



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

USO DE DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA SÍSMICA
PARA CONTROLAR LOS DESPLAZAMIENTOS
TRANSVERSALES DE UN PUENTE URBANO

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

JOSÉ ANTONIO LÓPEZ MEZA

TUTORA:
DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
Secretario: DR. ROBERTO MELI PIRALLA
Vocal: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ
1^{er} Suplente: DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ
2^{do} Suplente: M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

Lugar donde se realizó la tesis.

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTORA DE TESIS:

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

DEDICATORIAS

A mi padre, Ing. J. Antonio López Ávila (†)

Con un profundo respeto por todo su amor, esfuerzo, comprensión y enseñanzas y por haberme inculcado el amor a la Ingeniería Civil a lo largo de los 19 años que lo tuve a mi lado, y por ser mi amado ángel de la guarda.

A mi madre, Arq. Lilia Beatriz Meza Barbosa

Porqué es mi razón de seguir adelante y es a quien más le debo una eterna admiración y agradecimiento por todo su amor, confianza, apoyo incondicional y sacrificios brindados durante estos 25 años de mi vida, y en especial los últimos 3 años en los cuales me ha orientado a tomar las mejores decisiones para avanzar como persona y profesionista.

A mi hermano, Claudio Alberto López Meza

Porqué como yo, sabes lo dura que es la vida, pero no por eso deja de ser maravillosa y junto a nuestra madre lo hemos apreciado más cada día, y recuerda siempre que el único tesoro que nadie podrá arrebatarte es el conocimiento.

Sus esfuerzos se convirtieron en su triunfo y en el mío, muchísimas gracias... ¡los amo!

"Si he logrado ver más allá, es porque me he parado sobre hombros de gigantes."

Isaac Newton

A mi abuelita Alicia Barbosa Cantú y mi abuelito Alejandro Meza García (†)

A mi abuelita Claudina Ávila Vázquez (†) y a mi abuelito Antonio López Chavira (†)

A mis tíos Miguel López Ávila y Teresa Flores.

A mi tía Claudia Catalina López Ávila y mis primos Jesús y Carlos.

A mi prima Mariana y familia Ávila Garza.

A mis padrinos Miguel Ángel Mejía Sandoval y Ernestina Fernández Gómez.

Gracias por estar en mi vida y otorgarme lo mejor de sus personas en todo momento.
Los llevo en mi corazón.

*"Dormía y soñé que la vida es placer.
Desperté y ví que la vida es deber.
Trabajé y observé que el deber es placer"*

Friedrich Nietzsche

"El ingeniero no es científico ni artista. Se apoya en la ciencia y se deja guiar por el arte"

Dr. Emilio Rosenblueth Deutsch

AGRADECIMIENTOS

A Dios y a la Virgen de Guadalupe por permitirme dar este gran paso, por darme valor, perseverancia y fuerza para afrontarlo en los momentos difíciles, y capacidad para disfrutarlo en los momentos felices.

A la Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez por su sabiduría, ayuda, confianza, paciencia y tiempo dedicado a mi persona y a este trabajo de tesis.

A mis sinodales: Dr. Luis Esteva Maraboto, Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. Orlando Javier Díaz López y M.I. Octavio García Domínguez, por su valioso tiempo dedicado en la revisión de esta tesis y por sus comentarios y aportaciones a la misma.

Al Dr. Francisco Leonel Silva González por sus sugerencias, aportaciones y su apoyo a lo largo de este trabajo de tesis.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico que me otorgó durante dos años para la realización de mis estudios de Maestría.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por permitirme hacer uso de sus instalaciones para la realización de esta tesis.

A mis profesores de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Tamaulipas: M.I. Víctor González Saldierna, Dr. Gerardo Sánchez Torres Esqueda, M.I. Miguel Ruíz Velázquez, y M.I. Juana Treviño Trujillo por su amistad y enseñanzas y en especial al M.I. Armando Valero Vázquez quien me abrió el camino para alcanzar esta gran meta.

Al Dr. David De León Escobedo por su constante apoyo humano y académico a lo largo de toda mi vida.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino por brindarme su apoyo y valiosos consejos en mi camino durante mis estudios de posgrado.

A mis amigos y compañeros que he conocido en la Maestría en Estructuras y el Instituto de Ingeniería de la UNAM: Jesús Alberto, Saúl, Tomás, Mauricio, Dante, Juan Pablo, Víctor, Jonathan, Alberto e Inocente, los cuales me brindaron su amistad y su apoyo académico durante mis estudios y en la presente tesis.

A dos buenos amigos y Maestros en Ingeniería Estructural: José Guadalupe y Edgar Rangel Ramírez.

A todos mis amigos de Tampico, Distrito Federal y resto del país, los cuales siempre me han alentado a seguir adelante y animado en los momentos difíciles.

A la Universidad Nacional Autónoma de México... mi casa, mi fuerte, mi mayor orgullo, la Institución que marcó mi vida para siempre, marcó mi forma de ser y de sentir los problemas de México, mi percepción del mundo, mi forma de vivir.

"Por mi raza hablará el Espíritu"

José Vasconcelos



ÍNDICE

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
ÍNDICE	iii
ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	v
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes del uso de disipadores pasivos de energía en puentes	1
1.1.A Disipadores de energía de tipo visco-elásticos	1
1.1.B Disipadores de energía de tipo histerético (barras de pandeo restringido)	4
1.2 Objetivos y Alcance	7
CAPÍTULO 2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISIPADORES VISCO-ELÁSTICOS Y DE BARRAS DE PANDEO RESTRINGIDO	8
2.1 Disipadores pasivos de energía sísmica de tipo visco-elásticos	8
2.2 Disipadores histeréticos (barras de pandeo restringido)	12
CAPÍTULO 3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
3.1 Descripción de la estructura que se analiza	17
3.2 Cargas gravitacionales de diseño	20
3.3 Propiedades dinámicas del puente	22
3.4 Curvas de peligro sísmico, espectros de peligro sísmico uniforme y espectro de diseño	24
3.5 Respuesta estática ante cargas gravitacionales	27
3.6 Respuesta dinámica modal ante cargas sísmicas	28
3.7 Soluciones para el control de los desplazamientos transversales, utilizando disipadores pasivos de energía sísmica	29



CAPÍTULO 4. DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA DE TIPO VISCO-ELÁSTICO	33
4.A Obtención de la rigidez lateral necesaria para limitar los desplazamientos transversales del puente debidos a carga viva desbalanceada	33
4.B Análisis modal iterativo	36
4.1 Aplicación de la metodología propuesta	38
CAPÍTULO 5. DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA DE TIPO HISTERÉTICO	45
5.1 Diseño de barras de pandeo restringido	45
5.2 Revisión de la estabilidad global de las barras de pandeo restringido	50
CAPÍTULO 6. CURVAS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA	54
6.1 Obtención de las respuestas estructurales	54
6.2 Construcción de curvas de vulnerabilidad sísmica	57
CAPÍTULO 7. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA APLICACIÓN DE DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL EJEMPLO DE APLICACIÓN	60
7.1 Ventajas y desventajas de los disipadores visco-elásticos	60
7.2 Ventajas y desventajas de las barras de pandeo restringido	61
7.3 Comparaciones entre las soluciones utilizadas en el puente del ejemplo de aplicación	61
CONCLUSIONES	63
REFERENCIAS	64
APÉNDICE A. SIMULACIÓN DE ACELEROGRAMAS UTILIZADOS EN LOS ANÁLISIS "PASO A PASO" Y EN LA CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME	66
A.1 Criterio empleado en la simulación	66
A.2 Aplicación del criterio expuesto, generación de sismos y sus correspondientes espectros de respuesta	67



RESUMEN

Un puente atirantado sin apoyos en sus extremos puede presentar desplazamientos laterales muy grandes ante la acción de cargas vehiculares que se concentran en un solo lado del puente (cuando el flujo vehicular es en un solo sentido). Si además de que estén actuando estas cargas desbalanceadas ocurriera un sismo en ese momento, los desplazamientos laterales del puente serían aún mayores. Una alternativa para restringirlos es añadir disipadores pasivos de energía al puente debajo de él, y además restringir el movimiento de sus extremos, de manera que se aumente el amortiguamiento total del sistema y también se incremente su rigidez. Esta tesis presenta un estudio sobre el control de desplazamientos laterales de un puente urbano mediante la incorporación de disipadores pasivos de energía al sistema. La estructura se modela matemáticamente en tres dimensiones. Dicha estructura presenta problemas de desplazamiento lateral de hasta 3 m causado por la combinación de carga viva desbalanceada más carga sísmica, debido a esto se adicionan disipadores visco-elásticos, y alternativamente, disipadores histeréticos. De esta manera se controlan los desplazamientos a niveles que permitan la funcionalidad del puente. Para el diseño de los disipadores visco-elásticos se emplea un método iterativo de análisis y diseño basado en un sistema de 1GDL con una rigidez "equivalente". Este tipo de disipadores aumentan la rigidez estructural del puente y a su vez su amortiguamiento. Por otra parte, los disipadores histeréticos se modelan como barras de pandeo restringido las cuales proveen un considerable aumento en la rigidez estructural y cuyo principio consiste en disipar energía a través de ciclos estables de tensión-compresión mediante una barra central de acero confinada por una sección tubular hueca, con mortero entre ambas. El estudio se complementa con la obtención de curvas de vulnerabilidad correspondientes al puente con cada uno de los dos tipos de disipadores de energía. Se mencionan los pros y contras de cada una de las soluciones.



ABSTRACT

A cable-stayed bridge without supports in its ends may present large lateral displacements under the action of vehicular loads that are concentrated on one side of the bridge (when the vehicular flow is in a single sense). In addition to this, if these unbalanced loads are acting when an earthquake occurs, the lateral displacements of the bridge would even be larger. A solution to restrict them is to add passive energy dissipators under the bridge, and also to restrict the ends motions. This thesis presents a study on the control of lateral displacements of an urban bridge by incorporating passive energy dissipators to the system. The structure, which presents problems of lateral displacement of about 3 meters caused by the combination of unbalanced live load and seismic load, is analyzed by means of a tridimensional model. Due to this, visco-elastic dampers are added, and alternatively there are added hysteretic dampers. In this way, the demands of lateral displacements are controlled at levels that allow the functionality of the bridge. In relation to the design of the visco-elastic dampers, an iterative method of analysis and design based on a system of SDF with an "equivalent" stiffness is also used. This type of dampers increases, the structural stiffness of the bridge as well as its damping. On the other hand, the hysteretic dampers, which dissipate energy through stable cycles of tension-compression by means of a central bar of steel confined by a hollow tubular section, with mortar between both, are modeled like buckling restrained braces. They provide a considerable increase in the structural stiffness. This study also obtains vulnerability curves corresponding to the bridge with both energy dissipators systems used. The pros and contras of each solutions are mentioned.



ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis consta de siete capítulos y un apéndice. En el primero de ellos se presenta una breve introducción al tema y se hace una revisión en la literatura existente acerca del uso de sistemas de amortiguamiento pasivo en puentes para controlar los desplazamientos excesivos como consecuencia de altas intensidades sísmicas de diseño. Además, se plantean los objetivos y alcances de la tesis.

En el capítulo 2 se comentan las características generales y el comportamiento estructural de los sistemas pasivos de disipación de energía sísmica empleados en la tesis: de tipo visco-elástico y de tipo histerético (barras de pandeo restringido).

En el capítulo 3 se presentan las características generales de un puente urbano atirantado con problemas de desplazamientos transversales y verticales. Se revisan sus cargas de diseño y sus propiedades dinámicas. Con las curvas de peligro sísmico, dado un periodo de retorno de 500 años (para un estado límite cercano al colapso), se construyen los espectros de peligro uniforme para distintos porcentajes de amortiguamiento crítico, a los cuales se les traza una envolvente para obtener el espectro de diseño. Por otra parte, se proponen distintas soluciones al control de los desplazamientos excesivos en el puente atirantado.

En el capítulo 4, se muestra el procedimiento de análisis y diseño de disipadores de energía de tipo visco-elástico. Es un proceso iterativo que pretende alcanzar el desplazamiento objetivo del puente. El capítulo 4 se complementa con un ejemplo de aplicación de la metodología propuesta para el análisis y diseño de amortiguadores visco-elásticos para el puente descrito en el capítulo 3.

El capítulo 5 trata del diseño de disipadores de energía de tipo histerético, concretamente de barras de pandeo restringido. Se realiza un proceso iterativo hasta alcanzar el mismo desplazamiento objetivo propuesto en el capítulo 4.

El capítulo 6 muestra las curvas de vulnerabilidad construidas con funciones de confiabilidad sísmica, correspondientes al puente del ejemplo de aplicación con cada uno de los sistemas de disipación de energía analizados en los capítulos 4 y 5.

En el capítulo 7 se exponen las ventajas y desventajas de la aplicación de los sistemas pasivos de amortiguamiento sísmico incorporados al puente del ejemplo de aplicación.

Al final de la tesis se muestran las conclusiones del estudio junto a las referencias empleadas.

En el Apéndice A se define el criterio empleado para la generación de sismos sintéticos.



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES DEL USO DE DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA EN PUENTES

La experiencia obtenida a través de los años debido a la ocurrencia de sismos devastadores de gran magnitud ha propiciado la búsqueda de medios para proporcionar suficiente resistencia y asegurar un comportamiento satisfactorio ante futuros eventos sísmicos de gran intensidad de estructuras de vital trascendencia como lo son los puentes. La importancia de un puente recae en el impacto económico y social que podría ocasionar su derrumbe o la necesidad de suspender el tráfico de vehículos sobre él. El concepto en el que se enfoca la búsqueda de estos medios de control de la respuesta consiste en aumentar la capacidad del sistema para disipar energía sísmica y/o disminuir la demanda generada por la excitación sísmica, además, de evitar problemas de resonancia, no permitiendo que los periodos de puentes coincidan con las frecuencias en las que se concentra la mayor parte de la energía del sismo.

Tradicionalmente se recurría a la modificación de la masa, rigidez ó geometría de la estructura para intentar reducir las fuerzas de inercia y demandas de desplazamiento generadas por excitaciones sísmicas, dejando a la ductilidad de la estructura como la responsable de disipar energía adicional en caso de eventos sísmicos extremos, con lo cual se acepta el daño en los elementos estructurales.

Como alternativa, se ha propuesto el control de la demanda sísmica y las vibraciones de puentes energía con dispositivos pasivos de disipación de energía los cuales conducen a sistemas estructurales con comportamiento elástico durante sismos de gran intensidad.

A continuación se hace una revisión de la aplicación de disipadores pasivos de energía sísmica para el control de la respuesta sísmica en puentes, como opción alternativa al tradicional aislamiento sísmico el cual cuenta con una larga trayectoria de aplicación en puentes por su economía, facilidad de mantenimiento, y a un mayor desarrollo teórico y tecnológico.

1.1.a. DISIPADORES DE ENERGÍA DE TIPO VISCO-ELÁSTICOS

La aplicación de disipadores de energía sísmica de tipo visco-elástico en puentes es muy limitada. En la literatura existen cientos de casos documentados de puentes nuevos con disipadores de energía de tipo viscoso y así mismo refuerzo y rehabilitación con los mismos tipos de disipadores; sin embargo, en el caso de disipadores visco-elásticos, estos sólo han sido utilizados en juntas de expansión de puentes y en un puente en Grecia, país que cuenta con numerosos puentes y acueductos de mampostería que son considerados patrimonio cultural por su estética, valor histórico, social y funcional, los cuales tienen una alta vulnerabilidad sísmica, por lo que ha sido necesario establecer un programa de rehabilitación



con dispositivos disipadores de energía. El puente ferroviario “Manari” fue el primero en ser rehabilitado con disipadores visco-elásticos (Syrmakezis, 2007). La aplicación de técnicas innovadoras (disipación de energía sísmica) ha tenido resultados muy satisfactorios, ofreciendo una rehabilitación durable, reversible y no-intrusiva.

El puente ferroviario “Manari” es un puente curvo de arcos de mampostería situado en Peloponeso, Grecia (ver figura 1.1). Es el puente más largo de este tipo en Grecia. Fue construido entre 1891 y 1898. Tiene una longitud total de 116 m, con una altura de 20 m y un ancho de 4.25 m. El puente “Manari” consiste en 8 arcos semicirculares con crujías de 12.5 m con columnas de forma piramidal. La mampostería es a base de piedras de una cantera local, de dimensiones promedio de 60cm x 40 cm x 40 cm.



Figura 1.1. Vistas del puente “Manari”

Para analizar el puente se utilizó el programa SAP2000 v.10, donde se modeló con elemento finito a la estructura (ver figura 1.2) al cual se le aplicaron acciones de carga viva, carga muerta y cargas sísmicas (PGA=0.24g).

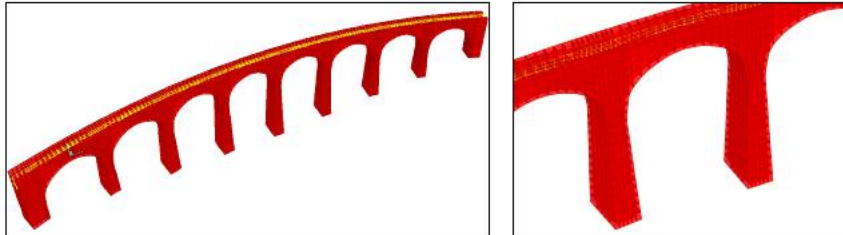


Figura 1.2. Modelo de elemento finito del puente “Manari”

De acuerdo al análisis modal efectuado utilizando el espectro de diseño acorde al Código Antisísmico Griego (EAK 2000), se obtuvo un periodo de vibrar de 0.64 s, con un desplazamiento máximo de 8 cm a la altura de la cubierta debido a cargas sísmicas.

Para evaluar la vulnerabilidad de la estructura cuando está sujeta a un evento sísmico, fue necesario determinar las áreas más vulnerables del puente, para esto se utilizó el programa “Falla” (Syrmakeziz y Asteris, 2001) el cual utiliza el criterio de Von Mises adaptado a estructuras de mampostería. De acuerdo a este modelo las áreas rojas representan falla bajo tensión biaxial, las áreas verdes representan falla bajo tensión-compresión biaxial y las áreas azules no presentan falla (ver figura 1.3).

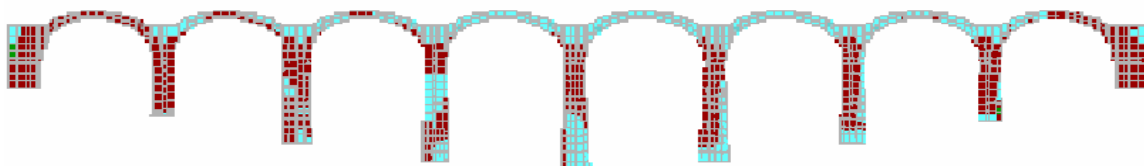


Figura 1.3. Fallas del puente Manari de acuerdo al criterio de Von Mises modificado



Los análisis revelan que el puente en su estado actual es altamente vulnerable a fallar cuando actúan cargas vivas al mismo tiempo que cargas sísmicas. Dado que es una estructura histórica importante en Grecia se adoptó un método de rehabilitación introduciendo dispositivos de control pasivo de energía.

