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

En donde:

r es radio del apoyo de neopreno.

h es la altura del apoyo de neopreno.

Las rotaciones normalmente en el puente son pequeñas por lo cual en algunos de los casos se opta por utilizar un procedimiento alternativo simplificado propuesto en código de construcción internacional (ICC2000).

$$\phi = \frac{12eD}{b^2 + d^2}$$

Donde:

e excentricidad entre centro de resistencia del sistema de disipación y el centro de masa.

D desplazamiento del sistema de disipación en el centro de resistencia.

b, d dimensiones de la superestructura.

Cuando las rotaciones en el puente son importantes y deben de tomarse en cuenta entonces en el modelo que se realice se tendrá en cuenta la rigidez a rotación, la cual debe de calcularse con la siguiente expresión:

$$k_r = \frac{GJ}{T_r}$$

Como se ha mencionado a lo largo de este capítulo sabemos que los apoyos de neopreno con barra de plomo tienen una gran rigidez axial, pero debe de revisarse esta estabilidad vertical debido a que puede ser que para el análisis se considere muy alta pero en la realidad el apoyo no se comporte tan rígido como se supone inicialmente. El fenómeno de que presente una menor rigidez puede originarse en la construcción con esto nos referimos a la colocación de los apoyos debido a que en la conexión se produzca un problema de cortante interactuando con el momento, entonces hay que revisar que tenga estabilidad ante la carga axial.

Como ya se menciona la carga axial es importante por lo cual se debe de analizar primero para el estado en el que el apoyo no se encuentra deformado, entonces la carga crítica de pandeo a la que se puede someter el apoyo es:

$$P_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_c IGA}{3T_r^2}}$$

Donde:

G es el modulo de rigidez al corte

E_c es el modulo de elasticidad del neopreno a compresión y se puede obtener con la siguiente expresión:

$$E_c = \frac{1}{\left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K}\right)}$$

K es el modulo de compresibilidad y se toma como infinito entonces tenemos que:

$$E_c = 6GS^2$$

Entonces la ecuación de la carga crítica la podemos escribir de la siguiente manera tomando que es un apoyo circular de diámetro B y el espesor de las capas es t tenemos:

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

$$P_{cr} = 0.218 \frac{GB^4}{tT_r}$$

Para apoyos de tipo cuadrados con dimensión B y con capa de espesor t queda:

$$P_{cr} = 0.344 \frac{GB^4}{tT_r}$$

El factor de seguridad contra carga axial es dividir esta carga critica entre la carga total que resulte de carga viva mas carga muerta.

También es necesario revisar la compresión en estado deformado en otras palabras el comportamiento de la carga axial en cuando el apoyo se deforma, hay dos casos que se pueden tomar para calcular esta carga crítica para esfuerzo de compresión y son:

1) Para cuando hay conexión atornillada, la carga crítica para el esfuerzo de carga axial se calcula tomando en cuenta el estado deformado del apoyo y se puede obtener con la siguiente expresión:

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{A_r}{A}$$

De donde:

P'_{cr} esta es la carga critica para el esfuerzo de compresión tomando en cuenta el estado deformado del apoyo.

A área total del apoyo

A_r es el área efectiva comprendida como el área que queda traslapada entre la cara superior e inferior del apoyo cuando se presenta el desplazamiento máximo, esta área también es la que se menciona para los apoyos de neopreno sin plomo.

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{\delta - \sin \delta}{\pi} \text{ para apoyos de forma circular.}$$

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{1 - d_t}{B} \text{ para apoyos cuadrados.}$$

Los valores que se usan para calcular esta área efectiva se ven mostrados en la figura 2.5.

Nuevamente el factor de seguridad es el resultado de dividir la carga que se genera por carga viva y muerta con la carga crítica.

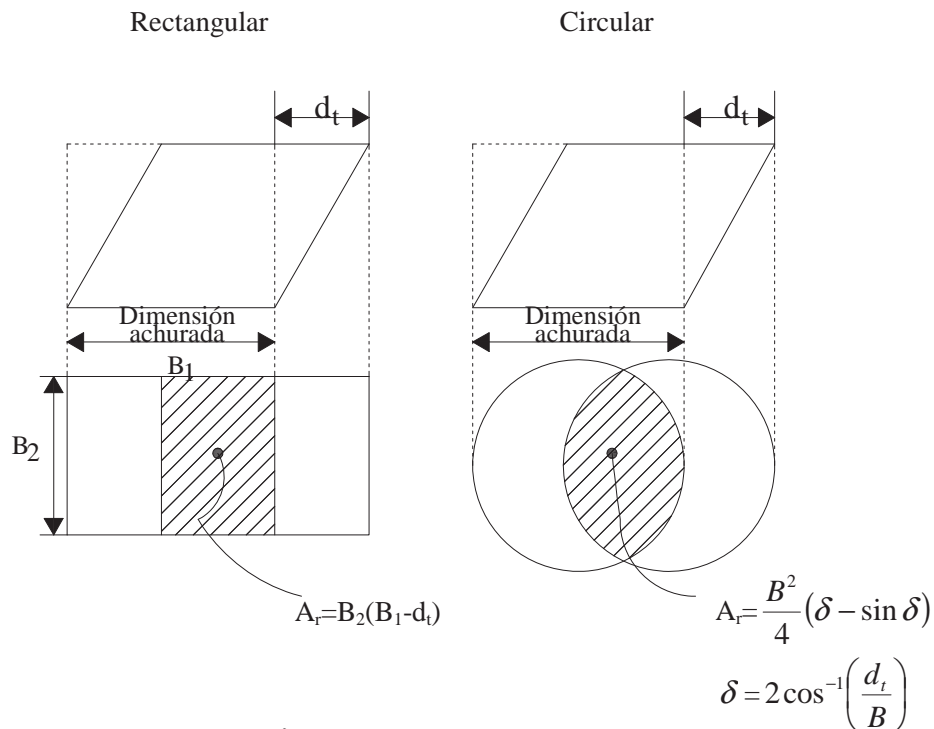


Figura 2.5 Área traslapada cuando se presenta el desplazamiento de diseño

2) En el caso de que la conexión presente un desplazamiento lateral el cual sea muy grande y las placas puedan presentar un ligero alzamiento, será necesario calcular cual es ese desplazamiento crítico los cual se puede hacer con la siguiente expresión:

$$D_{cr} = \frac{PB - Q_d h}{P + k_d h}$$

De donde:

P =carga axial en el apoyo

D =dimensión en el plano del apoyo

Q_d =fuerza para desplazamiento cero

k_d =rigidez después de la fluencia

h =altura total del apoyo

El factor de seguridad contra la estabilidad se calcula con el desplazamiento crítico D_{cr} entre el desplazamiento de diseño.

El neopreno o goma obtiene gran rigidez debido al contenido de carbono, pero como se sabe es posible que el material no tenga las mismas propiedades en los diferentes ejes, debido al vulcanización de los componentes que forman todo el apoyo. En cuanto a que se tome que el valor de la relación de Poisson de 0.5 es debido a que se considera virtualmente incompresible que se asemeja a la realidad pero que puede variar bastante según el contenido de carbono que viene ligado con la dureza del neopreno o goma.

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

En cuanto a el comportamiento histerético del apoyo el contenido de carbono ayuda para que tenga un comportamiento mejorado, en otras palabras ayuda a que este una mejor disipación de energía teniendo la capacidad suficiente para llegar a un límite adecuado de desplazamiento.

Hay que tomar en cuenta que este se encuentra sometido a un medio ambiente variable, este puede afectarlo de diferentes maneras. La más clara es el cambio de temperatura, ya que esta puede influir en producir ciertas reacciones químicas en el apoyo debido a su composición. También está el aspecto de la edad del apoyo el cual tiende a desgastarse y cambiar sus propiedades. Otro efecto que se debe de tomar es la contaminación que se estima que sufre el apoyo por lo diversos efectos que se puedan presentar, así como la velocidad de aplicación de la deformación. Por último debe considerarse las variaciones de las propiedades del apoyo virgen con respecto a los apoyos previamente deformados (scragging).

Se proponen diferentes coeficientes para tomar en cuenta los aspectos anteriores a través de factores de modificación de las propiedades de los apoyos elastoméricos. Este tipo de coeficientes se encuentran en las normas AASHTO (1999), las cuales dependiendo principalmente de las características del disipador-aislador, que por lo general dependen de su dureza, se obtienen factores que modifican los valores de: Q_d, k_d las cuales son las características fundamentales para realizar el análisis del dispositivo

2.4 APOYOS DESLIZANTES

Los apoyos deslizantes son aquellos apoyos con una capacidad permitida para deslizarse en una superficie cuyo coeficiente de fricción es conocido. Como ya se mencionó hay diferentes tipos de apoyos que trabajan con el principio básico de deslizarse. En este trabajo sólo se consideran los péndulos de fricción.

Los péndulos de fricción están generalmente formados por una placa que tiene una superficie cóncava interconectada con el resto del elemento mediante una articulación deslizante (figura 2.6). El periodo de estos apoyos es proporcional al radio de curvatura, la disipación de la energía se genera por el movimiento que se genera entre el deslizador articulado y la placa cóncava (ver figura 2.6, cotas en milímetros). La fuerza vertical que actúa produce el trabajo para que se deslice el apoyo como se ve ilustrado en la figura 2.7.

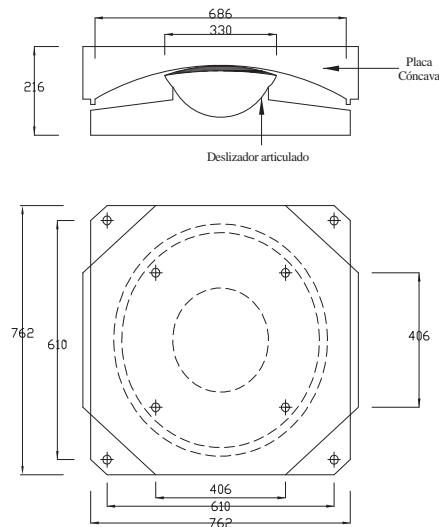


Figura 2.6
Vista en planta y corte de un péndulo de fricción típico

Para poder conocer cuánto se puede desplazar el apoyo se puede observar de la figura 2.7 que el desplazamiento, es debido principalmente a la fuerza vertical, que genera una fuerza la cual es resistida por la fricción entre el deslizador articulado y la superficie cóncava llamada F_f , esta fuerza la podemos expresar de la siguiente manera (Buckle, et al., 2006):

$$F_f = \mu W \cos \theta$$

Donde:

μ = coeficiente de fricción entre el deslizador articulado y la superficie cóncava

$\theta = \ominus$ en la figura 2.7

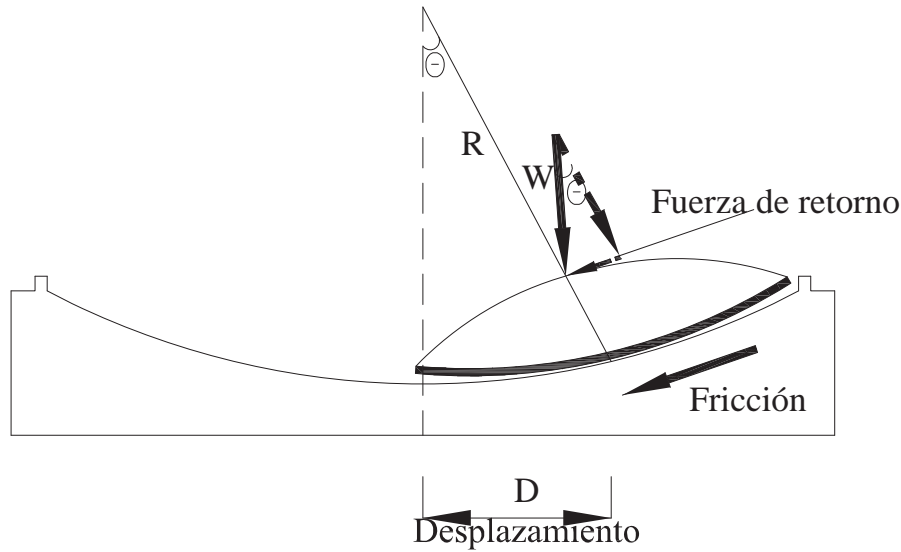


Figura 2.7 Péndulo de fricción

La otra fuerza que es la fuerza de retorno sería expresada de la siguiente manera:

$$F_f = W \sin \theta$$

Si se considera que el desplazamiento D es pequeño comparado con el radio de giro R de la superficie cóncava entonces podemos expresar lo siguiente:

$$\cos \theta = 1$$

$$\sin \theta = \frac{D}{R}$$

Ahora con las dos fórmulas anteriores podemos hacer una sustitución en las ecuaciones de fuerzas y sumándolas tenemos:

$$F = W\mu + \frac{W}{R}D$$

Si se toma como que la fuerza para desplazamiento cero (Q_d) es igual a μW y que $k_d = W/R$ se puede escribir la expresión anterior de la siguiente manera:

$$F = Q_d + k_d D$$

Se observa que esta ecuación es igual que la que se usó para los apoyos de neopreno o goma con barra de plomo. También se puede ver que el término W/R representa la rigidez lateral producida por la componente tangencial del peso propio, usando esta rigidez y el peso que actúa sobre el apoyo, el periodo cuando se encuentra deslizando el apoyo se puede expresar como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$$

Donde:

R = es la que se muestra en la figura 2.7 siendo el radio de curvatura de la superficie cóncava

g = es la aceleración de la gravedad.

El ciclo idealizado para el péndulo de fricción se muestra en la figura 2.8, como se sabe que el péndulo de fricción no se comporta de manera elástica, es necesario un sistema equivalente

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS HISTERÉTICOS DE CONTROL PASIVO

elástico para el cual debemos obtener una rigidez efectiva y un amortiguamiento equivalente para estimar la disipación de energía histerética, recordando que la expresión para obtenerla es:

$$\beta_{efe} = \frac{\text{Energía histerética disipada}}{2\pi k_{efe} D_{max}^2}$$

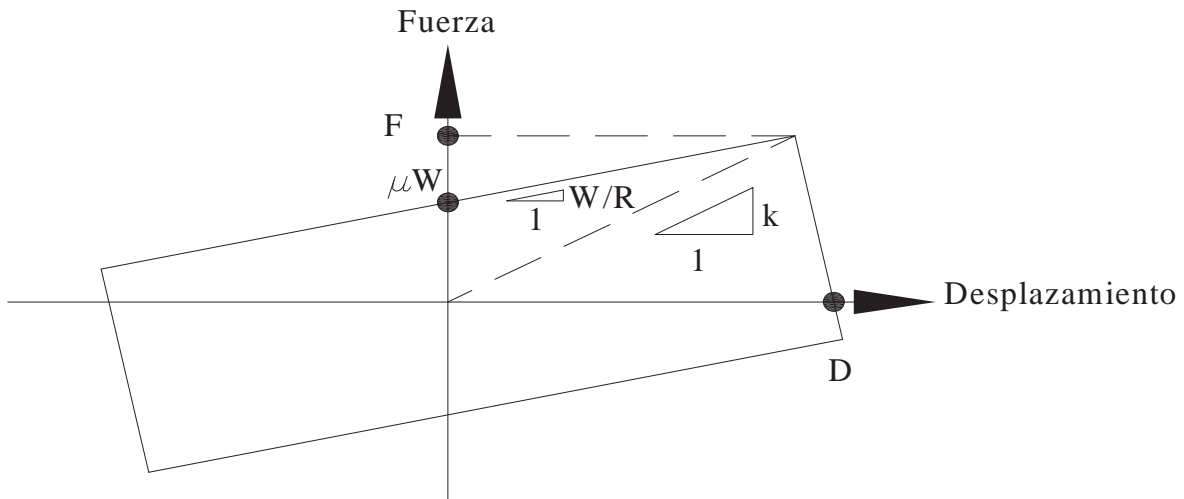


Figura 2.8 Ciclos histerético del péndulo de fricción

De la figura 2.8 se puede obtener la rigidez efectiva k_{efe} como:

$$k_{efe} = \frac{\mu W}{D} + \frac{W}{R}$$

Entonces el área del ciclo histerético queda como:

$$Area = 4\mu WD$$

$$\beta_{efe} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \right)$$

Con estos valores quedan totalmente definidas las propiedades para el uso y diseño de un disipador-aislador-apoyo del tipo péndulo de fricción.

Como se puede observar de las expresiones anteriores para el péndulo de fricción, hay un valor el cual aparece en muchas de las expresiones y además es mucho muy importante para obtener las propiedades elásticas equivalentes el cual es el coeficiente de fricción μ que hay entre la superficie cóncava y el deslizador articulado: este valor es incierto debido a que depende de los materiales de los que están construidos los elementos que trabajan entre sí, de la velocidad de deslizamiento y de la presión sobre la superficie.

CAPÍTULO 3 DEMANDA SÍSMICA

3.1 REGISTROS DE TRABAJO

Como parte del trabajo del análisis de los puentes es necesario seleccionar las acciones sísmicas que serán consideradas para la evaluación del comportamiento de los puentes y de los distintos tipos de aislamiento sísmico. En vista de que los puentes se encuentran localizados cerca de la costa del pacífico Mexicano, en la zona D del mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (CFE, 1993), los registros sísmicos que serán utilizados corresponden a estaciones ubicadas en dicha zona y para las dos fuentes sísmicas más importantes en la región.

Las dos fuentes sísmicas que afectan a las estructuras en estudio son: subducción y fallamiento normal. Los registros sísmicos se clasificaron de acuerdo con la profundidad y localización de los epicentros. Los sismos con profundidades mayores que 40 km y con epicentros en el interior del continente fueron clasificados como sismos de fallamiento normal, mientras que los sismos con profundidades menores de 40 km y epicentros fuera de la costa se consideraron como sismo de subducción. Para cada uno de los dos tipos de temblor, se distinguieron los siguientes casos en función de la distancia del epicentro a la estación de registro: a) distancia entre quince y sesenta kilómetros, b) distancia entre sesenta y ciento veinte kilómetros y c) distancias entre los ciento veinte y doscientos veinte kilómetros. Se utilizó la herramienta del Google *Earth* para encontrar las distancias y se construyeron las tablas que se presentan a continuación. Los registros se escalaron para tener como máxima aceleración en el registro la aceleración correspondiente a un sismo de 500 años de periodo de retorno, según el estudio de Peligro Sísmico realizado por Jara (2008), para la zona en la que se encuentra el puente, la cual es de 395 cm/s^2 .

Tabla 3.1 Sismos de fallamiento normal con distancias entre 60 -120 km

Sismo	Estaciones	Distancia(km)	Coordenadas	
			Latitud	Longitud
14/03/1994 M=6.50 Prof=95km Latitud=15.670N Longitud=93.010 O	ANGOSTURA SUBESTACIÓN	82.56	16°22'58.80"N	92°46'48.00"O
15/06/1999 Mb=6.4,Ms=6.5 Ma=6.3/Me=7.0 Prof=69km Latitud=18.18N Longitud=97.51O	CIUDAD SERDÁN	90.65	18°59'27.60"N	97°23'2.40"O

Tabla 3.2 Sismos de fallamiento normal con distancias entre 60-120 km

Sismo	Estaciones	Distancia(km)	Coordenadas	
			Latitud	Longitud
14/03/1994 M=6.50 Prof=95km Latitud=15.670N Longitud=93.010O	CHICOASÉN POBLADO	141.81	16°56'60.00"N	93° 5'60.00"O
15/06/1999 Mb=6.4,Ms=6.5 Ma=6.3/Me=7.0 Prof=69km Latitud=18.18N Longitud=97.51O	LAGUNA VERDE	205.71	19°43'23.52"N	96°25'3.72"O
	CHILPANCINGO	138.58	17°33'10.80"N	99°30'0.00"O
	TONALAPA DEL SUR	134.4	18° 5'52.80"N	99°33'32.40"O
	IGUALA	134.21	18°23'32.28"N	99°30'8.28"O
	TEACALCO	138.95	18°37'4.80"N	99°27'10.80"O
	YAUTEPEC	123.2	18°51'43.20"N	99° 4'0.12"O
	CUERNAVACA	145.28	18°59'2.76"N	99°14'13.56"O
	TLALPAN	167.6	19°17'31.92"N	99°10'14.88"O
24/10/1980 Mb=6.40,Mc=7.00 Prof=70km Latitud=18.030N Longitud=98.29O	SISMEX CIUDAD UNIVERSITARIA	169.95	19°18'51.48"N	99°10'34.32"O
		171.37	19°19'33.60"N	99°10'55.20"O

Las tablas 3.1 y 3.2 muestran los dos grupos en que se clasificaron los registros para los sismos de fallamiento normal, ya que no se encontró ninguna estación que cumpliera con la distancia de 15 a 60 kilómetros. El valor rojo y subrayado es uno de los registros que se eliminaron debido a que su valor era muy pequeño y al hacer que este quedara escalado presentaba ciertas irregularidades, dando un comportamiento muy diferente al del resto de los registros.

Tabla 3.3 Sismos de subducción con distancias entre 15-60 km

Sismo	Estaciones	Distancia(km)	Coordenadas	
			Latitud	Longitud
14/09/1995 Mb=6.4,Ms=7.2,Mc=7.3 Prof=22km Latitud=16.310 N Longitud=98.880 O	COPALA	34.12		98°58'26.40"O
09/10/1995 Mc=6.5,Mb=7.3, Me=7.5 Prof=5km Latitud=18.74 N	TERMoeLECTRICA MANZ. COL. TERRENO SUB	50.37	19° 4'12.00"N	104°20'24.00"O

CAPÍTULO 3 DEMANDA SÍSMICA

Tabla 3.3 Sismos de subducción con distancias entre 15-60 km (Continuación)

Sismo	Estaciones	Distancia(km)	Coordenadas	
			Latitud	Longitud
30/04/1986 Mb=6.20,Ms=7.00 Mc=6.40 Prof=20km Latitud=18.024 N Longitud =103.057O	CALETA DE CAMPOS	32.39	18° 4'22.80"N	102°45'18.00"O
19/09/1985 Mb=6.80,Ms=8.10 Mc=8.10 Prof=15 km Latitud=18.081N Longitud =102.942O	CALETA DE CAMPOS	19.79	18° 4'22.80"N	102°45'18.00"O
21/09/1985 Mb=6.30,Ms=7.60 Mc=7.50 Prof=15km Latitud=18.021N Longitud=101.479°	LA UNIÓN	34.75	17°58'55.20"N	101°48'18.00"O

Tabla 3.4 Sismos de subducción con Distancias entre 60-120 km

Sismo	Estaciones	Distancia	Coordenadas	
			Latitud	Longitud
14/09/1995 Mb=6.4,Ms=7.2,Mc=7.3 Prof=22km Latitud=16.310 N Longitud=98.880 O	LAS VIGAS	62.31	16°45'25.20"N	99°14'9.60"O
30/04/1986 Mb=6.20,Ms=7.00 Mc=6.40 Prof=20km Latitud=18.024 N Longitud=103.057O	ARTEGA	88.69	18°21'21.60"N	102°17'34.80"O

Tabla 3.4 Sismos de subducción con Distancias entre 60-120 km (Continuación)

Sismo	Estaciones	Distancia	Coordenadas	
			Latitud	Longitud
21/09/1985 Mb=6.30,Ms=7.60 Mc=7.50 Prof=15km Latitud=18.021N Longitud=101.479O	PAPANOA	89.63	17°19'40.80"N	101° 2'24.00"O

Tabla 3.5 Sismos de subducción con Distancias entre 120-220 km

Sismo	Estaciones	Distancia	Coordenadas	
			Latitud	Longitud
07/06/1982 Mb=5.90,Ms=6.90 Prof=18 Latitud=16.170N Longitud=98.360 O	CHILPANCINGO	195.18	17°33'10.80"N	99°30'0.00"O
30/09/1999 Mb=6.5,Ms=7.5 /Mc=5.2,Ma=7.1,Me=7.6 Prof=16km Latitud=15.95N Longitud=97.03 O	COPALA	219.82	16°36'18.00"N	98°58'26.40"O
14/09/1995 Mb=6.4,Ms=7.2, Mc=7.3 Prof=22km Latitud=16.310 N Longitud=98.880 O	EL OCOTILLO	123.74	17°15'0.00"N	99°30'39.60"O
	COYUCA	147.49	16°58'4.80"N	100° 5'2.40"O
	ANA FREUD	151.6	17°32'24.00"N	99°30'36.00"O
	OCOTILLO	133.1	17° 2'16.80"N	99°52'30.00"O
	CHILPANCINGO	152.42	17°33'10.80"N	99°30'0.00"O
	MEZCALA	194.4	17°55'48.72"N	99°35'27.60"O
	<u>ATOYAC</u>	192.88	17°12'39.60"N	100°25'51.60"O
	TONALAPA DEL SUR	210.41	18° 5'52.80"N	99°33'32.40"O

Tabla 3.5 Sismos de subducción con Distancias entre 120-220 km (Continuación)

Sismo	Estaciones	Distancia	Coordenadas	
			Latitud	Longitud
10/09/1993 Mb=4.80,Mc=4.80 Prof=20km Latitud=16.570N Longitud=98.940 O	LAS VIGAS	200	16°45'25.20"N	99°14'9.60"O
	CERRO DE PIEDRA	171.55	16°46'8.40"N	99°37'58.80"O
	LAS MESAS	203.86	17° 0'25.20"N	99°27'21.60"O
30/04/1986 Mb=6.20,Ms=7.00 Mc=6.40 Prof=20km Latitud=18.024 N Longitud =103.057 O	COLIMA	144.38	19°10'51.60"N	103°41'31.20"O
19/09/1985 Mb=6.80,Ms=8.10 Mc=8.10 Prof=15 km Latitud=18.081N Longitud =102.942 O	LA UNION	120.75	17°58'55.20"N	101°48'18.00"O
	PAPANOA	218.05	17°19'40.80"N	101° 2'24.00"O
21/09/1985 Mb=6.30,Ms=7.60 Mc=7.50 Prof=15km Latitud=18.021N Longitud =101.479 O	EL SUCHIL	135.07	18° 4'22.80"N	102°45'18.00"O
	ATOYAC	124.89	17°13'33.60"N	100°38'31.20"O
	EL PARAISO	142.69	17°12'39.60"N	100°25'51.60"O
	COYUCA	153.53	17°20'38.40"N	100°12'50.40"O
	OCOTILLO	188.28	16°58'4.80"N	100° 5'2.40"O
	XALTIANGUIS	201.87	17° 2'16.80"N	99°52'30.00"O
	LA VENTA	212.78	17° 5'42.00"N	99°43'12.00"O
	ACAPULCO PELLADINI	214.16	16°55'22.80"N	99°48'57.60"O
	FILO DE CABALLO	212.28	16°52'1.20"N	99°52'48.00"O
	ANA FREUD	211.52	16°50'9.60"N	99°54'50.40"O
14/03/1979 Mb=7.00 Prof=28 Latitud=17.490 N Longitud =101.260 O	CHILPANCINGO	178.07	17°39'7.20"N	99°50'31.20"O
	<u>ACAPULCO</u>	160.27	16°50'9.60"N	99°54'50.40"O
	<u>PELLADINI</u>			

CAPÍTULO 3 DEMANDA SÍSMICA

En las tablas 3.3-3.5 se muestra la clasificación de los registros de los sismos de subducción en los tres grupos de distancias mencionadas. Los valores rojos y subrayados son aquellos registros que se eliminaron. El registro de Acapulco Pelladini se eliminó debido a que el registro no tenía parte del tiempo inicial, el registro de Atoyac se eliminó debido que registró valores muy pequeños y además presenta muchos máximos por lo que al escalarlo produce un acelerograma que repite muchas veces el máximo, lo cual da como resultado espectros que no son sensibles al periodo.

En las figuras 3.1 y 3.2 se muestra con marcadores amarillos la localización de las estaciones así como también los epicentros de sismos de fallamiento normal con flechas de color azul.

Las figuras 3.3-3.5 muestran la ubicación esquemática de las estaciones y sismos de subducción, en donde las flechas azules marcan el epicentro del sismo y las marcas de color negro representan las estaciones.

Haciendo uso de los registros de las estaciones de las tablas anteriores se construyeron espectros para cada uno de los registros haciendo uso del programa ESPIN 7 y después se obtuvo un espectro promedio por grupo los cuales se muestran de la figura 3.6 hasta la figura 3.14