El sistema de control pasivo usado consiste en amortiguadores situados debajo de cada arco del puente formando una X (Symakeziz et al, 2006) (ver figura 1.4). La disipación de energía sísmica y la limitación de las deformaciones dependen de las propiedades de la estructura así como del amortiguamiento y rigidez de los amortiguadores incorporados (Sedlachek y Pong, 2002). Los amortiguadores fueron simulados utilizando el modelo de visco-elasticidad de Maxwell, teniendo un amortiguador no lineal en serie con un resorte.



Figura 1.4. Ubicación de amortiguadores visco-elásticos

Para evaluar la eficiencia del método de rehabilitación, se realizaron análisis paso a paso utilizando la función que representa al sismo de Atenas de 1999. Las cargas sísmicas en términos de aceleración del terreno fueron aplicadas en dos direcciones horizontales considerando un amortiguamiento estructural igual al 3 por ciento.

Los resultados de eficiencia de los amortiguadores visco-elásticos para disipar energía sísmica se expresaron en términos de desplazamientos y energía. La figura 1.5 muestra los desplazamientos de un nodo al nivel de la cubierta, antes y después de la aplicación del sistema de control pasivo. El máximo desplazamiento del nodo disminuyó de 8 cm a 5 cm, aproximadamente. De igual manera se modificó la energía cinética de la estructura de un máximo de 240 KNm a 160 KNm, aproximadamente.

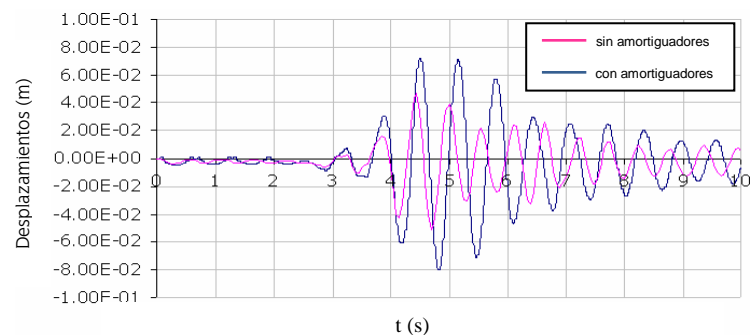


Figura 1.5. Desplazamiento antes y después de la rehabilitación

De acuerdo a lo anterior, los amortiguadores visco-elásticos han demostrado ser muy eficaces en la limitación de las tensiones y los valores de deformación, así como la energía potencial y cinética de la estructura. Los beneficios también son a largo plazo en lo que se refiere a la reducción de la fatiga estructural y el aumento de la vida estructural del puente.



1.1.b. DISIPADORES DE ENERGÍA DE TIPO HISTERÉTICO (BARRAS DE PANDEO RESTRINGIDO)

La aplicación de las barras de pandeo restringido en puentes dio inicio en Japón después del sismo de Kobe (1995) para rehabilitar puentes de acero de grandes claros principalmente, donde comúnmente actúan junto a un sistema de aislamiento sísmico para controlar la respuesta sísmica de la estructura ante eventos sísmico.

Kanaji *et al* (2005) realizaron la rehabilitación del puente “Minato”, ubicado en Osaka, Japón. El puente “Minato” es el tercer puente de armadura con mayor longitud en el mundo. Tiene una longitud de 980 m, con un claro central de 560 m. Consta de dos niveles para circular y fue abierto en 1974 (ver figura 1.6).



Figura 1.6. Puente “Minato”

Desde el sismo de Hyoho-ken Nanbu (Kobe) de 1995 se han establecido programas de rehabilitación y refuerzo de puentes en Japón, en los cuales se incluyó el puente “Minato”. En este, los elementos principales soportan la fuerza vertical como la carga muerta y deben mantenerse elásticos, y los miembros que soportan la fuerza lateral se les permite que entren en el intervalo inelástico generando amortiguamiento histerético. Por ello se han instalado barras de pandeo restringido en la dirección transversal del puente, donde se localizan los elementos más débiles de la estructura (ver figura 1.7).

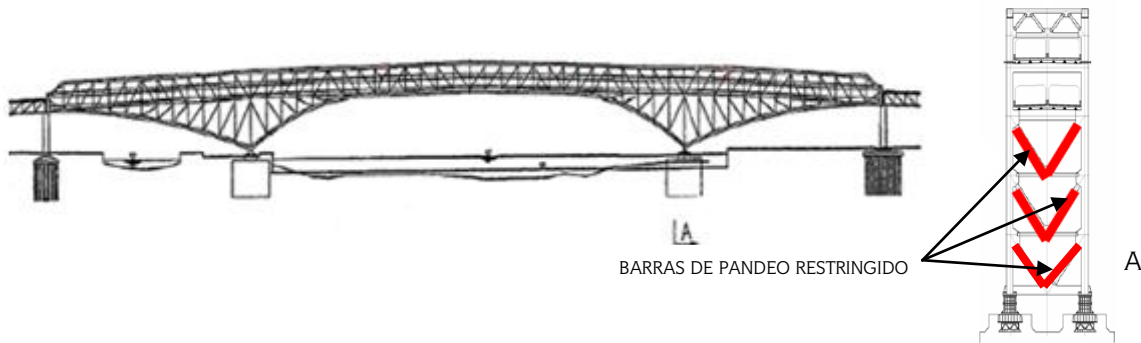


Figura 1.7. Elevación del Puente “Minato” y corte transversal A con ubicación de barras de pandeo restringido

La respuesta del puente se modificó como se muestra en la figura 1.8, donde las barras en rojo sufren pandeo, las barras en azul fluyen a tensión y las barras en verde se mantienen elásticas.

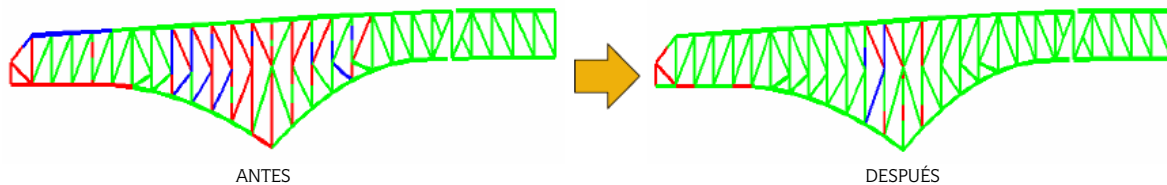


Figura 1.8. Vista de elevación con la respuesta antes y después de la rehabilitación con barras de pandeo restringido

Con la rehabilitación se aprecia una fuerte mejora en la respuesta estructural del puente, por lo que los autores concluyen que el control de la respuesta fue eficaz y exitoso.

Bruneau *et al* (2007) propusieron dos configuraciones para refuerzo de puentes de acero, siguiendo la línea de Kanaji, donde se propone reforzar las secciones transversales de los puentes con dispositivos que presenten ciclos estables de fluencia. La primera configuración consiste en dos pares de barras de pandeo restringido instaladas cada una al final de un claro, en una configuración que coincida con la dirección transversal y longitudinal, es decir, un par de barras de pandeo restringido orientadas paralelamente al eje longitudinal del puente y el otro par perpendicular al par anterior, como lo muestra la figura 1.9a. En la segunda configuración se instalan los pares de disipadores de manera que no coincidan con la dirección longitudinal y transversal del puente (ver figura 1.9b).

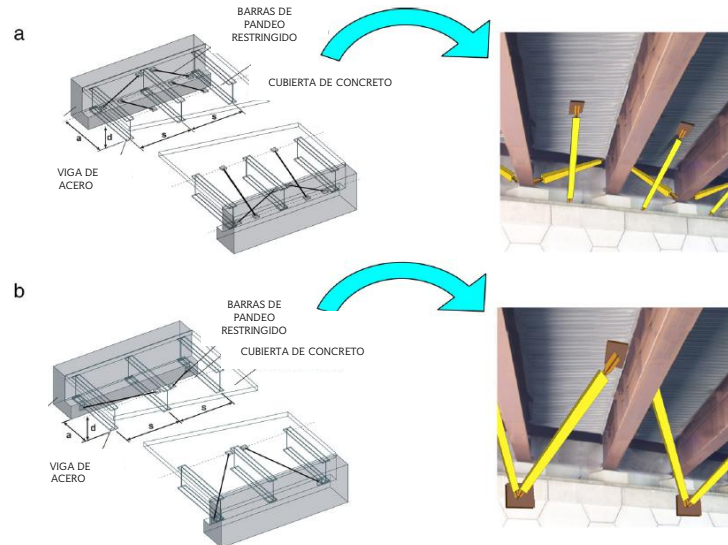


Figura 1.9. Configuraciones propuestas para refuerzo de puentes

Las configuraciones anteriores se aplicaron en un modelo matemático en SAP2000, al cual se le aplicó carga bidireccional con la misma intensidad en cada dirección, resultando la configuración 1 con una mayor rigidez inicial y disipación de energía histerética a la configuración 2, sin embargo la configuración 2 ocupa el 47% de material (barras de pandeo restringido) de lo que aporta la configuración 1, para obtener la misma respuesta en capacidad a cortante, además de que con menor cantidad de material aporta la misma demanda de desplazamiento, por lo que la configuración 2 resulta más efectiva para resistir efectos sísmicos bidireccionales. Además los autores concluyen que sus propuestas de rehabilitación son prometedoras y viables, además de económicas comparadas con las demás alternativas comúnmente utilizadas en rehabilitación de puentes.

Casciati *et al* (2008) realizaron la rehabilitación con disipadores de energía de tipo histerético al puente “Bill Emerson Memorial”, situado en Missouri, Estados Unidos. El puente fue abierto al público en el 2003. Consiste en un puente atirantado con un claro central de 350.6 m, compuesto por dos pilones y 128 cables (ver figura 1.10).



Figura 1.10. Puente “Bill Emerson Memorial”

El puente fue modelado matemáticamente en el programa de elemento finito ABAQUS (ver figura 1.11) y se utilizaron para los análisis dinámicos diversos espectros de peligro uniforme construidos a cuatro diferentes periodos de retorno (224, 475, 975 y 2475 años) de acuerdo a lo establecido por el FEMA 356. Además se utilizaron 24 sismos sintéticos generados a partir de registros acelerométricos de la Red Geológica Americana (USGS).

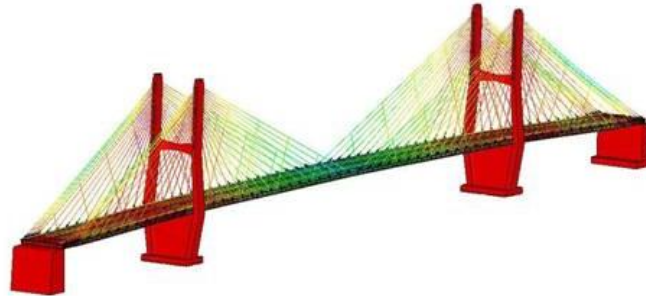


Figura 1.11. Modelo matemático del puente “Bill Emerson Memorial”

El puente por tener un claro central considerable y debido a su flexibilidad y poca masa es susceptible a vibraciones de largas amplitudes debido a cargas sísmicas, de viento y de tráfico. Para controlar estos efectos se colocaron 16 disipadores en la conexión entre los pilones y la cubierta, para rigidizar con ello la conexión (ver figura 1.12).

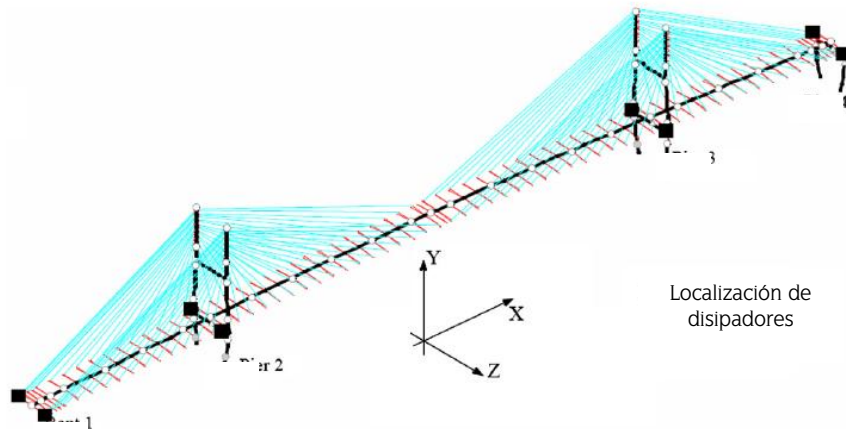


Figura 1.12. Localización de los disipadores histeréticos

Los resultados de la rehabilitación se muestran en función de la fuerza cortante basal de una columna de un pilón antes y después del control con disipadores (ver figura 1.13a), y de la tensión actuante en uno de los cables antes y después del control (ver figura 1.13b).

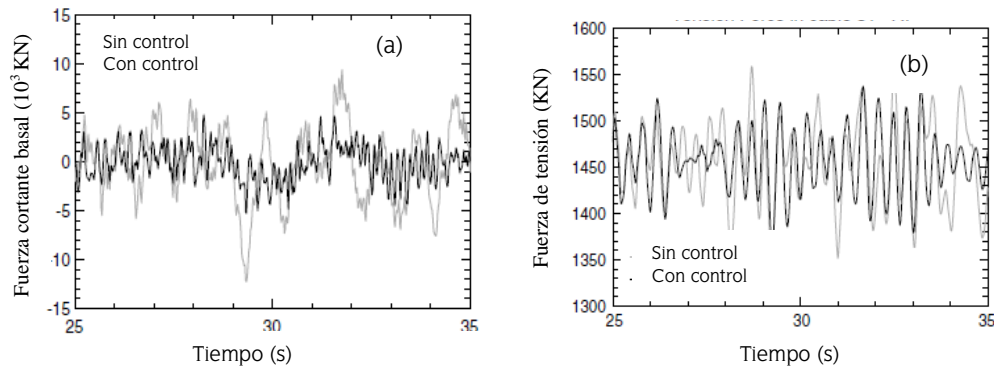


Figura 1.13. Respuesta antes y después del control con disipadores en el puente "Bill Emerson Memorial"

Los autores concluyen que la técnica de rehabilitación utilizada fue efectiva y se redujeron satisfactoriamente las respuestas en los cables, columnas y la cubierta del puente.

1.2. OBJETIVOS Y ALCANCE

El presente trabajo de tesis tiene como objetivo general presentar dos soluciones alternativas para reducir los desplazamientos transversales en un puente urbano atirantado desplantado en suelo blando. Así mismo, realizar una comparación entre ambas soluciones y opinar cual es la más efectiva en cuanto a reducción de las demandas de desplazamiento, y su facilidad de fabricación y/o adquisición.

Las soluciones estudiadas se enfocan en la incorporación al puente (entre el suelo y la cubierta) de disipadores de energía sísmica: a) de tipo visco-elástico y b) de tipo histerético (barras de pandeo restringido)

Para el diseño del primer tipo de disipadores se propone un método iterativo de análisis modal basado en desplazamientos. El criterio consiste en representar el sistema estructural de múltiples grados de libertad como un sistema equivalente de un grado de libertad (S1GDL). En este método se utilizan espectros de pseudo-desplazamientos de peligro uniforme.

Para el diseño del segundo tipo de disipadores se emplea un proceso iterativo con análisis paso a paso en el tiempo, utilizando historias de movimientos sísmicos simulados.

Los análisis realizados en ambas soluciones de la tesis son del tipo probabilista, tomando en cuenta un estado límite propuesto.

Para comparar las soluciones se construyen curvas de vulnerabilidad sísmica y de esta manera se obtiene la probabilidad de excedencia de cierto límite de desplazamiento dada una intensidad de la sollicitación sísmica para el puente.

La respuesta estructural se mide exclusivamente en términos de desplazamientos máximos transversales, deformaciones axiales en disipadores visco-elásticos y ductilidades de barras de pandeo restringido.



CAPÍTULO 2

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISIPADORES VISCO-ELÁSTICOS Y DE BARRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

En este capítulo se explicarán las características y el fundamento teórico del comportamiento de dos tipos de disipadores pasivos de energía sísmica usados en la presente tesis: los disipadores visco-elásticos y los disipadores histeréticos.

El presente capítulo consta de dos secciones; en la primera se abordarán las propiedades del material ó polímero visco-elástico y su funcionamiento como dispositivo disipador de energía; en la segunda sección se tratarán las propiedades estructurales de los disipadores histeréticos, en específico, de los contravientos de pandeo restringido. En ambas partes se describen los principales parámetros que se utilizan en los capítulos 4 y 5 para el diseño de los disipadores.

2.1. DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA SÍSMICA DEL TIPO VISCO-ELÁSTICOS

Los materiales visco-elásticos usados en aplicaciones estructurales son comúnmente polímeros o sustancias vítreas homogéneas e isotrópicas que disipan energía cuando están sujetas a deformaciones a cortante. Un amortiguador visco-elástico típico se muestra en la figura 2.1, que consiste en placas de acero adheridas por capas visco-elásticas.

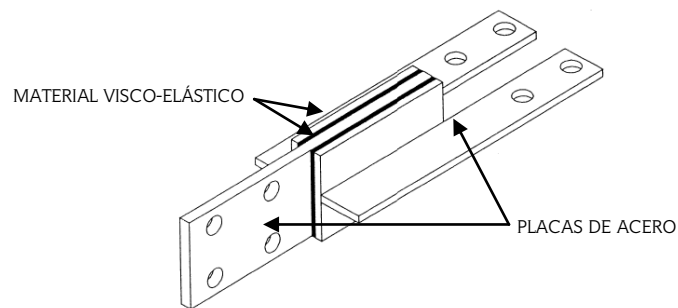


Figura 2.1. Configuración típica de un amortiguador visco-elástico.

Los materiales visco-elásticos exhiben propiedades de sólidos elásticos y de líquidos viscosos cuando se deforman, lo que permite disipar energía en forma de calor y después recuperar su forma original cuando la carga es removida. Pueden ser empleados para todos los niveles de deformación, y es por



ello que encuentran aplicación en la protección de una estructura al reducir la respuesta sísmica en un amplio espectro de intensidades, además, no alteran el comportamiento de la estructura y sólo incrementan el amortiguamiento viscoso y la rigidez lateral, lo que significa una simplificación importante en el análisis estructural del sistema.

Las características de rigidez y amortiguamiento del material visco-elástico dependen fuertemente de la composición molecular y el tipo y número de fibras de carbono dentro del material. De igual manera estos polímeros dependen fuertemente de la temperatura en su manufactura y de la temperatura de operación, tanto la ambiental como cambios bruscos en el sitio como por ejemplo, algún proceso de soldadura próximo al disipador visco-elástico, donde la presencia de químicos y la exposición a altas temperaturas cambian significativamente sus propiedades. Otro factor del cual depende el comportamiento de dichos materiales es la frecuencia de su excitación. En el mercado existen aproximadamente 23 polímeros diferentes que tienen aplicación en disipadores de energía, y cada uno de ellos tiene un desempeño diferente, ya que son manufacturados para poseer una variedad de amortiguamiento, resistencia, durabilidad, resistencia al deslizamiento, y estabilidad térmica, para rangos seleccionados de temperatura y frecuencia.

Los efectos de la temperatura en el material visco-elástico se muestran en la figura 2.2. Cada polímero tiene un intervalo de temperaturas usuales, típicamente abarca tres zonas: la región vítrea (bajas temperaturas), la región de transición y la región elástica (altas temperaturas). Para temperaturas más allá de la región de transición el módulo de almacenamiento de energía es bajo, y eventualmente el material se va desintegrando conforme la temperatura continúa creciendo.

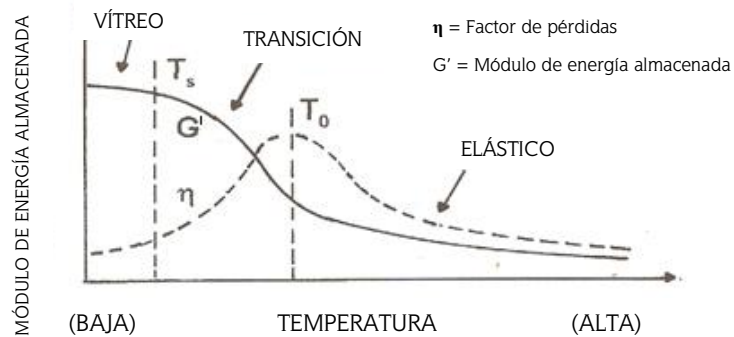


Figura 2.2. Efecto de la temperatura en el comportamiento del módulo de almacenamiento de energía (Ferry, 1981)

El efecto de la frecuencia es el inverso del efecto de la temperatura; incrementando la frecuencia, conlleva a un efecto similar del decremento de temperatura, como se ilustra en la figura 2.3.

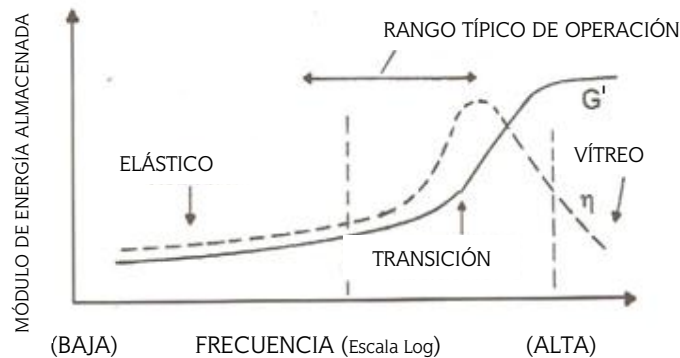


Figura 2.3. Efecto de la frecuencia en el comportamiento del módulo de almacenamiento de energía (Ferry, 1981)



El comportamiento mecánico de los dispositivos visco-elásticos sujetos a cortante puro puede ser descrito por la ley lineal de visco-elasticidad (Bergman y Hanson, 1986). La respuesta estacionaria de una capa de material visco-elástico sujeta a una deformación sinusoidal puede describirse en términos de esfuerzo cortante $\tau(t)$ y deformación a cortante $\gamma(t)$, como se expresa en las ecuaciones 2.1 y 2.2.

$$\tau(t) = \tau_0 \cdot \text{sen}(\omega t + \delta) \quad (2.1)$$

$$\gamma(t) = \gamma_0 \cdot \text{sen}(\omega t) \quad (2.2)$$

donde:

γ_0 es la amplitud de deformación

τ_0 es la amplitud del esfuerzo

ω es la frecuencia circular de la carga

δ es el ángulo del desfase

La relación esfuerzo-deformación para un material visco-elástico lineal, sometido a una excitación armónica de frecuencia ω , puede escribirse como la ecuación 2.3:

$$\tau(t) = \gamma_0(G' \text{sen}\omega t + G'' \text{cos}\omega t) \quad (2.3)$$

en la cual:

G' es el módulo de almacenamiento del material y representa la rigidez

G'' es el módulo de disipación de energía y que representa la energía disipada por el material

Los módulos se definen como se muestra en las ecuaciones 2.4 y 2.5:

$$G' = \left(\frac{\tau_0}{\gamma_0}\right) \cdot \text{cos}\delta \quad (2.4)$$

$$G'' = \left(\frac{\tau_0}{\gamma_0}\right) \cdot \text{sen}\delta \quad (2.5)$$

Usando las ecuaciones 2.4 y 2.5, el esfuerzo en el material visco-elástico puede expresarse como en la ecuación 2.6:

$$\tau(t) = G' \gamma(t) \pm G'' \sqrt{\gamma_0^2 - \gamma(t)^2} \quad (2.6)$$

donde la ecuación 2.6 corresponde a la respuesta histerética del material, que se caracteriza por una forma elíptica que se muestra en la figura 4.4. La histéresis es una combinación de una línea recta $\tau_s(t)$ representando la componente elástica (primer término de la ecuación 2.6) y una elipse $\tau_l(t)$ representando la componente de disipación de energía (segundo término de la ecuación 2.6).

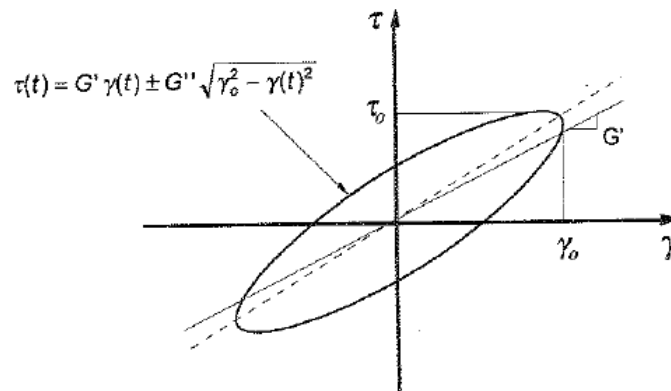


Figura 2.4. Respuesta típica de un amortiguador visco-elástico ante una carga sinusoidal (Kasai *et al.* 1993)



El amortiguamiento producido por el material visco-elástico puede medirse en términos de un amortiguamiento viscoso equivalente, ξ_e que se define como el cociente de la energía disipada (E_d) durante un ciclo de histéresis y el producto de 4π y la energía de deformación elástica (E_s) almacenada en la estructura al pico de la deformación, como se muestra en la ecuación 2.7 (Clough y Penzien, 1975).

$$\xi_e = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_d}{E_s} = \frac{\pi G'' \gamma_0^2}{4\pi \left(\frac{1}{2} G' \gamma_0^2\right)} = \frac{G''}{2G'} \quad (2.7)$$

Una forma de medir la capacidad de disipación de energía del material visco-elástico se realiza mediante el factor de pérdidas (η), que se define en la ecuación 2.8:

$$\eta = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} = 2\xi_e = \tan\delta \quad (2.8)$$

Un factor de pérdidas (η) pequeño conlleva a lazos histeréticos delgados indicando una baja disipación de energía, caso contrario a un factor de pérdidas grande que muestra lazos histeréticos amplios y casi redondeados indicando una alta disipación de energía (Kasai *et al*, 1993).

De acuerdo con resultados experimentales (Chang *et al*, 1993) cabe señalar que el material visco-elástico es lineal para un intervalo de deformaciones pequeñas de 0 – 20% si la temperatura es constante. Para grandes deformaciones se presenta un calentamiento intrínseco (del orden de 10°C durante la excitación sísmica) del dispositivo debido a la gran cantidad de energía disipada. El calentamiento se produce aunque la relación esfuerzo-deformación del material sea lineal.

Aiken y Kelly (1990) estudiaron la variación de la rigidez con la deformación de amortiguadores visco-elásticos bajo la acción de sismos severos concluyendo que un largo decremento en la rigidez ocurre dentro del 0-50% del intervalo de deformación, considerando que la rigidez sigue siendo aproximadamente constante para rangos de deformaciones entre el 50 - 200%. Con esto se puede suponer que la rigidez efectiva del amortiguador será constante para amplitudes de deformaciones entre el 50% al 200%.

El amortiguador visco-elástico puede modelarse como un resorte elástico con un amortiguador actuando en serie (ver figura 2.5), tal como lo representa el modelo de Maxwell (1867).

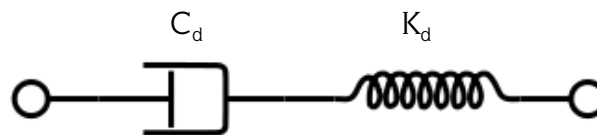


Figura 2.5. Modelo de Maxwell para amortiguadores visco-elásticos

Para una temperatura determinada y bajo deformación moderada producida por un desplazamiento $x(t)$ y velocidad $\dot{x}(t)$ ocasionados por un movimiento armónico, la fuerza para un amortiguador visco-elástico con área de cortante A y espesor h , que puede incorporarse al análisis de la estructura es:

$$F(t) = \bar{k}(\omega)x(t) + \bar{c}(\omega)\dot{x}(t) \quad (2.9)$$

donde, la rigidez efectiva del resorte elástico se define como:

$$\bar{k} = K_{dT} = \frac{A \cdot G'}{h} \quad (2.10)$$

y el coeficiente de amortiguamiento del amortiguador se obtiene como sigue:



$$\bar{c} = C_{dT} = \frac{A \cdot G''}{\omega \cdot h} \quad (2.11)$$

donde:

A es el área del material visco-elástico presente en el amortiguador

h es el espesor del material visco-elástico presente en el amortiguador

ω es la frecuencia de excitación, en (*rad/s*)

Si se divide C_{dT} por K_{dT} (ecuaciones 2.10 y 2.11) resulta:

$$\frac{C_{dT}}{K_{dT}} = \frac{\frac{A \cdot G''}{\omega \cdot h}}{\frac{A \cdot G'}{h}} = \frac{G''}{\omega \cdot G'}$$

Partiendo que se conoce la expresión para obtener el porcentaje de amortiguamiento de los amortiguadores se tiene (ecuación 2.7):

$$\xi_e = \frac{G''}{2G'}$$

$$2 \cdot \xi_e = \frac{G''}{G'}$$

Sustituyendo ésta expresión en el cociente obtenido:

$$\frac{C_{dT}}{K_{dT}} = \frac{2 \cdot \xi_e}{\omega}$$

$$C_{dT} = \frac{2 \cdot \xi_e \cdot K_{dT}}{\omega} \quad (2.12)$$

Se recomienda que el incremento del porcentaje de amortiguamiento crítico debido a la presencia de los disipadores visco-elásticos sea mayor que un 12% para reducir efectivamente la respuesta inelástica de un sistema (Kelly, 1995).

2.2 DISIPADORES HISTERÉTICOS (BARRAS DE PANDEO RESTRINGIDO)

En esta tesis se concentra el estudio en un tipo de disipador histerético: el contraviento de pandeo restringido, el cual es un elemento estructural de acero que ofrece resistencia y disipación de energía mientras que al mismo tiempo exhibe fluencia del material (acero).

El contraviento de pandeo restringido consiste en un núcleo de acero inmerso en un tubo de acero relleno con concreto como se muestra en la figura 2.6 (Wada, 1985).

El núcleo de acero toma la carga axial de tensión y/o compresión, consiguiendo con ello disipar energía de manera muy estable en presencia de varias reversiones de carga. En la figura 2.7 se muestra el diagrama bilineal de la relación fuerza-desplazamiento del núcleo de acero, mientras que el tubo exterior, mediante el concreto, proporciona apoyo lateral sobre el núcleo y previene el pandeo global del contraviento.

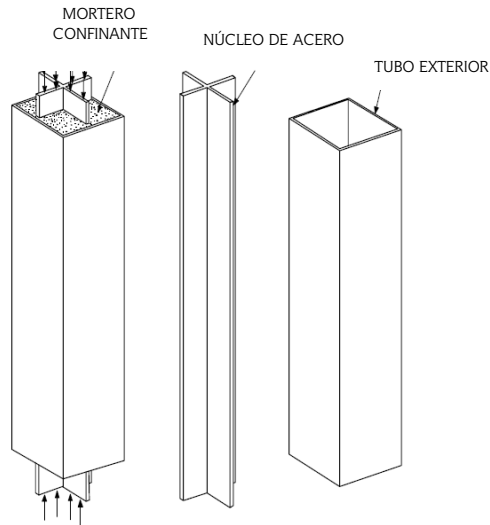


Figura 2.6. Configuración de un contraviento de pandeo restringido (izquierda), el núcleo de acero (centro) y el tubo de acero exterior (derecha)

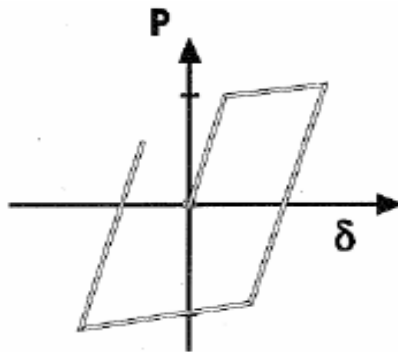


Figura 2.7. Ciclos de histéresis característicos de los contravientos de pandeo restringido

La elongación de la sección transversal del núcleo de acero debido a la compresión y la contracción por tensión son efectos imposibles de evitar, sin embargo, los efectos de fricción y la transferencia de cortante se eliminan colocando una fina capa de material (la cual puede ser pintura de asfalto, viníles, cintas de espuma, caucho, silicón y teflón). Esta habilidad del núcleo de acero para contraerse y elongarse libremente dentro de su confinamiento por el tubo de acero y concreto, gracias a dicha fina capa de material, permite a los contravientos de pandeo restringido ser llamados también *barras desadheridas*.

En la figura 2.8 se muestra que existe un segmento del núcleo de acero que fluye y dos (exteriores) que no fluyen. Mientras la sección que se encuentra confinada en el concreto se encarga de disipar energía, el segmento exterior toma las deformaciones axiales de compresión y permite la conexión al sistema estructural al cual se le debe disipar energía.

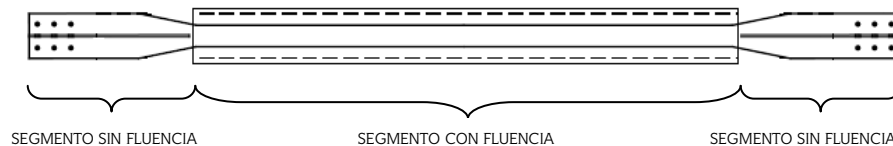


Figura 2.8. Esquema de los segmentos del contraviento de pandeo restringido



Para realizar un análisis de la estabilidad global de los disipadores, se recurre a la teoría de pandeo de Euler (1759), con dicha teoría se plantea calcular las cargas críticas de pandeo de cada miembro de la barra de pandeo restringida (núcleo de acero, tubo exterior de acero y el concreto confinante).

La figura 2.9a muestra el esquema del contraviento en compresión, la figura 2.9b presenta la distribución de fuerzas en el tubo de acero exterior y la figura 2.9c muestra las fuerzas en el concreto y sus respectivas deformadas. La carga distribuida $q(x)$, que es desconocida, es la reacción transversal de la sección confinante (Black *et al*, 2002).

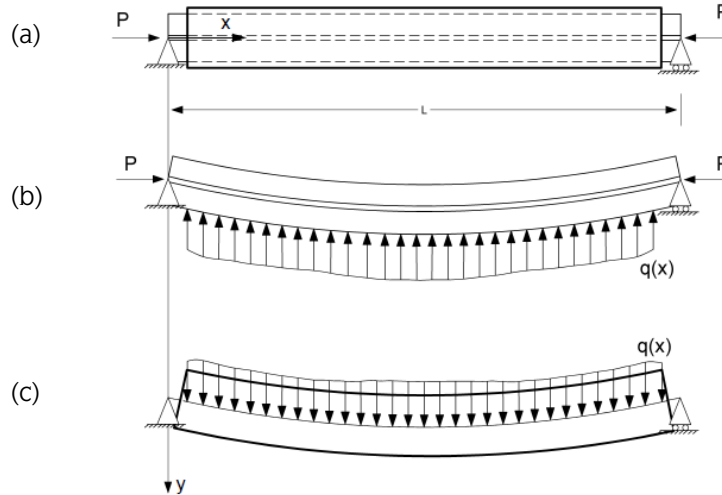


Figura 2.9. Barra desaherida bajo carga axial y cargas distribuidas y deformadas a lo largo del tubo exterior y del concreto

Si se usa el sistema de ejes de la figura 2.9, el equilibrio del núcleo central de acero está dado por la ecuación 2.13:

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -q(x) \quad (2.13)$$

donde:

$y(x)$ es la deflexión transversal

P es la carga axial

E_i es el módulo de Young del núcleo de acero

I_i es el momento de inercia del núcleo de acero

El signo negativo en el término a la derecha de la ecuación 2.13 es tal porque $q(x)$ actúa en dirección opuesta a la deflexión $y(x)$. Tomando las acciones opuestas de $q(x)$ en la figura 4.9 el equilibrio del segmento de viga está dado por la ecuación 2.14.

$$E_o I_o \frac{d^4 y(x)}{dx^4} = q(x) \quad (2.14)$$

donde:

$y(x)$ es la misma deflexión transversal de la ecuación 2.13

$E_o I_o$ es la rigidez a flexión del tubo exterior

Igualando las ecuaciones 2.13 y 2.14, se tiene la siguiente ecuación (que es similar a la ecuación 4.13):

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -E_o I_o \frac{d^4 y(x)}{dx^4}$$

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} + \frac{P}{E_i I_i + E_o I_o} \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = 0 \quad (2.15)$$



Para una barra con longitud de pandeo (L), la ecuación 2.15 da lugar a la carga crítica de pandeo de la barra que se muestra en la ecuación 2.16.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{(KL)^2} (E_i I_i + E_o I_o) \quad (2.16)$$

en la cual:

KL es la longitud efectiva o equivalente ($K = 1$ para una conexión articulada y $K = 2$ para una conexión empotrada).