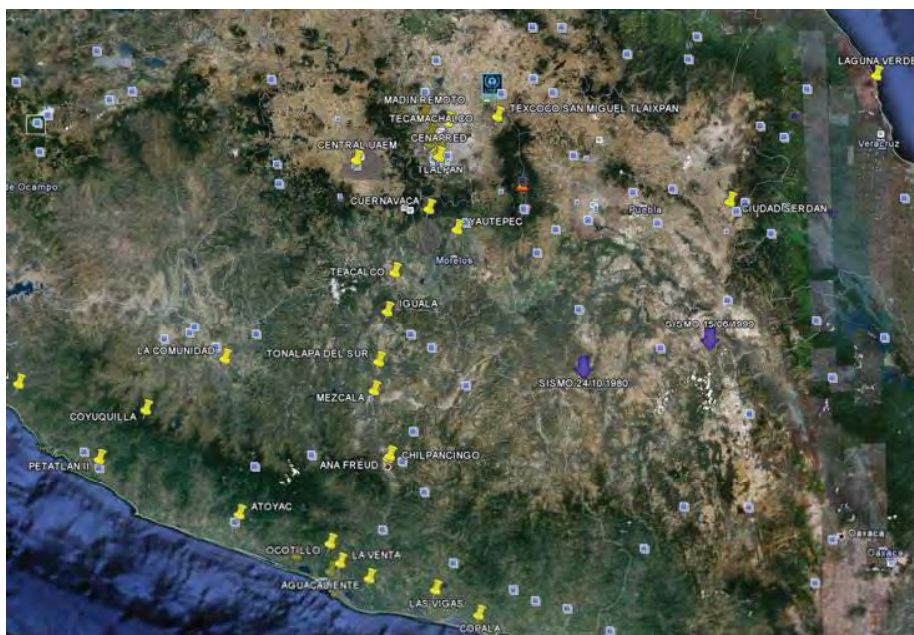


Figura 3.1 Mapa con marcadores de sismos y estaciones

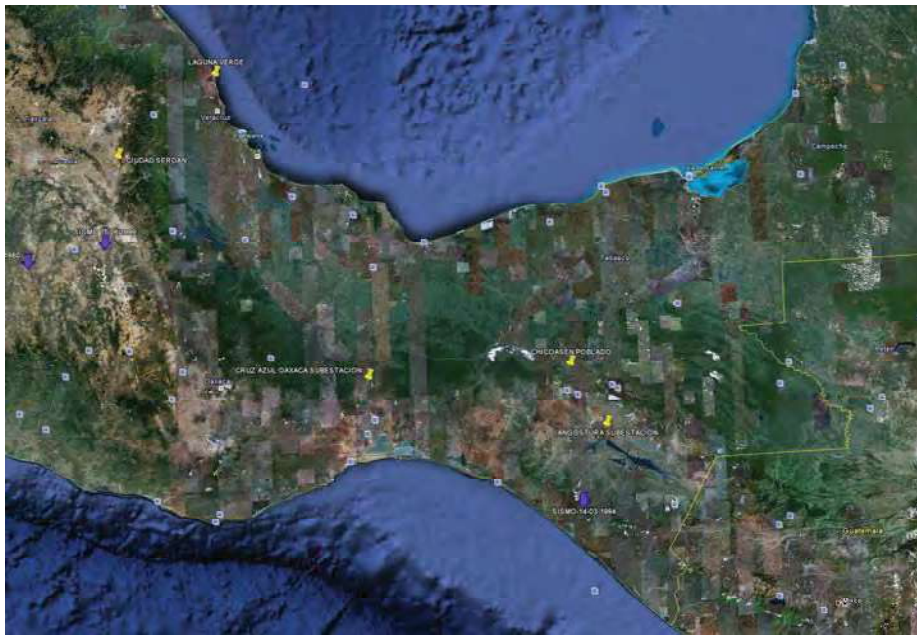


Figura 3.2 Mapa con marcadores de sismos y estaciones

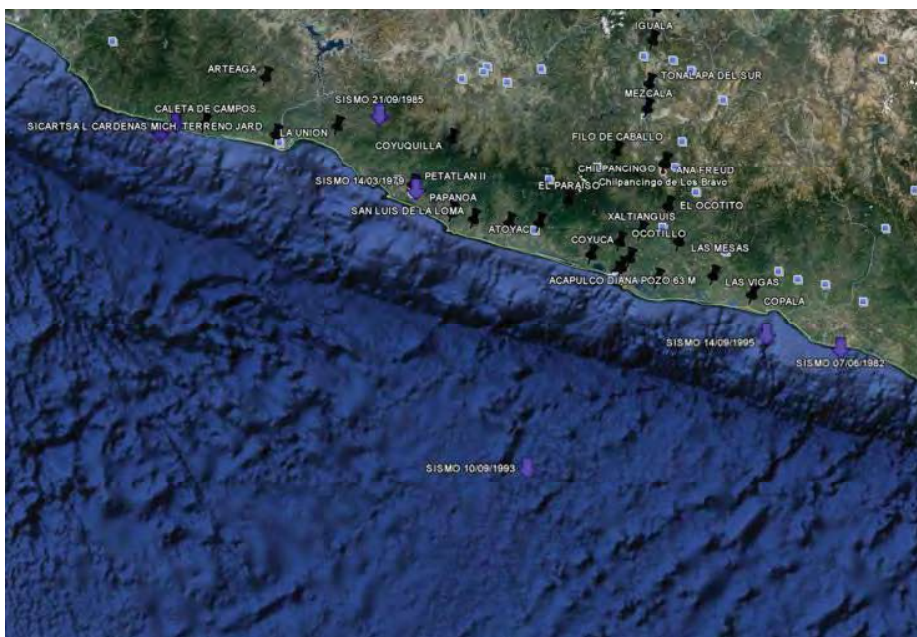


Figura 3.3 Mapa con marcadores de sismos y estaciones

CAPÍTULO 3 DEMANDA SÍSMICA



Figura 3.4 Mapa con marcadores de sismos y estaciones

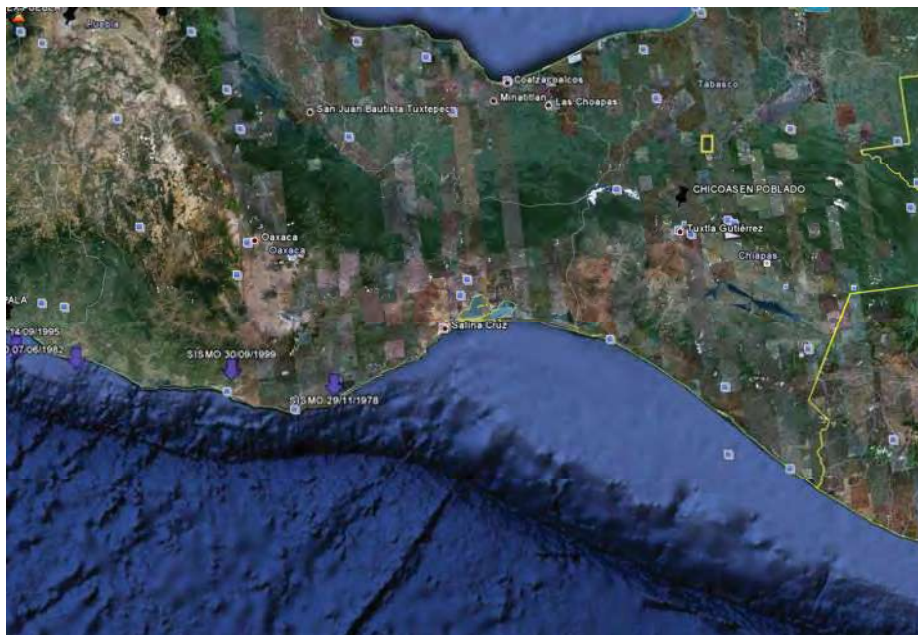


Figura 3.5 Mapa con marcadores de sismos y estaciones

3.2 ESPECTROS PROMEDIO

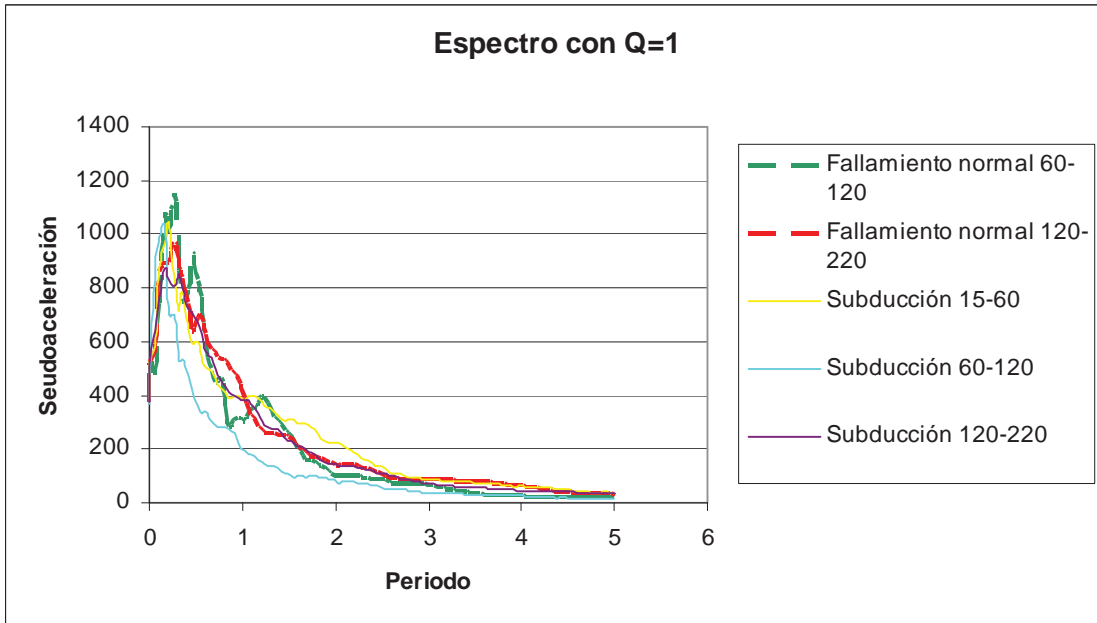


Figura 3.6 Espectros promedio

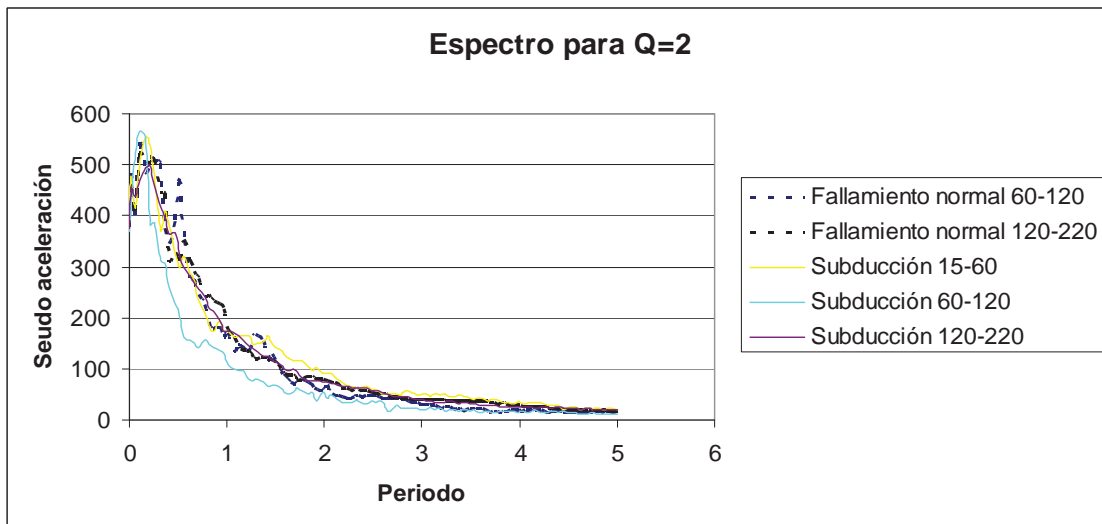


Figura 3.7 Espectros promedio con Q=2

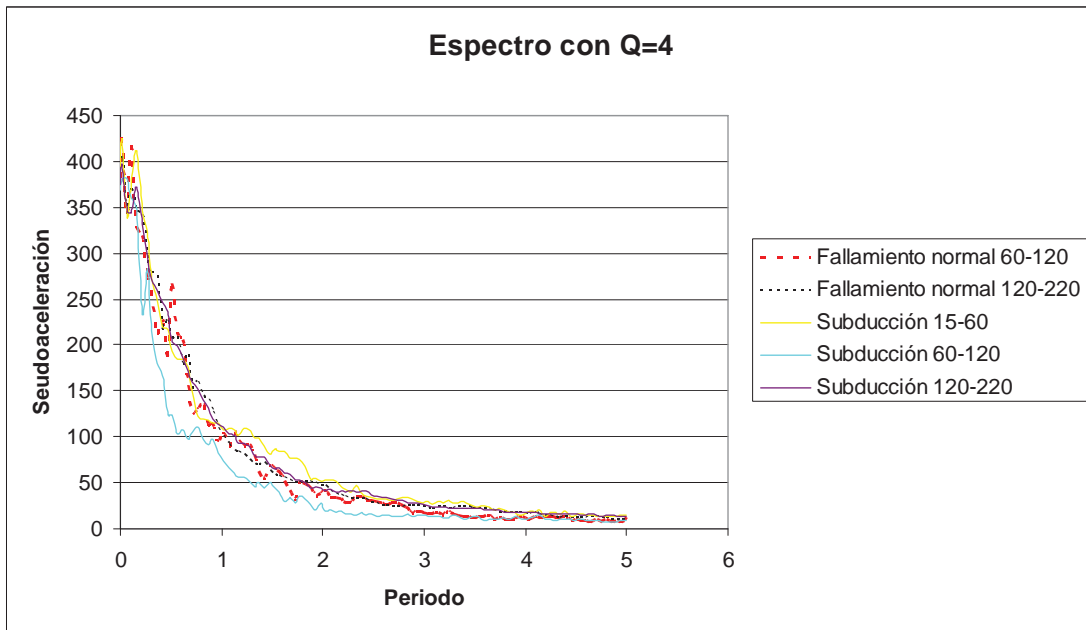


Figura 3.8 Espectros promedio con Q=4

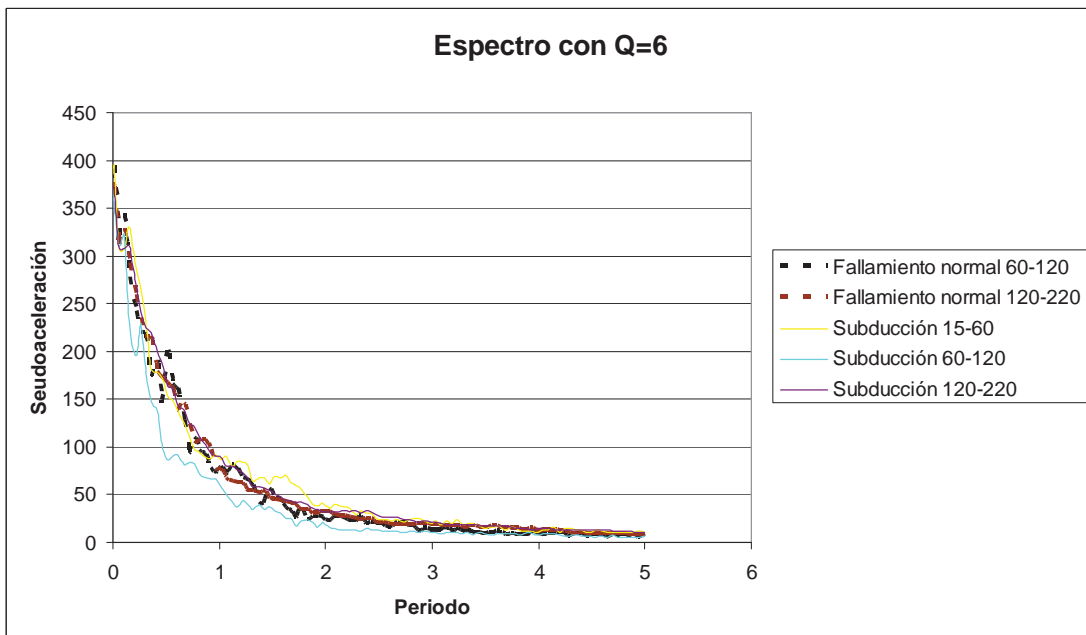


Figura 3.9 Espectros promedio con Q=6

Las figuras anteriores son los espectros para los diferentes grupos y con diferentes valores de ductilidad.

CAPÍTULO 3 DEMANDA SÍSMICA

Se puede ver de las diferentes figuras que como era de esperarse el espectro que presenta la mayores pseudoaceleraciones es el formado por los sismos que se encuentran a distancias entre 15 y 60 kilómetros. Aun cuando son de diferentes fuentes sísmicas, los espectros se comportan de una manera similar, todos presentan sus valores máximos para periodos menores que uno. Otra observación importante de las figuras de los espectros es el hecho de que cuando crece mucho el valor de Q se juntan casi todos los espectros como se puede ver en la figura 3.9, es necesario comentar el que los espectros no solo son para una estructura tipo puente debido a que los periodos que se consideraron no fueron solamente hasta el rango común para los puente si no se dejo un espectro de manera general hasta periodos de 5 segundos. También se puede comentar que en las figuras 3.6 a 3.9 que el espectro de subducción de 60-120 es el que casi siempre se encuentra por debajo de los otros, solo presenta uno o más picos inicialmente pero después cae debajo de todos los demás.

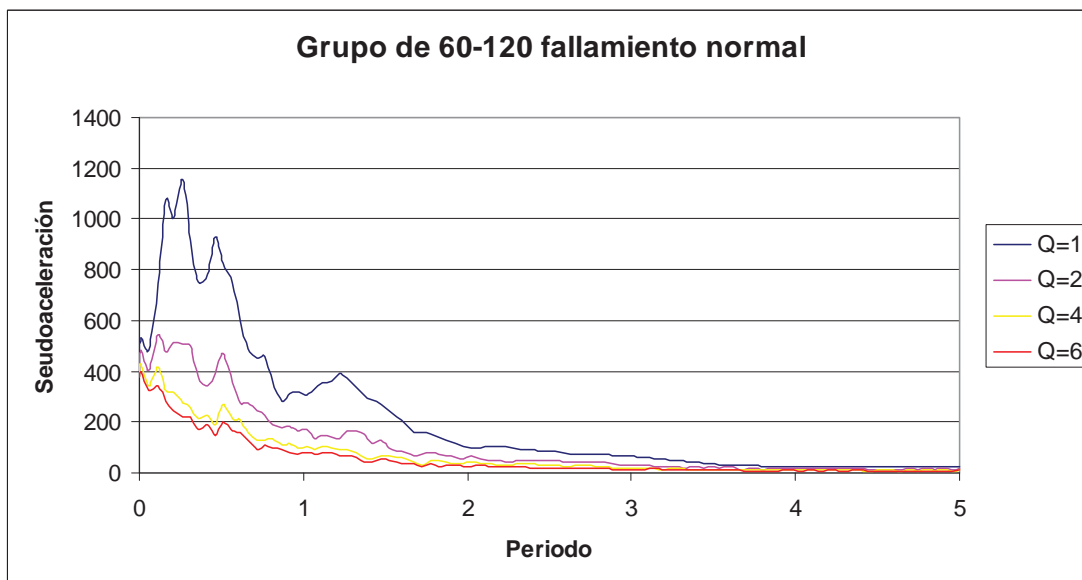


Figura 3.10 Grupo de fallamiento normal 60-120 con diferentes valores de Q

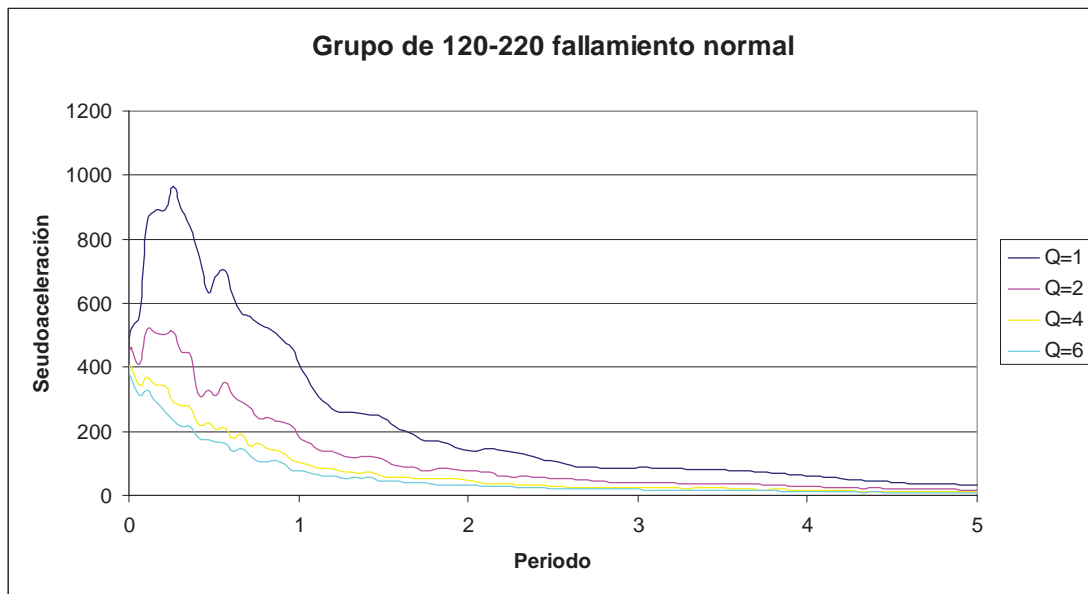


Figura 3.11 Grupo de fajamiento normal 120-220 con diferentes valores de Q

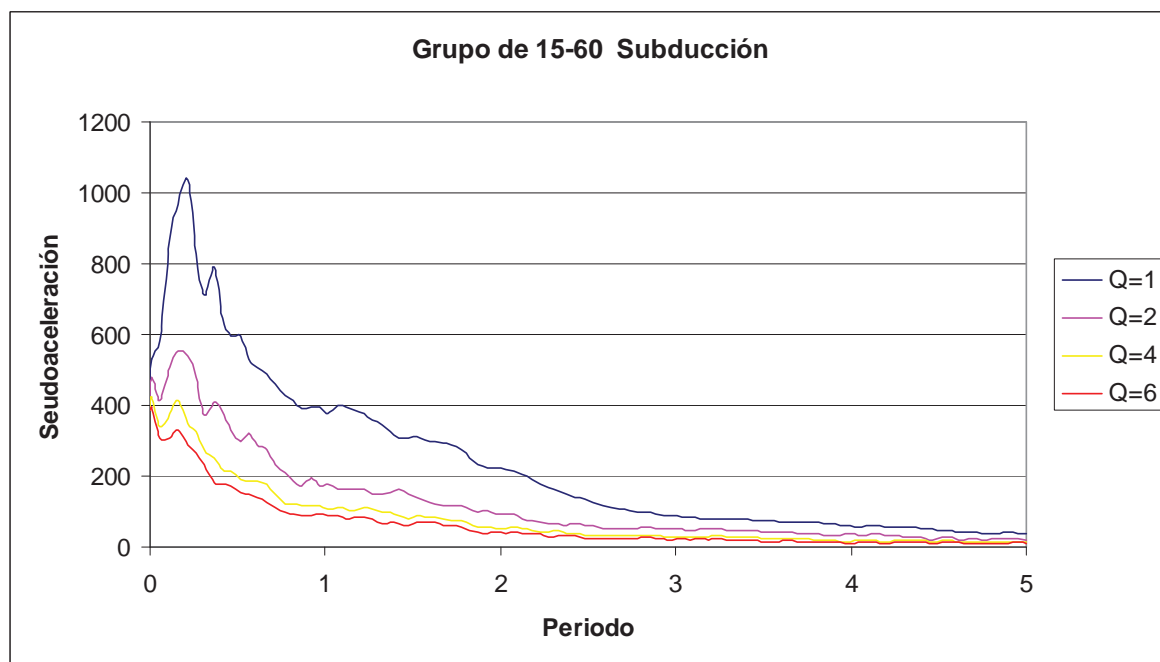


Figura 3.12 Grupo de subducción 120-220 con diferentes valores de Q

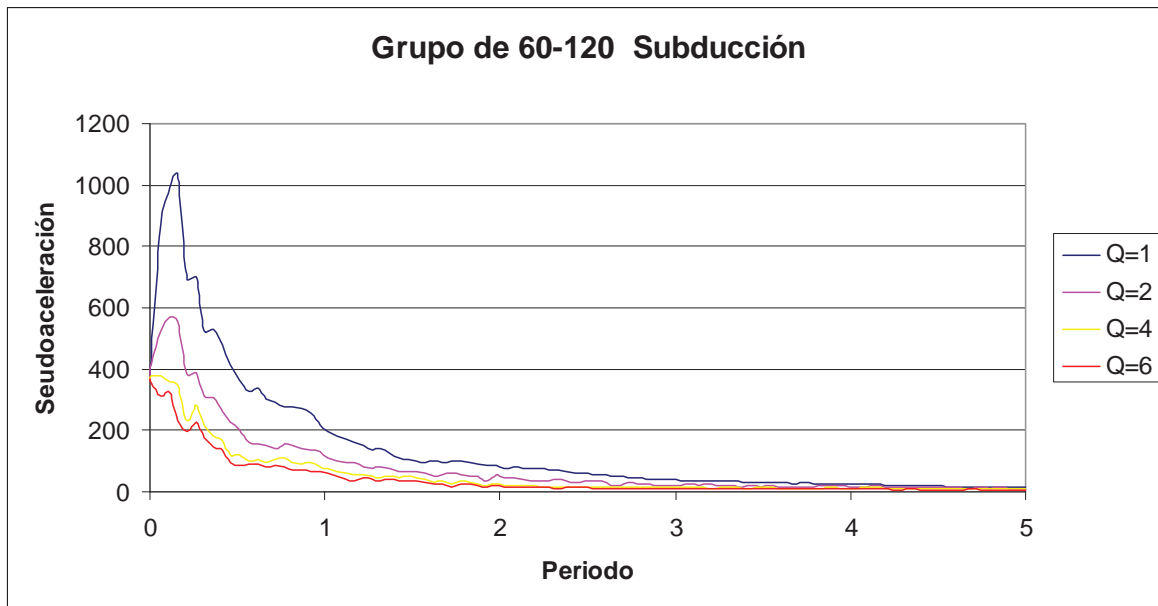


Figura 3.13 Grupo de subducción 120-220 con diferentes valores de Q

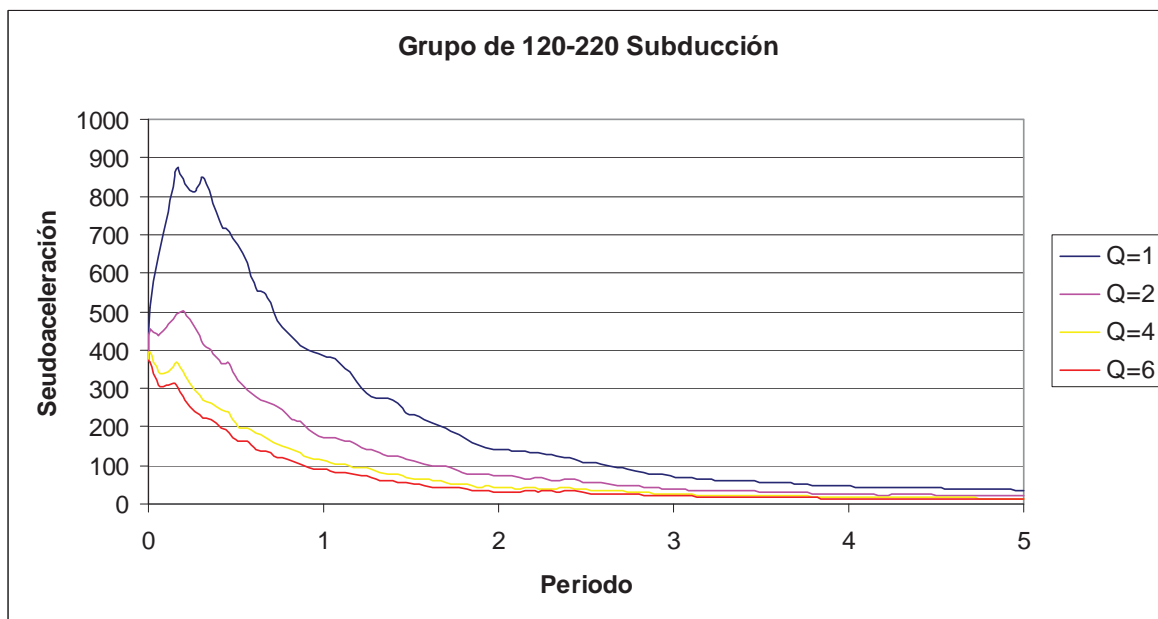


Figura 3.14 Grupo de subducción 120-220 con diferentes valores de Q

En las figuras 3.6 a 3.14 son espectros promedio con un amortiguamiento del 5% y clasificados en diferentes grupos ya sea para ver la variación de los espectros con diversos valores de Q como se ven en las figuras 3.10 a 3.14.

CAPÍTULO 3 DEMANDA SÍSMICA

Para observar la variación existente entre los diferentes espectros que se obtuvieron para cada uno de los seis grupos en que se dividieron los registros, se obtiene el coeficiente de variación. En la figura 3.15 se muestra el coeficiente de variación de los sismos de subducción de 15 a 60 y de 120 a 220, así como el correspondiente a sismos de fallamiento normal registrados entre 120 y 220 km. El coeficiente de variación es menor en la zona de periodos cortos debido a que los registros se escalaron con el valor de la aceleración del terreno ($T = 0$), mientras que la variación es mucho mayor en la zona de periodos largos.

En la figura 3.16, correspondiente a los otros dos grupos de espectros se observa una variación muy irregular del coeficiente de variación, debido en parte a que el número de registros es pequeño.

En ambos casos el coeficiente de variación alcanzó valores cercanos a 1.0 en la región de periodos elevados por lo que se recomienda explorar la dispersión que se produce si el escalamiento se hace en distintas regiones del espectro, en especial para la zona de periodos iguales y mayores al periodo elástico del puente que se analiza.

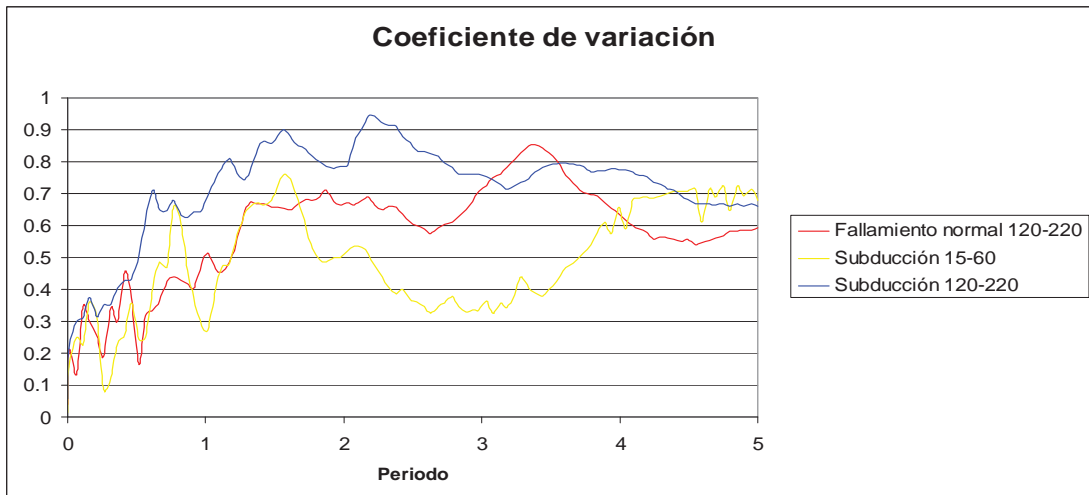


Figura 3.15 Coeficiente de variación

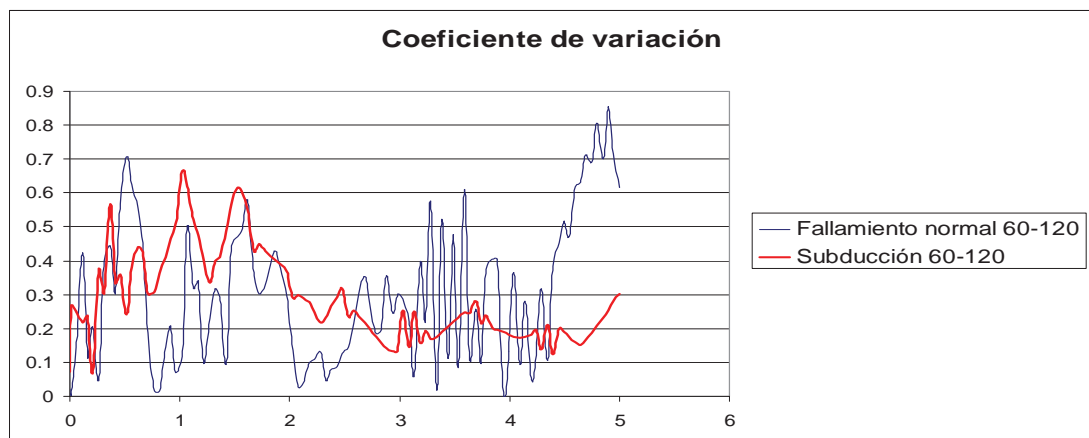


Figura 3.16 Coeficiente de variación

CAPITULO 4 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

En este capítulo se analizarán los puentes seleccionados los cuales son: el puente Armería, el puente La Unión y el puente A la Lima. Los puentes presentan características particulares que los hacen casos de interés para su estudio. Inicialmente se describen las características geométricas de los puentes, el diseño definitivo de los apoyos recordando que hay cuatro tipos de conexiones para cada puente que son: conexión monolítica, aisladores de neopreno, aisladores de neopreno con barra de plomo y péndulos de fricción. También se presenta en este capítulo el análisis estático no lineal de cada puente con cada tipo de conexión, dando un total de 12 análisis. Lo referente a los detalles de los puentes se comentará con más amplitud al describir cada análisis.

La característica que comparten estos tres puentes es que son simplemente apoyados. Este tipo de puentes presentan problemas para modelarlos con el programa SAP, debido a que no hay una continuidad entre los claros, lo que produce movimientos independientes entre cada uno de los claros. Se buscó un modelo adecuado usando los criterios y los tipos de modelos discutidos en el capítulo uno (más adelante se verá con mayor detalle el modelo de cada uno de los puentes). Otra de las características comunes de las estructuras seleccionadas es que todos son de concreto y con la longitud de los claros que se usan con mayor frecuencia en el país de entre treinta y treinta y nueve metros. Otra característica común que es muy importante es que se encuentran todos en la misma zona sísmica. A continuación se describe cada uno de los puentes.

4.1 PUENTE ARMERÍA

El puente Armería se encuentra ubicado en la carretera Manzanillo-Tecomán la cual es parte de la autopista Manzanillo-Colima. Se encuentra ubicado a 2.41 kilómetros del centro de Ciudad Armería y aproximadamente a 40.69 kilómetros del centro de la ciudad de Colima.

Las coordenadas del puente son: latitud $18^{\circ}56'4.95''N$ y longitud $103^{\circ}56'32.95''O$ y está a 23m sobre el nivel del mar. En la figura 4.1 se muestra el puente, donde se puede observar que cruza el río Armería.



Figura 4.1 Puente Armería

4.1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente Armería es un puente de concreto simplemente apoyado que consta de trece claros. Las pilas son de sección variable rectangular tipo muro la geometría de las columnas y el cabezal se muestran en la figura 4.2. El sistema de piso está formado por seis vigas tipo AASHTO con una losa de quince centímetros de espesor y una carpeta asfáltica también de quince centímetros, el complemento de la figura 4.2 es la tabla 4.1 ya que se muestran los valores de las diferentes alturas y el ancho B, para toda las pilas del puente. Es necesario mencionar que la dimensión C que aparece en la tabla 4.1 se refiere al grueso o espesor de la pila que es un valor constante.

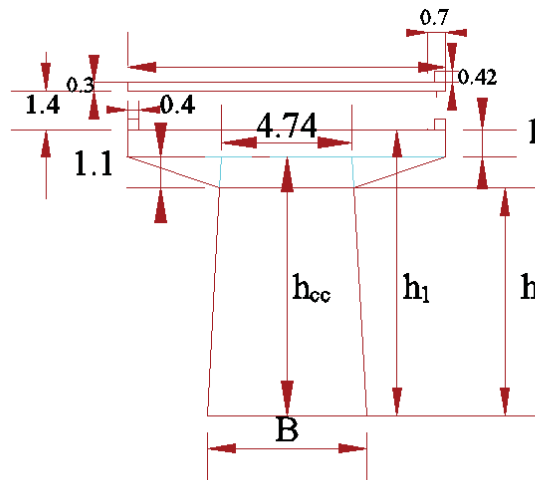


Figura 4.2 secciones de las pilas (cotas en metros)

Tabla 4.1 Dimensiones de las pilas del puente Armería (dimensiones en metros)

Pila	h_{cc}	h_1	h	B	C
1	9.3	10.35	8.25	5.75	2
2	10	11.05	8.95	5.826	2
3	13.4	14.45	12.35	6.197	2
4	13.8	14.85	12.75	6.241	2
5	14.7	15.75	13.65	6.339	2
6	15	16.05	13.95	6.372	2
7	16.3	17.35	15.25	6.514	2
8	16.3	17.35	15.25	6.514	2
9	16.3	17.35	15.25	6.514	2
10	16.3	17.35	15.25	6.514	2
11	11.8	12.85	10.75	6.023	2
12	8.6	9.65	7.55	5.674	2

Los detalles de las dimensiones de las vigas que forman el puente se muestran en la figura 4.3 que se muestra a continuación, las cotas de esta figura y de la 4.2 son en metros.

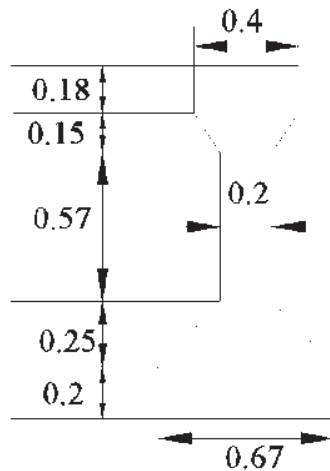


Figura 4.3 Trabe AASHTO (cotas en metros)

En la figura 4.4 se muestra una vista longitudinal del puente Armería donde se observan las diferentes longitudes de los claros del puente.

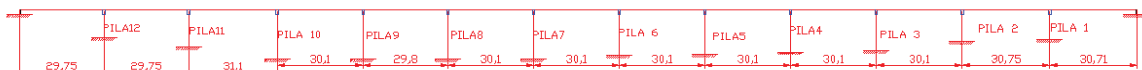


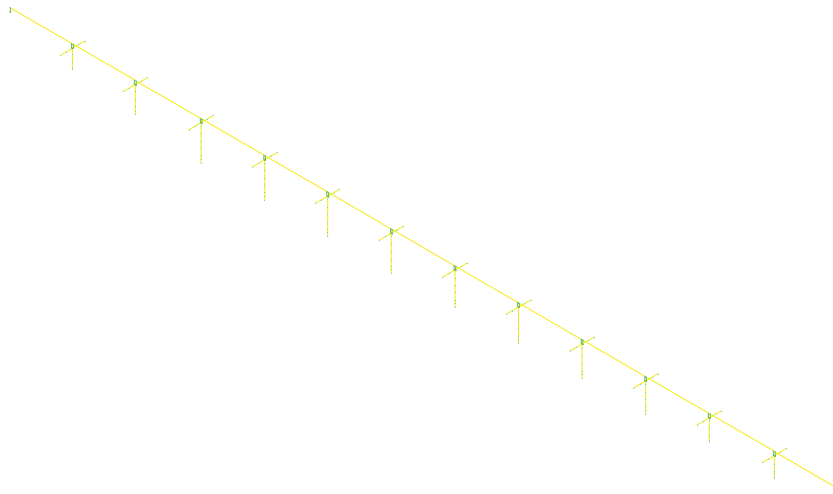
Figura 4.4 Puente Armería

Se puede observar del dibujo de la figura 4.4 que este puente tiene una irregularidad importante en la dirección longitudinal, ya que la pila más alta mide 15.25m y la más baja mide 8.25m y por lo cual si tuvieran la misma sección ambas columnas habría una diferencia de rigidez muy alta (631%), la variación de los valores de las alturas en las pilas se puede observar en la tabla 4.2.

4.1.2 EL MODELO DEL PUENTE

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

Para el cálculo de la respuesta sísmica del puente así como para el diseño de los distintos tipos de aisladores se propone un modelo numérico tipo espina (ver capítulo 1). Este modelo espina representa a la superestructura mediante una barra central que recoge las propiedades mecánicas del conjunto de la superestructura. Se trata de modelo equivalente ya que para poder obtener las dimensiones de la sección equivalente se cuidó que se cumpliera con la misma respuesta modal de la sección real del puente y el de la barra central o espina.



**Figura 4.5 modelo del puente
Armería**

4.1.3 DISEÑO DE LOS AISLADORES DEL PUENTE

Como ya se ha mencionado el análisis del puente se hará considerando tres tipos de apoyos a) los péndulos de fricción, b) aisladores de neopreno y c) aisladores de neopreno con núcleo de plomo.

Los apoyos de neopreno con núcleo de plomo y los péndulos de fricción se diseñan bajo el criterio de desplazamientos, haciendo uso de las ecuaciones que se presentaron en el capítulo dos. Se sometió el modelo del puente a cada uno de los espectros promedio obtenidos en el capítulo 3 y que se presentan en la siguiente figura 4.6. En primer lugar se presenta el análisis para el espectro de subducción promedio correspondiente a los sismos que se registraron a distancias comprendidas entre 15 y 60 kilómetros.

Las combinaciones de carga que se usaron para el diseño de los apoyos son:

a) $S_x = 1.3CM + S_x + 0.3S_y$

b) $S_x = 1.3CM + S_y + 0.3S_x$

S_x representa sismo en x

S_y representa sismo en y

CM representa carga muerta

Para el diseño se tomó la que resultó más crítica de ambas combinaciones.

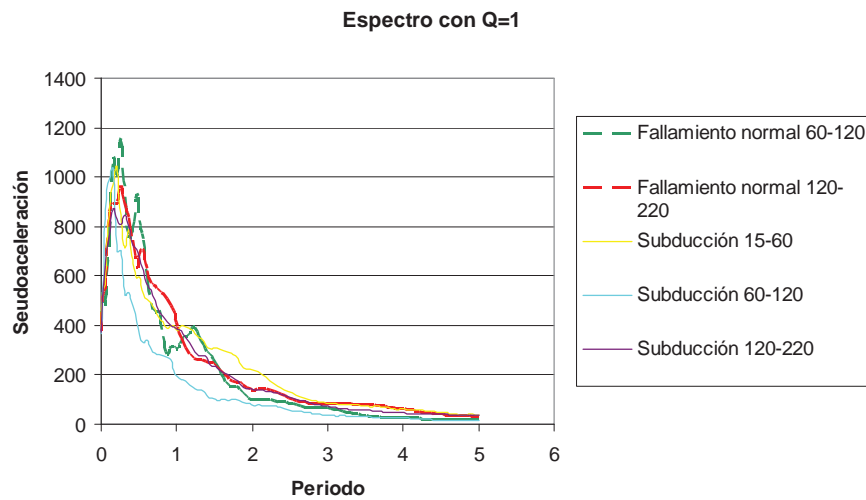


Figura 4.6 espectros promedio

4.1.3.1 APOYOS DE NEOPRENO CON NÚCLEO DE PLOMO

Características del apoyo:

Esfuerzo de fluencia efectivo del plomo $f_{y'} = 0.0014 \frac{t}{mm^2} (14MPa)$

Factor que toma en cuenta la contribución del plomo en la rigidez después de la fluencia $f=1.1$

Para el neopreno se tomó una dureza tipo 60 y con un modulo de elasticidad de $0.00045 \frac{t}{mm^2} (4.45MPa)$ y con las siguientes características:

Modulo de rigidez al corte del neopreno $G = 0.0001 \frac{t}{mm^2} (1.06MPa)$

Modulo de abombamiento $K = 0.1172 \frac{t}{mm^2} (1150MPa)$

Constante del material $k'=0.57$

Rotación admisible de 0.00233

Datos del puente:

El valor de W_s es el peso total del puente

$W_s=7026.2t$

La fuerza cortante máxima obtenida del peso propio multiplicado por el coeficiente sísmico tomado de 0.86 y da como resultado lo siguiente:

$F_v= 477.7t$

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

Considerando que hay 12 apoyos por claro tenemos un total de 156 apoyos en todo el puente para obtener la fuerza que toma cada uno de ellos dividimos el cortante máximo entre el total de aisladores.

$$Q = \frac{477.7}{156} = 3t$$
$$n = 10$$
$$\psi = 1$$

La forma de elegir estos valores se describe en el capítulo 2, el valor de n, ψ depende del tipo de carga en la que se este considerando para el análisis como es el caso de la carga sísmica el valor de n, ψ se toma de 1 y 10 respectivamente.

Para determinar el diámetro mínimo de la barra de plomo usamos:

$$d_{l\min} = \sqrt{\frac{4n\psi Q}{\pi(n-1)f_{ly}}} = \sqrt{\frac{4(10)(1)3}{\pi(9)0.0014}} = 55\text{mm}$$

Ahora suponiendo que:

$$T_{efe} = 1.06s$$
$$\beta_{efe} = 0.13$$

Calculamos la rigidez efectiva requerida:

$$k_{efe} = \frac{W_s}{Ng} \left(\frac{2\pi}{T_{efe}} \right) = 0.1607t/mm$$

En donde N es el número de aisladores y T_{efe} es el periodo efectivo.

Se procede de la siguiente manera:

A continuación se presenta el procedimiento utilizado para diseñar los apoyos de neopreno con núcleo de plomo. Se muestra el caso de los apoyos sobre las pilas 9 y 8. El proceso inicia suponiendo un desplazamiento de:

$$D_9 = 137\text{mm}$$

Ahora el valor de la fuerza correspondiente a desplazamiento cero Q suponiendo inicialmente que el valor del desplazamiento de fluencia es cero, es:

$$Q_i = \frac{1}{2} \pi \beta_e k_{efe} D = \frac{1}{2} \pi ((0.13)0.1607)137 = 4.5t$$

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

El diámetro de la barra de plomo queda:

$$d_L = \sqrt{\frac{4n\psi Q}{\pi(n-1)f_{ly}}} = \sqrt{\frac{4(10)(1)4.5}{\pi(9)0.0014}} = 67\text{mm}$$

Se toma $d_L = 70\text{mm}$ (2.75 pulgadas) como el diámetro de la barra de plomo.

Recalculando el valor de Q ya con el diámetro escogido.

$$Q_i = \frac{n-1}{n\psi} f_{ly} \frac{\pi d_L^2}{4} = \frac{9}{10} 0.0014 \frac{\pi 70^2}{4} = 4.9\text{t}$$

Obtenemos la rigidez inelástica

$$k_{di} = k_{efe} - \frac{Q_i}{D} = 0.1607 - \frac{5}{137} = 0.1246 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

La rigidez elástica es

$$k_u = 10k_{di} = 10(0.12462) = 1.2463 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

Y el desplazamiento de fluencia correspondiente

$$D_y = \frac{Q_i}{k_u - k_{di}} = \frac{5}{1.2463 - 0.1246} = 4.4\text{mm}$$

Calculando nuevamente Q con este desplazamiento de fluencia:

$$Q = \frac{\pi k_{efe} \beta_e D^2}{2(D - D_y)} = \frac{\pi(0.16)(0.14)(137)^2}{2(137 - 4.4)} = 4.7\text{t}$$

Entonces tomamos que el valor de Q es el calculado con la barra de 70mm y entonces la rigidez después de la fluencia nos queda de la siguiente manera:

$$k_d = k_{efe} - \frac{Q}{D} = 0.1607 - \frac{5}{137} = 0.1246 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

Especificaciones que deben de cumplir los disipadores

Para cumplir la mínima fuerza de retorno debe cumplir con la siguiente expresión:

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

$$k_d \geq \frac{W_s}{40ND}$$

$$\frac{7026.2304}{40(156)(137)} = 0.0082 \frac{t}{mm}$$

$$0.1246 \geq 0.0082$$

Cumple

Para que el periodo este debajo de los 6 segundos se debe de cumplir:

$$k_d \geq \frac{4\pi^2 W_s}{36NgD}$$

$$\frac{(4\pi^2)7026.2304}{35(156)(137)9810} = 0.0050 \frac{t}{mm}$$

$$0.1246 \geq 0.0050$$

También cumple

$$\text{Calculando la contribución del neopreno como: } k_e = \frac{k_d}{f} = \frac{0.1246}{1.1} = 0.1132 \frac{t}{mm}$$

Considerando que el esfuerzo permisible en los apoyos es de $0.0014t/mm^2$ (14MPa) y que carga axial para el apoyo en estudio es 44.4t(esta carga es del análisis por carga muerta para este trabajo se considero que la carga viva es cero) el área mínima del apoyo es:

$$A_e = \frac{P}{fc} = \frac{44.4}{0.0014} = 31109.8mm^2$$

$$d_b = \sqrt{\frac{4A_e}{\pi} + d_l^2} = \sqrt{\frac{4(31109.8)}{\pi} + 70^2} = 210.9mm$$

Se toma 369 mm(14.5pulgadas) para tener un diámetro total de 381mm(15pulgadas) ya que se incluye un recubrimiento de $\frac{1}{4}$ de pulgada para cada lado y el área que queda de neopreno quitando la barra de plomo es:

$$A_e = \frac{\pi(d_b^2 - d_l^2)}{4} = \frac{\pi(369^2 - 70^2)}{4} = 103,092.1mm^2$$

Y la altura de neopreno es de:

$$T_r = \frac{0.0001(103,092.1)}{0.1133} = 98.3$$

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

Se toma una altura de neopreno de 69mm, debido a que si se toma el valor de que se obtuvo el aislador puede presentar inestabilidad.

Calculando el área traslapada cuando se presenta el desplazamiento máximo con las expresiones del capítulo 2, tenemos:

$$\delta = 2.3808\text{rad}$$

$$A_r = 57,574.3\text{mm}^2$$

Calculando S, el factor de forma para cumplir la deformación por cortante de $\gamma_c = 2$ tenemos:

$$S = \frac{3P \pm \sqrt{9P^2 - 32(\gamma_c(A_r)(G))^2 k'}}{8\gamma_c(A_r)(G)k'}$$

$$S = \frac{3(44.3973) - \sqrt{9(44.4)^2 - 32(2(57,574.3)(0.0001))^2 0.57}}{8(2)(57,574.3)(0.0001)0.57} = 4.5002$$

$$S = \frac{3(44.3973) - \sqrt{9(44.4)^2 - 32(2(57,574.3)(0.0001))^2 0.57}}{8(2)(57,574.3)(0.0001)0.57} = 0.1949$$

$$S \geq \frac{P}{1.66(A_b)(G)}$$

$$4.5002 \geq 2.4009$$

Cumple.

El grosor del neopreno se estima con:

$$t_i = \frac{d - d_i}{4Sd} = \frac{381 - 70}{4(4.5002)(381)} = 20.4\text{mm}$$

Se toma un valor menor entonces se proponen 9 capas de 7mm con un recubrimiento de 3mm arriba y abajo para una altura total de neopreno de 69mm.

Ahora revisando la carga crítica de Euler en estado sin deformar haciendo uso de las formulas del capítulo 2 tenemos:

$$S = 13.1478$$

$$E_c = 0.0492\text{t/mm}^2$$

$$P_{cr} = 587.1\text{t}$$

$$FS = \frac{587.1}{44.4} = 13.2$$

$$FS > 3$$

Cumple.

Para el apoyo fijo el cual es similar solo que tiene 8 capas de 7mm.

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

$$S = 13.1478$$

$$E_c = 0.0492t/mm^2$$

$$P_{cr} = 653.4t$$

$$FS = \frac{653.4}{44.3} = 14.7$$

$$FS > 3$$

Cumple.

Ahora en estado deformado haciendo uso también de las fórmulas del capítulo 2 y para 1.5 el desplazamiento de diseño.

Para el apoyo fijo

$$\delta = 2 \cos\left(\frac{1.5D}{d_b}\right) = 2 \cos\left(\frac{1.5(137)}{369}\right) = 1.96$$

$$A_r = \frac{d_b^2}{4} (\delta - \sin \delta) = 35237mm^2$$

$$P_{cr}' = P_{cr} \left(\frac{A_r}{A_e}\right) = 223.3$$

$$P_{cr}' > 1.2P$$

$$P_{cr}' > 53.3$$

Para el aislador móvil

$$\delta = 2 \cos\left(\frac{1.5D}{d_b}\right) = 2 \cos\left(\frac{1.5(137)}{369}\right) = 1.96$$

$$A_r = \frac{d_b^2}{4} (\delta - \sin \delta) = 35237mm^2$$

$$P_{cr}' = P_{cr} \left(\frac{A_r}{A_e}\right) = 200.7$$

$$P_{cr}' > 1.2P$$

$$P_{cr}' > 53.3$$

Ahora se verificaran las deformaciones admisibles para los apoyos haciendo uso de las expresiones del capítulo 2 son:

Apoyo fijo:

La deformación por de cortante debida a cargas verticales γ_c la deformación por cortante debida a desplazamiento no sísmico usando un coeficiente de expansión térmica 0.00001 y una longitud de la mitad del ancho de calzada ósea de 5750mm γ_{ss} deformación por cortante debido a desplazamiento lateral sísmico γ_{seq} deformación por cortante debido a torsión tomando que ala rotación en todas la secciones es de 0.00233 γ_r .

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

$$\gamma_c = 0.7106$$

$$\gamma_{ss} = 0.030$$

$$\gamma_{seq} = 2.2097$$

$$\gamma_r = 0.3655$$

$$0.7106 \leq 2.5$$

$$1.1067 \leq 5$$

$$3.1030 \leq 5.5$$

Cumple.

Para el aislador móvil.

$$\gamma_c = 0.7106$$

$$\gamma_{ss} = 0.0275$$

$$\gamma_{seq} = 1.9855$$

$$\gamma_r = 0.3284$$

$$0.7106 \leq 2.5$$

$$1.066 \leq 5$$

$$2.8603 \leq 5.5$$

Teniendo las dimensiones del apoyo se determina el desplazamiento de fluencia y la rigidez efectiva con:

$$k_d = \frac{fGA_e}{T_r} = 0.1776 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

$$D_y = \frac{Q}{k_u - k_d} = 4.6 \text{mm}$$

$$k_{efe} = \frac{Q}{D} + k_d = \frac{4.9}{137} + 0.1776 = 0.2137 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

El amortiguamiento efectivo es:

$$\beta_{efe} = \frac{4Q_d(D - D_y)}{2\pi k_{efe} D^2} = \frac{4(5)(137 - 4.6)}{2\pi(137^2)0.2137} = 0.10$$

La rigidez vertical del apoyo se calcula con:

$$k_v = \frac{E_c A_b}{T_r} = \frac{0.0109(103092.1)}{69} = 16.325 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

Para el apoyo fijo:

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

$$k_d = \frac{fGA_c}{T_r} = 0.1976 \frac{t}{mm}$$

$$D_y = \frac{Q_d}{k_u - k_d} = 4.7mm$$

$$k_{efe} = \frac{Q}{D} + k_d = \frac{4.9}{137} + 0.1976 = 0.2337 \frac{t}{mm}$$

$$\beta_{efe} = \frac{4Q_d(D - D_y)}{2\pi k_{efe} D^2} = \frac{4(5)(137 - 4.7)}{2\pi(137^2)0.2337} = 0.09$$

$$k_v = \frac{E_c A_b}{T_r} = \frac{0.0109(103092.1)}{62} = 18.1681 \frac{t}{mm}$$

El desplazamiento en el modelo en el apoyo fijo es de 136.3mm y en el móvil de 136.3mm, que son muy aproximados al desplazamiento de diseño y por lo cual se acepta éste como válido. También se revisa que el modelo tenga el mismo valor de periodo efectivo y un amortiguamiento equivalente similar con todos los apoyos el cual cumplió también con esa condición. El apoyo final queda como un apoyo de 9 capas de 7mm y con 10 capas de acero de 2mm y para el fijo 8 capas de 7mm de neopreno y 9 capas de acero de 2mm. Las dimensiones finales de los apoyos de muestran las figura 4.7 y 4.8.

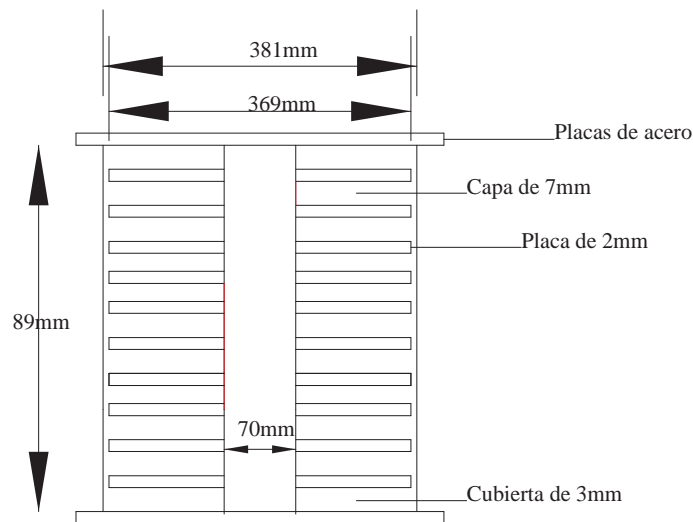


Figura 4.7 Apoyo móvil en la pila 9

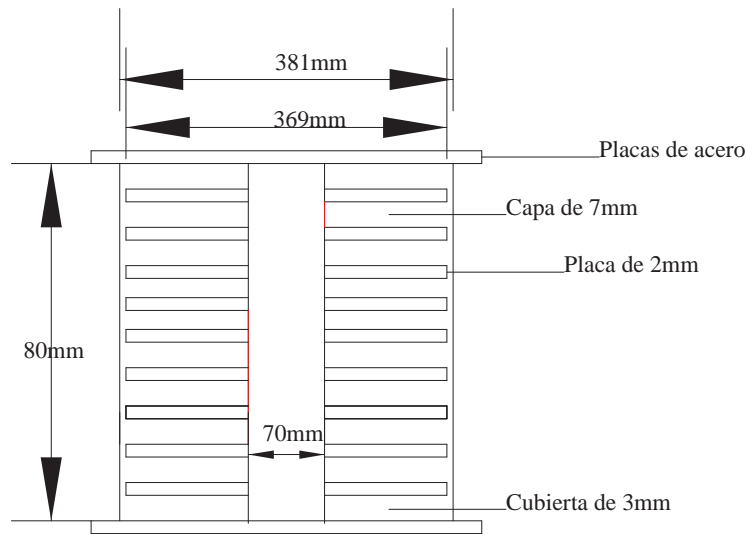


Figura 4.8 Apoyo fijo en la pila 8

El proceso que se describió anteriormente se repite para cada una de las pilas y todos los claros del puente Armería, considerando todos los seis espectros promedio que se generaron en el capítulo 3. El espectro que resultó crítico es el espectro promedio para sismos de subducción registrados entre 15-60 kilómetros de subducción. En la tabla 4.2 se presenta un resumen de los apoyos del puente Armería.

Con todas las dimensiones de los apoyos finales de se calcula el amortiguamiento equivalente del puente con:

$$\beta_{efe} = \frac{2 \sum_{i=1}^N Q_i (D_{di} - D_y)}{\pi \sum_{i=1}^N k_{efe} D_{di}^2} = 0.12248284$$

Es muy parecido al propuesto de 0.13 entonces se acepta y también el periodo efectivo es igual al propuesto por lo que todo esta bien.

Tabla 4.2 Resumen de apoyos de neopreno con núcleo de plomo

	Claro 1			Claro 2	
	FIJO	MOVIL		FIJO	MOVIL
Des=	92	92	Des=	98	98
d _i =	70	70	d _i =	70	70
D=	331	331	D=	349	349
d _b =	318	318	d _b =	337	337
H=	89	79	H=	89	80
t _i =	7	7	t _i =	7	7
N _{capas} =	7	7	N _{capas} =	7	6
Cubierta=	3	3	Cubierta=	3	3
N _{placas} =	9	8	N _{placas} =	10	9
t _{placa} =	3	3	t _{placa} =	2	2
k _{efe} =	0.2170	0.1986	k _{efe} =	0.2141	0.1975
Q=	5	5	Q=	5	5
k _v =	18.5404	20.9001	k _v =	14.9302	16.616
B _e =	0.16	0.15	B _e =	0.15	0.14
D _v =	5.4	5.5	D _v =	5.2	5.3

Tabla 4.2 continuación Resumen de apoyos de neopreno con núcleo de plomo

Claro 3			Claro 4			Claro 5			Claro 6		
	FIJO	MOVIL	Des=	FIJO	MOVIL	Des=	FIJO	MOVIL	Des=	FIJO	MOVIL
Des=	102	102		114	114		123	123		119	119
d _f =	70	70	d _f =	70	70	d _f =	70	70	d _f =	70	70
D=	368	368	D=	393	393	D=	349	349	D=	355	355
d _b =	356	318	d _b =	381	381	d _b =	337	337	d _b =	343	343
H=	98	89	H=	107	98	H=	89	79	H=	98	89
t _f =	7	7	t _f =	7	7	t _f =	7	7	t _f =	7	7
N _{capas} =	7	6	N _{capas} =	11	10	N _{capas} =	8	7	N _{capas} =	10	9
Cubierta=	3	3	Cubierta=	3	3	Cubierta=	3	3	Cubierta=	3	3
N _{placas} =	11	10	N _{placas} =	12	11	N _{placas} =	9	8	N _{placas} =	11	10
t _{placa} =	2	2	t _{placa} =	2	2	t _{placa} =	3	3	t _{placa} =	2	2
K _{efe} =	0.2132	0.1981	K _{efe} =	0.2156	0.2011	K _{efe} =	0.2182	0.2038	K _{efe} =	0.1932	0.18343
Q=	5	5	Q=	5	5	Q=	5	5	Q=	5	5
K _v =	11.3504	12.5019	K _v =	9.4415	10.3111	K _v =	21.7476	24.5155	K _v =	14.1250	15.5580
B _e =	0.15	0.14	B _e =	0.13	0.12	B _e =	0.12	0.11	B _e =	0.14902	0.13839
D _y =	5.1	5.2	D _y =	4.9	5	D _y =	4.8	4.8	D _y =	4.9	5
Claro 7			Claro 8			Claro 9			Claro 10		
	FIJO	MOVIL	Des=	FIJO	MOVIL	Des=	FIJO	MOVIL	Des=	FIJO	MOVIL
Des=	126	126		126	126		137	137		136	136
d _f =	70	70	d _f =	70	70	d _f =	70	70	d _f =	70	70
D=	336	336	D=	386	386	D=	381	381	D=	381	381
d _b =	324	324	d _b =	374	374	d _b =	369	369	d _b =	369	369
H=	79	69	H=	89	80	H=	89	80	H=	89	80
t _f =	7	7	t _f =	7	7	t _f =	7	7	t _f =	7	7
N _{capas} =	7	6	N _{capas} =	9	8	N _{capas} =	9	8	N _{capas} =	7	6
Cubierta=	3	3	Cubierta=	3	3	Cubierta=	3	3	Cubierta=	3	3
N _{placas} =	8	7	N _{placas} =	10	9	N _{placas} =	10	9	N _{placas} =	10	9
t _{placa} =	3	3	t _{placa} =	2	2	t _{placa} =	2	2	t _{placa} =	2	2
K _{efe} =	0.2339	0.2091	K _{efe} =	0.2425	0.2218	K _{efe} =	0.2337	0.21366	K _{efe} =	0.234	0.2139
Q=	5	5	Q=	5	5	Q=	5	5	Q=	5	5
K _v =	29.5866	33.9013	K _v =	13.89056	15.4588	K _v =	15.3821	18.1681	K _v =	16.4652	18.3242
B _e =	0.11	0.10	B _e =	0.11	0.1	B _e =	0.10	0.09	B _e =	0.10	0.09
D _y =	4.7	4.8	D _y =	4.8	4.9	D _y =	4.7	4.8	D _y =	4.7	4.8

Tabla 4.2 final Resumen de apoyos de neopreno con núcleo de plomo

Claro 11			Claro 12 y 13		
	FIJO	MOVIL		FIJO	MOVIL
Des=	114	114	Des=	90	90
d_i =	70	70	d_i =	70	70
D=	368	368	D=	362	362
d_b =	356	356	d_b =	350	350
H=	89	80	H=	98	89
t_i =	7	7	t_i =	7	7
N_{capas} =	9	7	N_{capas} =	10	7
Cubierta=	3	3	Cubierta=	3	3
N_{placas} =	10	9	N_{placas} =	11	10
t_{placa} =	2	2	t_{placa} =	2	2
k_{efe} =	0.2268	0.2082	k_{efe} =	0.21402457	0.19937037
Q=	5	5	Q=	5	5
k_v =	15.3821	17.1188	k_v =	10.887	11.9915
B_e =	0.13	0.12	B_e =	0.16	0.15
D_v =	4.9	5.0	D_v =	5.5	5.6

La tabla 4.2 muestra el valor donde dice el claro del puente siendo la numeración de los claros acordes con la figura 4.4 iniciando de izquierda a derecha, la casilla Des es el desplazamiento de diseño d_i el diámetro del núcleo de plomo, D es el diámetro total del apoyo que se puede ver mejor en la figura 4.7 y 4.8 el d_b es el diámetro de las placas de acero, H es la altura total del apoyo, t_i es el grosor de las capas de neopreno, la cubierta se refiere al espesor de las cubiertas superior e inferior, N_{placas} se refiere a numero de placas de acero, t_{placas} el grosor de las placas de acero y el resto de los valores de la tabla ya se han visto.

Los valores de los desplazamientos se muestran en la tabla 4.3. En la tabla columna que dice desplazamiento es el de diseño y la siguiente columna es el desplazamiento que ocurre en el modelo del puente y la última es la diferencia entre el de diseño y el que ocurre en porcentaje con respecto al de diseño.

Tabla 4.3 Desplazamientos

Claro	Extremo	desplazamiento	Do	Diferencia
1	1	92	91.031	1.05%
	2	92	91.019	1.07%
2	1	98	98.961	-0.98%
	2	98	98.966	-0.99%
3	1	102	100.138	1.83%
	2	102	100.153	1.81%
4	1	114	112.131	1.64%
	2	114	112.138	1.63%
5	1	123	120.838	1.76%
	2	123	120.846	1.75%
6	1	110	110.615	-0.56%
	2	110	110.622	-0.57%
7	1	126	126.31	-0.25%
	2	126	126.328	-0.26%

Tabla 4.3 Desplazamientos (continuación)

Claro	Extremo	desplazamiento	Do	Diferencia
8	1	126	125.407	0.47%
	2	126	125.413	0.47%
9	1	137	136.289	0.52%
	2	137	136.295	0.51%
10	1	136	135.455	0.40%
	2	136	135.454	0.40%
11	1	114	115.476	-1.29%
	2	114	115.447	-1.27%
12	1	90	91.964	-2.18%
	2	90	91.958	-2.18%
13	1	90	88.451	1.72%
	2	90	88.447	1.73%

De todas las tablas anteriores podemos ver que el desplazamiento de diseño máximo que se presenta en los disipadores es de 137mm, además observar que el tamaño máximo de los apoyos es de 393mm, también se observa que donde se presenta el desplazamiento más grande que coincide con el mayor diámetro de 381mm. Cabe mencionar que los desplazamientos de fluencia son menores que 6mm, esto indica que van a pasar a la parte inelástica muy rápido.

4.1.3.2 DISEÑO DE LOS PÉNDULOS DE FRICCIÓN

El diseño se realizó para la condición más desfavorable que corresponde al espectro promedio de subducción de 15-60 kilómetros. El desplazamiento crítico de las dos direcciones es el longitudinal.

Inicialmente se considera un coeficiente de fricción:

$$\mu = \frac{F_v}{W_s} = \frac{477.7}{7026.2} \approx 0.05$$

Ahora tomando el claro más desfavorable que es el 9 y proponiendo un $\mu = 0.21$ podemos obtener el radio de curvatura con un desplazamiento de $D=250\text{mm}$ tenemos:

$$\beta_{efe} = 0.3$$

$$R_{\min} = \frac{D\beta_{efe}\pi}{2\left(\mu - \frac{\mu\beta_{efe}\pi}{2}\right)} = \frac{250(0.3)\pi}{2\left(0.21 - \frac{0.21(0.3)\pi}{2}\right)} = 1060.96815\text{mm}$$

Se toma un $R=50$ pulgadas (1270mm) y se verifica que cumple que:

$$R_{\max} = 40D = (250)40 = 10000\text{mm}$$

Para que pueda auto centrarse el péndulo.

Recordando que se debe de cumplir que:

$$\frac{D}{R} \leq 0.2$$

$$\frac{250}{1270} = 0.19685039 \leq 0.2$$

Cumple. Por lo cual ya podemos calcular la rigidez efectiva de apoyo, como teniendo en cuenta que W es la carga axial que hay sobre el apoyo:

$$k_{efe} = \frac{\mu W}{D} + \frac{W}{R} = \frac{0.21(44.4)}{250} + \frac{(44.4)}{1270} = 0.0723 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

$$\beta_{efe} = 0.33$$

Como aquí se coloca el mismo tipo de apoyo para ambos extremos solo hay un tipo de apoyo por claro.

El desplazamiento para el apoyo del claro 9 fue 249.5 para el extremo uno y 249.5 para el extremo 2, menor que el desplazamiento de diseño de 250 mm.

Recordando que hay seis vigas por claro entonces se colocarán 12 péndulos por claro. En la tabla 4.5 se muestra un resumen de las características de los tipos de péndulos para el puente, el proceso se hizo para todos los claros y todos los espectros y solo se presenta el crítico que fue el de el espectro medio de subducción de 15-60 kilómetros.

Tabla 4.4 Resumen de características de los péndulos

Claro 1		Claro 3		Claro 3		Claro 4		Claro 5		Claro 6	
D=	153	D=	156	D=	150	D=	235	D=	154	D=	165
μ =	0.18	μ =	0.19	μ =	0.18	μ =	0.17	μ =	0.2	μ =	0.19
k_{efe} =	0.1053	k_{efe} =	0.1073	k_{efe} =	0.1043	k_{efe} =	0.0678	k_{efe} =	0.1087	k_{efe} =	0.1021
P=	45.7	P=	45.8	P=	44.8	P=	44.8	P=	44.84485	P=	44.8
B_{efe} =	0.3254	B_{efe} =	0.331	B_{efe} =	0.3286	B_{efe} =	0.3048	B_{efe} =	0.3411	B_{efe} =	0.3781
R=	889	R=	889	R=	889	R=	1270	R=	889	R=	889
Claro 7		Claro 8		Claro 9		Claro 10		Claro 11		Claro 12 y 13	
D=	170	D=	149	D=	250	D=	160	D=	160	D=	150
μ =	0.19	μ =	0.18	μ =	0.21	μ =	0.18	μ =	0.19	μ =	0.18
k_{efe} =	0.1006	k_{efe} =	0.1046	k_{efe} =	0.0723	k_{efe} =	0.1009	k_{efe} =	0.1071	k_{efe} =	0.1061
P=	44.8	P=	44.8	P=	44.4	P=	44.8	P=	46.3	P=	45.6
B_{efe} =	0.37	B_{efe} =	0.39	B_{efe} =	0.33	B_{efe} =	0.37	B_{efe} =	0.38	B_{efe} =	0.38
R=	889	R=	889	R=	889	R=	889	R=	889	R=	889

En la tabla 4.4 se presentan las características esenciales de los péndulos de fricción, el D representa el desplazamiento de diseño, P es la carga axial sobre el apoyo y R es el radio de curvatura. Las medidas son en milímetros y la fuerza es en toneladas., como consecuencia la rigidez efectiva k_{efe} esta es toneladas sobre milímetro.

La tabla 4.5 nos muestra un resumen de los desplazamientos, en donde Da es el desplazamiento que resulta en el análisis y D es el desplazamiento de diseño. La última columna es la relación entre el desplazamiento de diseño y el obtenido del análisis. Las columnas 1 y 2 nos indican nuevamente el claro del puente y el extremo del mismo, se observa en la diferencia que no hay valores mayores de 2% por lo que la aproximación de los desplazamientos es muy buena.

Tabla 4.5 Desplazamientos

Claro	Extremo	D	Da	Diferencia (%)
1	1	153	152.785	0.14%
	2	153	152.784	0.14%
2	1	156	153.847	1.38%
	2	156	153.845	1.38%
3	1	150	152.102	-1.40%
	2	150	152.101	-1.40%
4	1	235	232.054	1.25%
	2	235	232.053	1.25%
5	1	154	154.194	-0.13%
	2	154	154.197	-0.13%
6	1	165	163.213	1.08%
	2	165	163.212	1.08%
7	1	176	176.103	-0.06%
	2	176	176.103	-0.06%
8	1	149	149.063	-0.04%
	2	149	149.056	-0.04%
9	1	250	249.525	0.19%
	2	250	249.524	0.19%
10	1	160	161.955	-1.22%
	2	160	161.957	-1.22%
11	1	160	160.99	-0.62%
	2	160	160.977	-0.61%
12	1	150	149.045	0.64%
	2	150	149.039	0.64%
13	1	150	148.839	0.77%
	2	150	148.834	0.78%

Podemos ver de los péndulos de fricción presentan mayor desplazamiento que los apoyos anteriores, esto se debe a que los péndulos de fricción le dan mucha flexibilidad a la estructura y le permiten mayor movimiento lateral, pero no permiten el movimiento en eje vertical del aislador.

4.1.3.3 DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

La rigidez lateral no depende del desplazamiento por lo cual el procedimiento es más sencillo y solo involucra proponer un área y calcular su rigidez con las expresiones del capítulo 2.

Características del neopreno:

$$G=0.0001 \text{ t/mm}^2$$

$$\text{Módulo de abombamiento de } 0.2039 \text{ t/mm}^2$$

En la tabla 4.6 se muestran el resumen de las características de los apoyos del puente Armería con unidades en t-mm, en la parte de la tabla que dice Des ese es el desplazamiento de diseño, D es el diámetro total del apoyo, γ es la deformación permisible que para este caso es de 2, t_i es el espesor de las capas de neopreno, n_{capas} es el número de capas de neopreno del apoyo, S es el factor de forma, δ **es el valor analizado en el capítulo 2 relacionado con el área**

traslapada cuando ocurre el desplazamiento máximo A' es el área traslapada, k_v es la rigidez vertical y k_{lat} es la rigidez lateral, W es el peso que puede resistir el apoyo el cual es mayor que la carga axial de todos los apoyos.

Tabla 4.6 Apoyos de neopreno

	Pila 1			Pila 2			Pila 3			Pila 4			Pila 5		
	Estribo IF	M	F	M	F	M	F	M	F	M	F	M	F	M	F
Des=	140	140	145	145	145	145	145	145	154	154	154	154	154	154	155
G=	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
γ =	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
D=	393	393	393	393	393	393	393	393	393	393	393	393	393	393	393
t_i =	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
S=	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813
δ =	2.4131	2.4131	2.3858	2.3858	2.3858	2.3858	2.3858	2.3858	2.3363	2.3363	2.3363	2.3363	2.3363	2.3363	2.3308
A'=	67470.9	67470.9	65639.6	65639.6	65639.6	65639.6	65639.6	65639.6	62368.6	62368.6	62368.6	62368.6	62368.6	62368.6	62007.3
W=	168.9	168.9	164.3	164.3	164.3	164.3	164.3	164.3	156.2	156.2	156.2	156.2	156.2	156.2	155.3
n_{capas} =	8	9	8	9	8	9	8	9	8	8	8	8	8	9	8
H=	72	80	72	80	72	80	72	80	72	80	72	80	72	80	72
t_{placa} =	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
ht=	90	100	90	100	90	100	90	100	90	100	90	100	90	100	90
A=	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0
k_{lat} =	0.1374	0.1237	0.1374	0.1237	0.1374	0.1237	0.1374	0.1237	0.1374	0.1237	0.1374	0.1237	0.1374	0.1237	0.1374
k_v =	85.6027	77.0424	85.6027	77.0424	85.6027	77.0424	85.6027	77.0424	85.6027	77.0424	85.6027	77.0424	85.6027	77.0424	85.6027

**Tabla 4.6 Apoyos de neopreno
(continuación)**

	Pila 6			Pila 7			Pila 8			Pila 9			Pila 10		
	M	F		M	F		M	F		M	F		M	F	
Des=	155	160		160	168		168	163		163	169		169	157	
G=	0.0001	0.0001		0.0001	0.0001		0.0001	0.0001		0.0001	0.0001		0.0001	0.0001	
γ =	2	2		2	2		2	2		2	2		2	2	
D=	393	393		393	393		393	393		393	393		393	393	
t_i =	8	8		8	8		8	8		8	8		8	8	
S=	12.2813	12.2813		12.2813	12.2813		12.2813	12.2813		12.2813	12.2813		12.2813	12.2813	
δ =	2.3308	2.3030		2.3030	2.2582		2.2582	2.2862		2.2862	2.2526		2.2526	2.3197	
A'=	62007.3	60207.0		60207.0	57349.9		57349.9	59132.2		59132.2	56994.9		56994.9	61285.9	
W=	155.3	150.7		150.7	143.6		143.6	148.1		148.1	142.7		142.7	153.4	
n_{capas} =	9	8		9	8		9	8		9	8		9	8	
H=	80	72		80	72		80	72		80	72		80	72	
t_{placa} =	2	2		2	2		2	2		2	2		2	2	
ht=	100	90		100	90		100	90		100	90		100	90	
A=	121304.0	121304.0		121304.0	121304.0		121304.0	121304.0		121304.0	121304.0		121304.0	121304.0	
k_{lat} =	0.1237	0.1374		0.1237	0.1374		0.1237	0.1374		0.1237	0.1374		0.1237	0.1374	
k_v =	77.0424	85.6027		77.0424	85.6027		77.0424	85.6027		77.0424	85.6027		77.0424	85.6027	

Tabla 4.6 Apoyos de neopreno (final)

	Pila 11		Pila 12		Estribo2
	M	F	M	F	M
Des=	157	136	136	136	136
G=	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
γ =	2	2	2	2	2
D=	393	393	393	393	393
t_i =	8	8	8	8	8
S=	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813	12.2813
δ =	2.3197	2.4349	2.4349	2.4349	2.4349
A'=	61285.9	68942.8	68942.8	68942.8	68942.8
W=	153.4	172.6	172.6	172.6	172.6
n_{capas} =	9	8	9	8	9
H=	80	72	80	72	80
t_{placa} =	2	2	2	2	2
ht=	100	90	100	90	100
A=	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0	121304.0
k_{lat} =	0.1237	0.1374	0.1237	0.1374	0.1237
k_v =	77.0424	85.6027	77.0424	85.6027	77.0424

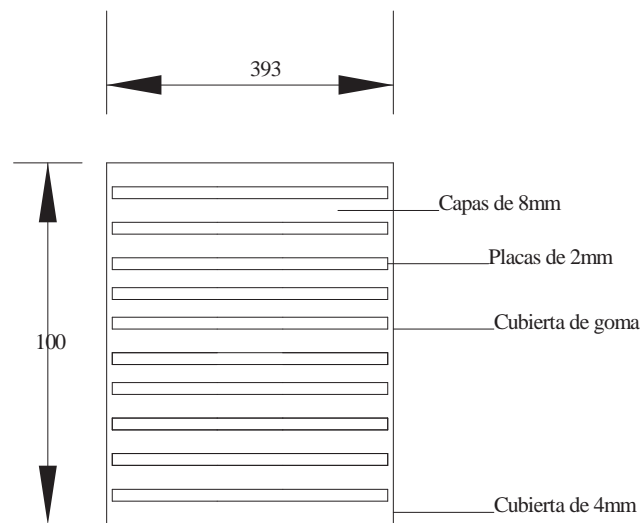


Figura 4.9 apoyo fijo

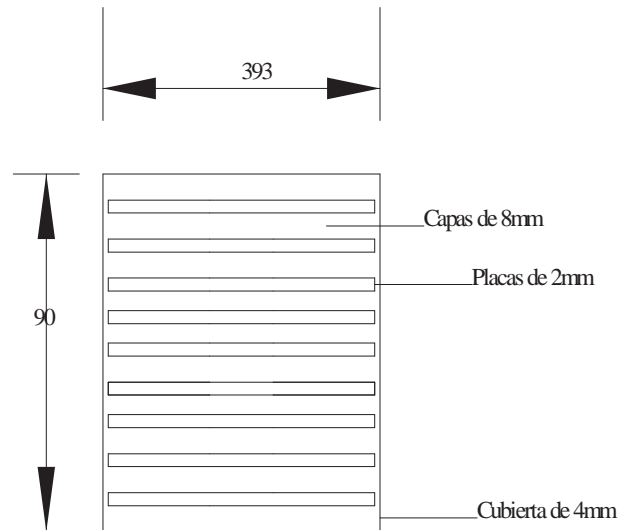


Figura 4.10 apoyo móvil

4.1.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El puente Armería se somete a un análisis estático no lineal para encontrar la curva desplazamiento contra el cortante en la base. Las definiciones de las articulaciones plásticas se tomaron conforme a los valores del FEMA356 para columnas de concreto, la longitudes de articulación plástica se estimaron con la formula de Priestley.

Tabla 4.7 Longitudes de articulación plástica

Columna	1	2	3	4	5	6
L=	8.25	8.95	12.35	12.75	13.65	13.95
di=	0.03175	0.03175	0.03175	0.03175	0.03175	0.03175
Fy=	412	412	412	412	412	412
Lp=	0.9	1.0	1.3	1.3	1.4	1.4
Columna	7	8	9	10	11	12
L=	15.25	15.25	15.25	15.25	10.75	7.55
di=	0.03175	0.03175	0.03175	0.03175	0.03175	0.03175
Fy=	412	412	412	412	412	412
Lp=	1.5	1.5	1.5	1.5	1.1	0.9

En la tabla 4.7 se muestran las longitudes de articulación plástica (L_p) en metros y el esfuerzo de fluencia de las varillas esta en Mega Pascales.

La elección del nodo de control para el análisis en la dirección longitudinal se tomo en medio de las pilas más altas, en otras palabras entre la pila 7 y 8.

Las gráficas de desplazamiento contra cortante en la base (curvas de capacidad) se muestran en las siguientes figuras para cada uno de los tipos de disipadores que se diseñaron. El límite de desplazamiento para estas gráficas es cuando hay una falla, ya sea de la columna en la articulación plástica, o en el disipador, que para este caso siempre se busca que sea el disipador el que falle para mantener la estabilidad de la estructura.

Sin disipadores

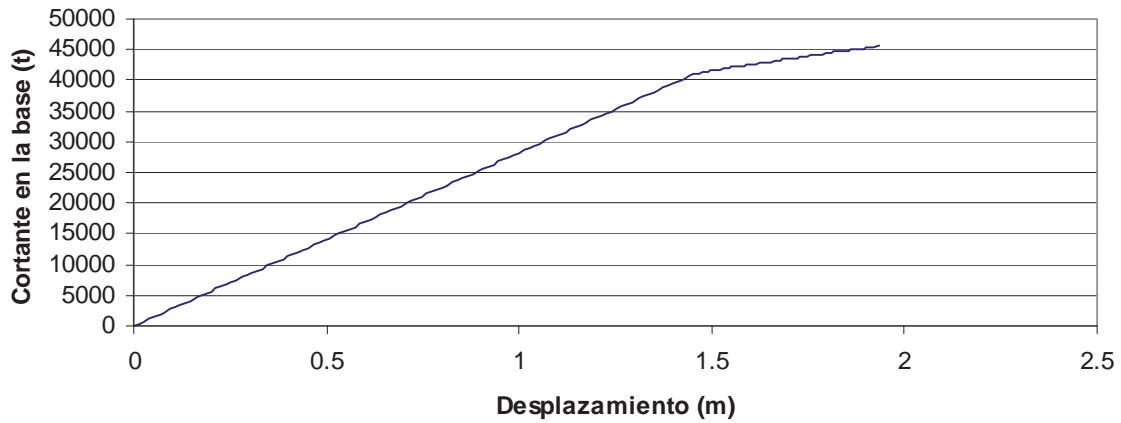


Figura 4.11 Curva de capacidad del puente Armería

Disipadores de neopreno

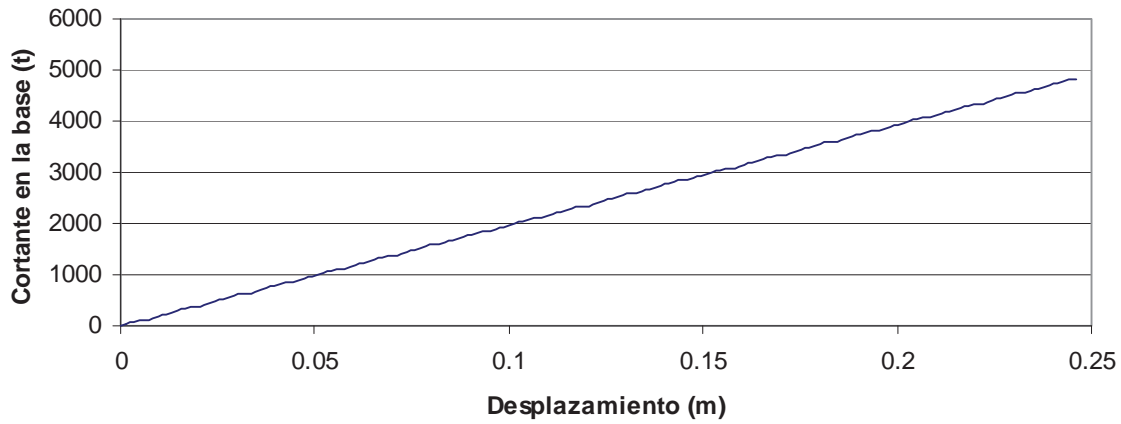


Figura 4.12 Curva de capacidad del puente Armería con Aisladores de neopreno

Disipadores de neopreno con núcleo de plomo

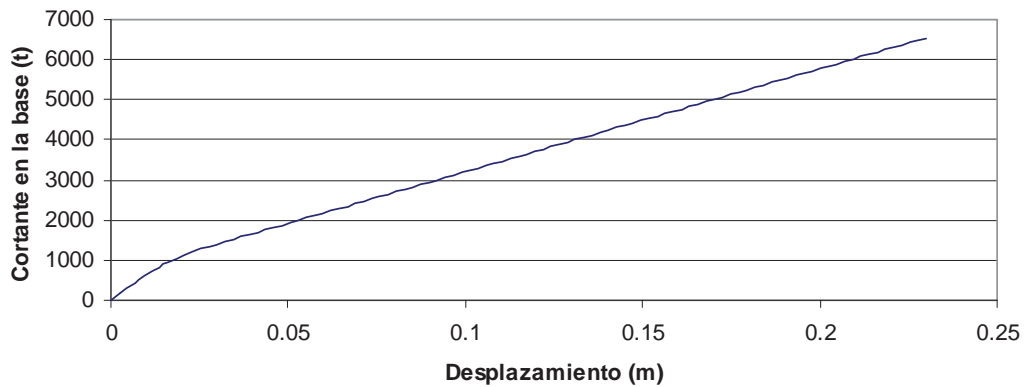


Figura 4.13 Curva de capacidad del puente Armería con disipadores de neopreno con núcleo de plomo

Para obtener las gráficas de la figura 4.14 se sometió la estructura a un acelerograma que pertenece al grupo de estudio (registros de sismos a distancia de entre 15 a 60 kilómetros). El registro usado fue el de Manzanillo del 15 marzo de 1996, haciendo uso de la integración directa con el método de Newmark y el programa SAP 2000 versión 11 se obtuvieron las gráficas de la figura 4.14.