Dado que pruebas experimentales demuestran que la rigidez del núcleo de acero es de dos a tres órdenes de magnitud menor a la del tubo de acero exterior (Watanabe, 1992), la ecuación 2.16 se puede simplificar como sigue:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{tubo}}{(KL)^2} \quad (2.17)$$

donde

E es el módulo de Young del tubo de acero exterior

I_{tubo} es el momento de inercia del tubo de acero exterior

Por lo tanto, se supone que la carga crítica del contraviento de pandeo restringido es la carga crítica de pandeo de Euler del tubo exterior. De acuerdo a esto, la estabilidad global de la barra está garantizada cuando la carga crítica de pandeo de Euler (P_{cr}) exceda la carga de fluencia del núcleo (ecuación 2.18).

$$P_y = F_y \cdot A_{núcleo} \quad (2.18)$$

donde F_y es el esfuerzo de fluencia del acero

Watanabe *et al* (1988) realizaron pruebas experimentales con cargas cíclicas en diversos especímenes de barras de pandeo restringido las cuales presentaban diferentes cocientes P_{cr}/P_y , los autores sugieren que para fines prácticos, se debe cumplir con:

$$\frac{P_{crH}}{P_y} \geq 1.5 \quad (2.19)$$

El núcleo de acero será capaz de desarrollar modos de pandeo distintos según su correspondiente carga crítica de pandeo de Euler y del soporte lateral aportado por el tubo exterior de acero y el confinamiento de concreto. Los diferentes modos de pandeo se muestran en la figura 2.10 (Sridhara, 1990).

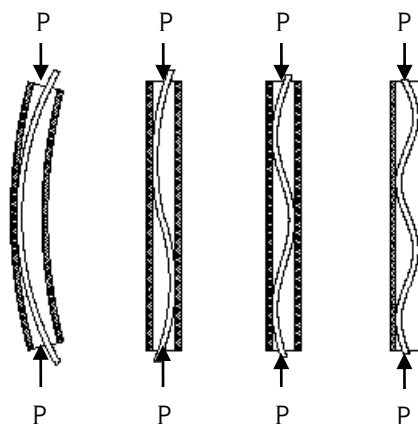


Figura 2.10. Modos de pandeo del núcleo de acero del contraviento de pandeo restringido



La efectividad del contraviento de pandeo restringido se incrementa cuando no ocurre pandeo local en el núcleo de acero a lo largo de su longitud restringida. Si se supone la reacción del concreto confinante como un soporte elástico, la carga distribuida $q(x)$ de la figura 2.9 se puede expresar como la siguiente expresión:

$$q(x) = \beta y(x) \quad (2.20)$$

donde

β es la constante de rigidez del medio elástico (concreto)

$y(x)$ es la deflexión transversal del núcleo de acero

Sustituyendo la ecuación 2.20 en la 2.13:

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} + \beta y(x) = 0 \quad (2.21)$$

La ecuación 2.21 puede resolverse por un método energético como el de Timoshenko y Gere (1961), y da lugar a la carga crítica de pandeo del concreto confinante (Wada *et al*, 1989):

$$P_{crM} = 2\sqrt{\beta E_i I_i} \quad (2.22)$$

La carga crítica de pandeo del concreto confinante (ecuación 2.22) debe satisfacer la siguiente condición para fines prácticos de diseño (Virto, 2006).

$$P_{crM} > P_y \quad (2.23)$$

El valor de la constante de rigidez del concreto (β) se calcula tomando en cuenta la medida del estrechamiento del concreto en sentido perpendicular al resorte elástico y suponiendo condiciones de deformaciones planas, por lo que se recurre a la ecuación 2.24.

$$\beta = E_c \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.24)$$

en la cual:

E_c es el modulo de Young del concreto

ν es el modulo de Poisson del concreto

El concreto debe mantener su integridad dentro del tubo exterior, de tal manera que debe evitarse el agrietamiento por contracción del material mediante el uso de aditivos expansivos o estabilizadores de volumen. En este mismo sentido, es muy importante garantizar el curado adecuado del concreto.



CAPÍTULO 3

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

3.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA QUE SE ANALIZA

La estructura que se analiza en esta tesis consiste en un puente atirantado que da solución vehicular a un tramo vial. Es un puente de acero geoméricamente similar al que se pretende construir en la ciudad de Guadalajara, Jalisco, pero ubicado en otra ciudad.

Cabe decir que este estudio no está enfocado a revisar la resistencia del puente, sino únicamente a estudiar alternativas para controlar sus desplazamientos transversales, provocados por cargas vivas más cargas sísmicas. Se da especial énfasis al control de los desplazamientos transversales del puente por medio de disipadores pasivos de energía sísmica, y se analizan las ventajas y desventajas de su uso.

El puente consta de tres tramos, uno central (que es atirantado) y dos exteriores (ver figura 3.1). El tramo central es de 155 m. Está sostenido por dos pares de pilones de acero unidos en su parte más alta, los cuales presentan un ángulo de inclinación de 68.5° respecto a la horizontal, y una altura máxima de 40 m (ver figura 3.2). Cada pilón está formado por tres columnas de acero A-50. Dos de ellas son de sección cuadrada y otra de sección trapezoidal. Estas se encuentran unidas entre sí por medio de barras atiesadoras diagonales y horizontales, y a su vez cada pilón está forrado en sus tres caras por placas de acero de $\frac{3}{4}$ pulgadas de espesor (ver figura 3.3).

La cubierta está formada por dos calzadas que en conjunto suman un ancho de 27 m. Dichas calzadas están soportadas por traveses de acero de sección "I" variable, rigidizadas con atiesadores y diagonales con perfiles de ángulo (ver figura 3.4). Las traveses están colocadas a cada 2.5 m a lo largo de los 155 m de claro total, conectadas entre sí por traveses cajón. Al centro de las dos calzadas se localiza un torpedo con sección circular de $\frac{3}{4}$ pulgadas de espesor y dos torpedos más a los extremos de las mismas. En estos torpedos además de conectarse las calzadas, se conectan, a cada 5 m, los tirantes que sostienen a la cubierta. Sobre las traveses descansa una placa Galvadeck 30 calibre 18, con losa de concreto de 0.15 m de espesor, más la carpeta asfáltica.

Los tirantes tienen longitudes que varían entre 27 y 40 m.

El tramo del puente que aquí se analiza (ver figura 3.1) se encuentra independiente de los dos tramos exteriores, uno en cada extremo.

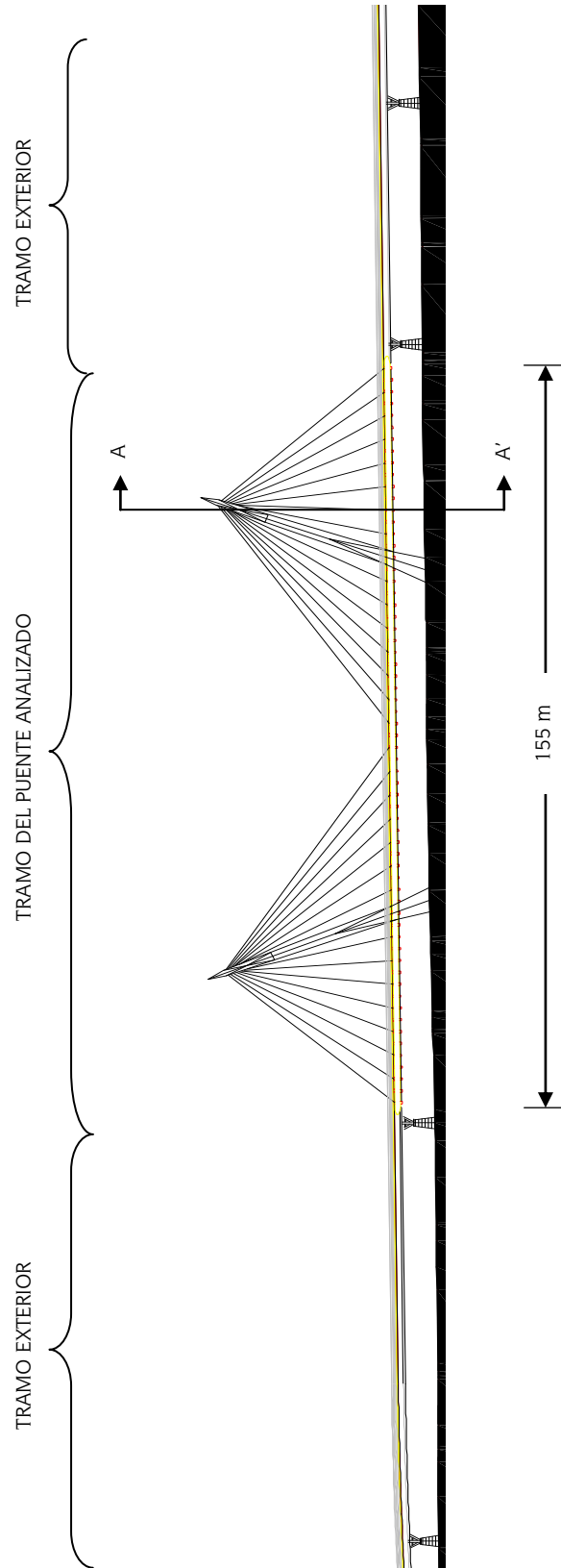


Figura 3.1. Corte de las tres secciones del puente

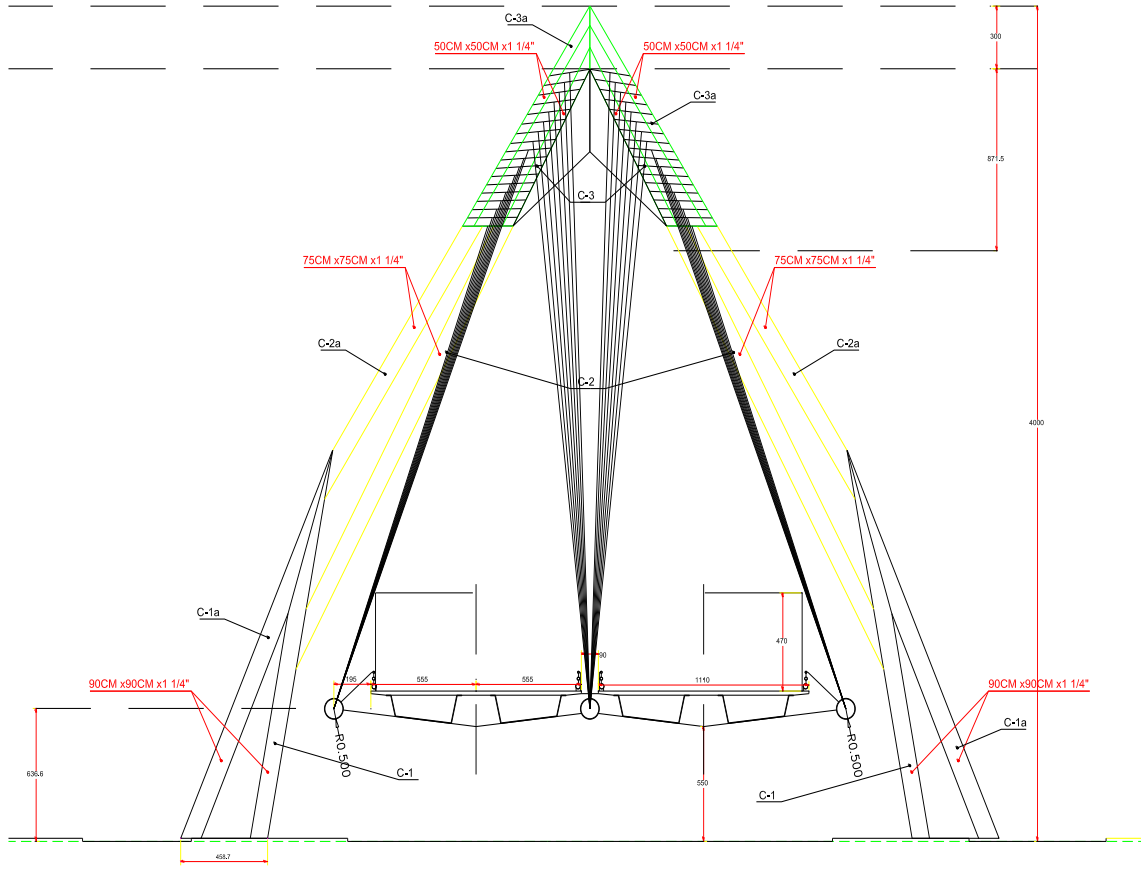


Figura 3.2. Corte transversal (A - A') del puente

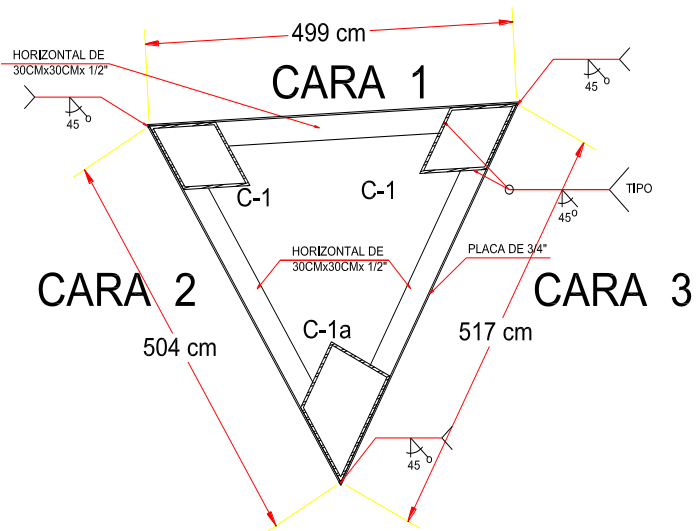


Figura 3.3. Corte (C-1 - C-1a) de un pilón.



Se supone que el puente está ubicado en una ciudad con clima templado con una temperatura media anual de 20°C, y las temperaturas mínima y máxima oscilan entre los 15°C y 25°C.

El tramo central de 155 m del puente atirantado se modeló matemáticamente en el programa de elemento finito SAP2000 v.14 (Zamorano, 2009), como se muestra en la figura 3.5. Este se utilizó para hacer los análisis que se explican a en las siguientes secciones.

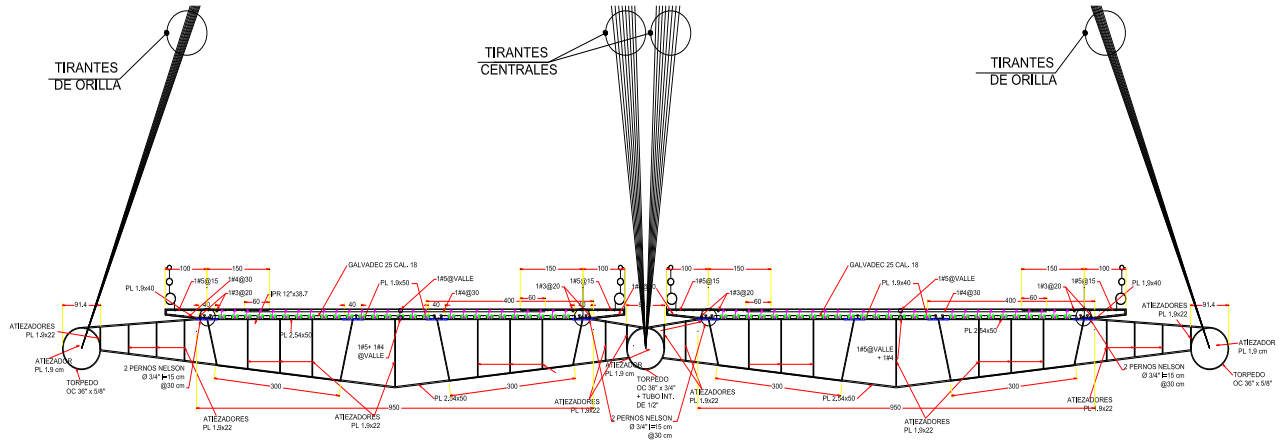


Figura 3.4. Corte transversal de la cubierta

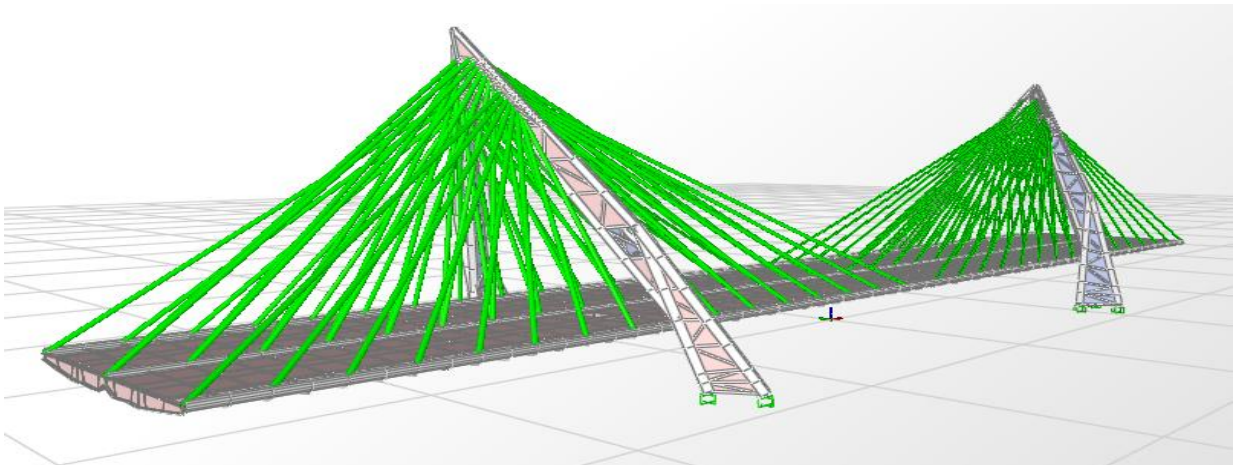


Figura 3.5. Isométrico del modelo matemático del tramo central del puente

El puente se modeló con elementos “marco”, “cable” y “área”. Los pilones están conformados por perfiles de acero de sección cuadrada con anchos de 0.5 a 0.9 m conforme se va descendiendo en la altura hasta llegar a nivel de terreno. La cubierta está modelada con perfiles de la base de datos del SAP2000 v.14. La losa se modeló como una placa de concreto de 0.20 m de espesor.