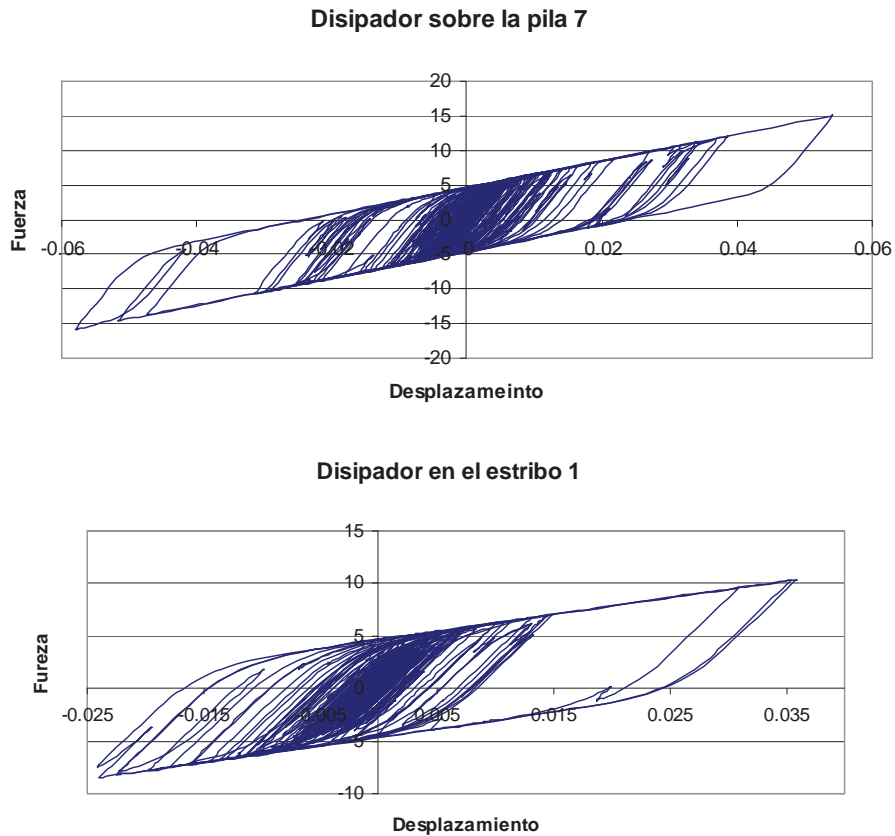


Figura 4.14 Ciclos históricos de los disipadores fijos de neopreno con núcleo de plomo (unidades en t-m)

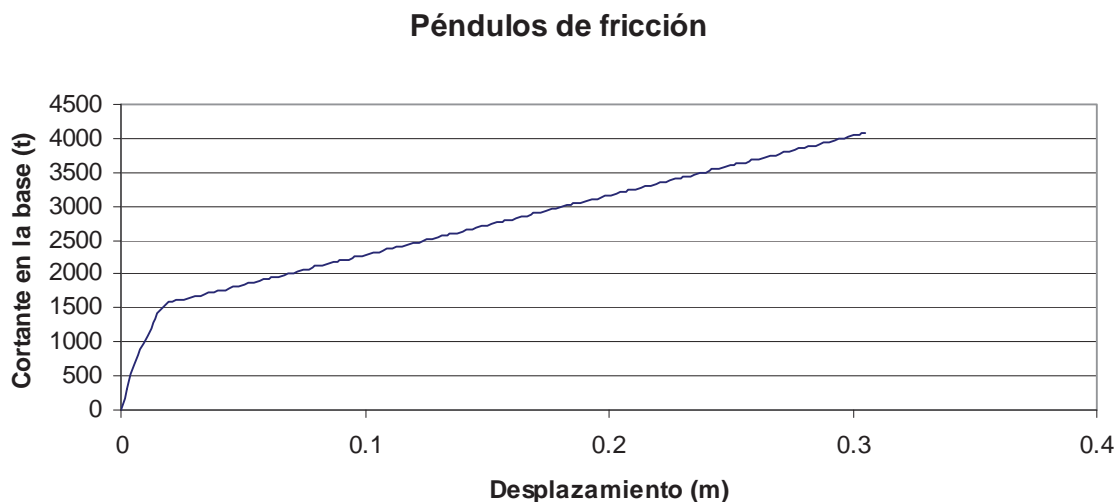


Figura 4.15 Curva de capacidad del puente Armería con péndulos de fricción

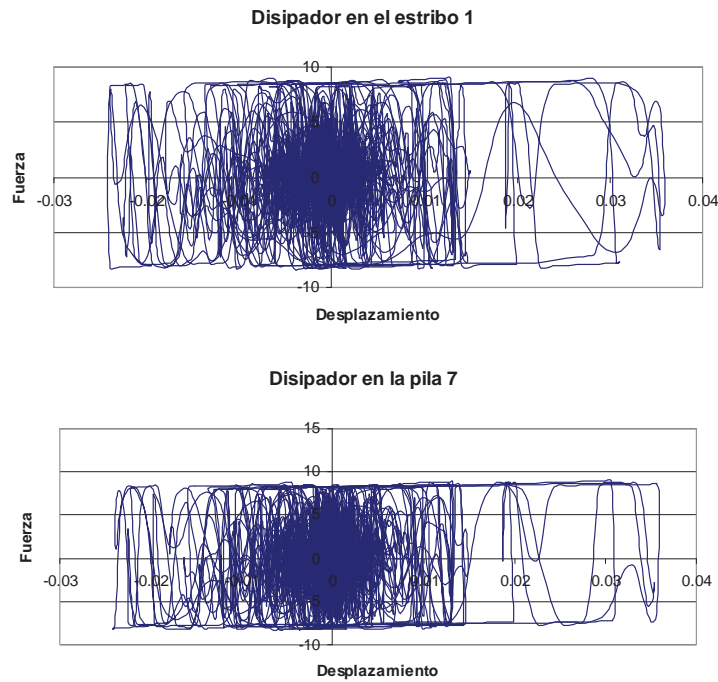


Figura 4.16 Ciclos histericos de los disipadores péndulos de ficción (unidades en t-m)

En la figura 4.11 la pérdida de rigidez se debe a la formación de articulaciones plásticas en las columnas, y el final de la curva es cuando se presenta la falla en alguna de las columnas.

La figura 4.12 presenta una gráfica lineal debido a que los apoyos tienen un comportamiento lineal, se puede ver como no es el caso de la figura 4.13 que son los que tienen plomo, estos se comportan diferente de una forma bilineal con un cambio entre las dos rectas mediante una curva que esta definida según el modelo de Wen (SAP 2000), también se comporta de esa manera la gráfica 4.15 nos muestra otra forma bilineal pero esta es para los péndulos de fricción.

La figura 4.14 muestra los ciclos de 2 disipadores uno en fijo en la zona de control y el otro uno de los aisladores mas pequeños que es el que se encuentra en el estribo se puede observar que el disipador en el estribo su desplazamiento y la fuerza se ven disminuidos debido a que el apoyo lo restringe y también disipa menos energía debido a que es de menor tamaño que el que se encuentra en la pila 7.

4.2 PUENTE LA UNIÓN

El puente La Unión se encuentra ubicado en la carretera Ixtapa-Lázaro Cárdenas Se encuentra ubicado a 6.06 kilómetros del centro de Ciudad La Unión y aproximadamente a 37 kilómetros del centro de la ciudad de Lázaro Cárdenas.

Las coordenadas del puente son: latitud $17^{\circ}56'50.57''N$ y longitud $101^{\circ}50'50.00''O$ y tiene una elevación de 21 metros sobre el nivel del mar En la figura 4.8 se muestra el puente, donde podemos observar que cruza el río.



Figura 4.17 Puente la Unión

4.2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente La Unión es un puente de concreto simplemente apoyado que consta de seis claros. Las pilas son de sección circular esta y el cabezal de muestra en la figura 4.18. El sistema de piso está formado por dos vigas T y están unidas a una losa de concreto de dieciocho centímetros de espesor y una carpeta asfáltica de diecisiete centímetros, el detalle de cómo es el sistema de piso se muestra mejor en la figura 4.19, las alturas de las columnas se muestran en la tabla 4.8.

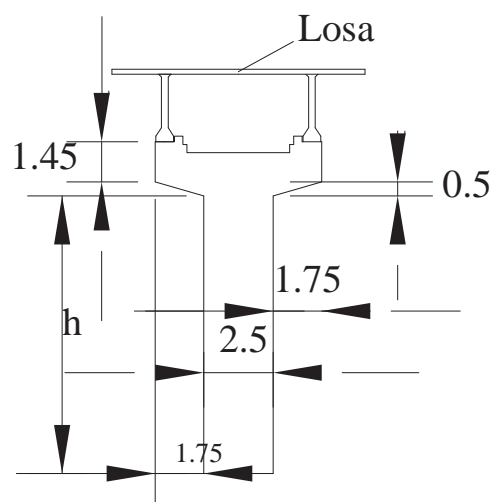


Figura 4.18 sección del puente (cotas en metros)

Tabla 4.8 Dimensiones de las pilas del puente La Union (dimensiones en metros)

Pila	h
1	18.68
2	19.7
3	22.8
4	22.8
5	18.6

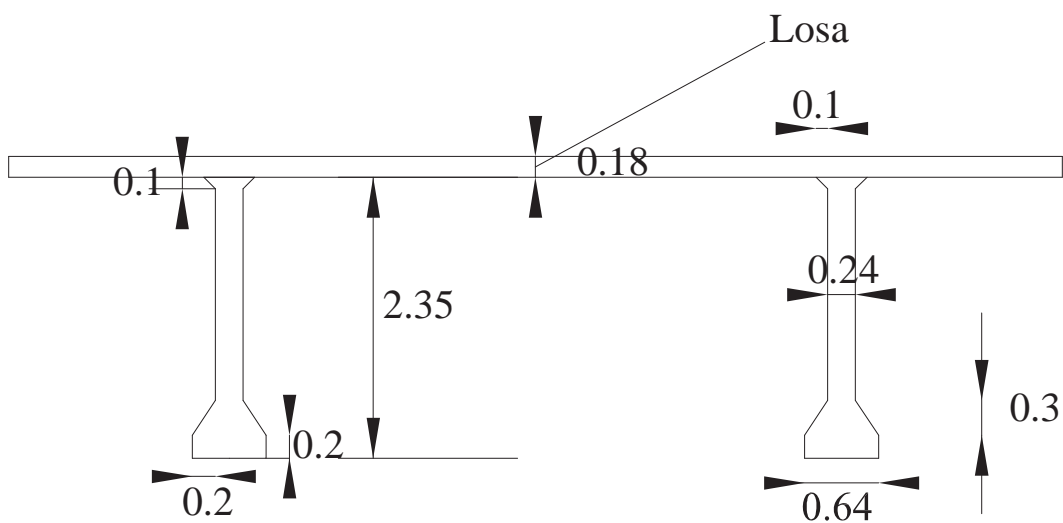


Figura 4.19 Detalle del sistema de piso (cotas en metros)

En la figura 4.20 se muestra una vista longitudinal del puente La Unión donde se observan las diferentes longitudes de los claros del puente.

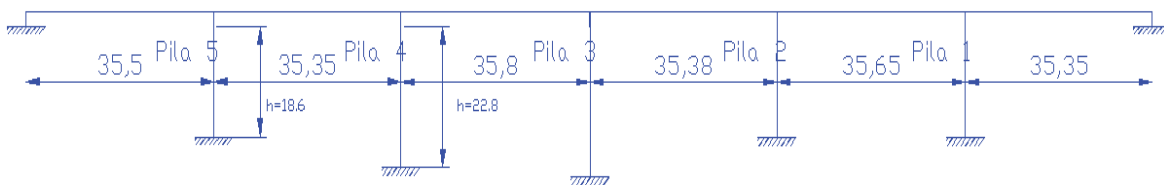


Figura 4.20 Puentes La Unión (cotas en metros)

Se puede ver del dibujo de la figura 4.20 que las alturas de las pilas no son tan variables como el caso del puente Armería. La diferencia de rigidez es 84.1% de la columna de 22.8m con respecto a la de 18.6m.

4.2.2 EL MODELO DEL PUENTE

El modelo del puente es como el del puente Armería, de tipo espina de propiedades equivalentes y con las mismas combinaciones de carga.

4.2.3 DISEÑO DE LOS AISLADORES DEL PUENTE

Se realiza el mismo proceso que en el puente Armería y también se inicia con el espectro promedio de 15-60 kilómetros que también resultó el crítico, pero se realizó el proceso para todos los espectros.

Las combinaciones de carga que se emplearon para los apoyos son:

a) Sismo en x $S_x=1.3(CM+S_x+0.3S_y)$

b) Sismo en y $S_x=1.3(CM+S_y+0.3S_x)$

S_x representa sismo en x

S_y representa sismo en y

CM representa carga muerta

Para el diseño se tomó la que resultó más crítica de ambas combinaciones.

4.2.3.1 DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO CON NÚCLEO DE PLOMO

Características del apoyo:

Esfuerzo de fluencia efectivo del plomo $f_{yt} = 0.0014 \frac{t}{mm^2} (14MPa)$

Factor que toma en cuenta la contribución del plomo en la rigidez después de la fluencia $f=1.1$

Para el neopreno se tomó una dureza tipo 60 y con un modulo de elasticidad de $0.00045 \frac{t}{mm^2} (4.45MPa)$ y con las siguientes características (Buckle y otros 2006):

Modulo de rigidez al corte del neopreno $G = 0.0001 \frac{t}{mm^2} (1.06MPa)$

Modulo de abombamiento $K = 0.1172 \frac{t}{mm^2} (1150MPa)$

Constante del material $k'=0.57$

Rotación admisible de 0.0012

Datos del puente:

El valor de W_s es el peso total del puente

$W_s=2623.9t$

La fuerza cortante máxima obtenida como el peso multiplicado por el coeficiente sísmico es la siguiente:

$F_v= 379.2t$

Considerando que hay 4 apoyos por claro tenemos un total de 24 apoyos en todo el puente para obtener la fuerza que toma cada uno de ellos dividimos el cortante máximo entre el total de aisladores.

$$Q = \frac{379.2}{24} = 15.8t$$

$$n = 10$$

$$\psi = 1$$

Estos valores ya se mencionaron de cómo deben de tomarse para el puente Armería y en el capítulo 2.

Para determinar el diámetro mínimo de la barra de plomo usamos:

$$d_{l\min} = \sqrt{\frac{4n\psi Q}{\pi(n-1)f_{ly}}} = \sqrt{\frac{4(10)(1)15.8}{\pi(9)0.001427115}} = 125.1\text{mm}$$

Se obtiene un diámetro de la barra muy grande por lo cual no es posible poner ese diámetro por lo cual se propone un diámetro comercial distribuido en mas de una barra.;

Ahora suponiendo que:

$$T_{efe} = 1.45s$$

$$\beta_{efe} = 0.11$$

Calculamos la rigidez efectiva requerida:

$$k_{efe} = \frac{W_s}{Ng} \left(\frac{2\pi}{T_{efe}} \right) = 0.209t/mm$$

En donde N es el número de aisladores y T_{efe} es el periodo efectivo.

Se procede de la siguiente manera (Buckle y otros 2006):

A continuación se presenta el procedimiento utilizado para diseñar los apoyos de neopreno con núcleo de plomo. Se muestra el caso de los apoyos sobre la pila 3 el fijo y el móvil sobre la pila 4 y a este le llamamos D_4 ya que es lo que se deslaza el claro cuatro y suponiendo un desplazamiento de:

$$D_4 = 311\text{mm}$$

Ahora el valor de la fuerza correspondiente a desplazamiento cero Q suponiendo inicialmente que el valor del desplazamiento de fluencia es cero, es:

$$Q_i = \frac{1}{2} \pi \beta_e k_{efe} D = \frac{1}{2} \pi ((0.12)0.209)311 = 11.2t$$

El diámetro de la barra de plomo queda:

$$d_L = \sqrt{\frac{4n\psi Q}{\pi(n-1)f_{ly}}} = \sqrt{\frac{4(10)(1)11.2}{\pi(9)0.0014}} = 105.6\text{mm}$$

Se observa que el diámetro mínimo es mucho mayor que el diámetro que se obtuvo con la rigidez efectiva y el amortiguamiento, entonces se propone 4 barras de 2.5 pulgadas.

Se toma 4 de $d_L = 64\text{mm}(2.5\text{ pulgadas})$

Recalculando el valor de Q ya con el diámetro escogido.

$$Q_i = 4 * \left(\frac{n-1}{n\psi} f_{ly} \frac{\pi d_L^2}{4} \right) = 4 * \left(\frac{9}{10} 0.0014 \frac{(\pi)64^2}{4} \right) = 16.5\text{t}$$

Obtenemos la rigidez inelástica

$$k_{di} = k_{efe} - \frac{Q_i}{D} = 0.209 - \frac{16.5}{311} = 0.156 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

La rigidez elástica es

$$k_u = 10k_{di} = 10(0.156) = 1.56 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

Y el desplazamiento de fluencia correspondiente

$$D_y = \frac{Q_i}{k_u - k_{di}} = \frac{16.5}{1.56 - 0.156} = 11.8\text{mm}$$

Calculando nuevamente Q con este desplazamiento de fluencia:

$$Q = \frac{\pi k_{efe} \beta_e D^2}{2(D - D_y)} = \frac{\pi(0.209)(0.11)(311)^2}{2(311 - 11.8)} = 11.7\text{t}$$

Entonces tomamos que el valor de Q es el calculado con la barra de 64mm y entonces la rigidez después de la fluencia nos queda de la siguiente manera:

$$k_d = k_{efe} - \frac{Q}{D} = 0.209 - \frac{16.5}{311} = 0.156 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

Especificaciones que deben de cumplir los disipadores

Para cumplir la mínima fuerza de retorno se debe cumplir con la siguiente expresión propuesta en las AASHTO(1999):

$$k_d \geq \frac{W_s}{40ND}$$

$$\frac{2623.9}{40(24)(311)} = 0.0088 \frac{t}{mm}$$

$$0.156 \geq 0.0088$$

Cumple

Para que el periodo este debajo de los 6 segundos se debe de cumplir:

$$k_d \geq \frac{4\pi^2 W_s}{36NgD}$$

$$\frac{(4\pi^2)2623.9}{35(24)(311)9810} = 0.0122 \frac{t}{mm}$$

$$0.156 \geq 0.0122$$

También cumple

$$\text{Calculando la contribución del neopreno como: } k_r = \frac{k_d}{f} = \frac{0.156}{1.1} = 0.142 \frac{t}{mm}$$

Considerando que el esfuerzo permisible en los apoyos es de $0.0014t/mm^2$ (14MPa) y que la carga axial obtenida del análisis es 110.2t el área mínima del apoyo es:

$$A_e = \frac{P}{fc} = \frac{110.2}{0.0014} = 77245.4mm^2$$

$$d_b = \sqrt{\frac{4A_e}{\pi} + n*d_l^2} = \sqrt{\frac{4(77245.4)}{\pi} + 4(64^2)} = 338.7mm$$

En donde n es el numero de barras de plomo.

Se toma 572 mm(22.5pulgadas) para tener un diámetro total de 584mm(23pulgadas) ya que se incluye un recubrimiento de ¼ de pulgada para cada lado y el área que queda de neopreno quitando la barra de plomo es:

$$A_e = \frac{\pi(d_b^2 - d_l^2)}{4} = \frac{\pi(572^2 - 4(64^2))}{4} = 244101.7mm^2$$

Y la altura de neopreno es de:

$$T_r = \frac{0.0001(244101.7)}{0.142} = 185.8mm$$

Se toma una altura de neopreno de 83mm, debido a que si se toma el valor de que se obtuvo el aislador puede presentar inestabilidad.

Calculando el área traslapada cuando se presenta el desplazamiento máximo con las expresiones del capítulo 2, tenemos:

$$\delta = 1.9919 \text{ rad}$$

$$A_r = 88279.1 \text{ mm}^2$$

Calculando S, el factor de forma para cumplir la deformación por cortante de $\gamma_c = 2$ tenemos:

$$S = \frac{3P \pm \sqrt{9P^2 - 32(\gamma_c(A_r)(G))^2 k'}}{8\gamma_c(A_r)(G)k'}$$

$$S = \frac{3(110.2) + \sqrt{9(110.2)^2 - 32(2(88279.1)(0.0001))^2 0.57}}{8(2)(88279.1)(0.0001)0.57} = 7.486$$

$$S = \frac{3(110.2) - \sqrt{9(110.2)^2 - 32(2(88279.1)(0.0001))^2 0.57}}{8(2)(88279.1)(0.0001)0.57} = 0.1172$$

$$S \geq \frac{P}{1.66(A_b)(G)}$$

$$7.486 \geq 2.5178$$

Cumple.

El grosor del neopreno se estima con:

$$t_i = \frac{d - n * d_l}{4Sd} = \frac{584 - (64)4}{4(7.486)(584)} = 18.6 \text{ mm}$$

Se toma un valor menor entonces se proponen 11 capas 7mm con un recubrimiento de 3mm arriba y abajo para una altura total de neopreno de 83mm.

Ahora revisando la carga crítica de Euler en estado sin deformar con las haciendo uso de las formulas del capítulo 2 tenemos:

$$S = 20.2717$$

$$E_c = 0.0661 \text{ t/mm}^2$$

$$P_{cr} = 2091 \text{ t}$$

$$FS = \frac{2091}{110.2} = 19$$

$$FS > 3$$

Cumple.

Para el apoyo fijo el cual es similar solo que tiene 8 capas de 7mm.

$$S = 20.2717$$

$$E_c = 0.0661 \text{ t/mm}^2$$

$$P_{cr} = 2284 \text{ t}$$

$$FS = \frac{2284}{110.2} = 20.7$$

$$FS > 3$$

Cumple.

Ahora en estado deformado haciendo uso también de las fórmulas del capítulo 2 y para 1.5 el desplazamiento de diseño.

Para el apoyo fijo

$$\delta = 2 \cos\left(\frac{1.5D}{d_b}\right) = 2 \cos\left(\frac{1.5(311)}{572}\right) = 1.859393807$$

$$A_r = \frac{d_b^2}{4} (\delta - \sin \delta) = 73678 \text{mm}^2$$

$$P_{cr}' = P_{cr} \left(\frac{A_r}{A_e}\right) = 689$$

$$P_{cr}' > 1.2P$$

$$P_{cr}' > 132.3$$

Pasa

Para el aislador móvil

$$\delta = 2 \cos\left(\frac{1.5D}{d_b}\right) = 2 \cos\left(\frac{1.5(137)}{369}\right) = 1.859393807$$

$$A_r = \frac{d_b^2}{4} (\delta - \sin \delta) = 73678 \text{mm}^2$$

$$P_{cr}' = P_{cr} \left(\frac{A_r}{A_e}\right) = 631$$

$$P_{cr}' > 1.2P$$

$$P_{cr}' > 132.2$$

También pasa

Ahora se las deformaciones admisibles para los apoyos haciendo uso de las expresiones del capítulo 2 son:

Apoyo fijo:

La deformación por de cortante debida a cargas verticales γ_c la deformación por cortante debida a desplazamiento no sísmico usando un coeficiente de expansión termal 0.00001 y una longitud de la mitad del ancho de calzada ósea de 4560mm γ_{ss} deformación por cortante debido a desplazamiento lateral sísmico γ_{seq} deformación por cortante debido a torsión tomando que ala rotación en todas la secciones es de 0.0012 γ_r .

Para el aislador fijo:

$$\gamma_c = 1.0166$$

$$\gamma_{ss} = 0.0198$$

$$\gamma_{seq} = 4.0921$$

$$\gamma_r = 0.369$$

$$1.0166 \leq 2.5$$

$$1.4054 \leq 5$$

$$5.2932 \leq 5.5$$

Cumple.

Para el aislador móvil.

$$\gamma_c = 1.0166$$

$$\gamma_{ss} = 0.0181$$

$$\gamma_{seq} = 3.747$$

$$\gamma_r = 0.3379$$

$$1.0166 \leq 2.5$$

$$1.3726 \leq 5$$

$$4.9325 \leq 5.5$$

Teniendo las dimensiones del apoyo se determina el desplazamiento de fluencia y la rigidez efectiva con:

$$k_d = \frac{fGA_e}{T_r} = 0.35 \frac{t}{mm}$$

$$D_y = \frac{Q}{k_u - k_d} = 13.6mm$$

$$k_{efe} = \frac{Q}{D} + k_d = \frac{16.5}{311} + 0.35 = 0.403 \frac{t}{mm}$$

El amortiguamiento efectivo es:

$$\beta_{efe} = \frac{4Q_d(D - D_y)}{2\pi k_{efe} D^2} = \frac{4(16.5)(311 - 13.6)}{2\pi(311^2)0.403} = 0.08$$

La rigidez vertical del apoyo se calcula con:

$$k_v = \frac{E_c A_b}{T_r} = \frac{0.01093(103092.1)}{69} = 16.325 \frac{t}{mm}$$

Para el apoyo fijo:

$$k_d = \frac{fGA_e}{T_r} = 0.3818 \frac{t}{mm}$$

$$D_y = \frac{Q_d}{k_u - k_d} = 14.1mm$$

$$k_{efe} = \frac{Q}{D} + k_d = \frac{16.5}{311} + 0.3818 = 0.4349 \frac{t}{mm}$$

$$\beta_{efe} = \frac{4Q_d(D - D_y)}{2\pi k_{efe} D^2} = \frac{4(16.5)(311 - 14.1)}{2\pi(311^2)0.4349} = 0.07$$

$$k_v = \frac{E_c A_b}{T_r} = \frac{0.010926368(103092.1483)}{62} = 18.1681 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

El desplazamiento en el modelo en el apoyo fijo es de 311.729mm y en el móvil de 311.722mm entonces son muy aproximados al desplazamiento de diseño y por lo cual se acepta éste como válido. También se revisa que el modelo tenga el mismo valor de periodo efectivo y un amortiguamiento equivalente similar con todos los apoyos el cual cumplió también con esa condición. El apoyo final queda como un apoyo de 11 capas de 7mm y con 12 capas de acero de 2mm y para el fijo 10 capas de 7mm de neopreno y 11 capas de acero de 2mm. La planta de los apoyos se muestra en la figura 4.21. La dimensiones finales de los apoyos de muestran las figura 4.22 y 4.23.

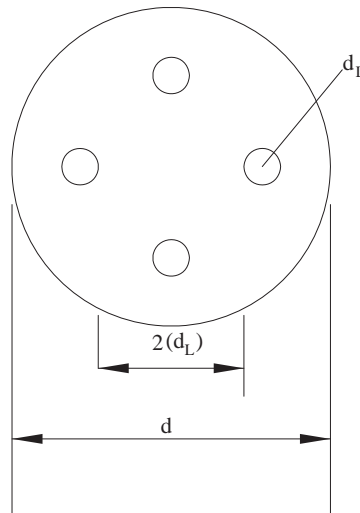


Figura 4.21 Aislador de cuatro barras

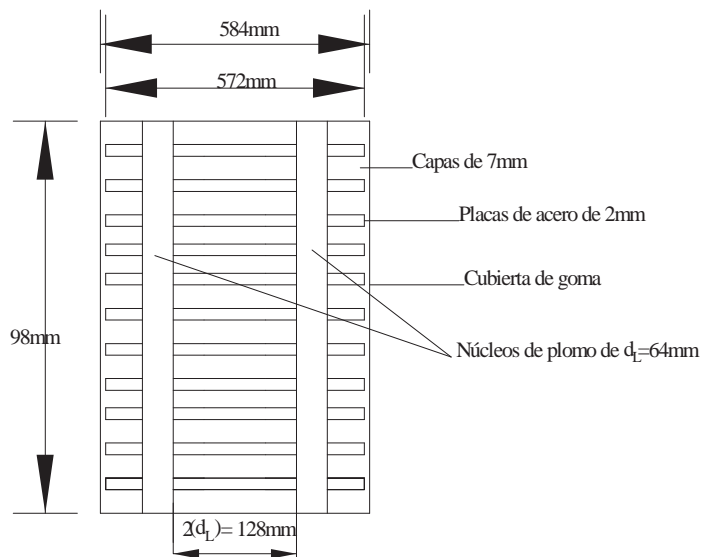


Figura 4.22 Apoyo fijo en la pila 3

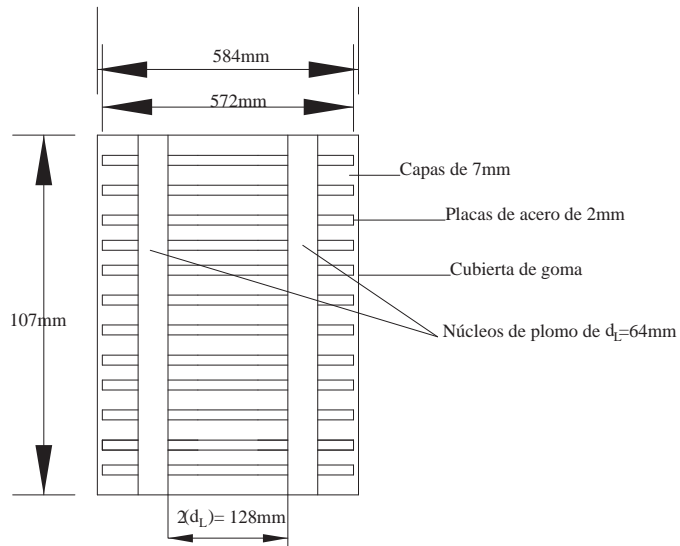


Figura 4.23 Apoyo móvil en la pila 4

El proceso que se describió anteriormente se repite para cada una de las pilas y todos los claros del puente Armería, considerando todos los espectros promedio que se generaron en el capítulo 3. El espectro que resultó crítico es el espectro de 15-60 kilómetros de subducción. En la tabla 4.9 se presenta un resumen de los apoyos del puente La Unión. Con todas las dimensiones de los apoyos finales se calcula el amortiguamiento equivalente del puente con:

$$\beta_{efe} = \frac{2 \sum_{i=1}^N Q_i (D_{di} - D_y)}{\pi \sum_{i=1}^N k_{efe} D_{di}^2} = 0.11$$

Es muy parecido al propuesto del 0.11 entonces se acepta y también el periodo efectivo es igual al propuesto por lo que todo está bien.

Tabla 4.9 Resumen de apoyos de neopreno con barra de plomo

	Estribo 1	Pila 1		Pila 2	
	Fijo	Móvil	Fijo	Móvil	Fijo
Des=	198	198	169	169	218
d _L =	64	64	64	64	64
db=	407	407	426	426	496
D=	419	419	438	438	508
N _{barras}	4	4	4	4	4
H=	89	99	69	79	79
t _i =	7	7	7	7	7
N _{capas} =	8	9	6	7	7
Cubierta=	3	3	3	3	3
N _{placas} =	9	10	7	8	8
t _{iplaca} =	3	3	3	3	3
k _{efe} =	0.3082	0.2854	0.4189	0.3780	0.4656
Q=	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5
k _v =	153.0985	137.5668	117.5774	102.613	93.3568
B _e =	0.1585	0.17	0.1303	0.1454	0.1
D _y =	15.9975	15.7	20.8	19.8	17.5

Tabla 4.9 Resumen de apoyos de neopreno con barra de plomo (continuación)

	Pila 3		Pila 4	
	Móvil	Fijo	Móvil	Fijo
Des=	218	311	311	224
d _L =	64	64	64	64
db=	496	572	572	496
D=	508	584	584	508
N _{barras}	4	4	4	4
H=	89	98	107	89
t _i =	7	7	7	7
N _{capas} =	8	10	11	8
Cubierta=	3	3	3	3
N _{placas} =	9	11	12	9
t _{iplaca} =	3	2	2	3
k _{efe} =	0.4216	0.4349	0.4027	0.4195
Q=	16.5	16.5	16.5	16.5
k _v =	82.8165	94.5353	86.5624	87.9599
B _e =	0.11	0.07	0.08	0.10
D _y =	16.7	14	13.6	16.4

Tabla 4.9 Resumen de apoyos de neopreno con barra de plomo (final)

	Pila 5		Estribo 2
	Móvil	Fijo	Móvil
Des=	224	163	163
d_L =	64	64	64
db=	496	394	394
D=	508	406	406
N_{barras}	4	4	4
H=	99	79	89
t_i =	7	7	7
N_{capas} =	9	7	8
Cubierta=	3	3	3
N_{placas} =	10	8	9
t_{placa} =	3	3	3
k_{efe} =	0.3845	0.3371	0.3105
Q=	16.5	16.5	16.5
k_v =	79.0364	127.0402	112.6969
B_e =	0.11	0.16847173	0.18
D_v =	15.8	19.6	19.0

La nomenclatura de la tabla 4.9 es la misma que se empleó en el otro puente.

Los valores de los desplazamientos se muestran en la tabla 4.10. La columna que dice desplazamiento es el de diseño y la siguiente columna es el desplazamiento que ocurre en el modelo del puente y la última es la diferencia entre el de diseño y el que ocurre expresado en % con respecto al de diseño, la M representa móvil y la F fijo.

Tabla 4.10 Desplazamientos

	Desplazamiento	D	Diferencia
Estribo 1	198	195.013	1.51%
Pila 1 M	198	195.108	1.46%
Pila 1 F	169	168.245	0.45%
Pila 2 M	169	168.278	0.43%
Pila 2 F	218	218.53	-0.24%
Pila 3 M	218	218.727	-0.33%
Pila 3F	311	311.729	-0.23%
Pila 4 M	311	311.722	-0.23%
Pila 4 F	224	222.456	0.69%
Pila 5 M	224	222.326	0.75%
Pila 5 F	163	161.365	1.00%
Estribo 2	163	161.301	1.04%

4.2.3.1 DISEÑO DE LOS PÉNDULOS DE FRICCIÓN

El diseño se realizó para la condición más desfavorable que corresponde al espectro promedio de subducción de 15-60 kilómetros. El desplazamiento crítico es en la dirección longitudinal.

Comenzando con un coeficiente de fricción como:

$$\mu = \frac{F_v}{W_s} = \frac{379.2}{2623.9} \approx 0.14$$

Ahora tomando el claro más desfavorable que es el 4 y proponiendo un $\mu = 0.31$ podemos obtener el radio de curvatura con un desplazamiento de $D=409\text{mm}$ tenemos:

$$\beta_{efe} = 0.38$$
$$R_{\min} = \frac{D\beta_{efe}\pi}{2\left(\mu - \frac{\mu\beta_{efe}\pi}{2}\right)} = \frac{409(0.38)\pi}{2\left(0.31 - \frac{0.31(0.38)\pi}{2}\right)} = 1953.7\text{mm}$$

Se toma un $R=81$ pulgadas (2058mm) además se verifica que cumpla que:

$$R_{\max} = 40D = (409)40 = 10000\text{mm}$$

Para que pueda auto centrarse el péndulo.

Recordando que se debe de cumplir que (Buckle y otros 2006):

$$\frac{D}{R} \leq 0.2$$
$$\frac{409}{2058} = 0.1987 \leq 0.2$$

Cumple. Por lo cual ya podemos calcular la rigidez efectiva del apoyo teniendo en cuenta que W es la carga axial que hay sobre el apoyo:

$$k_{efe} = \frac{\mu W}{D} + \frac{W}{R} = \frac{0.31(110.2)}{409} + \frac{(110.2)}{2058} = 0.1371 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

$$\beta_{efe} = 0.33$$

Como aquí se coloca el mismo tipo de apoyo para ambos extremos solo hay un tipo de apoyo por claro.

El desplazamiento para este apoyo en el extremo dos de la pila tres fue de 408.9 para el extremo uno de la pila cuatro fue de 408.9 entonces está bien ya que el de diseño es de 409 .

Recordando que hay dos vigas por claro entonces hay que poner 4 péndulos por claro en la tabla 4.11 se muestra un resumen de las características de los tipos de péndulos para el puente. El proceso se hizo para todos los claros y todos los espectros y solo se presenta el crítico que fue el espectro de subducción de 15-60 kilómetros.