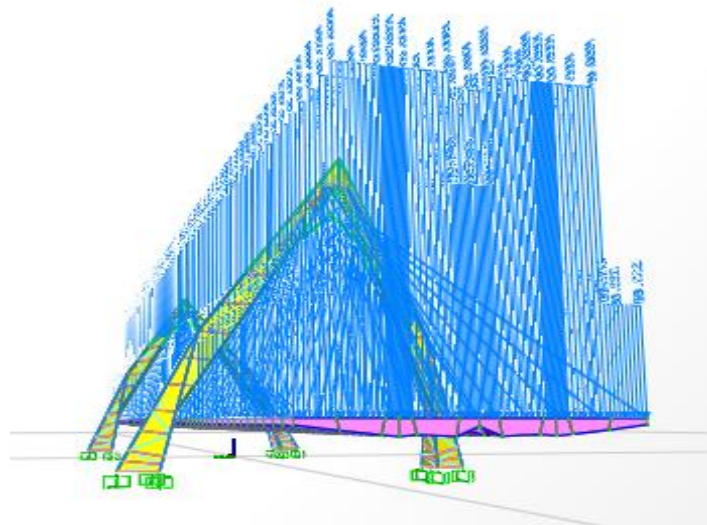
3.2. CARGAS GRAVITACIONALES DE DISEÑO

Se consideraron las siguientes intensidades de cargas de diseño:

Las cargas vivas consideradas para diseño del puente son las cargas vehiculares que marca la Ley de Vías Generales de Comunicación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT, la cual considera como vehículo tipo al autobús de dos ejes con un $W_l = 15.5$ ton, con una longitud total de 11.6 m. De acuerdo con esto, se obtienen las cargas vivas que se distribuyen en la cubierta como se

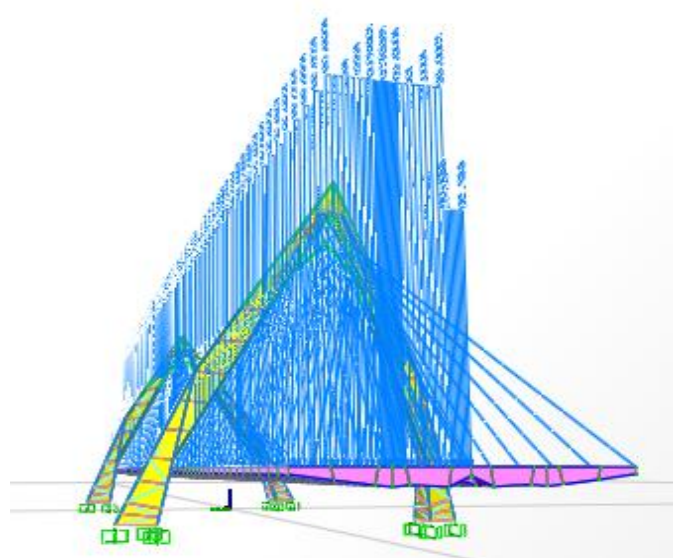


muestra en la figura 3.6. Además, se consideró una carga viva desbalanceada, la cual considera una intensidad de las cargas de diseño en el caso de que se cierre la circulación en un sentido del puente, concentrado el flujo vehicular completo en una sola calzada (ver figura 3.7).



Carga viva total: 1471.25 ton.
Área: 4185 m²
CV: 351.6 kg/m²

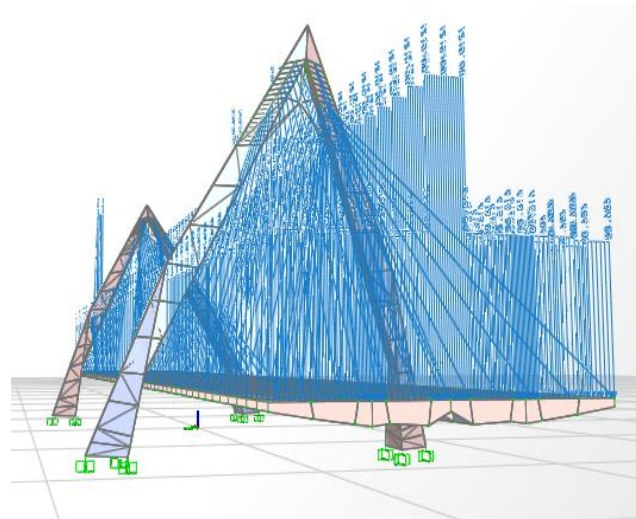
Figura 3.6. Distribución de cargas vivas



Carga viva desbalanceada: 735.625 ton.

Figura 3.7. Distribución de carga viva desbalanceada

La carga muerta consiste en el peso propio de la estructura, de la cubierta y cualquier material unido o soportado permanentemente por la estructura. Esto da lugar a la carga que se muestra en la figura 3.8.



Carga muerta total: 4338.3 ton.

Figura 3.8. Distribución de cargas muertas

3.3. PROPIEDADES DINÁMICAS DEL PUENTE

Con el fin de obtener la respuesta dinámica de la estructura se efectuó un análisis dinámico modal. En el análisis se consideró la no linealidad geométrica de los cables que soportan a la cubierta dada por los efectos de las flechas en ellos y los efectos P-Delta (ya que éstos contribuyen de manera importante a la rigidez del puente atirantado). Aquí se consideraron los casos de carga estática como no lineales, además de los efectos P-Delta.

La no linealidad geométrica de los cables es considerada internamente en el programa SAP2000 v.14 cuando se recalcula el módulo de elasticidad “equivalente” del material con el que están modelados. Se hace un cociente entre el módulo de Young original (E_c) entre el área de la sección gruesa del cable (A_c), la tensión en cada cable (T_c) y la longitud del cable (L_c). El módulo de Young “equivalente” está dado por la siguiente expresión (Ernst, 1965):

$$E_{eq} = \frac{E_c}{1 + \left[\frac{(L_c)^2 A_c E_c}{12 T_c^3} \right]}$$

donde:

- E_{eq} es el módulo de Young “equivalente”
- E_c es el módulo de Young original del cable
- L_c es la longitud del cable
- A_c es el área de la sección gruesa del cable
- T_c es la tensión presente en el cable

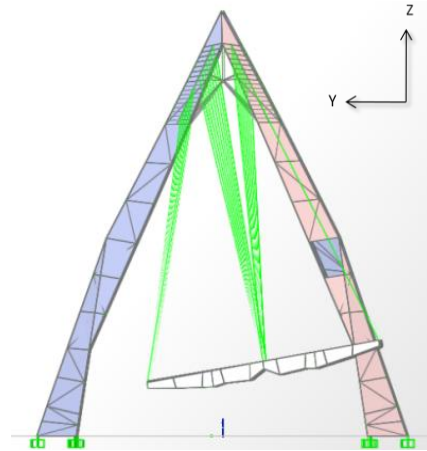
Los efectos P-Delta son causados por la excentricidad de la carga gravitacional presente por encima de la cubierta, la cual produce momentos secundarios aumentando las deformaciones horizontales y las fuerzas internas. Estos efectos son incluidos en SAP2000 v.14 en la formulación básica de la matriz de rigidez lateral, como una corrección numérica. Ello supone que sea satisfecho el equilibrio en la posición deformada, de modo que este problema sea resuelto sin iteraciones y sin esfuerzos numéricos adicionales.

Se obtuvo el periodo fundamental (T_e) del puente, así como los periodos de los diferentes modos de vibración y sus configuraciones correspondientes. Sus valores se presentan en la tabla 3.1 y en las figuras 3.9 a 3.13.



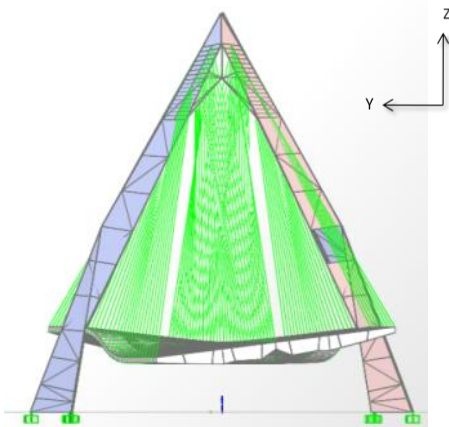
Tabla 3.1. Periodos de vibrar

Modo	Periodo (T)
1 ^{er}	6.47 s
2 ^o	4.19 s
3 ^{er}	2.86 s
4 ^o	2.16 s
5 ^o	1.08 s
6 ^o	0.61 s
7 ^o	0.58 s
8 ^o	0.49 s
9 ^o	0.45 s
10 ^o	0.39 s
11 ^o	0.372 s
12 ^o	0.37 s



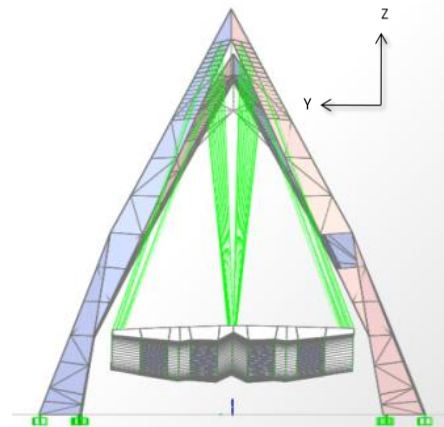
$T_1 = 6.47$ s

Deformada: Movimiento transversal en Y
Figura 3.9. Configuración del 1^{er} modo de vibrar



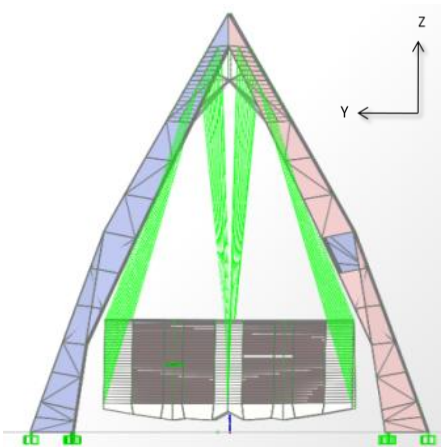
Deformada: Movimiento de torsión

Figura 3.10. Configuración del 2^o modo de vibrar



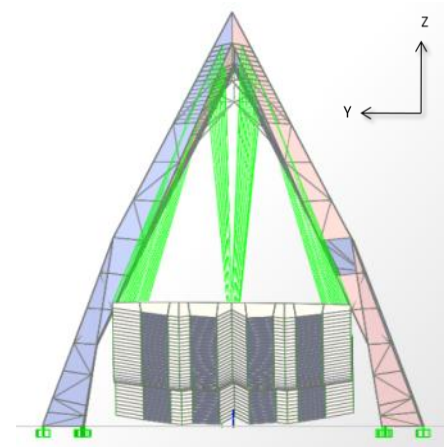
Deformada: Movimiento longitudinal en X

Figura 3.11. Configuración del 3^{er} modo de vibrar



Deformada: Movimiento de torsión

Figura 3.12. Configuración del 4^o modo de vibrar



Deformada: Movimiento longitudinal en X

Figura 3.13. Configuración del 5^o modo de vibrar



3.4. CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO, ESPECTROS DE PELIGRO SÍSMICO UNIFORME Y ESPECTRO DE DISEÑO.

Para obtener el espectro de diseño, el cual generalmente es una envolvente del espectro de peligro uniforme (EPU), es necesario obtener las curvas de peligro sísmico del sitio donde se localiza la estructura. Para aplicar lo anterior se considera conveniente dar en lo que sigue una breve explicación de los conceptos básicos referentes al tema.

El peligro sísmico es una magnitud geofísica que da la probabilidad de ocurrencia de uno o más sismos en un área geográfica específica durante intervalos de tiempo y magnitud determinados.

En México la región con más alta actividad sísmica y que origina sismos de mayor intensidad es la costa del Pacífico, zona donde convergen las placas de Cocos y la Norteamérica (Bandy, 1992).

La magnitud de un sismo es una medida de energía liberada. Al ocurrir deslizamiento entre las placas se libera una fracción de la energía acumulada, por lo tanto al presentarse un sismo de magnitud considerable se acumula nuevamente energía para que se presente otro. Debido a esto es posible prever que un sismo de cierta magnitud tenga un periodo de recurrencia esperado.

Se han propuesto leyes de atenuación de las ondas sísmicas con las que se puede calcular la intensidad para un sitio determinado, dado un valor de magnitud y de distancia, a partir de los datos recabados por las estaciones acelerométricas en todo el país.

Para conocer el peligro sísmico en un lugar determinado generalmente se recurre a curvas de peligro sísmico (CPS). En ellas se estima para distintos periodos de recurrencia esperados de los sismos, que valor de la intensidad máxima presentará el suelo en el lugar de interés.

Una curva de peligro se obtiene a partir de un proceso probabilístico, usando leyes de atenuación correspondientes al sitio de interés. Cada curva se construye para un valor de ordenada espectral asociada a un periodo estructural y a un porcentaje de amortiguamiento crítico. Las curvas de peligro sísmico generalmente se expresan en términos de la intensidad espectral Sa (cm/s²) en la abscisa, y la tasa media de excedencia de la intensidad ν (1/año) en la ordenada.

En esta tesis se partió de la base que se conocían las curvas de peligro sísmico de un sitio cercano al puente pero correspondiente a un suelo duro; sin embargo, dado que el puente se supuso desplantado en suelo blando, fué necesario construir las curvas de peligro sísmico para este suelo. La tasa media de excedencia correspondiente a las curvas de peligro sísmico en terreno blando a partir de que se conocen las asociadas a suelo duro se formuló con base a la ecuación siguiente (Esteva, 1976).

$$\nu_Y(y) = \int_{\frac{y}{X_m}}^{\infty} \nu_X\left(\frac{y}{z}\right) f_{\varepsilon}(z) dz = E_{\varepsilon} \left[\nu_X\left(\frac{y}{\varepsilon}\right) \right]$$

donde:

X es la variable que considera las propiedades de la CPS conocida

y es un valor posible de la variable aleatoria Y que representa la intensidad espectral con propiedades de la CPS que se desea determinar

z es la variable de la integración

X_m es la máxima intensidad que puede ocurrir en el sitio

ε es la relación entre la intensidad espectral de la CPS que se desea determinar y la variable de integración ($\varepsilon = Y/z$)

E_{ε} es el operador esperanza con respecto a la variable aleatoria ε . La esperanza de ε es: $E = [\varepsilon]$

f_{ε} es la función de densidad de probabilidad de z



La función de densidad de probabilidad f_ε se supuso lognormal. Esta tiene la siguiente expresión (Benjamin y Cornell, 1981):

$$f_\varepsilon(z) = \frac{1}{\sigma z \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln z - \mu}{\sigma} \right)^2 \right]$$

en la cual:

σ es la desviación estándar logarítmica de z

μ es la media logarítmica de z

Las CPS se obtuvieron con el programa CPSA en lenguaje Fortran (Ramírez y Ruiz, 2009), el cual las genera para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico. Al programa CPSA se le proporcionaron las CPS correspondientes a suelo duro (que se suponen conocidas), así como la media logarítmica y la desviación estándar logarítmica asociada a cocientes entre la respuesta de los espectros elásticos de pseudo-aceleración, correspondientes a los periodos de las CPS ($T = 0s, 0.3s, 0.5s, 1s, 2s$ y $3s$). Se realizaron cocientes entre espectros elásticos de pseudo-aceleración corresponden a sismos registrados en suelo blando así como sismos simulados (ver Apéndice A) entre los espectros elásticos correspondientes a movimientos sísmicos registrados en suelo duro. Lo anterior se repitió para diferentes porcentajes de amortiguamiento ($\xi = 5\%, 10\%, 15\%, 20\%, 25\%, 30\%$ y 35%). Las CPS resultantes correspondientes al sitio de interés para un amortiguamiento crítico de 5 por ciento se muestran en la figura 3.14.

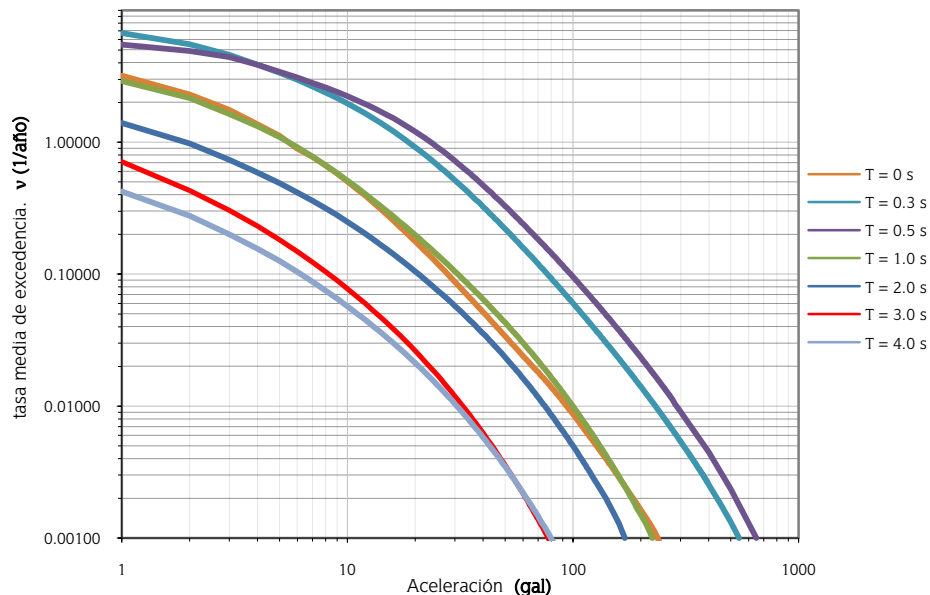


Figura 3.14. Curvas de peligro sísmico ($\xi=5\%$) correspondientes al sitio (suelo blando) donde se supone ubicado el puente

A partir de las curvas de peligro sísmico se construye el Espectro de Peligro Uniforme (EPU) extrayendo de ellas la intensidad sísmica (S_a) correspondiente a una tasa media de excedencia $\nu = 1/T_R$ (donde T_R es el periodo de recurrencia), y se grafican contra el periodo correspondiente.

Con las curvas de peligro sísmico de la figura 3.14 correspondiente a un amortiguamiento de 5%, y con las consecuentes curvas para el resto de porcentajes de amortiguamiento se construyeron los EPU's para una tasa media de excedencia de 0.002 (que corresponde a un periodo de recurrencia $T_R = 500$ años). Los EPU's de pseudo-aceleración contruidos a partir de las CPS asociadas a 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30% y 35% de amortiguamiento crítico se muestran en la figura 3.15

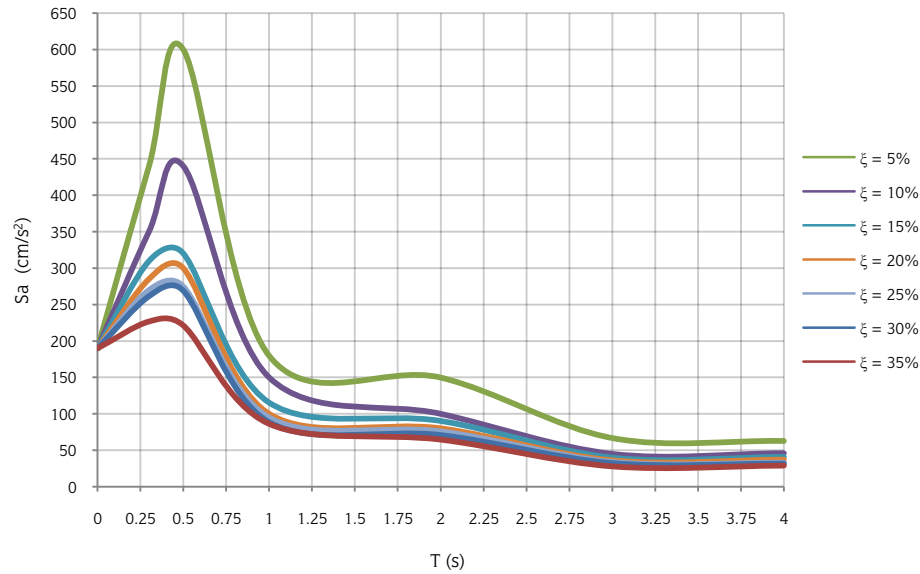


Figura 3.15. EPU's de pseudo-aceleración ($T_R=500$ años) correspondientes a 5, 10, 15, 20, 25, 30 y 35% de amortiguamiento crítico

A partir de los EPU's de pseudo-aceleración (Sa) se obtienen los correspondientes EPU's de desplazamiento (Sd) mediante la siguiente fórmula:

$$Sa = \omega^2 \cdot Sd$$

Donde ω es la frecuencia natural de vibración (rad/s), y a su vez ésta:

$$\omega = 2\pi/T$$

Por lo que despejando Sd y sustituyendo ω se tiene:

$$Sd = \frac{Sa}{\omega^2} = \frac{Sa(T^2)}{(2\pi)^2} = Sa \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right)$$

De acuerdo con la expresión anterior se obtienen los EPU's de desplazamiento lineales los cuales se muestran en la figura 3.16.

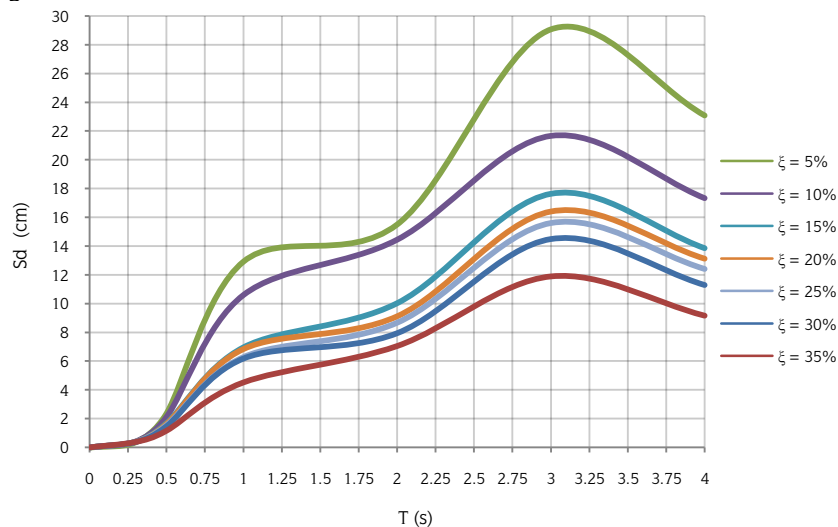


Figura 3.16. EPU's de desplazamiento ($T_R=500$ años) al 5, 10, 15, 20, 25, 30 y 35% de amortiguamiento crítico



Utilizando el EPU de pseudo-aceleración para 5 por ciento de amortiguamiento crítico se obtiene un Espectro de Diseño, el cual es una envolvente gráfica de dicho EPU debido a que considera diferentes incertidumbres. El Espectro de Diseño Sísmico que aquí se propone es multiplicado por un factor de importancia de 1.5 (debido a que la estructura que se trata pertenece al grupo A). Este espectro ampliado se muestra en la figura 3.17.

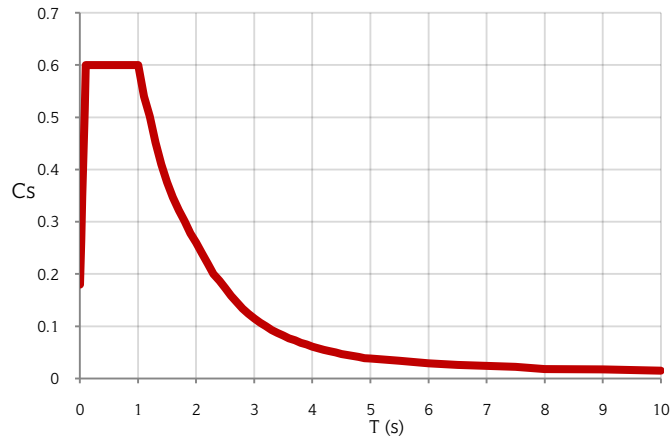
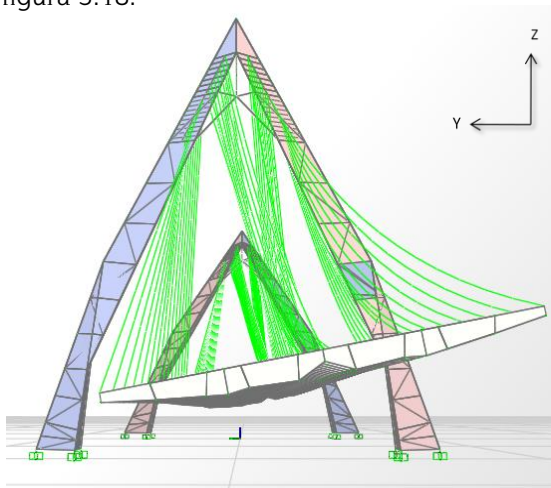


Figura 3.17. Espectro de Diseño Sísmico ($T_R = 500$ años) para el sitio de interés, multiplicado por 1.5

3.5. RESPUESTA ESTÁTICA ANTE CARGAS GRAVITACIONALES

De acuerdo con la estructuración y con las intensidades de cargas gravitacionales de diseño mencionadas en las figuras 3.6, 3.7 y 3.8, se realizó un análisis estático del puente. El caso de carga desbalanceada (ver figura 3.7) resultó ser el caso crítico. Utilizando el programa SAP2000 v.14 se obtuvieron los desplazamientos de la cubierta correspondientes al centro del claro. Estos se muestran en la figura 3.18.



$$\Delta_{x_{\max}} = 0.0004 \text{ m (longitudinal)}$$

$$\Delta_{y_{\max}} = -2.79 \text{ m (transversal)}$$

$$\Delta_{z_{\max}} = 0.87 \text{ m (vertical)}$$

Figura 3.18. Deformada por condición de Carga: 1.0 Carga viva desbalanceada

donde:

$\Delta_{x_{\max}}$ es el desplazamiento máximo en sentido longitudinal (en el eje X)

$\Delta_{y_{\max}}$ es el desplazamiento máximo en sentido transversal (en el eje Y)

$\Delta_{z_{\max}}$ es el desplazamiento máximo en sentido vertical (en el eje Z)

A partir de esta respuesta (figura 3.18), es claro que es necesario limitar los desplazamientos transversales de la cubierta, debido a que el desplazamiento máximo en el centro del claro ante la acción de carga viva desbalanceada (CVdesb) resultó excesiva ($\Delta_{y_{\max}}=2.79$ m y $\Delta_{z_{\max}}=0.87$ m).



3.6. RESPUESTA DINÁMICA MODAL ANTE CARGAS SÍSMICAS

Como siguiente paso se analizó la estructura utilizando el espectro de diseño que se muestra en la figura 3.17. En el análisis se siguieron los lineamientos del capítulo 3.10.8 de las Normas AASHTO LRFD para el Diseño de Puentes (2007), el cual recomienda que los efectos de las fuerzas sísmicas en cada uno de los ejes principales de la componente resultante de los análisis de las dos direcciones perpendiculares, deben combinarse para formar las siguientes condiciones de carga:

- 100 por ciento del valor absoluto de la fuerza en una dirección perpendicular con 30 por ciento del valor absoluto de la fuerza en la segunda dirección perpendicular ($1.0S_x + 0.3S_y$), y
- 100 por ciento del valor absoluto de la fuerza en la segunda dirección perpendicular con 30 por ciento del valor absoluto de la fuerza en la primera dirección perpendicular ($0.3S_x + 1.0S_y$).

Los resultados que se obtuvieron, correspondientes al centro del claro, se presentan en las figuras 3.19 y 3.20.

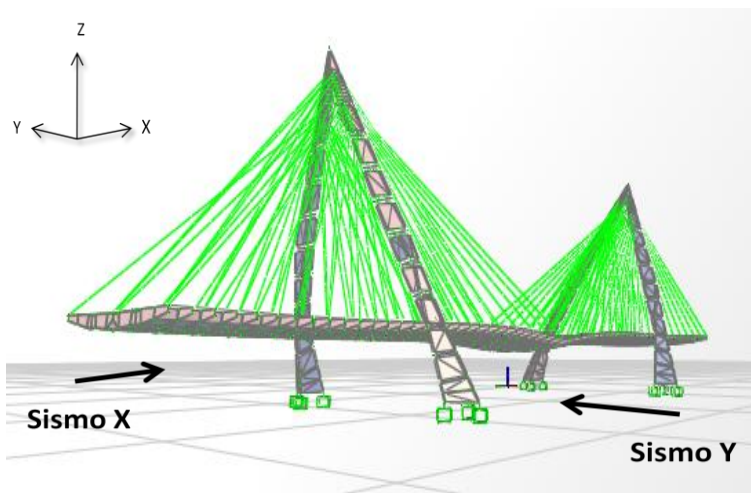


Figura 3.19. Deformada por carga sísmica: 100% S_x + 30% S_y

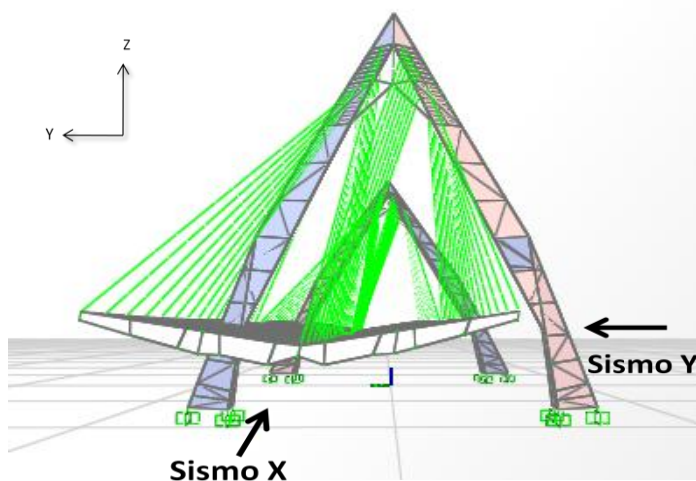


Figura 3.20. Deformada por carga sísmica: 30% S_x + 100% S_y



La condición de carga crítica por sismo para nuestro problema es la que se refiere a la figura 3.20. Ésta se refiere a la condición de carga que corresponde al 100 por ciento del valor absoluto de la ordenada del sismo en dirección Y, más 30 por ciento de la ordenada del sismo en la dirección X.

Comparando los valores que se presentan en las figuras 3.18 y 3.20 se deduce que la carga por sismo contribuye en mucho menor medida a los desplazamientos transversales de la cubierta que los causados por la carga viva estática desbalanceada.

Enseguida se analizó el puente con una condición de carga más desfavorable. Esta corresponde a la combinación de 0.8 CVdesbalanceada + 0.3 Sx + 1.0 Sy. A la carga viva desbalanceada se le aplicó un factor de 0.80 por la razón de que es poco probable que se presente un evento sísmico al mismo tiempo de que esté ocurriendo dicha carga viva desbalanceada.

Cuando se aplica el factor de 0.80 a la carga viva desbalanceada y se combina con la condición de carga sísmica 0.3Sx + 1.0Sy, se obtienen los desplazamientos que se muestran en la figura 3.21.

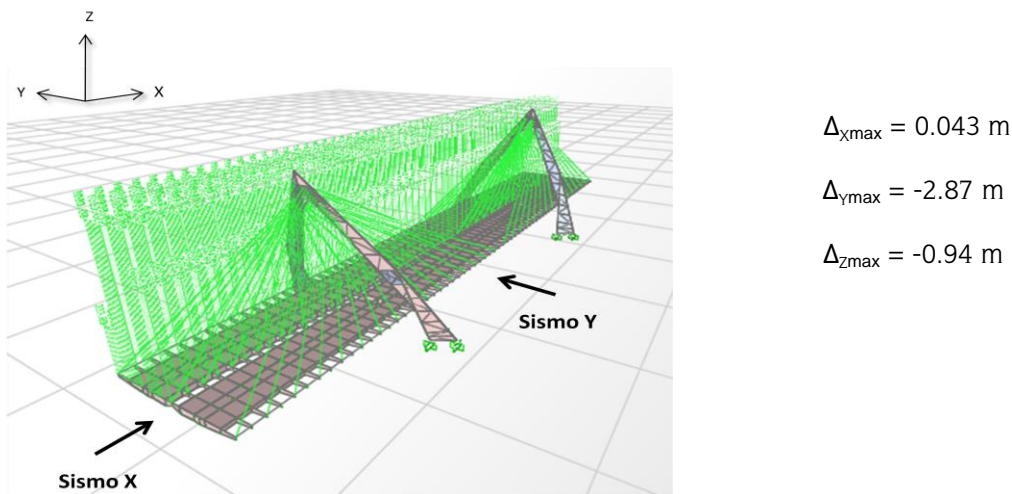


Figura 3.21. Deformada por condición de Carga: 0.8 CVdesb + 0.3 Sx + 1.0 Sy

De acuerdo con los valores de la respuesta anterior, se concluye que los desplazamientos máximos del puente que es necesario restringir corresponden a esta última condición de carga (figura 3.21).

3.7. SOLUCIONES PARA EL CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES, UTILIZANDO DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA SÍSMICA

Aquí se plantea que los desplazamientos máximos del puente se pueden controlar mediante el uso de dispositivos disipadores de energía, como por ejemplo colocar en la base del puente disipadores de energía que pueden ser de los siguientes tipos:

- A) disipadores de energía sísmica del tipo viscoso
- B) disipadores de energía sísmica del tipo visco-elástico
- C) disipadores de energía sísmica del tipo histerético
- D) disipadores de energía sísmica de alguno de los tipos mencionados en los incisos A,B y C, más uso de cables pretensados por debajo del puente, o bien

Además:

- E) restringir los desplazamientos transversales de los extremos del tramo central del puente



La colocación de los amortiguadores (disipadores pasivos de energía sísmica) en la base del puente se ilustra en las figuras 3.22 a 3.24.

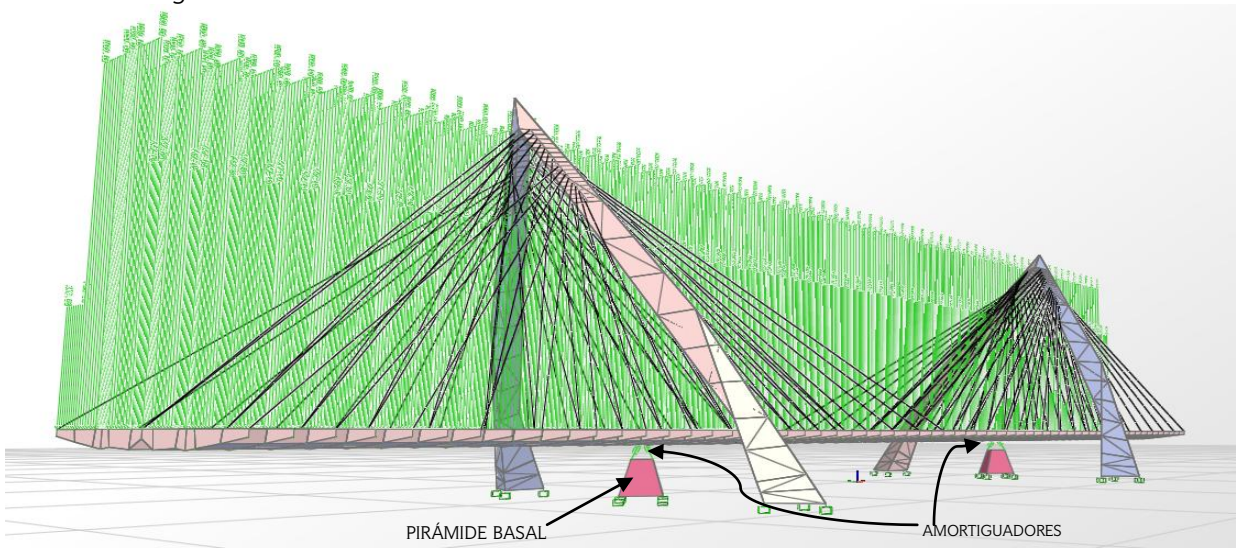


Figura 3.22. Isométrico del puente y colocación de amortiguadores bajo la cubierta

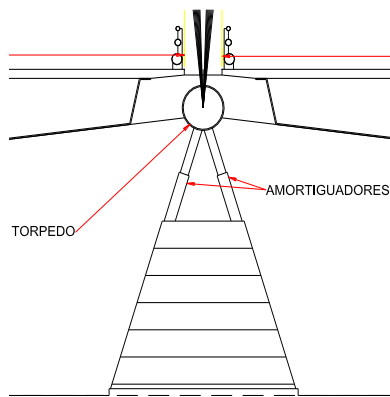


Figura 3.23. Corte transversal de pirámide basal y amortiguadores

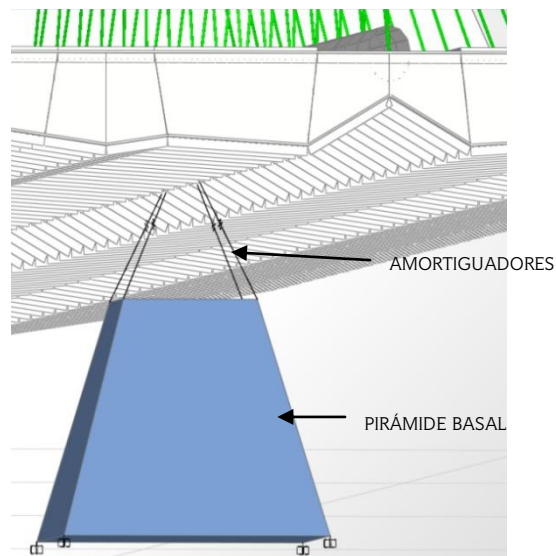


Figura 3.24. Isométrico de pirámide basal más amortiguadores viscosos



Enseguida se da una idea general de cada una de estas soluciones; sin embargo, en esta tesis en los capítulos 4 y 5 solamente se hace el diseño detallado de las soluciones B y C combinadas con la solución E.

A) COLOCACIÓN DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA DE TIPO VISCOSO EN LA BASE DEL PUENTE

Una primera opción puede ser el uso de disipadores de energía de tipo viscoso. La mayoría de los dispositivos viscosos son similares a los amortiguadores hidráulicos de los automóviles. Estos dispositivos tienen poca resistencia a la deformación cuando las cargas se aplican lentamente; sin embargo, la resistencia se incrementa según aumente la velocidad a la que se aplican las deformaciones. De acuerdo a esto y conociendo los desplazamientos transversales del puente mencionados en la sección 3.5 se llega a la conclusión de que la aplicación de disipadores de energía sísmica del tipo viscoso obviamente no serían una solución adecuada para la solución del problema, ya que continuarían existiendo desplazamientos transversales del orden de 3 m bajo la condición de carga estática desbalanceada.