Tabla 4.11 Resumen de péndulos de ficción

	Estribo 1	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
	1	1	2	1	2	1	2
Des=	274	274	286	286	192	192	409
R=	2058	2058	2058	2058	1194	1194	2058
μ =	0.21	0.21	0.25	0.25	0.3	0.3	0.31
P=	108.9	108.9	109.775659	109.775659	108.943325	108.943325	110.238067
k_{efe} =	0.1363	0.1363	0.1493	0.1493	0.2615	0.2615	0.1371
B_{efe} =	0.39	0.39	0.41	0.41	0.41	0.41	0.38

Tabla 4.11 Resumen de péndulos de ficción continuación

	Pila 4		Pila 5		Estribo 1
Extremo	1	2	1	2	1
Des=	409	238	238	175	175
R=	2058	1194	1194	1194	1194
μ =	0.31	0.31	0.31	0.29	0.29
P=	110.2	108.9	108.9	109.3	109.3
k_{efe} =	0.1371	0.2329	0.2329	0.2727	0.2727
B_{efe} =	0.38	0.38	0.38	0.42	0.42

En la tabla 4.11 se presentan las características esenciales de los péndulos de fricción, el D en la tabla es el desplazamiento de diseño, P es la carga axial sobre el apoyo y R es el radio de curvatura, las medias son en milímetros y la fuerza es en toneladas., como consecuencia la rigidez efectiva k_{efe} está en toneladas sobre milímetro.

Se puede observar un amortiguamiento incluso del 42%, pero recordando que sólo hay 4 apoyos por claro por lo cual estos péndulos deben de ser grandes, se puede ver que se presenta un radio de curvatura grande de más de 2 metros con coeficientes de fricción de 31% estos valores grandes se generan por los pocos apoyos que hay para cada claro.

La tabla 4.12 nos muestra como en el caso de los apoyos de neopreno con núcleo de plomo un resumen de los desplazamientos en donde D_a es el desplazamiento que ocurre y D es el desplazamiento de diseño y la última columna es la diferencia entre el de diseño y el desplazamiento que ocurre expresado en porcentaje, el resto de la sintaxis es igual a la de los apoyos de neopreno con núcleo de plomo.

Tabla 4.12 Desplazamientos

	D	Da	Diferencia
Estribo 1	274	273.0	0.36%
Pila 1 M	274	273.0	0.35%
Pila 1 F	286	287.8	-0.62%
Pila 2 M	286	287.8	-0.62%
Pila 2 F	192	191.5	0.25%
Pila 3 M	192	191.6	0.23%
Pila 3F	409	408.9	0.03%
Pila 4 M	409	408.9	0.03%
Pila 4 F	238	240.8	-1.16%
Pila 5 M	238	240.7	-1.15%
Pila 5 F	175	172.5	1.42%
Estribo 2	175	172.5	1.45%

4.2.3.3 DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

Usando los mismos parámetros para el neopreno que para el puente Armería, en la tabla 4.13 se muestran el resumen de las características de los apoyos del puente La Unión con unidades t-mm. En la tabla se utiliza la misma simbología que en el puente Armería.

Tabla 4.13 Resumen de aisladores de neopreno

	Estribo 1 F	Pila 1		Pila 2		Pila 3	
		M	F	M	F	M	F
Des=	169	169	215	215	271	271	370
G=	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
γ =	2	2	2	2	2	2	2
D=	584	584	584	584	584	584	584
t _i =	8	8	8	8	8	8	8
S=	18.25	18.25	18.25	18.25	18.25	18.25	18.25
δ =	2.5544	2.5544	2.3876	2.3876	2.1765	2.1765	1.7693
A'=	170564.1	170564.1	145201.7	145201.7	115480	115480	67267.6
W=	634.6	634.6	540.3	540.3	429.7	429.7	250.3
n _{capas} =	8	9	8	9	8	9	8
H=	70	78	70	78	70	78	70
t _{placa} =	2	2	2	2	2	2	2
ht=	88	98	88	98	88	98	88
A=	267864.8	267864.8	267864.756	267864.756	267864.756	267864.756	267864.8
k _{lat} =	0.3103	0.2786	0.3103	0.2786	0.3103	0.2786	0.3103
k _v =	310.166	278.5164	310.166	278.5164	310.166	278.5164	310.166

Tabla 4.13 Resumen de aisladores de neopreno (continuación)

	Pila 4		Pila 5		
	M	F	M	F	Estribo 1 M
Des=	370	246	246	168	168
G=	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
γ =	2	2	2	2	2
D=	584	584	584	584	584
t_i =	8	8	8	8	8
S=	18.25	18.25	18.25	18.25	18.25
δ =	1.7693	2.27198	2.27198	2.55800	2.5580
A'=	67267.6	128570.2	128570.2	171123.3	171123.3
W=	250.3	478.4	478.4	636.7	636.7
n_{capas} =	9	8	9	8	9
H=	78	70	78	70	78
t_{placa} =	2	2	2	2	2
ht=	98	88	98	88	98
A=	267864.8	267864.8	267864.8	267864.8	267864.8
k_{lat} =	0.2786	0.3103	0.2786	0.3103	0.2786
k_v =	278.5164	310.166	278.5164	310.166	278.5164

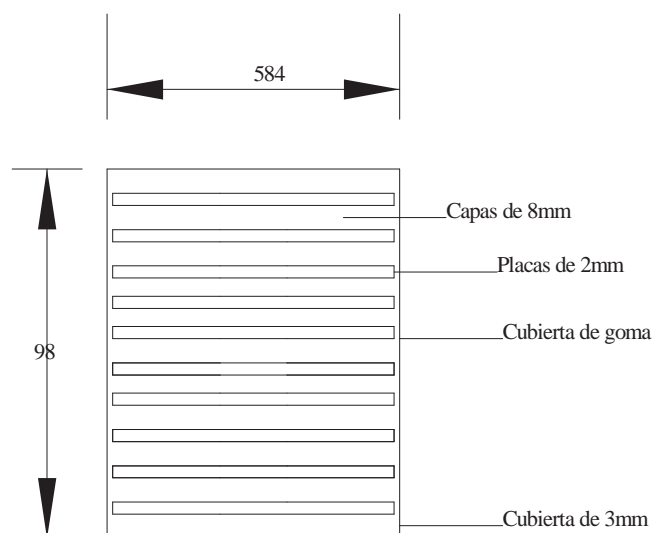


Figura 4.24 apoyo móvil (cotas en mm)

Las figuras 4.24 y 4.25 podemos ver que los apoyos de neopreno quedan grandes, pero que en cuanto a la carga están bastante sobrados debido a que la carga que admiten es mucho mayor de la que actúa en ellos.

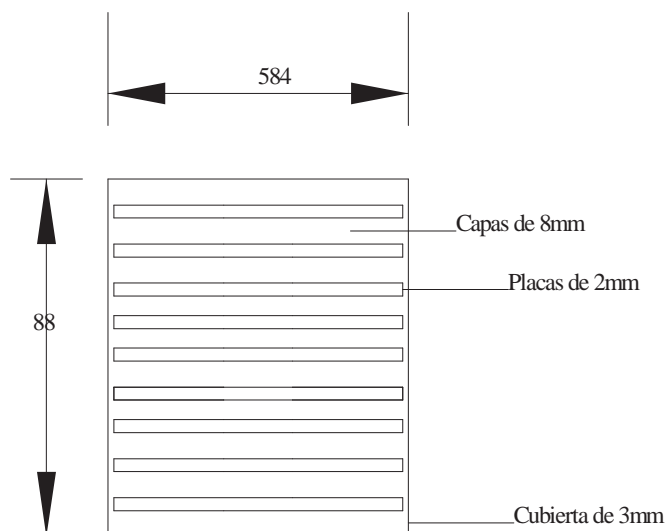


Figura 4.25 apoyo fijo (cotas en mm)

4.1.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Se somete al puente Armería a un análisis estático no lineal para encontrar la curva de capacidad (desplazamiento contra el cortante en base). Para estimar la variación de rigidez y resistencia en las articulaciones plásticas se tomaron los valores del FEMA356 (Tabla 6-8), la longitudes de articulación plástica se estimaron considerando varillas del número diez, que es un diámetro comúnmente usado en este tipo de elementos.

Tabla 4.14 Longitudes de articulaciones plásticas

Columna	1	2	3	4	5
L=	14.18	15.2	19.55	18.3	14.1
di=	0.03175	0.03175	0.03175	0.03175	0.03175
Fy=	412	412	412	412	412
Lp=	1.4	1.5	1.9	1.8	1.4

En la tabla anterior se muestran las longitudes de articulación plástica con un acero de las mismas características que el del puente Armería.

El nodo de control para el caso del puente la Unión se seleccionó en el claro 4, en el centro del claro debido a que en este claro se cumplen dos condiciones, que se presentan las dos columnas más altas y que es el claro más largo y por lo tanto el que mayor desplazamiento presentará. A continuación se muestran las graficas desplazamiento contra cortante en la base para las cuatro tipos de conexiones en estudio. Se usa el mismo acelerograma que para el puente Armería bajo las mismas consideraciones.

Sin disipadores

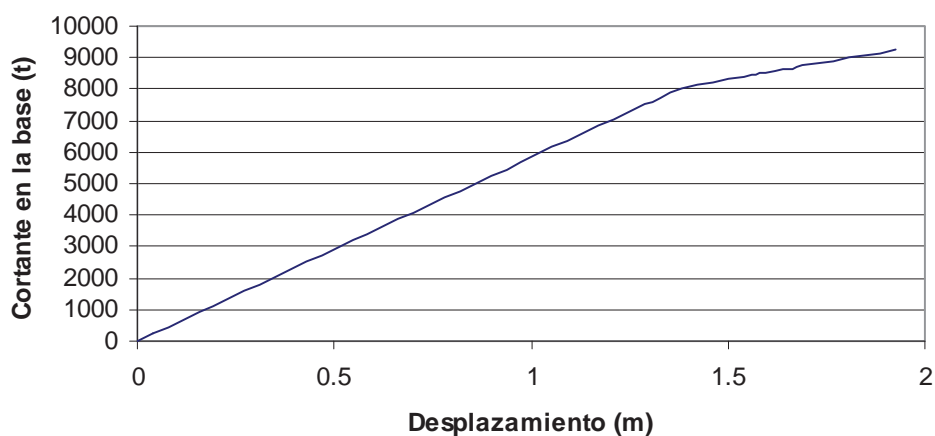


Tabla 4.26 Curva de capacidad del puente la Unión

Aisladores de neopreno

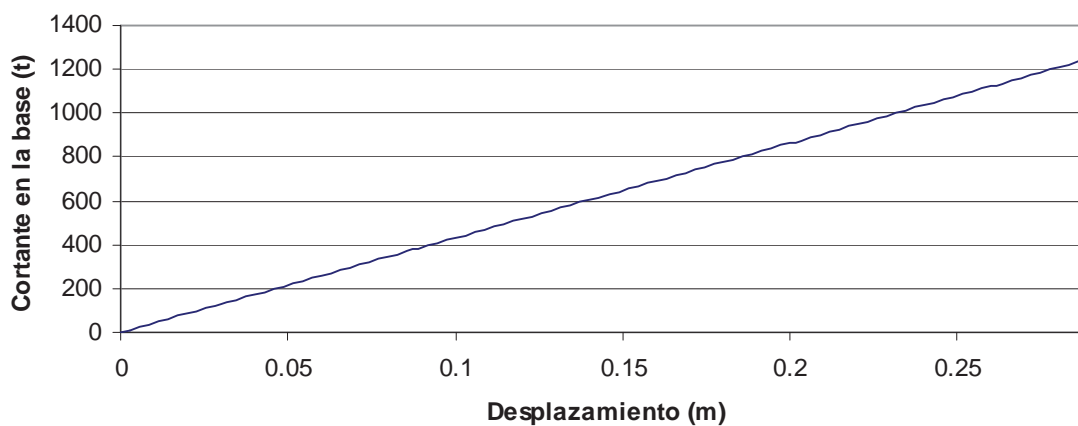


Tabla 4.27 Curva de capacidad del puente la Unión con aisladores de neopreno

Disipadores de neopreno con núcleo de plomo

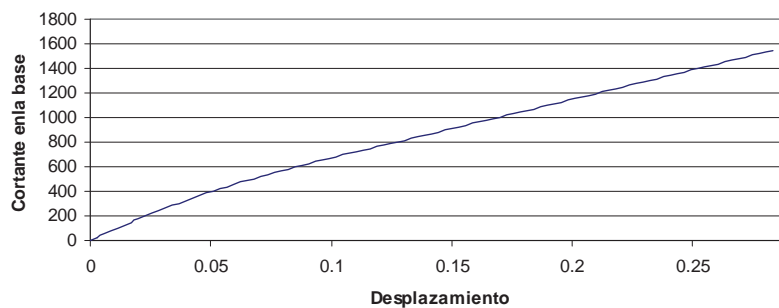
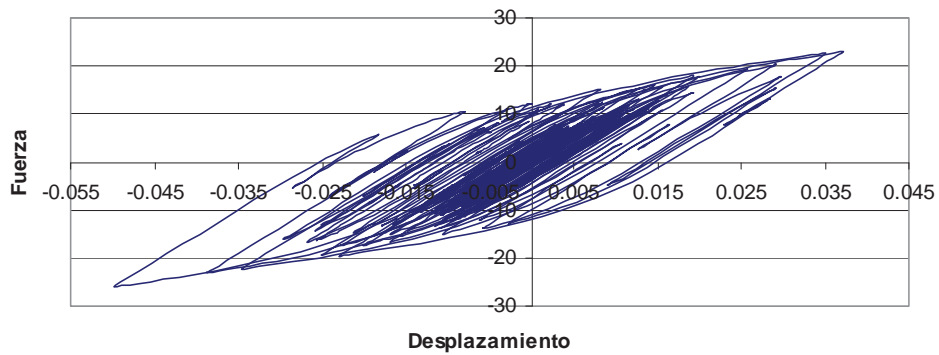


Tabla 4.28 Curva de capacidad del puente la Unión con aisladores de neopreno con núcleo de plomo

Se usa el mismo acelerograma que para el puente Armería usando las mismas consideraciones.

Disipador sobre la pila 5



Disipador sobre la pila 3

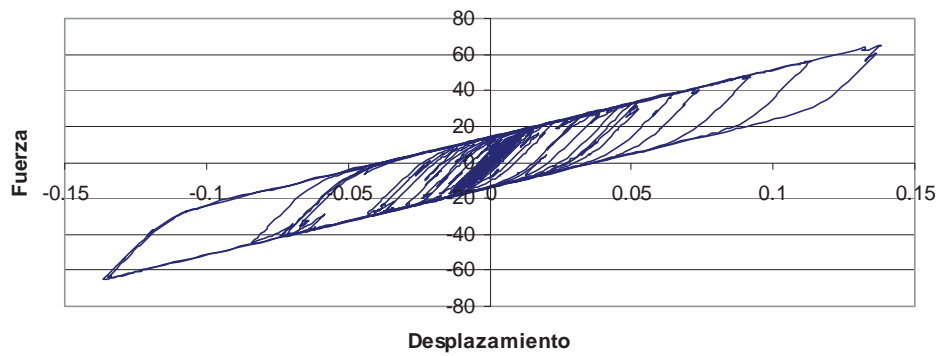


Tabla 4.29 Ciclos histeréticos de los disipadores fijos de neopreno con núcleo de plomo (unidades en t-m)

Péndulos de fricción

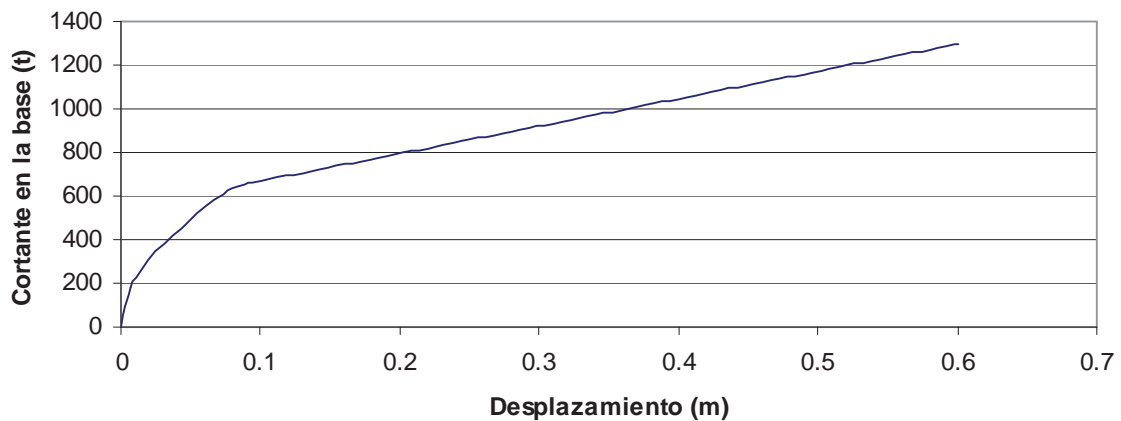
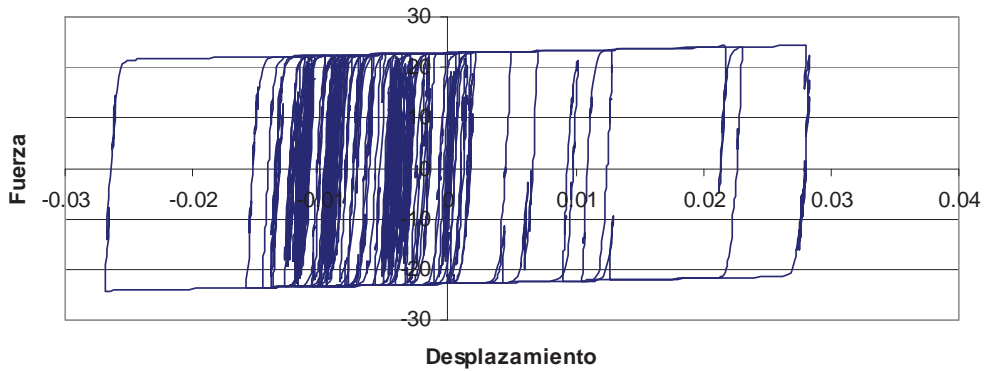


Tabla 4.30 Curva de capacidad del puente la Unión con péndulos de fricción

Apoyo en la pila 5



Apoyo en la pila 3

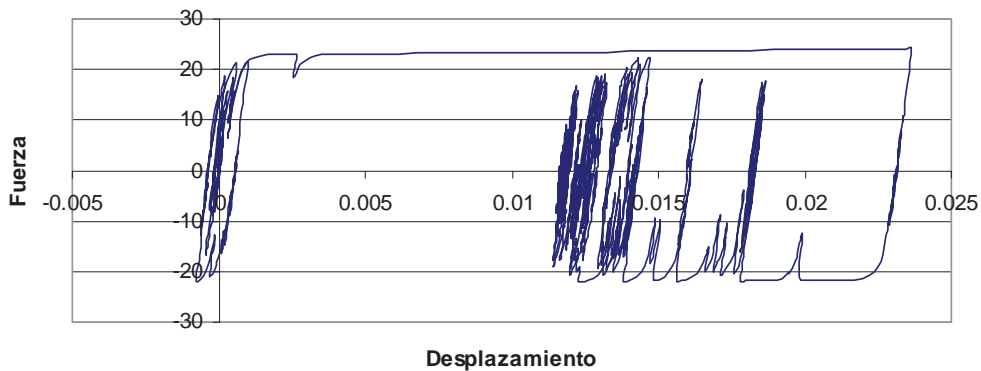


Tabla 4.31 Ciclos histeréticos de los disipadores péndulos de fricción (unidades en t-m)

La figura 4.26 muestra un comportamiento similar al puente Armería. La figura 4.27 para los aisladores de neopreno es una línea recta, pero en la curva 4.28 la primera parte recta es diferente al caso del puente Armería en donde los disipadores llegaban a la fluencia muy rápido, debido a que hay un mayor número de barras en cada apoyo. La figura 4.30 muestra la forma típica de los ciclos de los péndulos de fricción.

La figura 4.29 son los ciclos histeréticos de 2 apoyos, uno en la zona de control y el otro en el estribo 2 el cual disipa menos energía, debido al tamaño y a que se encuentra cerca del apoyo en el estribo.

4.3 PUENTE A LA LIMA

El puente a La Lima se encuentra ubicado en la carretera México-Lázaro Cárdenas, a 11.37 kilómetros del centro de Ciudad Nueva Italia y aproximadamente a 36.56 kilómetros del centro de Apatzingán.

Las coordenadas del puente son: latitud $18^{\circ}55'48.66''N$ y longitud $102^{\circ}3'21.73''O$ y tiene una elevación de 226 metros sobre el nivel del mar. En la figura 4.20 se observa el lugar de localización del puente, que forma una curva cerrada.



Figura 4.32 Vista del puente A la Lima

4.3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente A La Lima es un puente de concreto en curva, simplemente apoyado, que consta de tres claros rectos. Las pilas son de sección circular y cada sección está compuesta por 4 columnas y el cabezal que se muestran en la figura 4.33. El sistema de piso está formado por siete vigas tipo ASSTHO y están unidas a la losa de diecinueve centímetros de espesor y una carpeta asfáltica de diecisiete centímetros, donde esta una t en la figura 4.33 indica que hay una trabe en ese banco, todos los bancos son de las mismas dimensiones, el detalle de la forma de la viga se muestra en la figura 4.34.

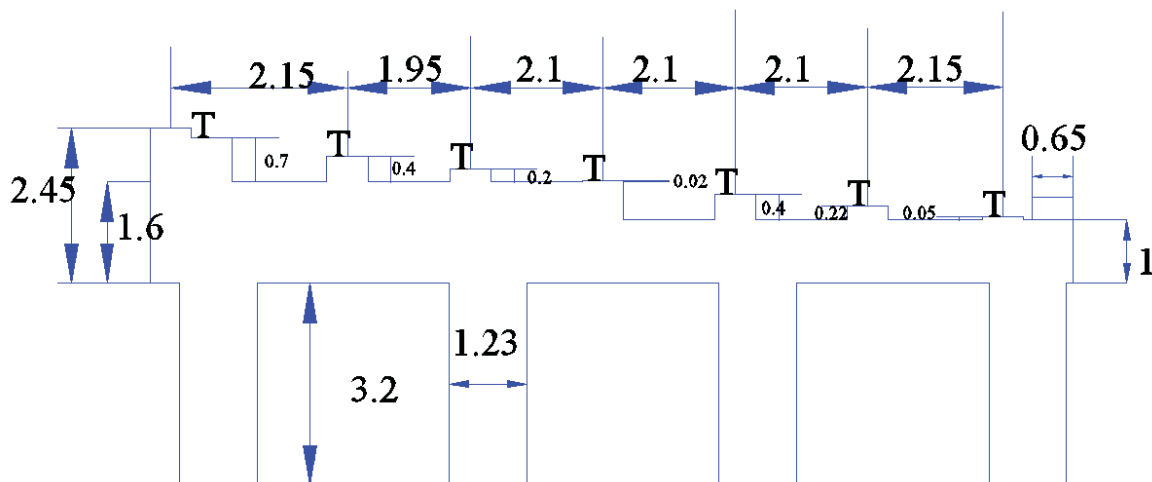


Figura 4.33 sección del puente (cotas en metros)

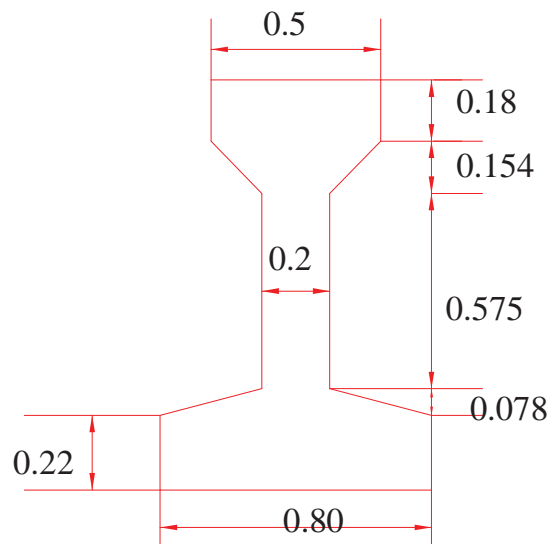
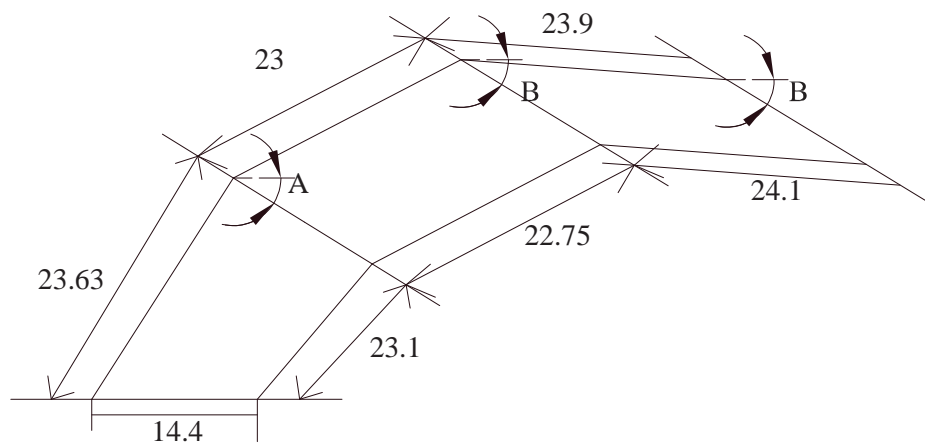


Figura 4.34 Dimensiones de la viga

En la figura 4.35 se muestra la planta del puente. Los valores A y B son los ángulos a los que esta rotado el cabezal y valen $A=31.6^\circ$ $B=31.28^\circ$,

Figura 4.35 Puente A la Lima (planta, cotas en metros)



4.3.2 EL MODELO DEL PUENTE

El modelo del puente es como el del puente Armería uno de tipo espina de propiedades equivalentes y con las combinaciones iguales.

4.3.3 DISEÑO DE AISLADORES DEL PUENTE

Se realiza el mismo proceso que para el puente Armería y también se inicia con el espectro promedio de 15-60 kilómetros el cual resultó crítico, pero se realizó el proceso para todos los espectros pero el diseño definitivo es para este espectro.

Las combinaciones para el diseño de los apoyos son las mismas que para los otros puentes.

4.3.3.1 DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO CON NÚCLEO DE PLOMO

Características del apoyo:

Se toman las mismas que para el puente la Unión

Datos del puente:

El valor de W_s es el peso total del puente

$$W_s = 1396.7t$$

La fuerza cortante máxima (calculada de la misma manera que en los puentes anteriores) es la siguiente:

$$F_v = 429.9t$$

Considerando que hay 14 apoyos por claro tenemos un total de 42 apoyos en todo el puente. Para obtener la fuerza que toma cada uno de ellos dividimos el cortante máximo entre el total de aisladores.

$$Q = \frac{429.9}{42} = 10.2t$$

$$n = 10$$

$$\psi = 1$$

Estos valores fueron mencionados cuales se deben de elegir en el capítulo 2, los cuales dependen cual es el estado de carga si es dinámica, estática o carga que se aplica lentamente.

Para determinar el diámetro mínimo de la barra de plomo usamos:

$$d_{l\min} = \sqrt{\frac{4n\psi Q}{\pi(n-1)f_{ly}}} = \sqrt{\frac{4(10)(1)10.2}{\pi(9)0.0014}} = 100.7\text{mm}$$

Se obtiene un diámetro de la barra muy grande por lo cual no es posible poner ese diámetro por lo cual se propone diámetro comercial con varias barras.

Ahora suponiendo que:

$$T_{efe} = 0.89s$$

$$\beta_{efe} = 0.23$$

Calculamos la rigidez efectiva requerida:

$$k_{efe} = \frac{W_s}{Ng} \left(\frac{2\pi}{T_{efe}} \right) = 0.169t/mm$$

En donde N es el número de aisladores y T_{efe} es el periodo efectivo.

Se procede de la siguiente manera:

A continuación se presenta el procedimiento utilizado para diseñar los apoyos de neopreno con núcleo de plomo. Se muestra el caso de los apoyos sobre la pila 1 el fijo y el móvil sobre la pila 2 y a este le llamamos D_2 ya que es lo que se desplaza el claro dos. El proceso inicia suponiendo un desplazamiento de:

$$D_2 = 98mm$$

Ahora el valor de la fuerza correspondiente a desplazamiento cero Q suponiendo inicialmente que el valor del desplazamiento de fluencia es cero, es:

$$Q_i = \frac{1}{2} \pi \beta_e k_{efe} D = \frac{1}{2} \pi ((0.23) 0.169) 91 = 5.6t$$

El diámetro de la barra de plomo queda:

$$d_L = \sqrt{\frac{4n\psi Q}{\pi(n-1)f_{ly}}} = \sqrt{\frac{4(10)(1)5.6}{\pi(9)0.0014}} = 74.2mm$$

Se observa que el diámetro mínimo es mucho mayor que el diámetro que se obtuvo con la rigidez efectiva y el amortiguamiento entonces se propone 4 barras de 2 pulgadas.

Se toma 4 de $d_L = 51mm(2 \text{ pulgadas})$

Recalculando el valor de Q ya con el diámetro escogido.

$$Q_i = 4 * \left(\frac{n-1}{n\psi} f_{ly} \frac{\pi d_L^2}{4} \right) = 4 * \left(\frac{9}{10} 0.0014 \frac{(\pi) 51^2}{4} \right) = 10.5t$$

Obtenemos la rigidez inelástica

$$k_{di} = k_{efe} - \frac{Q_i}{D} = 0.169 - \frac{10.5}{91} = 0.054 \frac{t}{mm}$$

La rigidez elástica es

$$k_u = 10k_{di} = 10(0.054) = 0.54 \frac{t}{mm}$$

Y el desplazamiento de fluencia correspondiente

$$D_y = \frac{Q_i}{k_u - k_{di}} = \frac{10.5}{0.54 - 0.054} = 21.7mm$$

Calculando nuevamente Q con este desplazamiento de fluencia:

$$Q = \frac{\pi k_{efe} \beta_e D^2}{2(D - D_y)} = \frac{\pi(0.169)(0.23)(91)^2}{2(91 - 21.7)} = 7.3t$$

Entonces tomamos que el valor de Q es el calculado con las barras de 51mm y entonces la rigidez después de la fluencia nos queda de la siguiente manera:

$$k_d = k_{efe} - \frac{Q}{D} = 0.169 - \frac{10.5}{91} = 0.054 \frac{t}{mm}$$

Especificaciones que deben de cumplir los disipadores

Para cumplir la mínima fuerza de retorno debe cumplir con las siguientes expresiones:

$$k_d \geq \frac{W_s}{40ND}$$

$$\frac{1396.7}{40(42)(91)} = 0.0091 \frac{t}{mm}$$

$$0.054 \geq 0.0091$$

Cumple

Para que el periodo este debajo de los 6 segundos se debe de cumplir:

$$k_d \geq \frac{4\pi^2 W_s}{36NgD}$$

$$\frac{(4\pi^2)1296.7}{35(42)(91)9810} = 0.0037 \frac{t}{mm}$$

$$0.054 \geq 0.0037$$

También cumple

$$\text{Calculando la contribución del neopreno como: } k_r = \frac{k_d}{f} = \frac{0.054}{1.1} = 0.049 \frac{t}{mm}$$

Considerando que el esfuerzo permisible en los apoyos es de $0.0014t/mm^2$ (14MPa) y que la carga axial obtenida del análisis es 34.4t (esta carga es del análisis por carga muerta para este trabajo se considero una carga viva igual a cero) el área mínima del apoyo es:

$$A_e = \frac{P}{fc} = \frac{34.4}{0.0014} = 24101.2mm^2$$

$$d_b = \sqrt{\frac{4A_e}{\pi} + n_b * d_l^2} = \sqrt{\frac{4(24101.2)}{\pi} + 4(51^2)} = 202.7mm$$

En donde n_b es el numero de barras de plomo.

Se toma 274 mm(22.5pulgadas) para tener un diámetro total de 286mm(23pulgadas) ya que se incluye un recubrimiento de ¼ de pulgada para cada lado y el área que queda de neopreno quitando la barra de plomo es:

$$A_e = \frac{\pi(d_b^2 - d_l^2)}{4} = \frac{\pi(274^2 - 4(51^2))}{4} = 50793.3\text{mm}^2$$

Y la altura de neopreno es de:

$$T_r = \frac{0.0001(50793.3)}{0.049} = 112.6\text{mm}$$

Se toma una altura de neopreno de 76mm y el fijo de 69mm, debido a que si se toma el valor que se obtuvo anteriormente se puede presentar inestabilidad.

Calculando el área traslapada cuando se presenta el desplazamiento máximo con las expresiones del capítulo 2, tenemos:

$$\delta = 2.4645\text{rad}$$

$$A_r = 34496.8\text{mm}^2$$

Calculando S, el factor de forma para cumplir la deformación de por cortante de $\gamma_c = 2$ tenemos:

$$S = \frac{3P \pm \sqrt{9P^2 - 32(\gamma_c(A_r)(G))^2 k'}}{8\gamma_c(A_r)(G)k'}$$

$$S = \frac{3(34.4) + \sqrt{9(34.4)^2 - 32(2(34496.8)(0.0001))^2 0.57}}{8(2)(34496.8)(0.0001)0.57} = 5.9226$$

$$S = \frac{3(34.4) - \sqrt{9(34.4)^2 - 32(2(34496.8)(0.0001))^2 0.57}}{8(2)(34496.8)(0.0001)0.57} = 0.1481$$

$$S \geq \frac{P}{1.66(A_b)(G)}$$

$$5.9226 \geq 3.7752$$

Cumple.

El grosor del neopreno se estima con:

$$t_i = \frac{d - n * d_l}{4Sd} = \frac{286 - (51)4}{4(5.9225)(286)} = 10.5\text{mm}$$

Se toma un valor menor entonces se proponen 10capas 7mm con un recubrimiento de 3mm arriba y abajo para una altura total de neopreno de 76mm y el fijo una capa menos.

Ahora revisando la carga crítica de Euler en estado sin deformar con las haciendo uso de las formulas del capítulo 2 tenemos:

$$S = 9.3055$$

$$E_c = 0.0343t/mm^2$$

$$P_{cr} = 172t$$

$$FS = \frac{172}{34.4} = 5$$

$$FS > 3$$

Cumple.

Para el apoyo fijo el cual es similar solo que tiene 9 capas de 7mm.

$$S = 9.3055$$

$$E_c = 0.0343t/mm^2$$

$$P_{cr} = 189t$$

$$FS = \frac{189}{110.2} = 5.5$$

$$FS > 3$$

Cumple.

Ahora en estado deformado haciendo uso también de las fórmulas del capítulo 2 y para 1.5 el desplazamiento de diseño.

Para el apoyo fijo

$$\delta = 2 \cos\left(\frac{1.5D}{d_b}\right) = 2 \cos\left(\frac{1.5(91)}{274}\right) = 2.393621382$$

$$A_r = \frac{d_b^2}{4} (\delta - \sin \delta) = 32160mm^2$$

$$P_{cr}' = P_{cr} \left(\frac{A_r}{A_e}\right) = 120$$

$$P_{cr}' > 1.2P$$

$$P_{cr}' > 41.3$$

Pasa

Para el aislador móvil

$$\delta = 2 \cos\left(\frac{1.5D}{d_b}\right) = 2 \cos\left(\frac{1.5(98)}{274}\right) = 2.393621382$$

$$A_r = \frac{d_b^2}{4} (\delta - \sin \delta) = 32160mm^2$$

$$P_{cr}' = P_{cr} \left(\frac{A_r}{A_e}\right) = 109$$

$$P_{cr}' > 1.2P$$

$$P_{cr}' > 41.3$$

También pasa

Ahora se verificaran las deformaciones admisibles en los apoyos haciendo uso de las expresiones del capítulo 2 son:

Apoyo fijo:

La deformación por cortante debida a cargas verticales γ_c la deformación por cortante debida a desplazamiento no sísmico usando un coeficiente de expansión termal 0.00001 y una longitud del a mitad del ancho de calzada ósea de 5700mm γ_{ss} deformación por cortante debido a desplazamiento lateral sísmico γ_{seq} deformación por cortante debido a torsión tomando que la rotación en todas la secciones es de 0.0012 γ_r .

Para el aislador fijo:

$$\gamma_c = 1.2917$$

$$\gamma_{ss} = 0.0273$$

$$\gamma_{seq} = 1.3188$$

$$\gamma_r = 0.0933$$

$$1.2917 \leq 2.5$$

$$0.0273 \leq 5$$

$$2.6571 \leq 5.5$$

Cumple.

Para el aislador móvil.

$$\gamma_c = 1.2917$$

$$\gamma_{ss} = 0.0248$$

$$\gamma_{seq} = 1.1974$$

$$\gamma_r = 0.0845$$

$$1.2917 \leq 2.5$$

$$1.4011 \leq 5$$

$$2.5314 \leq 5.5$$

Teniendo las dimensiones del apoyo se determina el desplazamiento de fluencia y la rigidez efectiva con:

$$k_d = \frac{fGA_e}{T_r} = 0.079 \frac{t}{mm}$$

$$D_y = \frac{Q}{k_u - k_d} = 23mm$$

$$k_{efe} = \frac{Q}{D} + k_d = \frac{10.5}{91} + 0.079 = 0.194 \frac{t}{mm}$$

El amortiguamiento efectivo es:

$$\beta_{efe} = \frac{4Q_d(D - D_y)}{2\pi k_{efe} D^2} = \frac{4(10.5)(91 - 23)}{2\pi(91^2)0.194} = 0.28$$

La rigidez vertical del apoyo se calcula con:

$$k_v = \frac{E_c A_b}{T_r} = \frac{0.018592824(50793)}{76} = 12.426 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

Para el apoyo fijo:

$$k_d = \frac{fGA_c}{T_r} = 0.087 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

$$D_y = \frac{Q_d}{k_u - k_d} = 23.4 \text{mm}$$

$$k_{efe} = \frac{Q}{D} + k_d = \frac{10.5}{91} + 0.087 = 0.203 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

$$\beta_{efe} = \frac{4Q_d(D - D_y)}{2\pi k_{efe} D^2} = \frac{4(10.5)(91 - 23.4)}{2\pi(91^2)0.203} = 0.27$$

$$k_v = \frac{E_c A_b}{T_r} = \frac{0.018592824(50793)}{69} = 13.687 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

El desplazamiento en el modelo del apoyo fijo es de 90.2mm y en el móvil de 90.2mm entonces son muy aproximados al desplazamiento de diseño y por lo cual se acepta éste como válido. También se revisa que el modelo tenga el mismo valor de periodo efectivo y un amortiguamiento equivalente similar con todos los apoyos, lo cual se cumplió también. El apoyo final queda con 10 capas de 7mm y con 11 capas de acero de 2mm y para el fijo 9 capas de 7mm de neopreno y 10 capas de acero de 2mm. La planta de los apoyos se muestra en la figura 4.36. La dimensiones finales de los apoyos de muestran las figura 4.37 y 4.38.