B) COLOCACIÓN DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA DE TIPO VISCO-ELÁSTICO EN LA BASE DEL PUENTE

Una opción para restringir los desplazamientos producto de la acción de las cargas gravitacionales por carga viva desbalanceada más sismo es introducir un amortiguador en la base que sea capaz de proporcionar un porcentaje de amortiguamiento a la estructura, y al mismo tiempo una rigidez que controle los desplazamientos a niveles que permitan su completa funcionalidad en caso de que ocurriera una condición de carga viva desbalanceada más sismo. Esta solución se trata con detalle en el capítulo 4.

C) COLOCACIÓN DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA DE TIPO HISTERÉTICO EN LA BASE DEL PUENTE

Otra posible solución es colocar en la base del puente amortiguadores del tipo histerético, utilizando contraventeos de pandeo restringido ó desadheridos. Estos contraventeos desadheridos aportan un aumento en la rigidez lateral estructural, y además, disipan energía a través de ciclos estables de tensión-compresión mediante una barra central de acero confinada por una sección tubular hueca, con mortero entre ambas. Esta solución se trata con detalle en el capítulo 5.

D) COLOCACIÓN DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA MÁS CABLES PRETENSADOS EN LA BASE DEL PUENTE

Una posible solución más consiste en combinar amortiguadores en la base con cables pretensados colocados debajo de la cubierta, conectados de las pirámides a los torpedos laterales, para con esto tomar la carga viva desbalanceada, como se muestra en las figuras 3.25 y 3.26. Esta solución no se analiza en esta tesis.

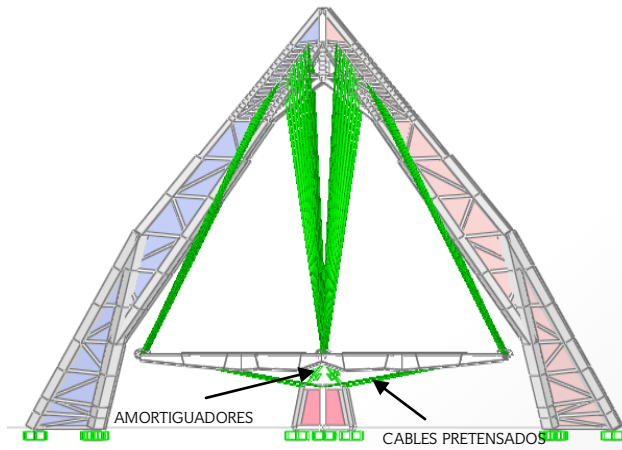


Figura 3.25. Corte transversal del puente con amortiguadores y cables pretensados

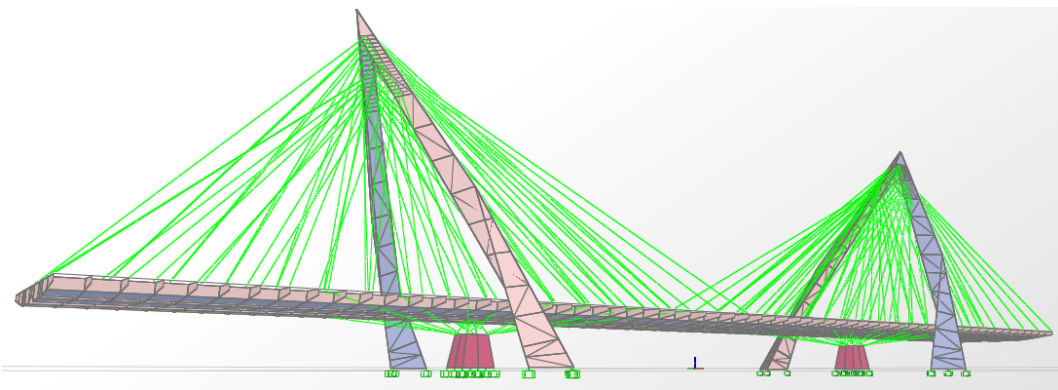


Figura 3.26. Isométrico del puente con amortiguadores y cables pretensados bajo la cubierta

E) RESTRINGIR LOS DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES DE LOS EXTREMOS DEL TRAMO DE PUENTE ATIRANTADO

Una quinta posible solución es colocar a cada extremo del tramo central del puente, a la altura de la cubierta, resortes con una rigidez tal que se restrinjan los desplazamientos excesivos en la dirección transversal del puente, como se indica en la figura 3.27.

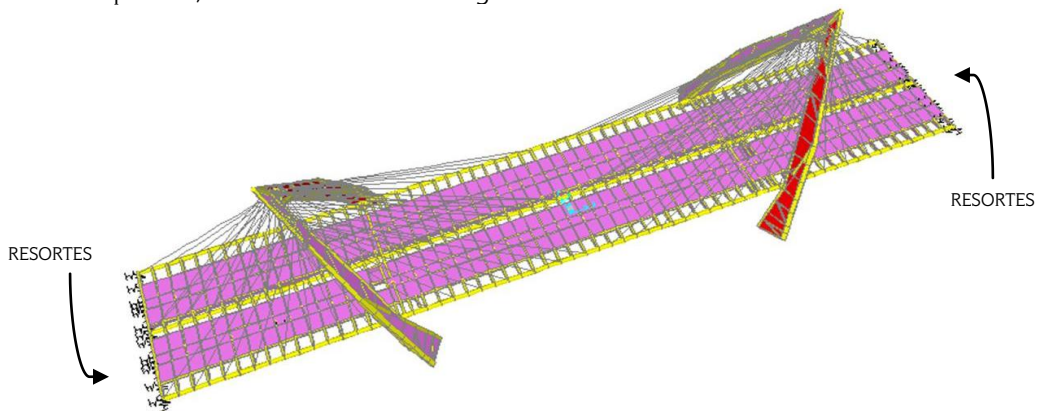


Figura 3.27. Isométrico con resortes en los extremos del tramo central del puente

En los capítulos 4 y 5 se diseñan con detalle los disipadores correspondientes a las soluciones B y C en combinación con la solución E. Posteriormente se analizan las ventajas y desventajas de estas dos soluciones.



CAPÍTULO 4

DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA DE TIPO VISCO-ELÁSTICO

Este capítulo trata con detalle la solución de colocar disipadores pasivos de energía sísmica de tipo visco-elástico en la base del puente, más resortes horizontales en los extremos de su tramo central.

Primeramente se propone un método de análisis y diseño para los disipadores, y posteriormente se aplica el criterio propuesto.

El método consta de dos partes (A y B). La parte A se refiere a primeramente controlar el efecto de las cargas vivas desbalanceadas, tratadas aquí como cargas estáticas. La segunda parte (B) se refiere a diseñar los disipadores para que tomen el efecto dinámico del sismo más el 80% de la carga estática desbalanceada. En esta parte se analiza y se diseñan los disipadores usando un análisis modal espectral.

En lo que sigue se explican las partes A y B del método propuesto, el cual se esquematiza en el diagrama de flujo de la figura 4.1.

4.A. OBTENCIÓN DE LA RIGIDEZ LATERAL NECESARIA PARA LIMITAR LOS DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES DEL PUENTE DEBIDOS A CARGA VIVA DESBALANCEADA

La rigidez del puente que consiste de un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL) puede simplificarse y describirse en términos de la rigidez “equivalente” de un sistema simple representado mediante una viga (ver figura 4.2).

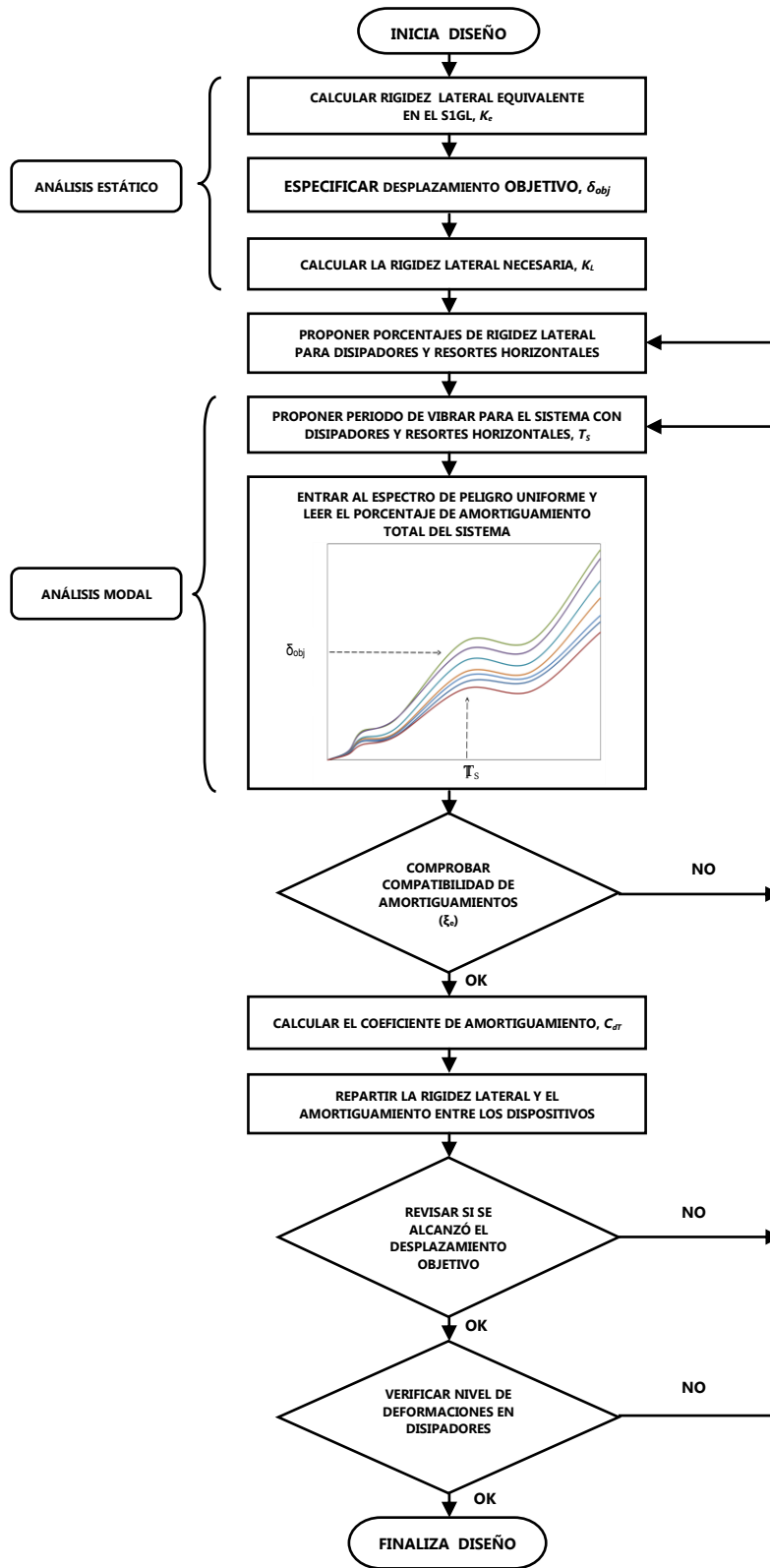


Figura 4.1. Diagrama de flujo del método iterativo de análisis y diseño

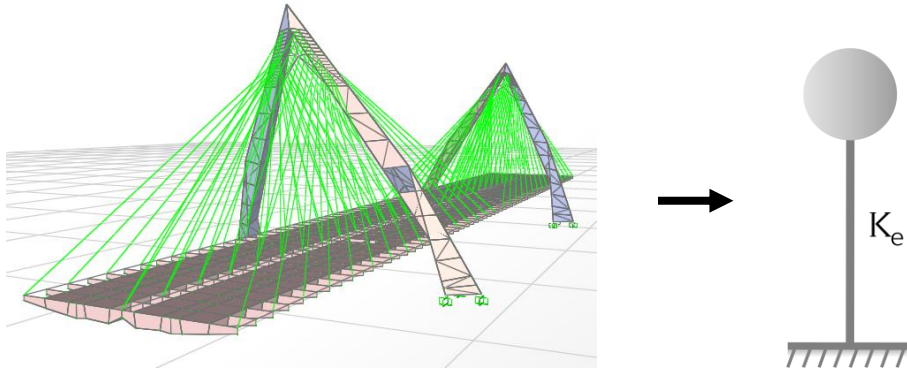


Figura 4.2. Transformación del SMGL a un S1GL

Con el objeto de calcular la rigidez del sistema “equivalente” se aplican cargas (P) en sentido transversal al puente (en el eje Y) sin restricciones en los extremos, como se muestra en la figura 4.3, y se obtienen las correspondientes deformaciones horizontales δ_i .

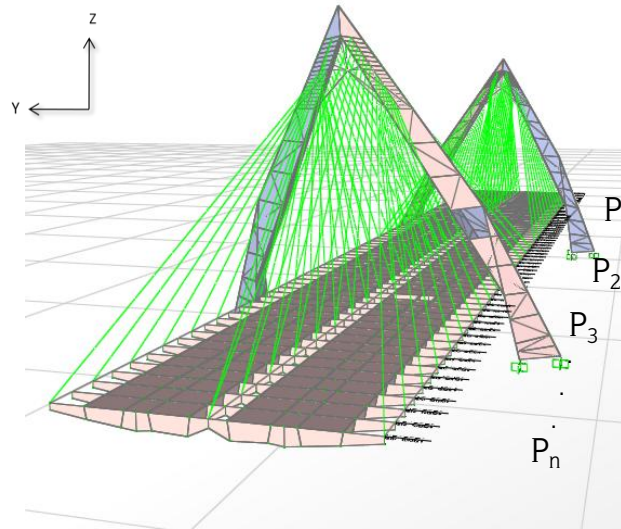


Figura 4.3. Cargas laterales aplicadas a la estructura

El desplazamiento transversal del S1GL equivalente se calcula mediante la siguiente expresión (Calvi y Kingsley, 1995):

$$\delta_e = \frac{\sum_1^n \delta_i^2}{\sum_1^n \delta_i} \quad (4.1)$$

La rigidez del S1GL equivalente es:

$$K_e = \frac{\sum P_i}{\delta_e} \quad (4.2)$$

Con la rigidez lateral equivalente del sistema (K_e) se procede a obtener la fuerza necesaria (F_{cvdesb}) que da lugar al desplazamiento transversal que se produce en el SMGL ante la carga estática desbalanceada (δ_{cvdesb}), lo que se representa en la figura 4.4:

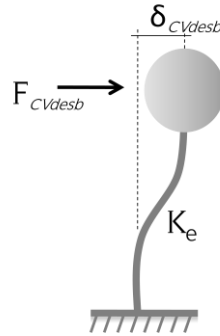


Figura 4.4. Deformada del S1GL por fuerza producto de carga gravitacional

$$F_{cvdesb} = K_e \cdot \delta_{cvdesb} \quad (4.3)$$

Se propone un desplazamiento transversal objetivo (δ_{obj}) con el que se calcula la rigidez lateral necesaria (K_L) que corresponde al desplazamiento δ_{obj} y a la fuerza F_{cvdesb} .

$$K_L = \frac{F_{cvdesb}}{\delta_{obj}} \quad (4.4)$$

K_L es la rigidez lateral que se necesita para restringir el desplazamiento provocado por la carga viva estática desbalanceada. En lo que sigue dicha rigidez se reparte entre los amortiguadores visco-elásticos que se colocan en la base del puente y los resortes horizontales que se colocan a ambos extremos del tramo central del puente.

4.B. ANÁLISIS MODAL ITERATIVO

En esta parte se propone un método dinámico modal iterativo que servirá para diseñar los disipadores visco-elásticos que se introducen en la base del puente. Los pasos del algoritmo son los siguientes:

Paso 1) Se propone el porcentaje de la rigidez lateral (K_{dT}) que tomarán los amortiguadores visco-elásticos. El porcentaje restante de la rigidez lateral lo tomarán: a) los resortes horizontales que se encuentran en los extremos del puente (K_{rT}) y b) el sistema cubierta-cables (K_e). Esto se expresa como:

$$K_L = K_{dT} + K_{rT} + K_e \quad (4.5)$$

$$K_{dT} = \lambda \cdot (K_L - K_e) \quad (4.6)$$

donde:

K_L es la rigidez que se calculó con la ecuación 4.4

K_{dT} es la rigidez proporcionada por los amortiguadores visco-elásticos

K_{rT} es la rigidez proporcionada por los resortes horizontales que se colocarán en los extremos del puente

K_e es la rigidez proporcionada por el sistema cubierta-cables. Este valor se calculó con la ecuación 4.2

λ representa el porcentaje de K_L , donde: $0 < \lambda < 1.0$

Paso 2) Se propone un periodo correspondiente al modo de vibrar transversal (T_s) del sistema puente + disipadores + resortes.



Paso 3) Con el periodo de vibrar propuesto (T_s) y el valor del desplazamiento objetivo (δ_{obj}) se entra en los Espectros de Peligro Uniforme (EPU) de Desplazamiento correspondientes al periodo de recurrencia asociado al estado límite que interese. Los EPU's corresponderán a distintos porcentajes de amortiguamiento (ver por ejemplo figura 3.16) y, a partir de ellos, se obtiene la fracción del amortiguamiento crítico total (ξ_T) que deberá tener el sistema puente + disipadores + resortes. Se debe tomar en cuenta que el amortiguamiento crítico total del sistema es: $\xi_T = \xi_e + \xi_i$ y donde el amortiguamiento crítico total (ξ_T) del modo fundamental no deberá ser mayor que 35 por ciento (FEMA-450, 2003).

donde:

ξ_e es el porcentaje de amortiguamiento crítico administrado por los disipadores visco-elásticos a la estructura

ξ_i es el porcentaje de amortiguamiento crítico inherente de la estructura el cual depende del tipo de estructura y/o material de construcción empleado en ella

Paso 4) Se verifica que el porcentaje de amortiguamiento (ξ_e) proporcionado por los disipadores visco-elásticos cumpla con la ecuación 4.7, (donde ξ_e es igual a la diferencia del amortiguamiento total y el amortiguamiento inherente de la estructura: ($\xi_e = \xi_T - \xi_i$)).

$$\xi_e = \frac{G''}{2 \cdot G'} \quad (4.7)$$

en la cual:

G' es el módulo de energía almacenada por el disipador visco-elástico

G'' es el módulo de energía disipada por el disipador visco-elástico

Ambos módulos (G' y G'') dependen del periodo supuesto (T_s) y de la temperatura a la que están expuestos los disipadores.

En el caso de que el porcentaje de amortiguamiento de los disipadores (ξ_e) leído en el EPU (donde: $\xi_e = \xi_T - \xi_i$) sea diferente del obtenido con la ecuación 4.7, se deberá proponer otro periodo de vibración del sistema y/o un porcentaje de rigidez diferente (ver ecuación 4.6) de lo que tomarán los amortiguadores visco-elásticos.