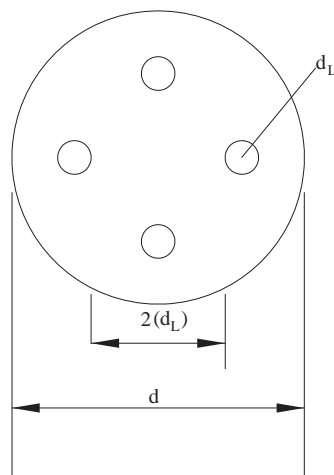


Figura 4.36 Aislador de 4 barras

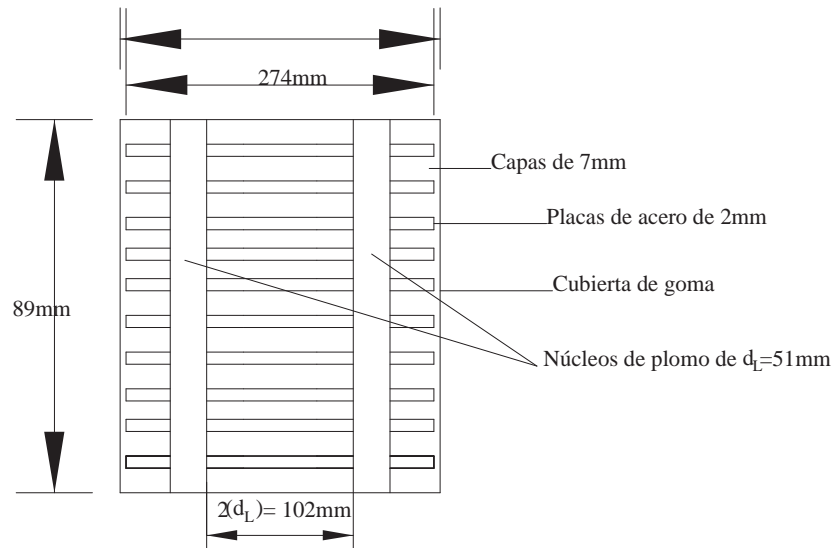


Figura 4.37 Apoyo fijo en la pila 1

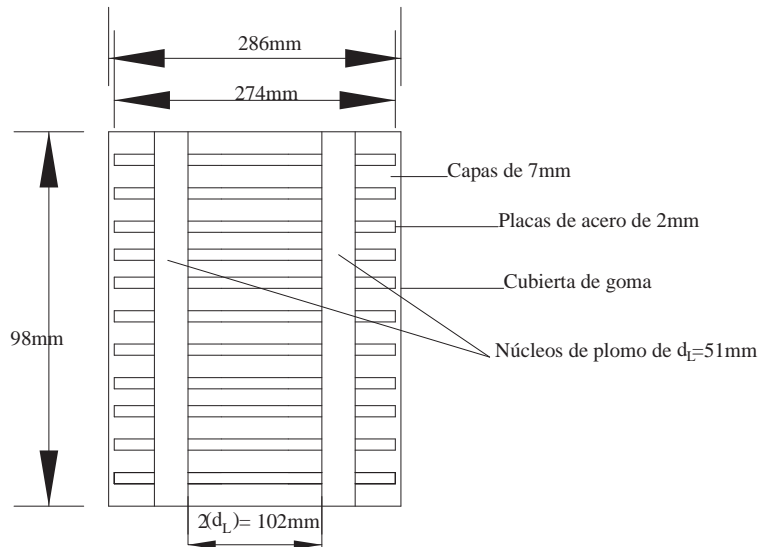


Figura 4.38 Apoyo móvil en la pila 3

El proceso que se describió anteriormente se repite para cada una de las pilas y todos los claros del puente Armería, considerando todos los espectros promedio que se generaron en el capítulo 3. El espectro que resultó crítico es el espectro de 15-60 kilómetros de subducción. En la tabla 4.15 se presenta un resumen de los apoyos del puente A la Lima.

Estos apoyos están compuestos por 4 barras debido al gran cortante que reciben. Al tomar más fuerza cortante tienen menor amortiguamiento que los apoyos con una sola barra.

Con todas las dimensiones de los apoyos finales de se calcula el amortiguamiento equivalente del puente con:

$$\beta_{efe} = \frac{2 \sum_{i=1}^N Q_i (D_{di} - D_y)}{\pi \sum_{i=1}^N k_{efe} D_{di}^2} = 0.24$$

El amortiguamiento equivalente es muy parecido al propuesto de 0.23 entonces se acepta y también el periodo efectivo es igual al propuesto por lo que todo está bien.

Tabla 4.15 Resumen de apoyos de neopreno con barra de plomo

		Pila 1		Pila 2		
	Etribo 1 F	M	F	M	F	Etribo 2M
Des=	74	74	91	91	78	78
d _L =	58	58	58	58	58	58
d _b =	254	254	274	274	248	248
D=	266	266	286	286	260	260
N _{barras}	4	4	4	4	4	4
H=	154	161	89	98	89	98
t _i =	6	6	7	7	7	7
N _{capas} =	21	22	9	10	9	10
Cubierta=	3	3	3	3	3	3
N _{placas} =	22	23	10	11	10	11
t _{iplaca} =	1	1	2	2	2	2
k _{efe} =	0.1801	0.1784	0.2028	0.1948	0.2037	0.1973
Q=	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5
k _v =	5.1061	4.8841	13.6868	12.4262	16.3104	14.8081
B _e =	0.2	0.2002	0.269	0.28	0.21	0.23
D _y =	45.0	44.7	23.4	23.0	38.2	37.3

Se utiliza nuevamente la simbología de las tablas correspondientes al puente Armería. Los valores de los desplazamientos se muestran en la tabla 4.16. En la columna que dice desplazamiento es el de diseño y la siguiente columna es el desplazamiento que ocurre en el modelo del puente y la última es la diferencia entre el de diseño y el que ocurre esta diferencia se expresa en porcentaje con respecto al de diseño, la M representa móvil y la F fijo.

Tabla 4.16 Desplazamientos

	Desplazamiento	D	Diferencia
Etribo 1 F	74	71.732	3.06%
Pila 1 M	74	71.735	3.06%
Pila 1 F	91	90.244	0.83%
Pila 2 M	91	90.229	0.85%
Pila 2 F	78	79.233	-1.58%
Etribo 2 M	78	79.132	-1.45%

4.3.3.2 DISEÑO DE LOS PÉNDULOS DE FRICCIÓN

El diseño se realizó para la condición más desfavorable que corresponde al espectro medio de subducción de 15-60 kilómetros. El desplazamiento crítico de las dos direcciones es el longitudinal. Inicialmente se considera un coeficiente de fricción como:

$$\mu = \frac{F_v}{W_s} = \frac{429.9}{1396.7} \approx 0.31$$

Ahora tomando el claro más desfavorable que es el 2 y proponiendo un $\mu = 0.21$ podemos obtener el radio de curvatura con un desplazamiento de $D=166\text{mm}$ tenemos:

$$\beta_{efe} = 0.35$$

$$R_{\min} = \frac{D\beta_{efe}\pi}{2\left(\mu - \frac{\mu\beta_{efe}\pi}{2}\right)} = \frac{166(0.35)\pi}{2\left(0.21 - \frac{0.21(0.35)\pi}{2}\right)} = 1013.5\text{mm}$$

Se toma un $R=40$ pulgadas (1016mm) además se verifica que se cumpla que:

$$R_{\max} = 40D = (166)40 = 6640\text{mm}$$

Para que pueda auto centrarse el péndulo recordando que se debe de cumplir que:

$$\frac{D}{R} \leq 0.2$$

$$\frac{166}{1016} = 0.163 \leq 0.2$$

Cumple. Por lo cual ya podemos calcular la rigidez efectiva de apoyo teniendo en cuenta que W es la carga axial que hay sobre el apoyo:

$$k_{efe} = \frac{\mu W}{D} + \frac{W}{R} = \frac{0.21(34.4)}{166} + \frac{(34.4)}{1016} = 0.0774 \frac{\text{t}}{\text{mm}}$$

$$\beta_{efe} = 0.36$$

Como aquí se coloca el mismo tipo de apoyo para ambos extremos solo hay un tipo de apoyo por claro.

El desplazamiento para este apoyo en la pila tres fue de 165.4mm y en la pila cuatro fue de 165.4mm entonces está bien ya que el de diseño es de 166.

Recordando que hay siete vigas por claro entonces se colocaran 14 péndulos por claro. En la tabla 4.15 se muestra un resumen de las características de los péndulos. El proceso se hizo para todos los claros y todos los espectros y sólo se presenta el crítico que fue el espectro promedio de subducción de 15-60 kilómetros.

Tabla 4.17 Resumen de péndulos de ficción

	Estribo 1	Pila 1		Pila 2		Estribo 1
	1	1	2	1	2	1
Des=	157	157	166	166	157	157
R=	1016	1016	1016	1016	1016	1016
μ =	0.2	0.2	0.21	0.21	0.2	0.2
P=	29.7	29.7	34.4	34.4	35.7	35.7
k_{efe} =	0.067	0.067	0.0774	0.0774	0.0806	0.0806
B_{efe} =	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36

La simbología es la misma que la usada en el puente Armería.

Se puede notar que estos disipadores poseen un gran amortiguamiento y que el radio de curvatura es importante, de más de un metro. También se observa que la baja rigidez de los apoyos se debe al nivel de carga axial, a pesar de los grandes coeficientes de fricción.

La tabla 4.18 nos muestra un resumen de los desplazamientos, en donde D_a es el desplazamiento que resulta del análisis y D es el desplazamiento de diseño. La última columna es la diferencia entre el de diseño y el desplazamiento obtenido, esta diferencia se presenta en porcentaje con respecto al desplazamiento de diseño, el resto de la simbología es igual a la de los apoyos de neopreno con núcleo de plomo.

Tabla 4.18 Desplazamientos

	D	D_a	Diferencia (%)
Estribo 1 F	157	155.912	0.69%
Pila 1 M	157	155.906	0.70%
Pila 1 F	166	165.439	0.34%
Pila 2 M	166	165.401	0.36%
Pila 2 F	157	155.625	0.88%
Estribo 2 M	157	155.569	0.91%

4.3.3.3 DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

Usando los mismos parámetros para el neopreno que para el puente Armería, en la tabla 4.19 se muestran el resumen de las características de los apoyos del puente A la Lima en donde D_{es} es el desplazamiento de diseño, D es el diámetro total del apoyo, γ es la deformación permisible que para este caso se tomó de 2, t_i es el espesor de las capas de neopreno, n_{capas} es el número de capas de neopreno del apoyo, S es el factor de forma, δ **es el valor analizado en el capítulo 2 relacionado con el área traslapada cuando ocurre el desplazamiento máximo**, A' es el área traslapada, k_v es la rigidez vertical y k_{lat} es la rigidez lateral, W es el peso que puede resistir el apoyo el cual es mayor que la carga axial de todos los apoyos, por lo tanto está bien. Todos los apoyos tienen un recubrimiento de neopreno de 3mm.

Tabla 4.19 Resumen de aisladores de neopreno

	Pila 1			Pila 2		
	Estribo 1 F	M	F	M	F	Estribo 2 M
Des=	147	147	168	168	163	163
G=	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
γ =	2	2	2	2	2	2
D=	305	305	305	305	305	305
t_i =	9	9	9	9	9	9
S=	8.47	8.47	8.47	8.47	8.47	8.47
δ =	2.1656	2.16561037	1.9749	1.9749	2.0139	2.0139
A'=	31101.9	31101.9239	24545.7	24545.7	25826.6	25826.6
W=	53.7	53.7	42.4	42.4	44.6	44.6
n_{capas} =	8	9	8	9	8	9
H=	78	87	78	87	78	87
t_{iplaca} =	2	2	2	2	2	2
ht=	96	107	96	107	96	107
A=	73061.7	73061.7	73061.7	73061.7	73061.7	73061.7
k_{lat} =	0.0775	0.0696	0.0775	0.0696	0.0775	0.0696
k_v =	27.4922	24.6659	27.4922	24.6659	27.4922	24.6659

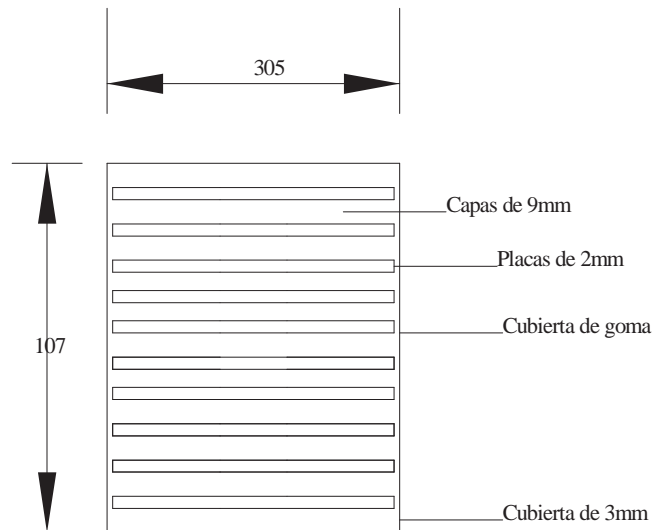


Figura 4.39 apoyo móvil (cotas en mm)

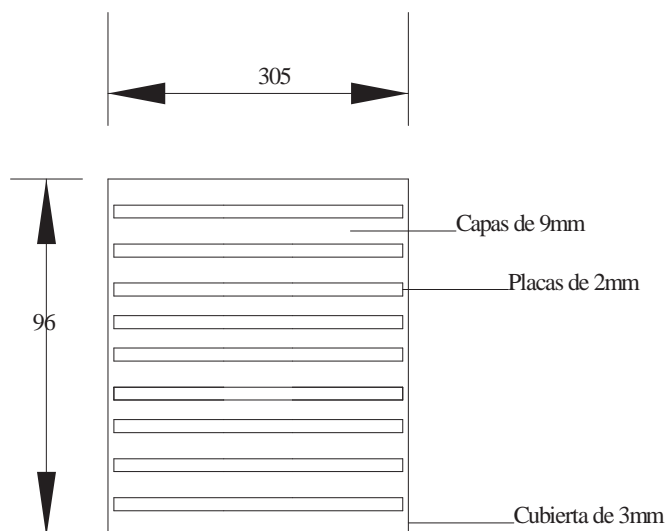


Figura 4.40 apoyo fijo (cotas en mm)

Los disipadores de neopreno se puede ver que resultaron más grandes en su mayoría que los apoyos de neopreno con núcleo de plomo lo cual es lógico debido al hecho de que solo son elásticos y compuestos solo de neopreno y los de neopreno con barra de plomo tienen la barra de plomo que le da una mayor resistencia al desplazamiento bajo cargas de servicio y a que cuenta con una mayor disipación de energía.

4.3.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Se somete al puente Armería a un análisis estático no lineal para encontrar la curva de capacidad (desplazamiento contra el cortante en la base). Las definiciones de las articulaciones plásticas se tomaron conforme a los valores del FEMA356 de la tabla 6-8 para columnas de concreto, la longitud de articulación plástica se estimaron con la fórmula de Priestley considerando varillas del número diez, que son diámetros que se utilizan comúnmente en este tipo de estructuras.

Tabla 4.20 Longitud de articulación plástica

L=	3.2
di=	0.03175
Fy=	412.0
Lp=	0.5

En este caso como todas las pilas son de la misma longitud solo hay una longitud de articulación plástica, como se puede ver en la tabla anterior.

El nodo de control para el caso de análisis longitudinal se tomó en el centro del claro 2 ya que este es el que presenta el mayor desplazamiento en dirección x global.

El análisis consiste en desplazar el nodo de control hasta que se presente una falla ya sea en las articulaciones plásticas o en los disipadores.

En las siguientes figuras se muestran las diferentes curvas desplazamiento contra cortante en la base, para distintos tipos de apoyo de la superestructura. La figura 4.41 muestra la curva de capacidad del puente A la Lima sin disipadores y se puede ver que la caída ligera es debida a que las columnas empiezan a perder capacidad.

Sin disipadores

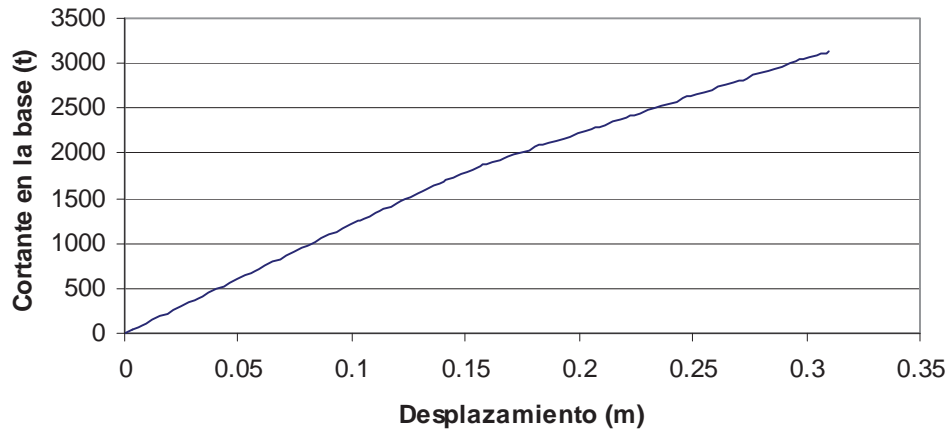


Tabla 4.41 Curva de capacidad del puente A la Lima sin disipadores

En la figura 4.43 se presenta la curva para disipadores de neopreno con núcleo de plomo. Se ve como la tendencia de la curva debido al comportamiento del disipador es muy parecida a la del puente la Unión, pero con valores distintos debido a las diferentes características de rigidez y resistencia del puente.

Disipador de neopreno

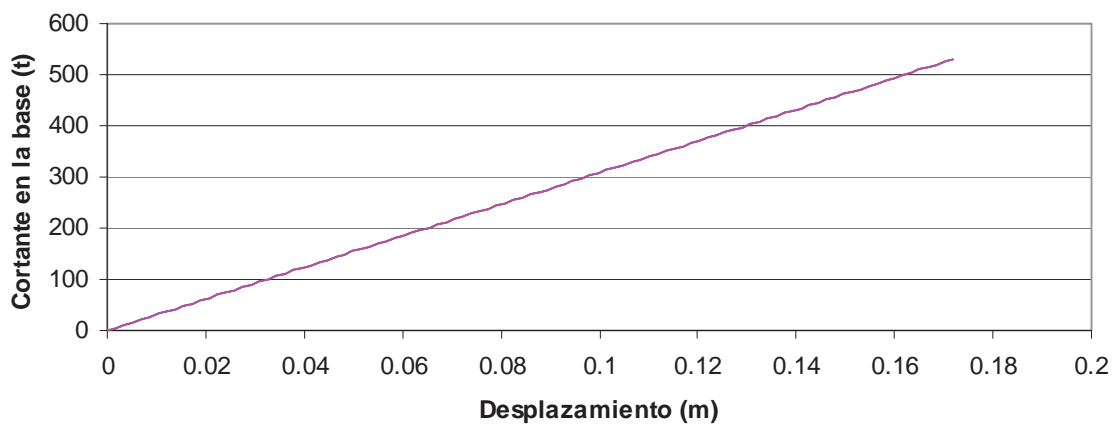


Tabla 4.42 Curva de capacidad del puente A la Lima con disipadores de neopreno

Disipadores de neopreno con núcleo de plomo

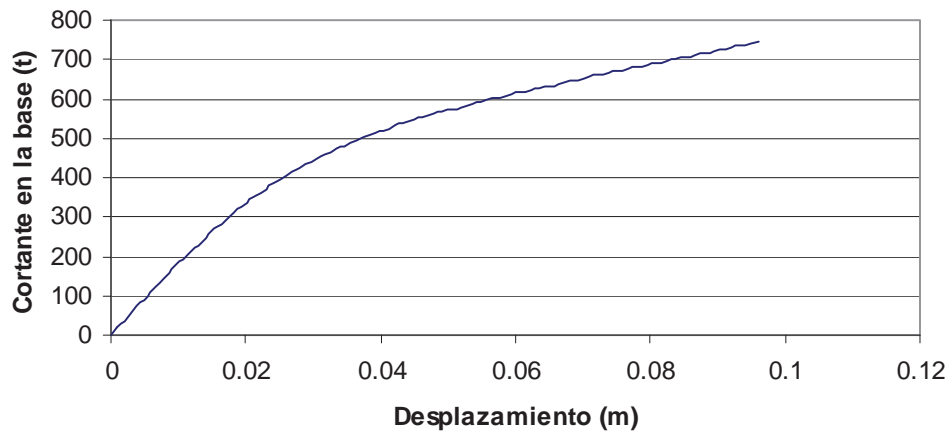
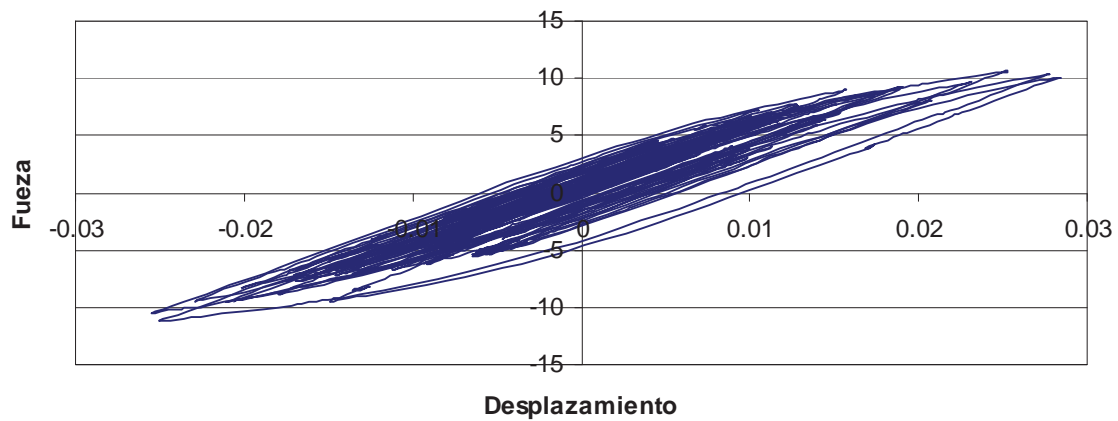


Tabla 4.43 Curva de capacidad del puente A la Lima con disipadores de neopreno con núcleo de plomo

En a figura 4.44 se muestra los ciclos histeréticos de los apoyos fijos que se localizan en la pila 1 y en el estribo. Se observa que hay mayor disipación en los apoyos ubicados sobre la pila 1 debido a que en esa zona son mas grandes los apoyos y la demanda es mayor. En este puente, la dirección en que se toma la fuerza no es exactamente la dirección de análisis debido a que es un puente en curva y por lo cual los ejes locales del disipador no coinciden con los ejes globales. La acción sísmica longitudinal se consideró paralela a la línea que une los estribos y la dirección transversal es la perpendicular. Los disipadores, en cambio, tienen sus ejes alineados de manera radial.

Aislador sobre la seccion 1



Aislador sobre la seccion 2

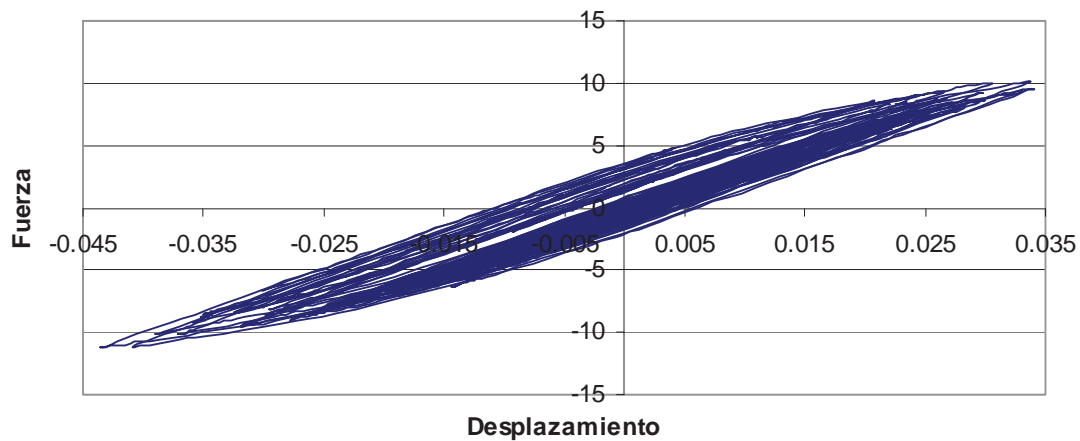


Figura 4.44 Ciclos histéricos de los de neopreno con núcleo de plomo fijos del puente A la Lima (unidades en t-m)

La figura 4.45 y 4.46 muestran los ciclos histéricos de los péndulos de fricción. Se observan ciclos muy estables y con una gran capacidad de disipar energía. El aislador sobre la pila 2 alcanza deformaciones del orden del doble de las que experimenta el aislador ubicado en la pila 1 para fuerzas prácticamente de la misma magnitud.

En el capítulo siguiente se muestran los resultados del análisis transversal de los puentes y en el capítulo 6 se analizan los resultados.

Péndulos de fricción

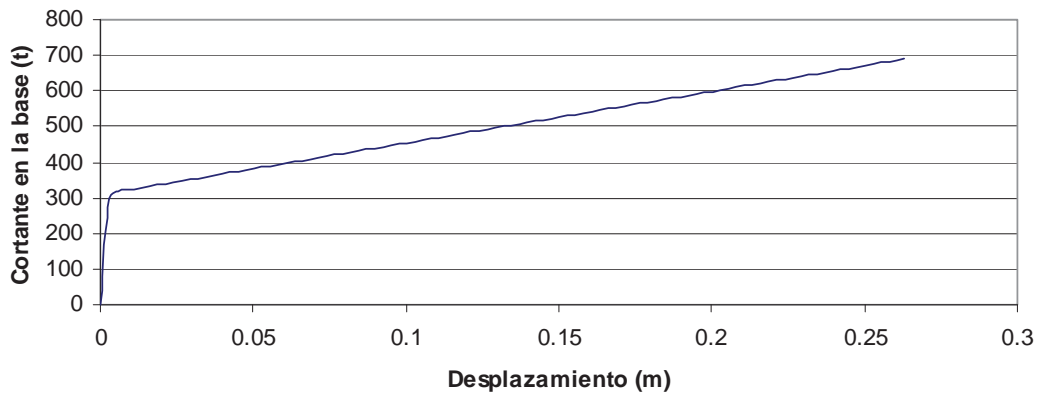
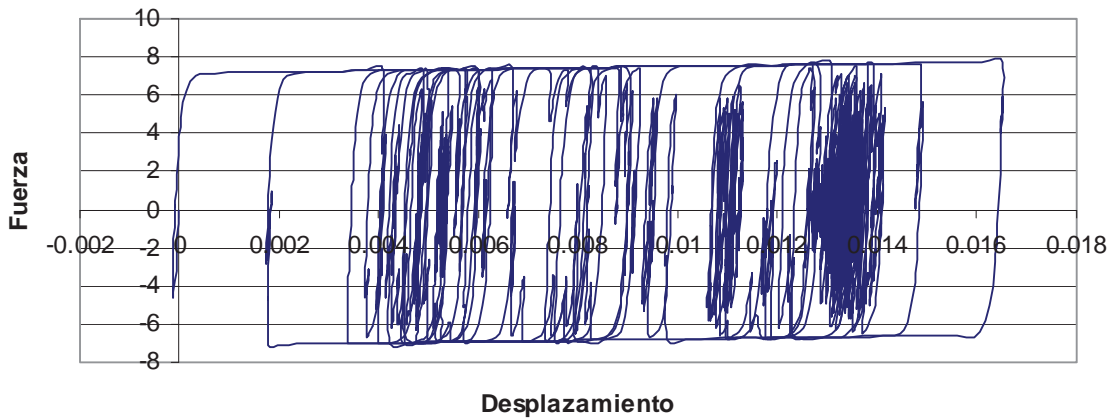


Tabla 4.45 Curva de capacidad del puente A la Lima con disipadores Péndulos de fricción

Aislador sobre la seccion de pilas 2



Aislador sobre la seccion de pilas 1

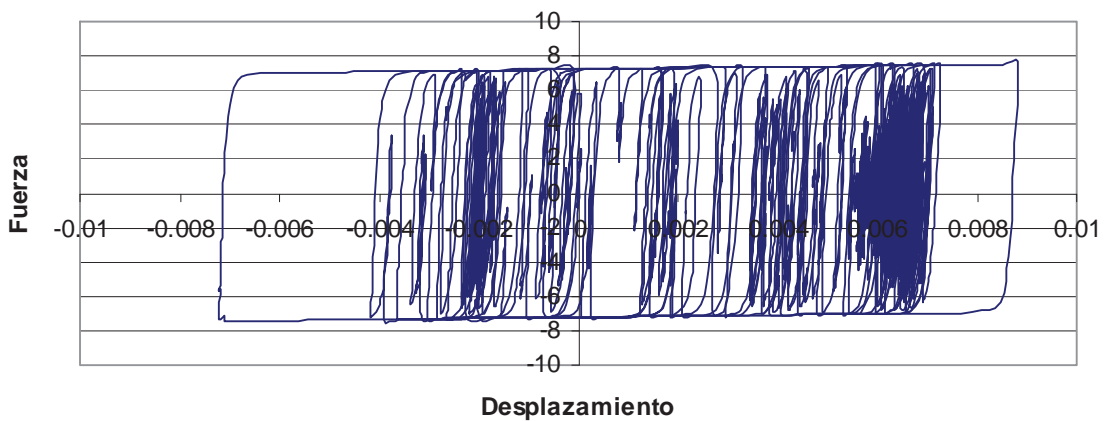


Tabla 4.46 Ciclos histeréticos de los disipadores péndulos de fricción del puente A la Lima (unidades en t-m)

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL

5.1 PUENTE ARMERÍA

Para el puente Armería se realizó también un análisis estático no lineal en la dirección transversal del puente. Las consideraciones son las mismas en lo referente a la longitud y comportamiento de la articulación plástica. El análisis consiste en elegir un nodo de control y aumentar el desplazamiento hasta que fallen las articulaciones plásticas de las pilas o que los disipadores alcancen su desplazamiento máximo. Posteriormente se presenta la relación entre el desplazamiento en el nodo de control y el cortante en la base.

El nodo de control se eligió nuevamente en el centro del claro a la altura de la calzada pero esta vez se eligió el claro comprendido entre las pilas 10 y 11 debido a que la columna 11 es muy rígida.

A continuación se presentan las curvas de capacidad para los 3 tipos de aisladores en estudio así como también para el caso del puente sin aisladores.

Sin disipadores

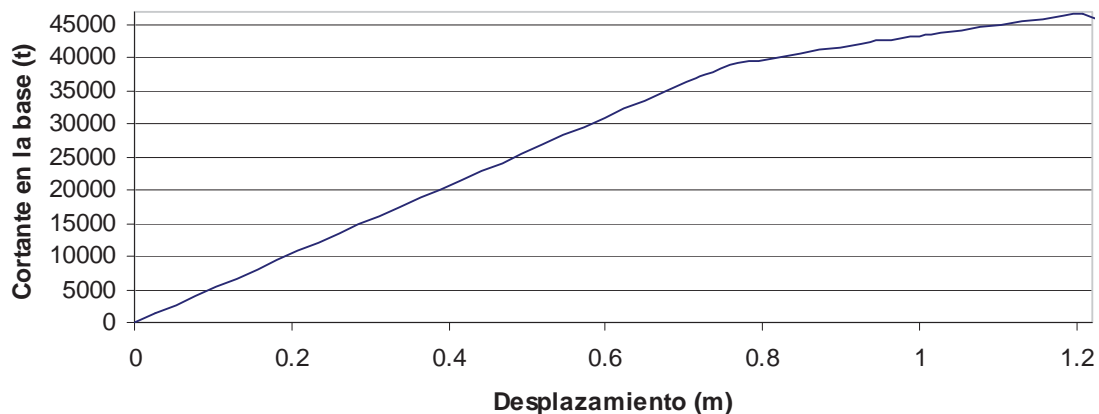


Figura 5.1 Curva capacidad sin disipadores

De la figura 5.1 se observan las caídas del cortante debido a que las pilas pierden rigidez al deformarse, el límite al que llega es cuando una o más articulaciones de las pilas alcanzan las rotaciones límite establecidas en el FEMA.

Con disipadores de neopreno

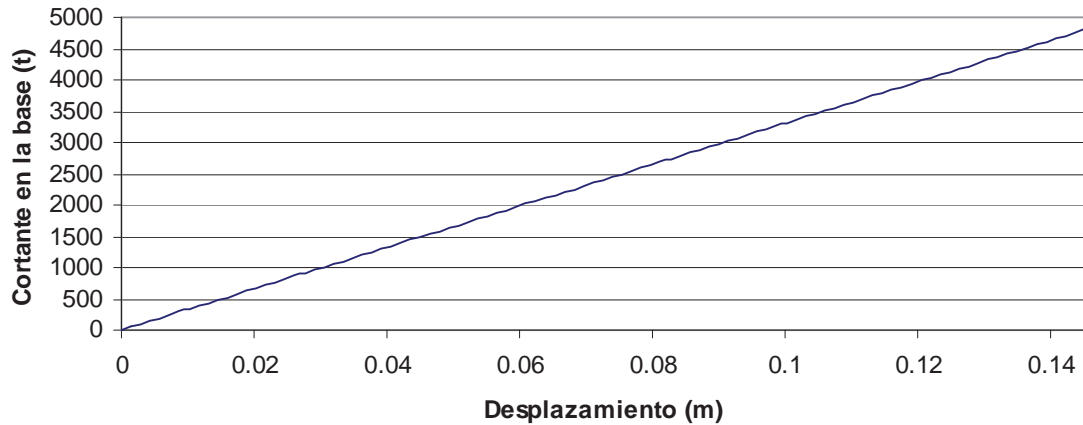


Figura 5.2 Curva capacidad con aisladores de neopreno

En la figura 5.2 se observa que la curva es totalmente lineal debido a que el comportamiento de los aisladores de neopreno tiene esta relación hasta llegar al desplazamiento de rotura. Con este tipo de aisladores no se presentó daño en las pilas, ya que se llegó primero al desplazamiento máximo del aislador

Disipadores de neopreno con núcleo de plomo

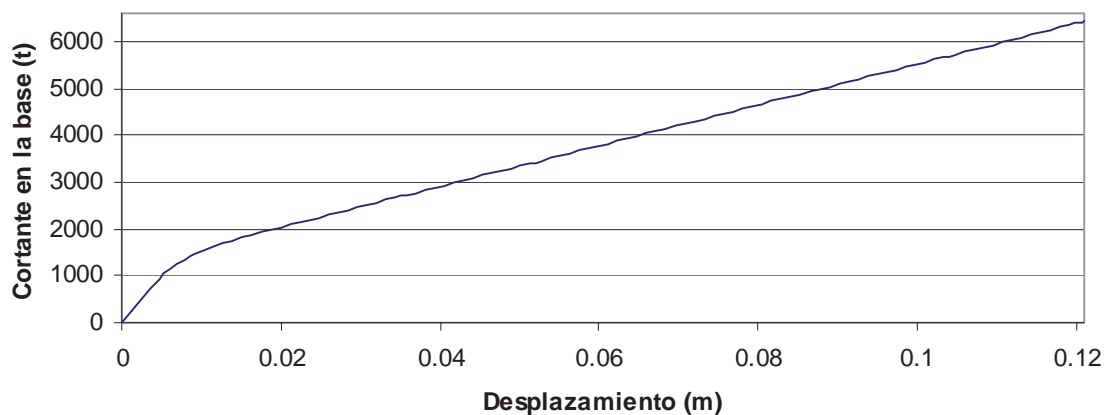


Figura 5.3 Curva capacidad con aisladores de neopreno con núcleo de plomo

En la figura 5.3 se puede ver que la curva de capacidad ya no se comporta de manera lineal debido a que los aisladores de neopreno con núcleo de plomo fluyen y su rigidez se reduce después de la fluencia.. En este caso tampoco se presentan daños en las pilas.

Para la obtención de las graficas de la figura 5.4 se uso el mismo registro de Manzanillo que fue utilizado para el análisis longitudinal. En ella se observa la diferencia entre un apoyo pequeño

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL

que es el que se encuentra en el primer estribo y el que se encuentra en la pila 7. Las diferencias en la respuesta se deben a las dimensiones de los apoyos y a la distribución de la demanda entre los distintos elementos.

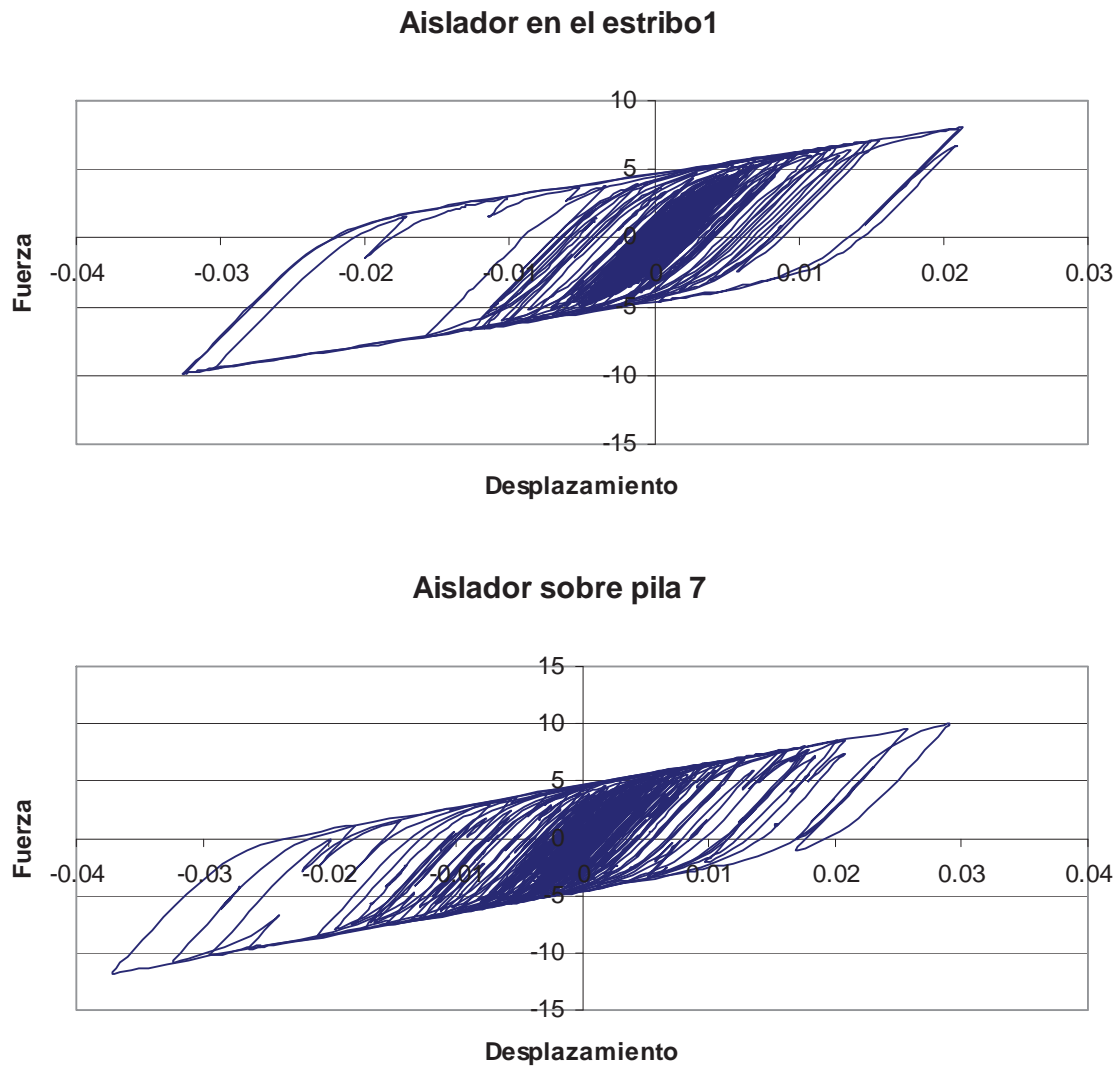


Figura 5.4 Ciclos histéricos de los aisladores fijos con núcleo de plomo (unidades t-m)

En la figura 5.4 se observa la diferencia entre un apoyo pequeño que es el que se encuentra en el primer estribo y el que se encuentra en la pila 7 la diferencia es bastante grande por lo del tamaño y también por su ubicación, esto también se observa esto para los ciclos histéricos de los péndulos de fricción aunque para estos la diferencia es menor.

Péndulos de fricción

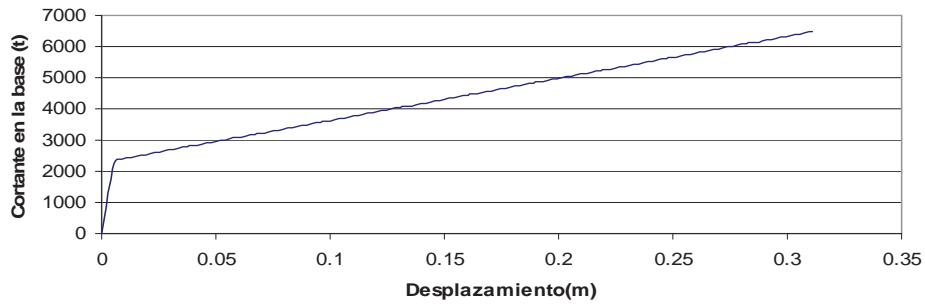
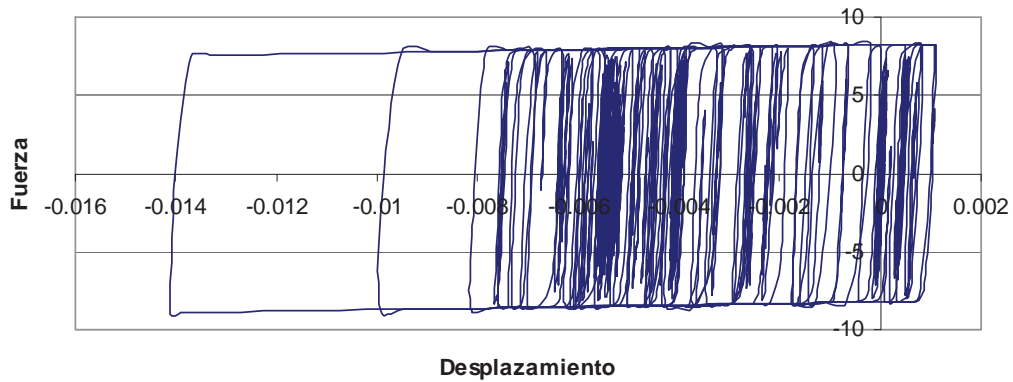


Figura 5.5 Curva de capacidad con Péndulos de fricción

Disipador sobre el estribo 1



Disipador en la pila 7

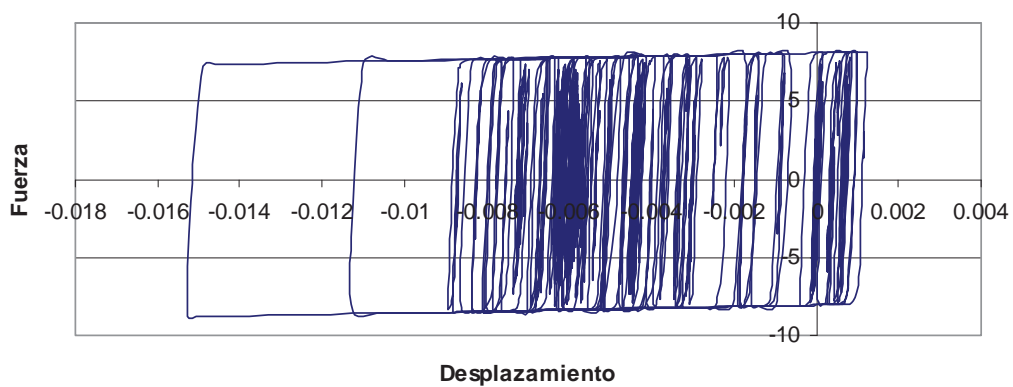


Figura 5.6 Ciclos histeréticos de los péndulos de fricción (unidades t-m)

Para el puente la Unión se realizó un análisis en dirección transversal con las mismas condiciones que en el análisis longitudinal en cuanto a las longitudes de articulación plástica. Para este caso se toma el nodo de control en la calzada entre las pilas 3 y 4. A continuación se presentan las graficas desplazamiento contra cortante en la base para los 3 tipos de aisladores en estudio así como también para el caso del puente sin aisladores.



Figura 5.7 Curva de capacidad sin disipadores

De la figura 5.7 se observan las caídas del cortante debido a que las pilas pierden rigidez al deformarse, el límite al que llega es cuando una o más articulaciones de las pilas alcanzan el límite establecido por las tablas del FEMA, pero se observa que aquí es más crítica la pérdida de capacidad cada vez que pierde rigidez un elemento debido a que este puente tiene menos columnas.

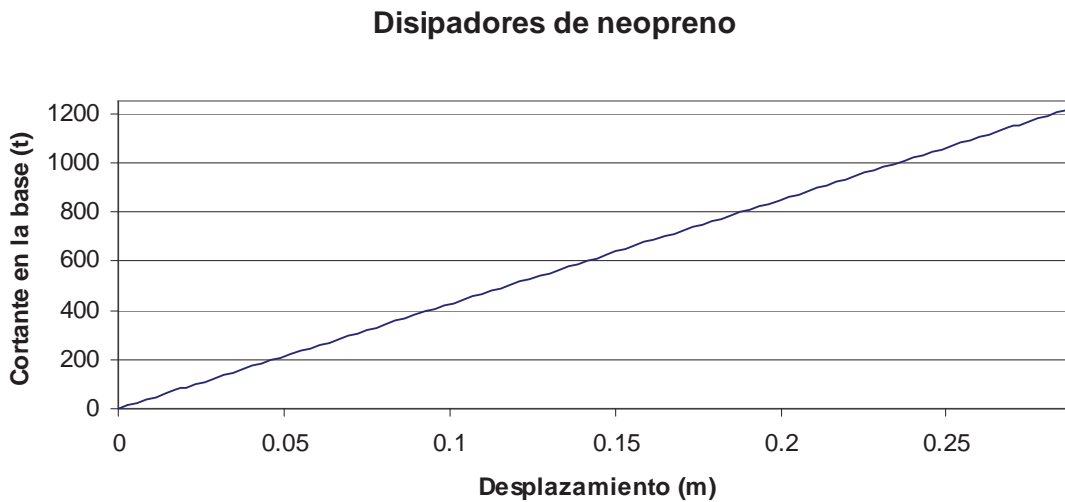


Figura 5.8 Curva de capacidad con aisladores de neopreno

Disipadores de neopreno con núcleo de plomo

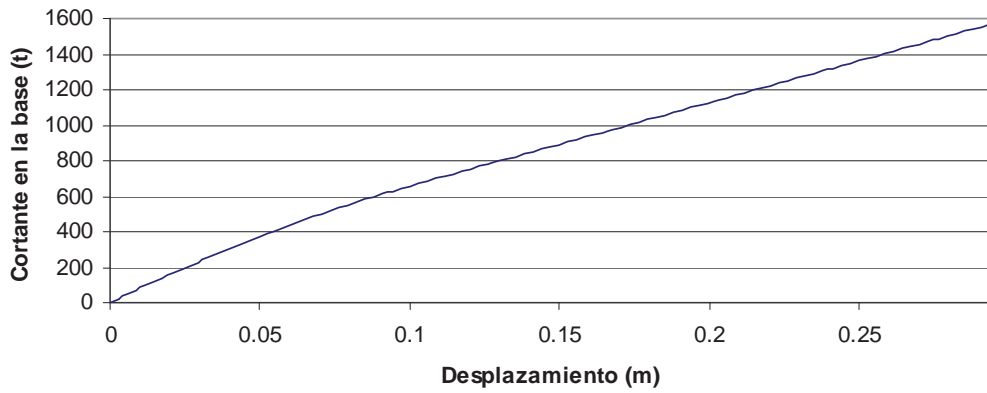
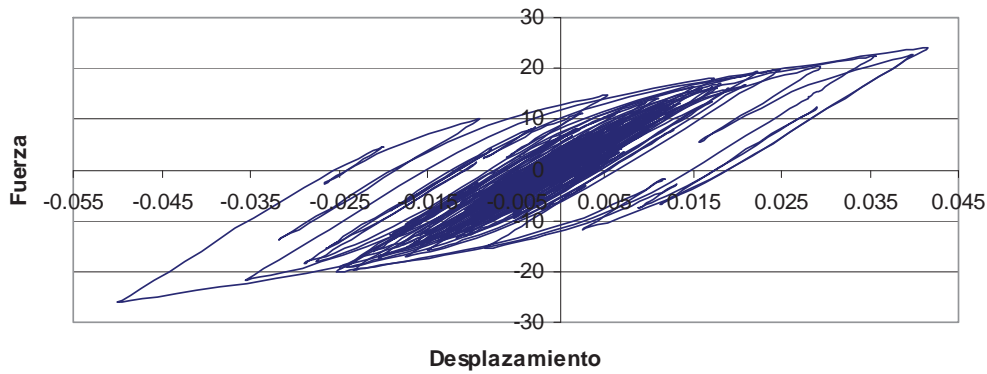


Figura 5.9 Curva de capacidad con aisladores de neopreno con núcleo de plomo

Disipador sobre la pila 5



Disipador sobre la pila 3

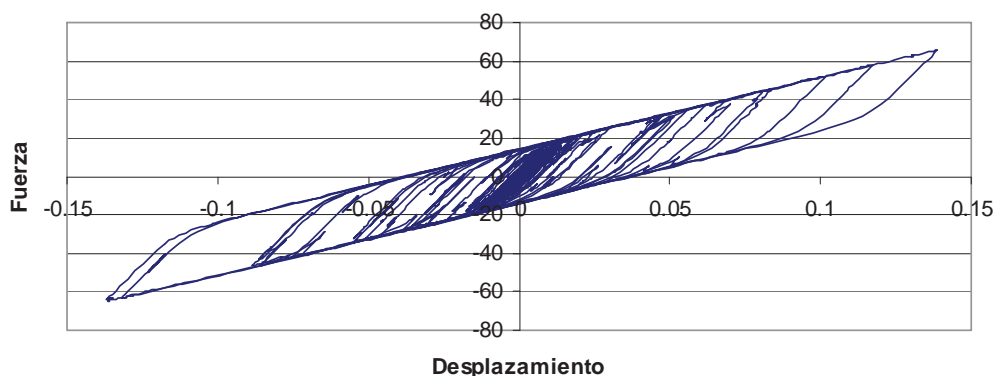


Figura 5.10 Ciclos histéricos de los apoyos fijos (unidades en t-m)

Péndulos de fricción

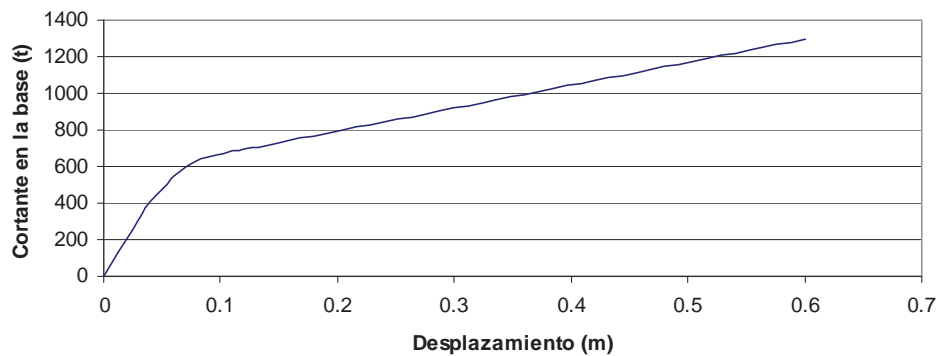
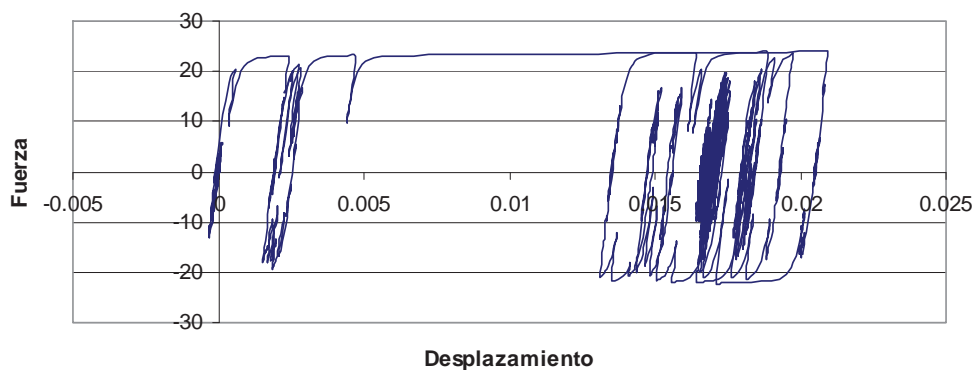


Figura 5.11 Curva de capacidad con Péndulos de fricción

Aislador sobre la pila 3



Aislador sobre la pila 5

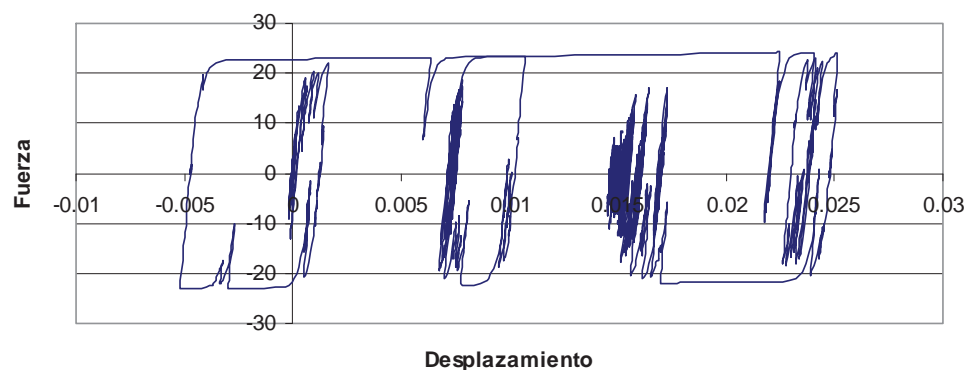


Figura 5.12 Ciclos histeréticos de los péndulos de fricción (unidades en t-m)

Nuevamente las gráficas 5.8 y 5.9 siguen la tendencia similar a la del puente Armería, el puente apoyado sobre neoprenos tiene una curva de capacidad lineal y la figura 5.9, aunque parece una

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE PUENTES EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL

recta es una línea curva debido al cambio gradual de la pendiente. Por último la figura 5.10 que muestra la curva del puente apoyado sobre péndulos de fricción, está definida por el comportamiento de los péndulos, cuyo comportamiento es bilineal pero con cambios más fuertes de pendiente.

Se puede ver de una gran diferencia en la disipación de energía de los dos apoyos la cual es debida a las dimensiones de ambos apoyos y a la ubicación en que se localizan, pues el que se encuentra en la pila 5 esta muy cerca del estribo, restringiendo el desplazamiento y disminuyendo la demanda.

Las gráfica 5.12 son los ciclos histeréticos de los péndulos de fricción y se puede ver que la disipación de energía no es muy grande.

5.3 PUENTE A LA LIMA

También se realizó un análisis del puente A la Lima en la dirección transversal con las mismas condiciones del análisis longitudinal en cuanto a la longitud de las articulaciones plásticas. El nodo de control se tomo en la calzada del claro tres, ó sea entre la sección de la pila 2 y el segundo estribo, debido a que en esa zona del puente se presenta el mayor desplazamiento transversal. A continuación se presentan las curvas de capacidad para los 3 tipos de aisladores en estudio así como también para el caso del puente sin aisladores.

De la figura 5.13 se observa que no hay pérdida de rigidez tan notoria como en los otros puentes. La razón es que la subestructura de este puente está formada por varias columnas en cada pila y no todas pierden rigidez o resistencia al mismo tiempo. La falla se produce cuando una de las columnas de la pila agota su capacidad a pesar de que el resto cuentan todavía con resistencia adicional.

Sin disipadores

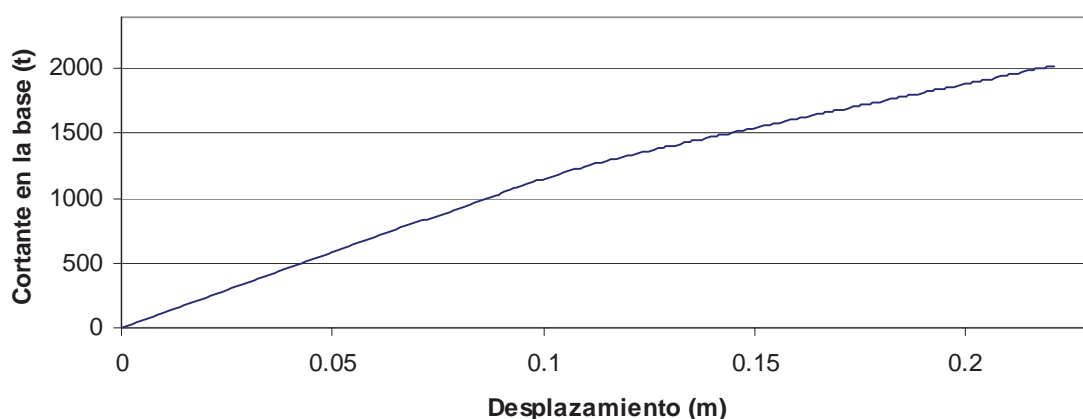


Figura 5.13 Curva de capacidad sin disipadores

Disipadores de neopreno

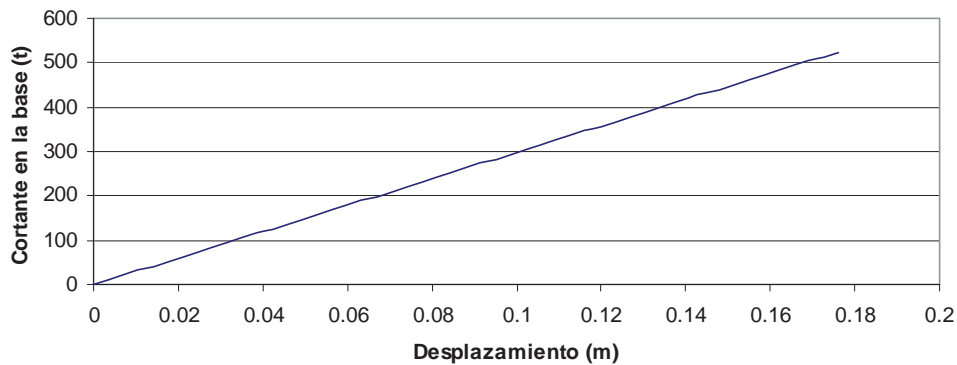


Figura 5.14 Curva de capacidad con aisladores de neopreno

La tendencia que sigue la curva de capacidad en el caso del puente con aisladores con núcleo de plomo, figura 5.15, se debe al comportamiento bilineal del aislador. La pérdida de rigidez es gradual, lo que conduce al suave cambio de pendiente. La figura 5.17 también reproduce el comportamiento de los péndulos de fricción, mostrando nuevamente un cambio brusco en la pendiente cuando se inicia el deslizamiento de los apoyos.

Disipadores de neopreno con núcleo de plomo

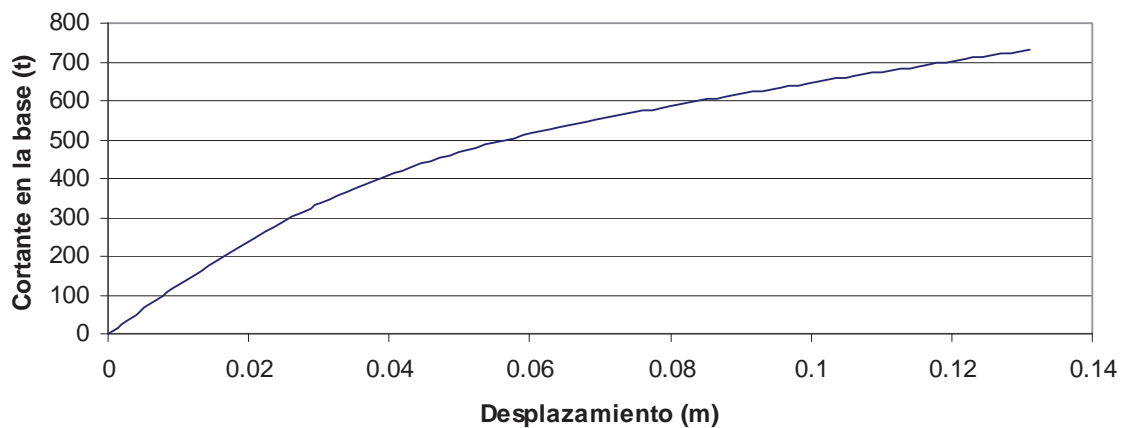
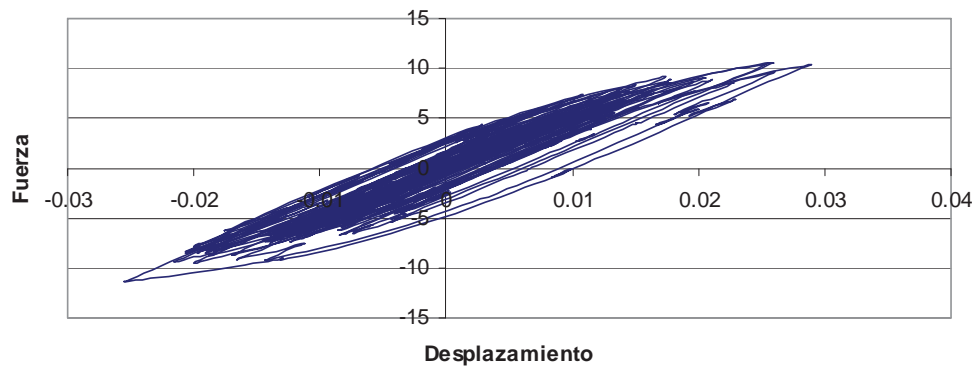


Figura 5.15 Curva de capacidad con aisladores de neopreno con núcleo de plomo

Los ciclos histeréticos de los apoyos localizados en las pilas 1 y 2 se muestran en la figura 5.16. Se puede observar que no hay mucha diferencia en la cantidad de energía que disipan ambos apoyos a pesar de encontrarse en diferentes posiciones del claro. Esto puede interpretarse como un comportamiento uniforme en los distintos apoyos. La uniformidad alcanzada se debe al cambio en las dimensiones entre los dispositivos colocados en las pilas, ya que la diferencia en el diámetro de los apoyos es de 26mm.

Disipador sobre la seccion de pilas 1



Disipador sobre la seccion de pilas 2

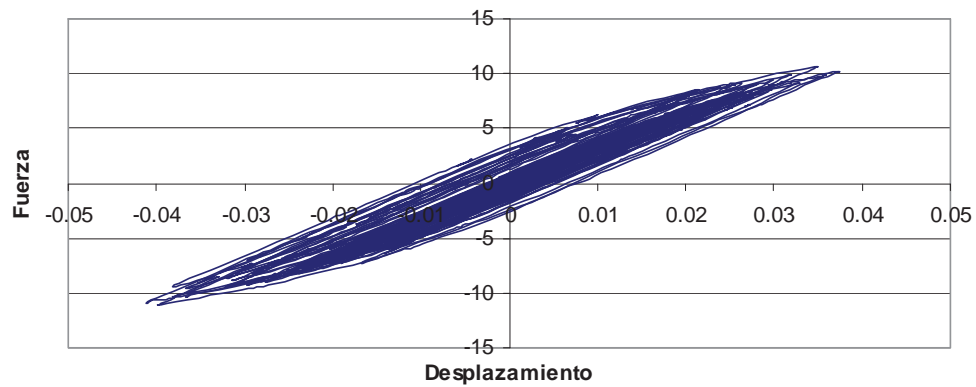


Figura 5.16 Ciclos histéricos de los apoyos fijos de neopreno con núcleo de plomo (unidades t-m)

Las figuras 5.16 y 5.17 corresponden a los péndulos de fricción. La curva de capacidad mantiene el comportamiento de los disipadores. Los ciclos histéricos mostrados en la figura 5.18 muestran una mayor cantidad de energía disipada en la pila 1, debido a la diferencia en magnitud de la carga axial que soporta cada uno de los apoyos.

En el próximo capítulo se analizan los resultados del análisis de los tres puentes en ambas direcciones de análisis.

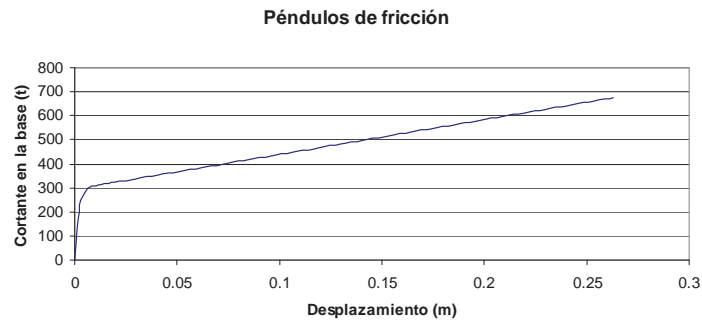


Figura 5.17 Curva de capacidad del puente A la Lima con Péndulos de fricción

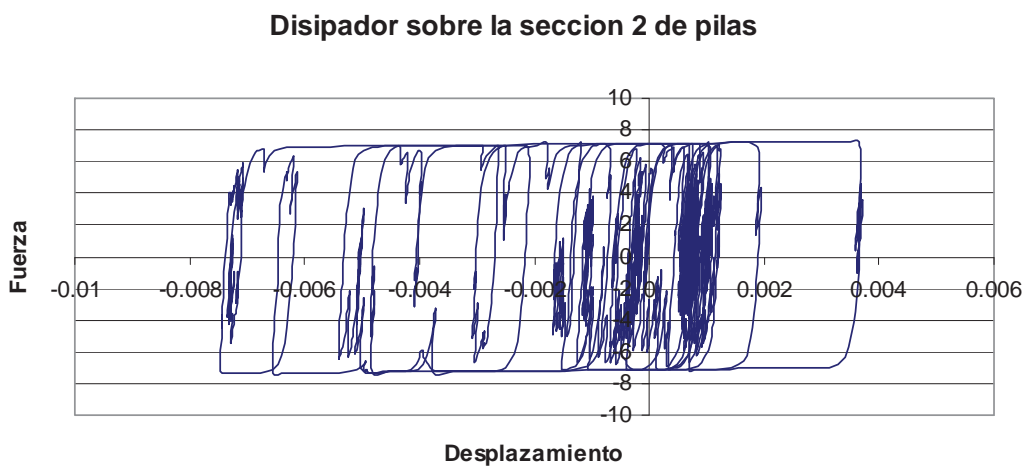
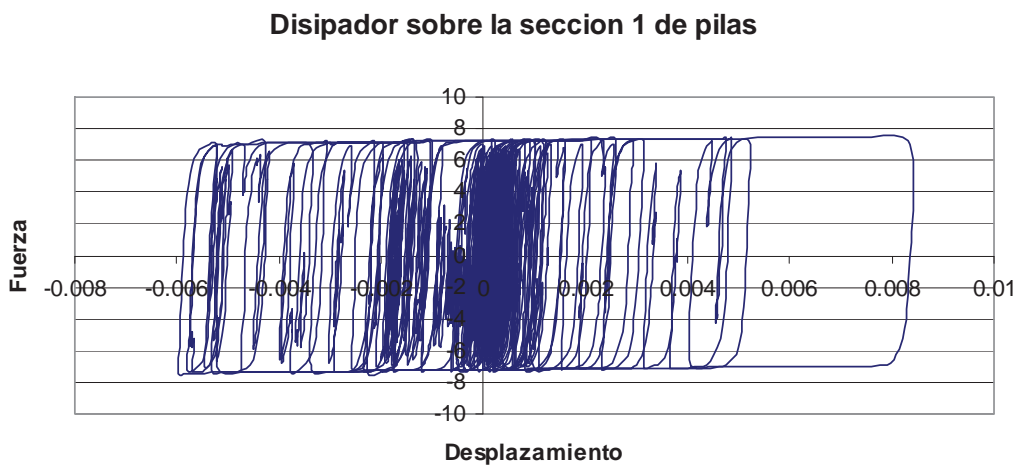


Figura 5.18 Ciclos histeréticos de los péndulos de fricción (unidades t-m)

CAPITULO 6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se analizan y comentan con mayor detalle los resultados de los análisis de los tres puentes con las distintas condiciones de apoyo consideradas. Se observa el comportamiento de los ciclos histeréticos, las curvas de capacidad, el desplazamiento en la pila más crítica, las fuerzas cortantes y momentos en esa misma pila. La comparativa se realizará en tres etapas: primero se comparan la respuesta para los diferentes tipos de apoyos diseñados, después se compara el comportamiento de cada tipo de puente y las diferencias entre ellos, y por último las diferencias en el comportamiento longitudinal contra transversal.

6.1 COMPORTAMIENTO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE APOYO

En la figura 6.1 se muestran las curvas de capacidad de los tres puentes en la dirección longitudinal y transversal. En la gráfica aparece el nombre del puente seguido por una letra que indica la dirección de análisis transversal (T) o longitudinal (L) y una letra s que representa sin disipadores. Dado que las capacidades de cada puente son distintas, en el eje de las ordenadas se muestra el cortante normalizado, es decir, el cortante sobre el cortante máximo, por esa razón todas las curvas de capacidad llegan a uno. Se observa que el mayor desplazamiento es el del puente La Unión en el sentido transversal. En estas curvas se cumple lo que se espera de los puentes, primero que el más flexible de todos es el puente La Unión debido que es el que tiene las pilas más altas y son además las más esbeltas. En la parte de la gráfica que donde se ve que se juntan las curvas de la Unión transversal con la Unión longitudinal y Armería longitudinal, no significa que estos sean parecidos sino que llevan una tendencia similar ya que los valores de cortante son muy diferentes entre si. Por último observar que el puente más rígido es el que se desplaza menos es el puente con la subestructura más rígida, el cual es el puente A la Lima.

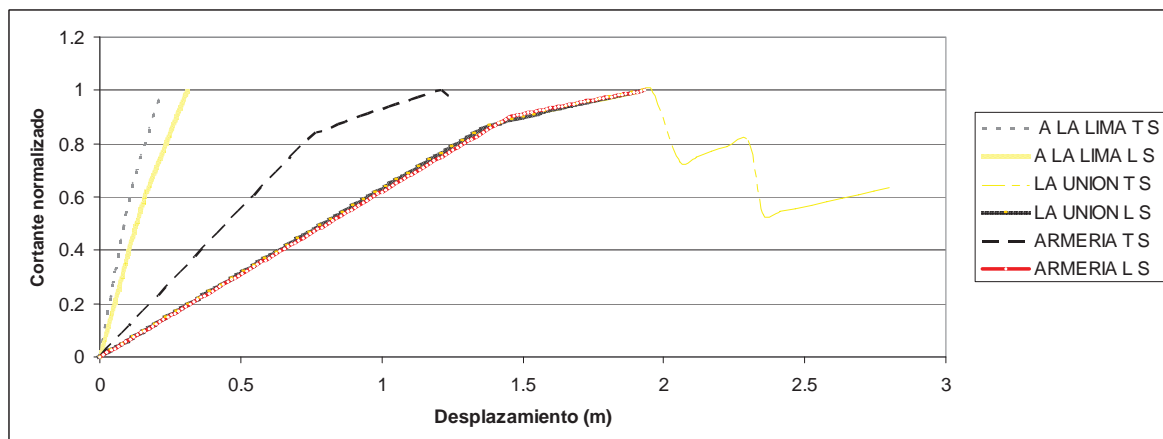


Figura 6.1 curvas de capacidad sin aisladores

En la figura 6.2 se muestran las curvas de capacidad de todos los puentes, nuevamente se presentan con el cortante normalizado. La simbología representa el nombre seguido por una letra que identifica la dirección de análisis, y las últimas letras representan el tipo de apoyo, donde neopreno (NE), neopreno con núcleo de plomo (PL) y péndulos de fricción (PE). A diferencia de la figura anterior, las curvas muestran un comportamiento lineal de la subestructura, gracias al buen funcionamiento de los aisladores. Las curvas que desarrollan el mayor desplazamiento en

CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

cada puente son las que corresponden a los péndulos de fricción, en particular las del puente La Unión, en el que los apoyos cuentan con los platos más grandes. Se observa que los puentes casi se comportan igual en la dirección transversal y en la longitudinal. El puente que presenta el menor desplazamiento de todos es el puente A la Lima con disipadores de neopreno con núcleo de plomo, debido a que los apoyos son los más pequeños de todos y tienen la menor capacidad de desplazamiento. Podemos ver que la mayoría de las curvas de capacidad terminan antes de los 30 centímetros, debido a que lo que se busca es proteger a las pilas.

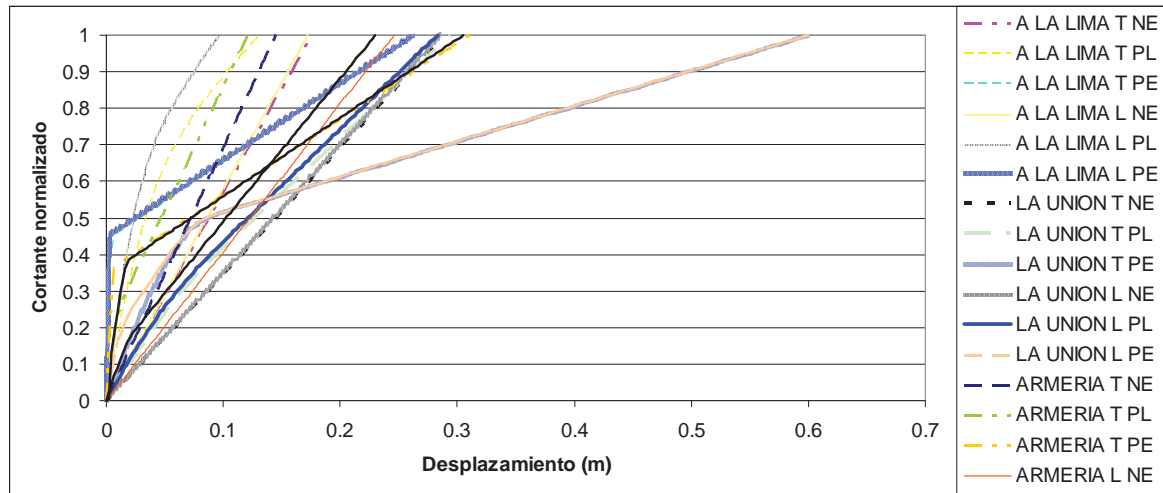


Figura 6.2 curvas de capacidad con aisladores

La figura 6.3 usa la misma nomenclatura que el resto de la figuras de este capítulo, pero en ellas la normalización se hizo con respecto al desplazamiento, usando el máximo de cada una de las curvas, con el propósito de observar la variación de la fuerza cortante. Se puede ver de la figura 6.3 que el puente que soporta más cortante en la base es el Armería y el que toma menos cortante en la base es la A la Lima y que las curvas en sentido transversal presentan mayores cambios de pendiente antes de llegar a la falla.

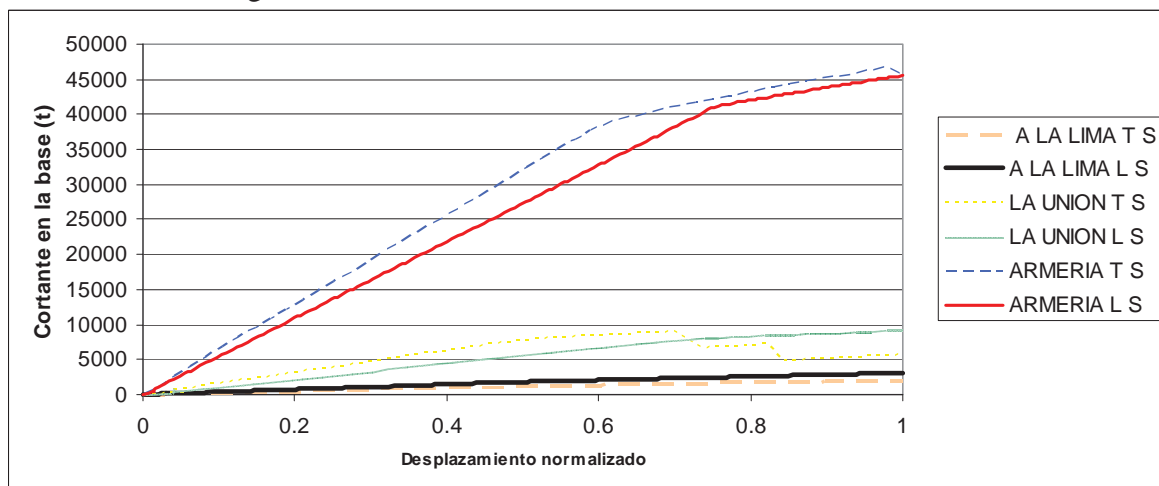


Figura 6.3 curvas de capacidad sin aisladores

CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la figura 6.4 se observa que el tipo de apoyo que transmite más cortante en la base de la estructura es el apoyo de neopreno con núcleo de plomo y es para el puente Armería. Los disipadores de neopreno con núcleo de plomo son los que transmiten mayor cortante en la base para todos los puentes después de los péndulos de fricción y al final los de neopreno.

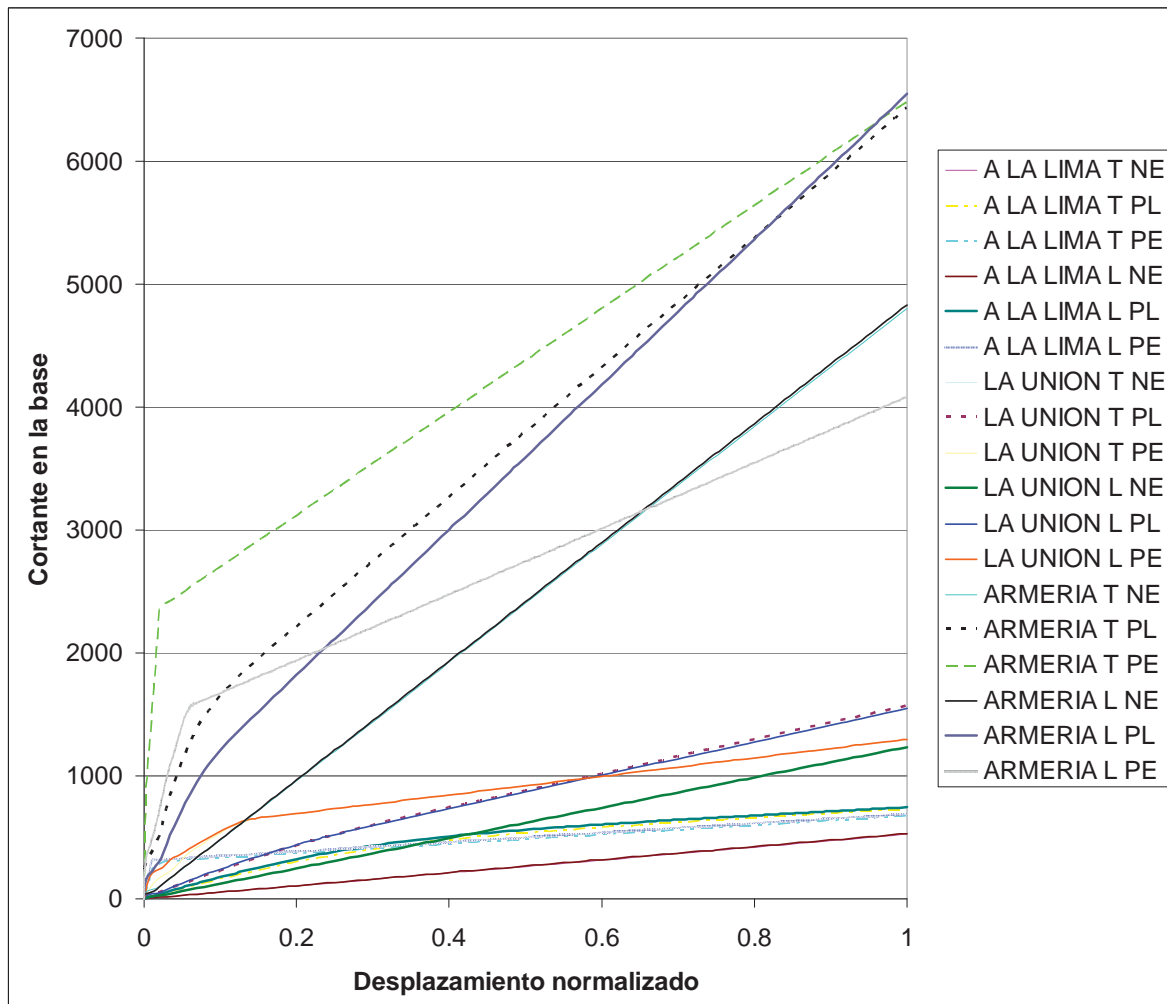


Figura 6.4 curvas de capacidad con aisladores

Tabla 6.1 Cortantes máximos (unidades en t-m)

	Sin Aisladores				Aisladores de neopreno		
	A la Lima	La Unión	Armería		A la Lima	La Unión	Armería
M=	656.12092	28007.7603	38903.9	M=	241.10357	4035.149	5999.83867
V=	239.40772	1365.1107	3631.795	V=	64.47167	201.81614	389.09121
D=	0.07608	2.10384	0.83194	D=	0.0043	0.12476	0.05422
	Aisladores de neopreno con núcleo de plomo				Aisladores péndulos de fricción		
	A la Lima	La Unión	Armería		A la Lima	La Unión	Armería
M=	334.68825	5158.396	8197.80979	M=	288.80695	4648.66343	5652.69
V=	90.00437	257.9979	516.96249	V=	81.66434	218.1517	455.32014
D=	0.00596	0.15292	0.0741	D=	0.00503	0.14476	0.04588

En tabla 6.1 se muestran los momentos, cortantes y desplazamientos máximos en las pilas críticas. Cuando el puente no cuenta con aisladores, el cortante máximo en las pilas es varias veces superior a los casos en que la estructura se encuentra aislada. Si se emplean los aisladores de neopreno con núcleo de plomo, el cortante es de 90 t en el puente A la Lima, de 258 t en el puente La Unión y de 517 t en el puente Armería. Las fuerzas anteriores son mayores en todos los casos a las fuerzas cortantes obtenidas con los otros dos tipos de aisladores. El mismo comportamiento se observa en lo que se refiere a los momentos flexionantes en la base de las columnas. A pesar de que el desplazamiento global del puente se produce en los puentes con aislamiento, el desplazamiento de las pilas es menor al caso del puente sin aisladores, ya que la mayor parte del desplazamiento se concentra en los aparatos de apoyo y las pilas se desplazan poco, logrando de esta manera reducir el nivel de daño en la subestructura.

Las figuras 6.5 a 6.7 muestran los ciclos histeréticos de los sistemas de apoyo de los tres puentes. Se observan ciclos histeréticos estables y con un elevado nivel de disipación de energía. La disipación de energía es mayor en el puente La Unión, ya que sólo se consta de dos apoyos por pila, situación por la cual estos son más grandes que los apoyos de los otros dos puentes y son los encargados de disipar toda la energía del puente. Si se comparan el puente Armería con el puente A la Lima, se observa que los apoyos del primero disipan mayor cantidad de energía, tanto por las dimensiones de los aisladores, como por el número de ellos en cada una de las subestructuras.

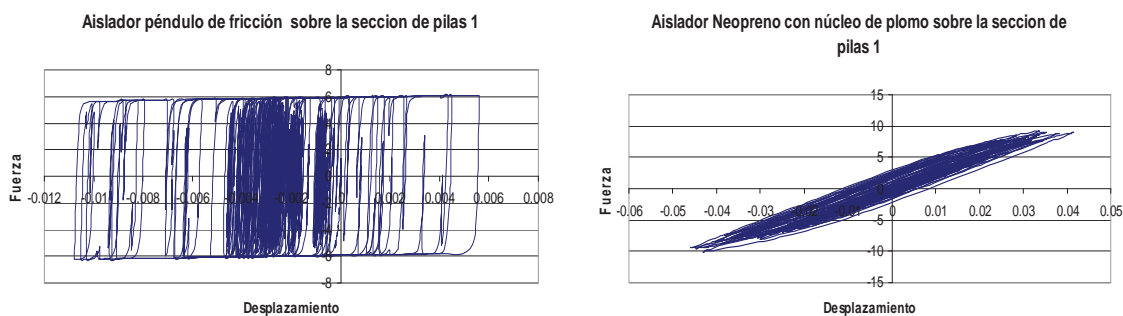


Figura 6.5 Ciclos histeréticos de puente A la Lima (unidades en t-m)

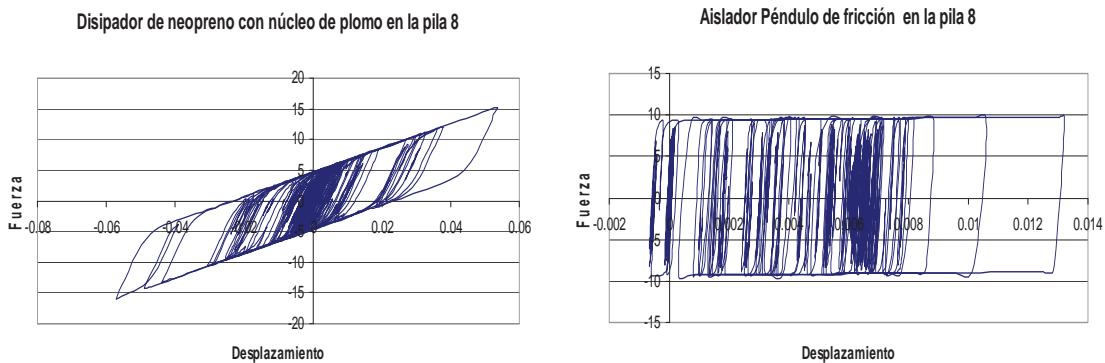


Figura 6.6 Ciclos histeréticos de puente Armería (unidades en t-m)

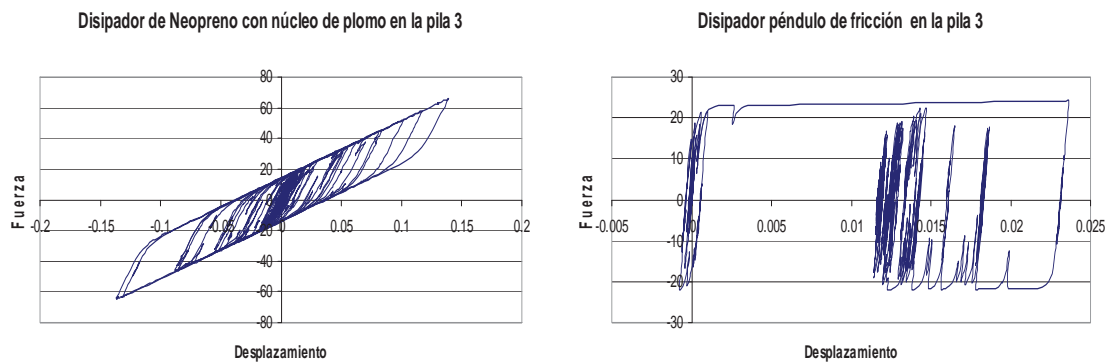


Figura 6.7 Ciclos histeréticos de puente la Unión (unidades en t-m)

6.2 COMPORTAMIENTO DE LOS PUENTES CON LOS DIVERSOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO

En la figura 6.8 se puede ver la diferencia de comportamiento del puente A la Lima en las direcciones transversal y longitudinal. Cuando no hay disipadores se produce mayor desplazamiento en el sentido longitudinal del puente. Se puede ver también que los disipadores reducen la fuerza cortante en la base mostrando la eficiencia del sistema de aislamiento en ambas direcciones, En el caso de los péndulos de fricción y los apoyos de neopreno, se observa el mismo comportamiento en las dos direcciones de análisis. En el caso del análisis transversal el puente sin disipadores alcanza un desplazamiento menor que cuando se usan los aisladores, con este hecho se prueba la ventaja de los aisladores colocados en estructuras rígidas desplantadas en suelo firme, pues proveen al puente de flexibilidad. Si se emplean aisladores de neopreno con núcleo de plomo el desplazamiento en dirección transversal es mayor que el de la dirección longitudinal. Este fenómeno se atribuye principalmente a que es un puente en curva y ciertas secciones son más débiles en una dirección que en la otra. Entonces para los disipadores de neopreno con núcleo de plomo se cambia la tendencia del puente a que en la dirección longitudinal la estructura es más rígida.

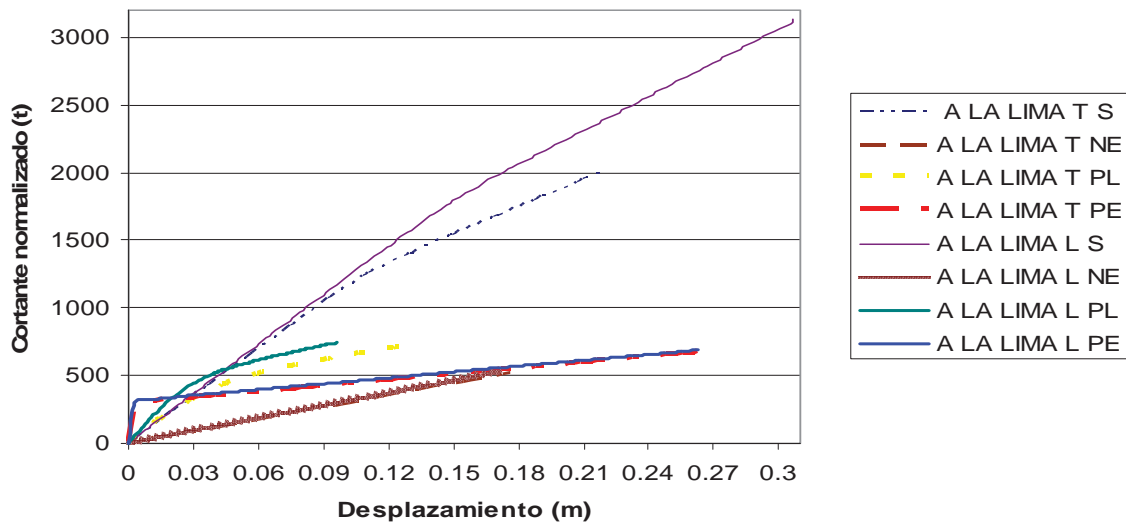


Figura 6.8 Curvas de capacidad del puente A la Lima

En la figura 6.9 se observa que para el caso de los disipadores de neopreno y los péndulos de fricción la curva de capacidad es similar y para los que tienen el núcleo de plomo se produce mayor desplazamiento en dirección transversal, en otras palabras, se mantiene la tendencia de desplazarse más en el sentido transversal, situación diferente cuando no se tienen disipadores.

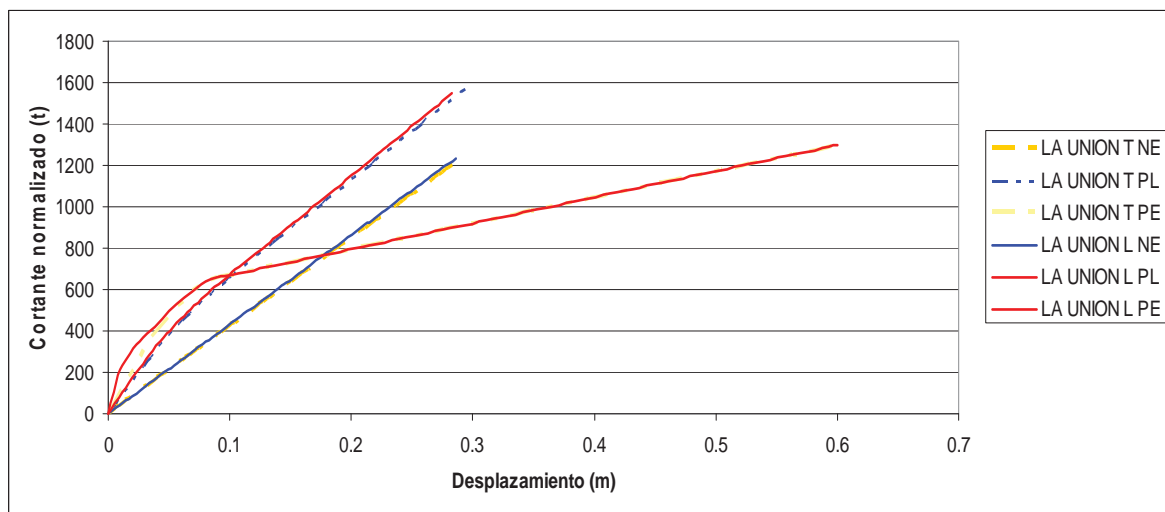


Figura 6.9 Curvas de capacidad del puente la Unión

En la figura 6.10 se observa que se produce mayor cortante en la dirección transversal debido al cambio del nodo de control. Nuevamente la estructura con mayor desplazamiento es la que tiene péndulos de fricción, aunque el cortante es menor. En el resto de los disipadores el cortante en la base casi es el mismo.

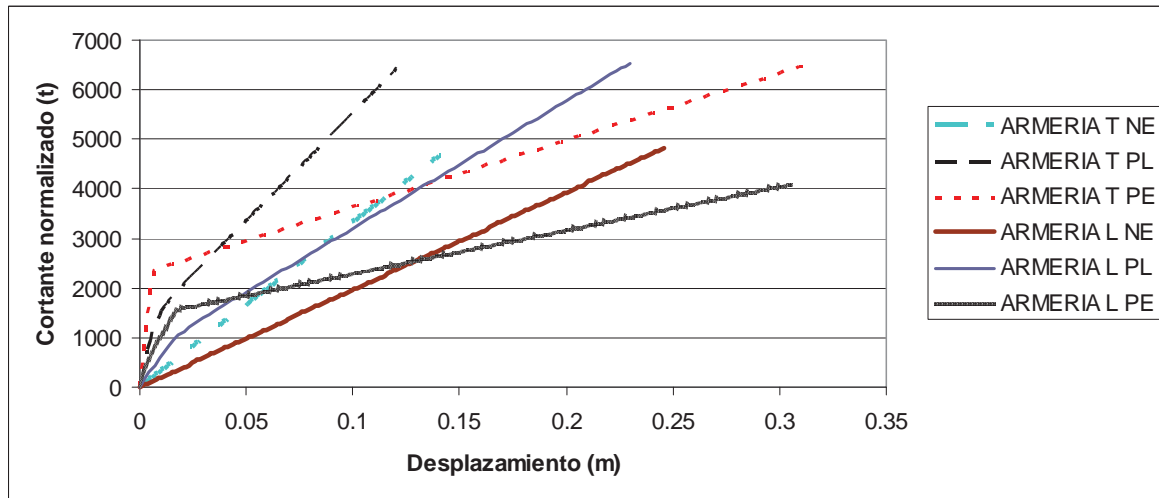


Figura 6.10 Curvas de capacidad del puente Armería

En la tabla 6.2 se muestran los valores de cortante, momento y el desplazamiento en la pila crítica. Como es de esperarse la pila más corta es la que atrae mayor cortante y la que presenta el menor desplazamiento para la falla. Las pilas que presentan menor desplazamiento son las del puente A la Lima ya que la sección es muy rígida y la pila consta de cuatro columnas que trabajan como marco. El puente Armería tiene un desplazamiento menor a los del puente La Unión, debido a que se trata de pilas tipo muro y las que más se desplazan son las del puente la Unión. Las diferencias entre los resultados longitudinales y transversales no son muy comparables entre si ya que la pila crítica en el sentido transversal no es la misma que la longitudinal, como por ejemplo, para el puente Armería la pila crítica en dirección transversal es la pila 11 y en dirección longitudinal es la pila 8. Podemos ver de la tabla también que el sistema de apoyo que transmite mayor cortante es el dissipador de neopreno. Para el puente A la Lima el momento más grande se produce en la estructura con aisladores de neopreno con núcleo de plomo. Lo mismo puede afirmarse para la fuerza cortante y el desplazamiento pero no hay gran diferencia con los péndulos de fricción. Se ve también de la tabla 6.2 que los desplazamientos de las pilas en el puente A La Lima y del puente Armería son mucho muy pequeños, menores de 10cm.

Tabla 6.2 Tabla de cortantes, momentos y desplazamientos máximos de la pila crítica (unidades t-m)

A LA LIMA TRANSVERSAL							
Sin disipadores		Neopreno		Neopreno con plomo		Péndulos de fricción	
M=	656.12092	M=	241.10357	M=	334.68825	M=	288.80695
V=	204.18054	V=	64.47167	V=	90.00437	V=	81.66434
D=	0.07608	D=	0.0043	D=	0.00596	D=	0.00503
A LA LIMA LONGITUDINAL							
Sin disipadores		Neopreno		Neopreno con plomo		Péndulos de fricción	
M=	342.56754	M=	144.99239	M=	202.00655	M=	167.53728
V=	239.40772	V=	48.06461	V=	67.40347	V=	60.76756
D=	0.06139	D=	0.00257	D=	0.00357	D=	0.00279
LA UNION TRANSVERSAL							
Sin disipadores		Neopreno		Neopreno con plomo		Péndulos de fricción	
M=	27131.187	M=	4035.149	M=	5158.396	M=	4438.009
V=	1365.1107	V=	201.81614	V=	257.9979	V=	221.41994
D=	2.10384	D=	0.11096	D=	0.14184	D=	0.12214
LA UNION LONGITUDINAL							
Sin disipadores		Neopreno		Neopreno con plomo		Péndulos de fricción	
M=	28007.7603	M=	4014.13064	M=	4922.72243	M=	4648.66343
V=	1287.574	V=	189.38808	V=	232.55483	V=	218.1517
D=	1.20049	D=	0.12476	D=	0.15292	D=	0.14476
ARMERIA TRANSVERSAL							
Sin disipadores		Neopreno		Neopreno con plomo		Péndulos de fricción	
M=	38903.9	M=	4224.684	M=	5614.071	M=	5652.69
V=	3305.485	V=	340.00574	V=	452.02756	V=	455.32014
D=	0.33316	D=	0.00323	D=	0.0043	D=	0.00432
ARMERIA LONGITUDINAL							
Sin disipadores		Neopreno		Neopreno con plomo		Péndulos de fricción	
M=	3476.92049	M=	5999.83867	M=	8197.80979	M=	5076.71828
V=	3631.795	V=	389.09121	V=	516.96249	V=	329.20432
D=	0.83194	D=	0.05422	D=	0.0741	D=	0.04588

En las figuras 6.11 y 6.12 se muestran los ciclos histeréticos del puente A la Lima, para el caso de los apoyos de neopreno con núcleo de plomo y de los péndulos de fricción respectivamente. Los ciclos corresponden a las direcciones transversal y longitudinal del puente. Se puede ver una gran similitud en los ciclos histeréticos de los apoyos de neopreno para ambas direcciones de análisis. Sin embargo, en los péndulos de fricción se observan ciclos con desplazamientos 50% superiores

CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

en la dirección longitudinal. Cabe recordar que el puente no es recto y la definición de la dirección longitudinal y transversal es arbitraria.

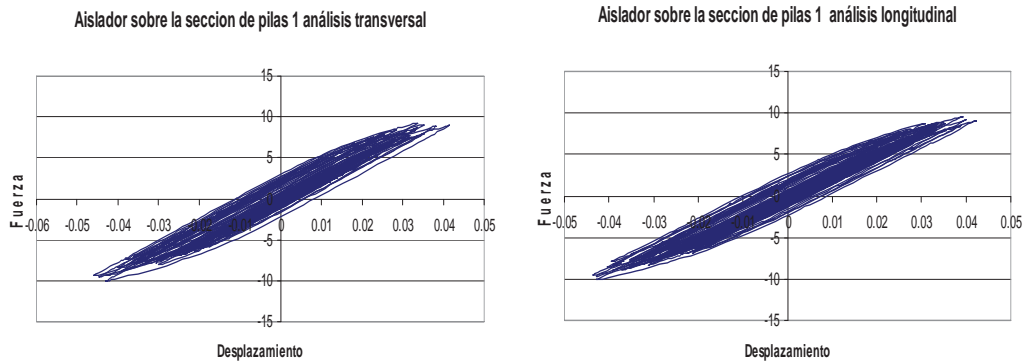


Figura 6.11 Ciclos histeréticos de apoyos móviles de neopreno con núcleo de plomo para el puente A la Lima (unidades t-m)

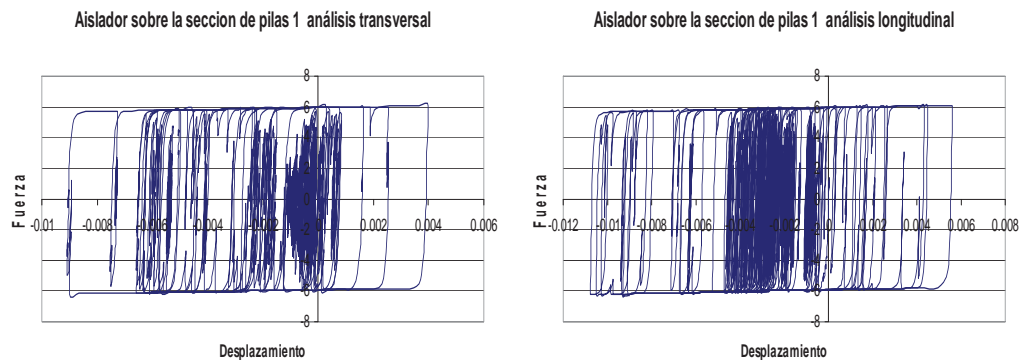


Figura 6.12 Ciclos histeréticos de péndulos de fricción para el puente A la Lima (unidades t-m)

También se presentan los ciclos histeréticos para el puente La Unión, para los dos tipos de apoyos y en ambas direcciones de análisis. Caben los mismos comentarios realizados para el puente A la Lima. Puede observarse que los desplazamientos de los apoyos de neopreno con núcleo de plomo son significativamente mayores que los de los péndulos de fricción.

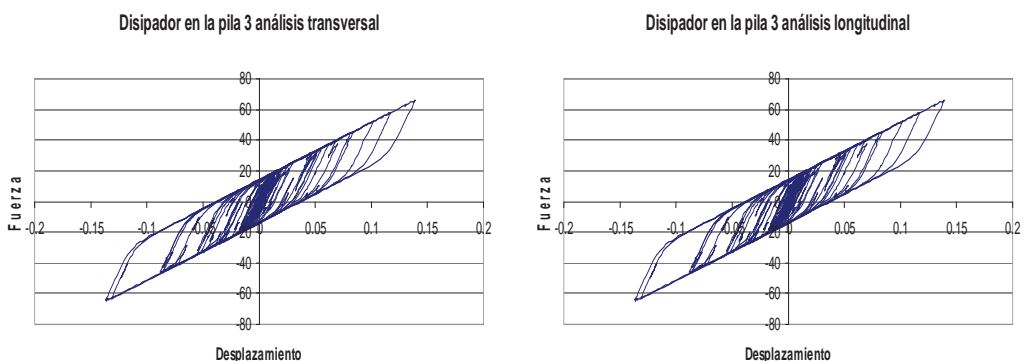


Figura 6.13 Ciclos histeréticos de apoyos móviles de neopreno con núcleo de plomo para el puente la Unión (unidades t-m)

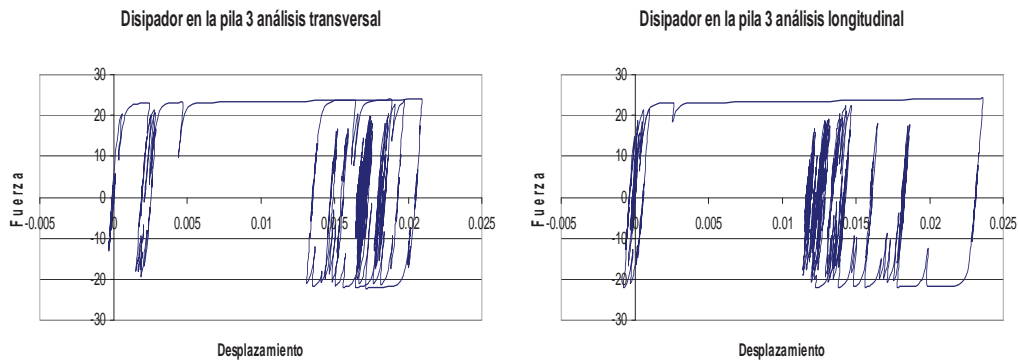


Figura 6.14 Ciclos histeréticos de péndulos de fricción para el puente la Unión (unidades t-m)

Finalmente, en las figuras 6.15 y 6.16 se ven ciclos histeréticos para los dos tipos de aisladores que tienen la capacidad de disipar energía para el puente Armería. A diferencia de los resultados de los otros dos puentes, esta vez el cambio es muy notorio entre las direcciones longitudinal y transversal, tanto en desplazamientos como en fuerzas, siendo mucho muy grande la disipación en dirección longitudinal con respecto a la dirección transversal. Este comportamiento nos indica que el puente es más débil en la dirección longitudinal, lo cual se debe a la geometría de las pilas ya que la sección que trabaja en dirección longitudinal es considerablemente más débil y más flexible que en dirección transversal.

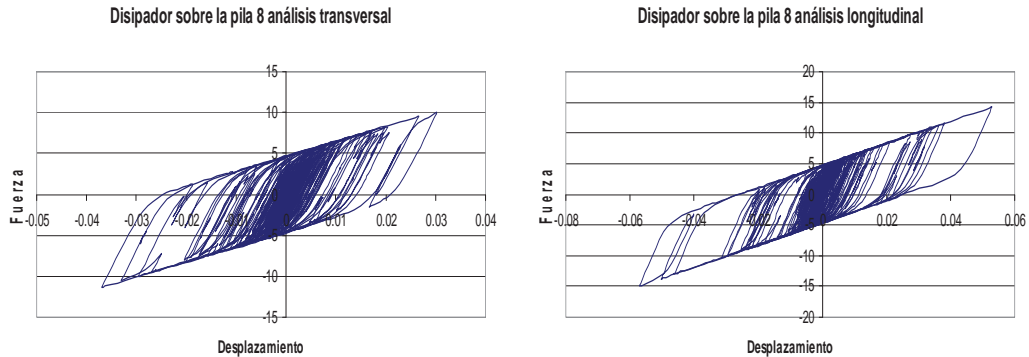


Figura 6.15 Ciclos histeréticos de apoyos móviles de neopreno con núcleo de plomo para el puente Armería (unidades t-m)

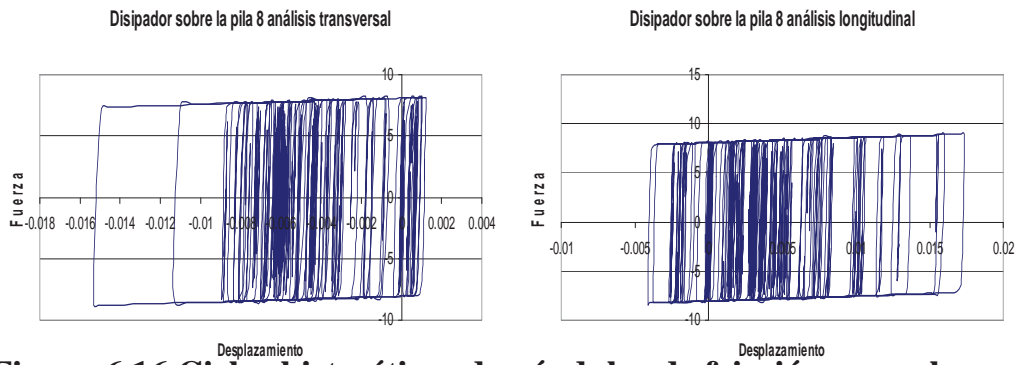


Figura 6.16 Ciclos histeréticos de péndulos de fricción para el puente Armería (unidades t-m)

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

El comportamiento en la dirección transversal y longitudinal de los puentes A la Lima y La Unión es muy semejante. En el caso del puente La Unión se explica por tratarse de una pila de una sola columna de sección circular, mientras que en el puente A la Lima se justifica por la variación de las direcciones de los apoyos con respecto a las direcciones de análisis. En cuanto al puente Armería se observa un comportamiento más adecuado en dirección transversal, la cual corresponde a la dirección fuerte de la pila. La gran longitud del puente y la debilidad de la sección en la dirección longitudinal hacen que ésta sea la dirección crítica del puente.

Todos los sistemas de disipación de energía cumplen con el objetivo primario el cual es que los daños en puente sean tomados por el disipador, esto se puede ver en las gráficas de capacidad, donde la falla se produce en los aisladores por lo que las pilas se mantienen sin daño, así que le proporcionan la flexibilidad y capacidad de disipación de energía suficientes para lograr la disminución de elementos mecánicos y desplazamientos a las pilas.

Los sistemas de disipación-aislamiento que fueron considerados en el estudio son los apoyos de neopreno con núcleo de plomo, los péndulos de fricción y los apoyos de neopreno. Los dos primeros permiten una mayor disipación de energía al sistema, mientras que los apoyos de neopreno, cuyo comportamiento es lineal, no incrementa la disipación de energía histerética del sistema.

En cuanto a los apoyos de neopreno con núcleo de plomo se podría creer que si se compara únicamente la cantidad de plomo de los apoyos, se podrá estimar su capacidad para disipar energía pero esto se ve que no se cumple ya que en el puente A la Lima se observa un ciclo delgado y corto y en cambio en el puente Armería se observa un ciclo ligeramente más ancho a pesar de que este tiene menor cantidad de plomo. Una explicación es que el tamaño del disipador es más determinante que la cantidad de plomo, y también a que los apoyos en el puente Armería son más eficientes. Esto puede verse claramente en los disipadores del puente la Unión que son los más grandes pero también cuentan con una cantidad grande de plomo expresada en forma de cuatro barras y son los que presentan la mayor cantidad de disipación de energía. La disipación de energía no solo es atribuida al tamaño de aislador-disipador, sino a la eficiencia en su diseño lo cual tiene que ver con las características de la demanda y del puente, así como del número, dimensiones y demandas en los distintos elementos de la subestructura.

Los apoyos más eficientes en el puente A la Lima fueron los péndulos de fricción en términos de la reducción de la reducción de fuerzas y desplazamientos en las pilas. Sin embargo, es necesario hacer una evaluación del costo inicial y de mantenimiento de los tres tipos de apoyo, antes de llegar a una conclusión definitiva en el sentido del mejor tipo de aislador para los puentes analizados en este trabajo.

Por otro lado, en el puente La Unión, los aisladores de neopreno con núcleo de plomo son más eficientes que el resto de los disipadores. La mayor disipación de energía para este tipo de apoyos se presenta en el puente La Unión.

Los disipadores tipo péndulo de fricción tienen una ventaja importante que consiste en que le dan mucha flexibilidad a las estructura lo cual produce daños menores en los elementos ya que si

CONCLUSIONES

tiene la capacidad de desplazarse más la estructura es mejor, otro de los aspectos importantes de los péndulos es el hecho de que al dar esa flexibilidad entonces la transmisión de fuerzas es mucho más pequeña además recordar el hecho de que los disipadores de este tipo tienen un rigidez axial muy grande que casi es considerada infinita y por lo cual tiene buen comportamiento ante cargas verticales. La disipación de energía de este tipo de apoyo resultó menor que la de los apoyos con núcleo de plomo Cabe recordar que una desventaja de este tipo de disipador es su costo inicial y el costo a mediano y largo plazo ya que al ser de acero u otra aleación metálica requiere mucho mantenimiento.

Los aisladores de neopreno que se usan normalmente como apoyos pero también pueden funcionar como aisladores al aumentarles su peralte, llegan a producir un efecto de aislamiento adecuado pero sin la capacidad de disipar energía histerética. La única ventaja que hay de este tipo de aislador sobre los otros dos es el costo por sólo ser neopreno y unas capas de acero de espesor pequeño.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

AASHTO. (1999). "Guide Specifications for Seismic Isolation Design" American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, EEUU.

BMSF, (2000). "Base Mexicana de Sismos Fuertes". Estaciones de registro a cargo de las siguientes instituciones : II-UNAM, CFE, CICESE, ICA, CIRES, CENAPRED, RIIS, Geofísica-UNAM", Vol. 2, D.F., México.

Buckle I., Constantinou M., Dicleli M., Ghasemi H., (2006). "Seismic Isolation of Highway Bridges". Earthquake Engineering to Extreme Events. NY., EEUU.

CSI. (2007). "SAP2000: Structural Analysis Program" Computer & Structures Inc., Berkeley CA.

CFE (1993), "Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Capítulo de Diseño por Sismo", Instituto de Investigaciones Eléctricas, Cuernavaca, Mor.

Collings M. P., D. Mitchell. (1991). "Prestressed Concrete Structures". Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

FEMA, (1997). "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings". Reports FEMA 273 Guidelines. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

International Code Council. (2000). "International Code Building". Falls Church, Virginia.

Jara M. (2007) "Diseño avanzado de estructuras de concreto"

Maroney B. H., y Y. H. Chai. (1994). "Bridge Abutment Stiffness and Strength Under Earthquake Loadings". Proceedings, 2nd International Workshop on the Seismic Design of Bridges, Queenstown, New Zealand.

Nakashima Masayoshi, Saburi Kazuhiro, Tsuji Bunzo.(1996). "Energy Input and Dissipation Behaviour of Structures With Hysteretic Dampers". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 483-496.

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

Wilsson E. L., A. Der Kiureghian, E. P. Bayo.(1981). "A Replacement of the SRSS Method in Seismic Analysis". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, pp. 187-194.