Paso 5) Se calcula el valor del coeficiente de amortiguamiento C_{dT} , utilizando la siguiente ecuación:

$$C_{dT} = \frac{2 \cdot \xi_e \cdot K_{dT}}{\omega_s} \quad (4.8)$$

en la cual:

ω_s es la frecuencia natural correspondiente al periodo de vibrar propuesto ($\omega = 2\pi/T_s$)

Paso 6) Una vez que se conocen las rigideces laterales que aporta el amortiguamiento visco-elástico y los resortes horizontales, éstas se reparten entre el número de dispositivos que se planea introducir en el sistema.

Paso 7) Con los valores de rigidez y amortiguamiento de los distintos dispositivos se analiza el sistema puente + disipadores + resortes y se verifica que en el modelo matemático se alcance el desplazamiento objetivo.



Paso 8) Se revisa que las deformaciones del dispositivo visco-elástico en ejes locales sean menores a las permisibles.

El proceso es iterativo hasta que se logre la convergencia.

A continuación se aplica esta metodología con el fin de controlar los desplazamientos transversales del puente que se explicó en el capítulo anterior. Se analiza sólo el caso de estado límite cercano al colapso (en este caso los espectros de peligro uniforme se asocian a 500 años de periodo de recurrencia); sin embargo, la metodología también es aplicable a otros estados límite. Por otro lado, en lo que sigue solamente se analiza el caso en el que la temperatura a la que estarán expuestos los disipadores es de 20°C, que corresponde a la temperatura promedio del sitio en donde hipotéticamente se ubica el puente, ya que se supone que en dicho sitio la variación de la temperatura ambiente no es muy grande entre el verano y el invierno.

4.1. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA

A) OBTENCIÓN DE LA RIGIDEZ NECESARIA PARA LIMITAR LA ESTRUCTURA A UN DESPLAZAMIENTO OBJETIVO (δ_{obj})

Se aplicó a la estructura una carga horizontal P igual a 63000 kg. Esta se repartió en 63 nodos a lo largo de la cubierta (ver figura 4.3). Estas cargas producen una deformación transversal promedio $\delta_e = 0.10024$ m (ver figura 4.5 y ecuación 4.1).

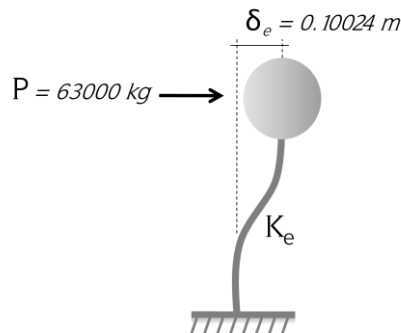


Figura 4.5. Deformada del S1GL producto de $P = 63$ ton

Por lo que la rigidez del S1GL equivalente es (ecuación 4.2):

$$K_e = 628521.81 \text{ kg/m}$$

En el programa SAP2000 V.14 se realizó un análisis estático para una condición del 80 por ciento de la carga viva desbalanceada. Se obtuvo que el desplazamiento en sentido transversal (en el eje Y) en el centro del claro del puente es igual a:

$$\delta_{cvdesb} = 2.23 \text{ m}$$

Con la rigidez lateral (K_e) se procede a obtener la fuerza necesaria (F_{cvdesb}) para producir el desplazamiento $\delta_{cvdesb} = 2.23$ m (ecuación 6.3):

$$F_{cvdesb} = K_e \cdot \delta_{cvdesb}$$

$$F_{cvdesb} = (628521.81 \text{ kg/m})(2.23 \text{ m}) = 1401603.63 \text{ m}$$



Como primera iteración se propuso un desplazamiento transversal objetivo $\delta_{obj} = 0.07\text{m}$, y se calculó la rigidez lateral necesaria (K_L) para cumplir con dicho desplazamiento (ecuación 4.4):

$$K_L = \frac{1401603.63 \text{ kg}}{0.07 \text{ m}} = 20022908.94 \text{ kg/m}$$

Aquí se propuso un desplazamiento objetivo de 0.07 m correspondiente al que tendría el puente en el centro del claro por considerar un valor de desplazamiento transversal adecuado, sin embargo, puede proponerse otro valor de desplazamiento objetivo, y la metodología sería igualmente aplicable.

B) ANÁLISIS MODAL ITERATIVO

Enseguida se describe cada uno de los pasos del método propuesto en la sección 4.B. Con fines simplificadorios sólo se presenta la iteración final.

Paso 1) Para limitar los desplazamientos transversales a 7 cm, se necesita contar con el valor de rigidez lateral necesaria para restringir los desplazamientos transversales del puente. Esta rigidez es K_L obtenida previamente, a la cual se le resta la rigidez proporcionada por el sistema cubierta-cable (K_e). La restante se reparte entre amortiguadores visco-elásticos y resortes horizontales de la siguiente manera (ecuación 4.5):

$$\begin{aligned} K_{dT} + K_{rT} &= K_L - K_e \\ K_{dT} + K_{rT} &= 20022908.94 - 628521.81 \\ K_{dT} + K_{rT} &= 19394387.14 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Después de algunas iteraciones se propuso que los amortiguadores proporcionaran el 65 por ciento de la rigidez lateral ($\lambda = 0.65$) del sistema (ecuación 4.6), es decir:

$$\begin{aligned} K_{dT} &= (0.65)(19394387.14 \text{ kg/m}) \\ K_{dT} &= 12606351.64 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Por lo que la contribución a la rigidez lateral de los resortes horizontales que se localizan en los extremos del puente es de 35 por ciento:

$$\begin{aligned} K_{rT} &= (0.35)(19394387.14 \text{ kg/m}) \\ K_{rT} &= 6788035.5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Paso 2) Se propone un periodo de vibrar para el sistema en su modo transversal $T_s = 2.12 \text{ s}$.

$$\begin{aligned} \omega_s &= 2\pi/T_s = 2\pi/2.12\text{s} = 2.964 \text{ rad/s} \\ f_s &= 1/T_s = 1/2.12\text{s} = 0.472 \text{ Hz} \end{aligned}$$

donde:

ω_s es la frecuencia natural, en rad/s

f_s es la frecuencia cíclica, en hertz



Paso 3) Con el periodo de vibrar propuesto $T_s = 2.12$ s y el desplazamiento objetivo $\delta_{obj} = 0.07$ m, se entra a los Espectros de Peligro Uniforme (EPU) de Desplazamiento construidos para 5, 10, 15, 20, 25, 30 y 35% de amortiguamiento, para un periodo de recurrencia de 500 años (ver capítulo 3), los que se muestran en la figura 4.6.

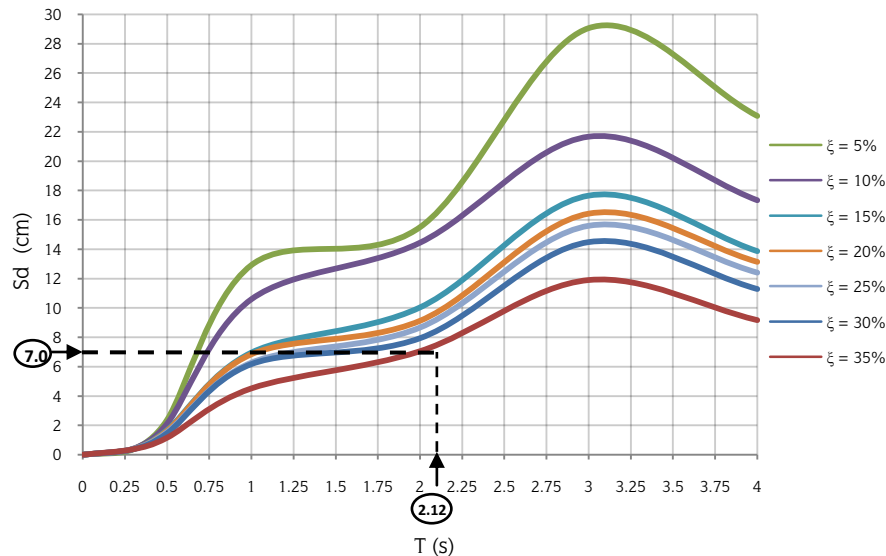


Figura 4.6. Espectros de peligro uniforme de desplazamiento para un periodo de recurrencia de 500 años.

A partir de la figura 4.6 se propone que el amortiguamiento crítico total $\xi_T = 35\%$ sea la solución. La comprobación de esta suposición se hace en los pasos subsiguientes.

Paso 4) El porcentaje de amortiguamiento aportado al sistema por los amortiguadores visco-elásticos es del 33 por ciento del crítico, el cual sumado al 2 por ciento del amortiguamiento crítico inherente del sistema, resulta en el amortiguamiento crítico total del sistema igual a un 35 por ciento (ver figura 4.6).

Para verificar el amortiguamiento crítico proporcionado por los amortiguadores visco-elásticos se utiliza la ecuación 4.7.

En dicha ecuación es necesario encontrar los valores de G' y G'' . Para ello se entra en las figuras 4.7 y 4.8 con la frecuencia cíclica (en hertz) correspondiente al periodo propuesto. Los ejes verticales corresponden a los de módulos de energía almacenada G' y energía disipada por ciclo G'' respectivamente para amortiguadores visco-elásticos en una temperatura ambiente $T = 20^\circ\text{C}$ (Zimmer, 2000), que es la temperatura promedio en el sitio donde se desplantará el puente (ver capítulo 3).

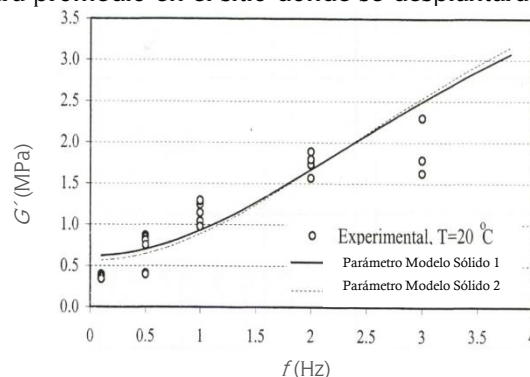


Figura 4.7. Módulo de energía almacenada G' para $T = 20^\circ\text{C}$ (Zimmer, 2000)

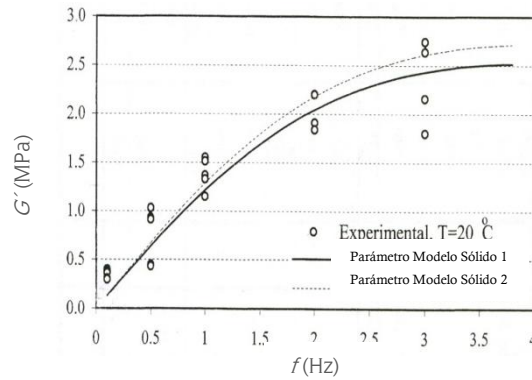


Figura 4.8. Módulo de energía disipada G'' para $T = 20^\circ\text{C}$ (Zimmer, 2000)

A partir de las figuras 4.7 y 4.8 se obtienen los siguientes valores:

$$G' = 0.81 \text{ MPa} = 82597.32 \text{ kg/m}^2$$

$$G'' = 0.535 \text{ MPa} = 54555.02 \text{ kg/m}^2$$

$$1 \text{ MPa} = 101972 \text{ kg/m}^2$$

Se sustituyen los valores de G' y G'' en la ecuación 4.7:

$$\xi_e = \frac{G''}{2 \cdot G'}$$

$$\xi_e = \frac{54555.02}{2(82597.32)} = 0.33$$

Al porcentaje de amortiguamiento crítico de los amortiguadores visco-elásticos se le suma el amortiguamiento crítico inherente del sistema y se obtiene el siguiente amortiguamiento crítico total:

$$\xi_T = \xi_e + \xi_i$$

$$\xi_T = 33 + 2 = 35\%$$

Dicho amortiguamiento corresponde al leído en el EPU (ver figura 4.6), por lo que el periodo de vibrar propuesto es correcto.

Paso 5) Por lo anterior, el coeficiente de amortiguamiento C_{dT} resulta (ecuación 4.8):

$$C_{dT} = \frac{2 \cdot \xi_e \cdot K_{dT}}{\omega_s}$$

$$C_{dT} = \frac{2 \cdot (0.33) \cdot (12606351.638 \text{ kg/m})}{2.964 \text{ rad/s}} = 2807082.35 \text{ kg} \cdot \text{s/m}$$

Paso 6) En esta solución se plantea introducir 12 disipadores (amortiguadores) repartidos en dos pirámides basales. En la figura 4.9 se muestra una de las pirámides. Debido a esto, es necesario repartir la rigidez lateral K_{dT} entre el número de dispositivos que contribuirán a la rigidez lateral total.

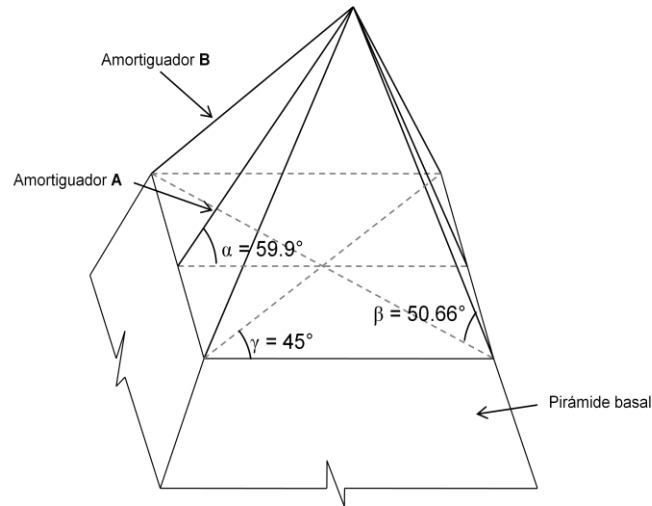


Figura 4.9. Isométrico de la pirámide basal y seis amortiguadores

$$K_{dT_i} = \frac{K_{dT}}{12} = \frac{12606351.638 \text{ kg/m}}{12} = 1050529.3 \text{ kg/m}$$

Este valor es la proyección de la rigidez en el eje global Y; sin embargo el diseño de los amortiguadores debe realizarse en su respectivo eje local de acuerdo al grado de inclinación que presenten, por lo que es necesario proyectar la rigidez K_{dT_i} . Se hace notar que de los seis amortiguadores existentes en cada pirámide debajo del puente, dos ellos tienen una longitud y un ángulo de inclinación distinto al resto.

Con los ángulos que se muestran en la figura 4.9 se obtienen las proyecciones de la rigidez de los amortiguadores en ejes locales y a continuación se muestra el diseño de los amortiguadores para cada longitud efectiva.

Diseño de amortiguadores A:

$$K_{dA} = \frac{K_{dT_i}}{\cos(\alpha)} = \frac{1050529.3 \text{ kg/m}}{\cos(59.9^\circ)} = 2094729.43 \text{ kg/m}$$

Suponiendo un espesor del material visco-elástico h igual a 1 pulgada, se obtiene el área A_A (ecuación 2.10):

$$h = 0.0254 \text{ m}$$

$$A_A = \frac{K_{dA} \cdot h}{G'} = \frac{(2094729.43 \text{ kg/m})(0.0254 \text{ m})}{82597.32 \text{ kg/m}^2} = 0.644 \text{ m}^2$$

A partir del área calculada A_A se obtiene el coeficiente de amortiguamiento correspondiente (ecuación 2.11):

$$C_{dA} = \frac{A_A \cdot G''}{\omega \cdot h} = \frac{(0.644 \text{ m}^2)(54555.02 \text{ kg/m}^2)}{(2.964 \text{ rad/s})(0.0254 \text{ m})} = 466668.7 \text{ kg} \cdot \text{s/m}$$

Diseño de amortiguadores B:

$$K_{dB} = \frac{K_{dT_i}}{\cos(\beta) \cdot \cos(\gamma)} = \frac{1050529.3 \text{ kg/m}}{\cos(50.66^\circ) \cdot \cos(45^\circ)} = 2343624.64 \text{ kg/m}$$



De igual manera se supone un espesor del material visco-elástico h igual a 1 pulgada.

$$h = 0.0254 \text{ m}$$

$$A_B = \frac{K_{dB} \cdot h}{G'} = \frac{(2343624.64 \text{ kg/m})(0.0254 \text{ m})}{82597.32 \text{ kg/m}^2} = 0.721 \text{ m}^2$$

$$C_{dB} = \frac{A_B \cdot G''}{\omega \cdot h} = \frac{(0.721 \text{ m}^2)(54555.02 \text{ kg/m}^2)}{(2.964 \text{ rad/s})(0.0254 \text{ m})} = 522466.04 \text{ kg} \cdot \text{s/m}$$

En la tabla 4.1 y la figura 4.10 se muestra el resumen de las propiedades de los disipadores diseñados.

Tabla 4.1. Propiedades de los disipadores visco-elásticos

Disipador	Longitud (m)	Área (m ²)	Espesor (m)	K _d (kg/m)	C _d (kg-s/m)
A	0.54	0.644	0.0254	2094729.43	466668.70
B	0.60	0.721	0.0254	2343624.64	522466.04

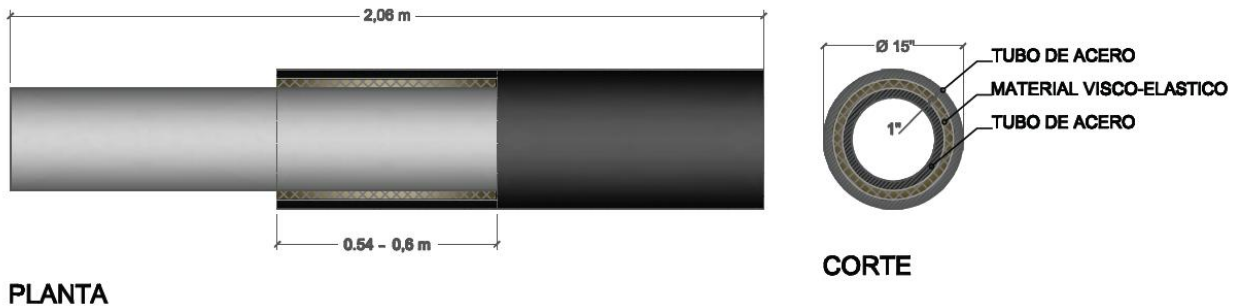


Figura 4.10. Amortiguadores visco-elásticos

Diseño de resortes horizontales en el extremo del tramo central del puente:

Con el fin de diseñar los resortes horizontales que se colocan en los extremos del tramo central del puente se divide la rigidez que deberán proporcionar los dichos resortes horizontales entre el número de dispositivos. Aquí se introducen 26 dispositivos (número de nodos a la misma coordenada en eje Z, de la sección transversal de la cubierta).

$$K_{dRi} = \frac{K_{dR}}{26} = \frac{6788035.5 \text{ kg/m}}{26} = 261078.29 \text{ kg/m}$$

Paso 7) Finalmente, se realiza un análisis modal en el programa SAP2000 v.14. El espectro sísmico que se utilizó es el de la figura 4.11 (ver figura 3.15) y corresponde al EPU de pseudo-aceleración con T_r de 500 años asociado a un 5% de amortiguamiento. En la tabla 4.2 se muestran los resultados obtenidos:

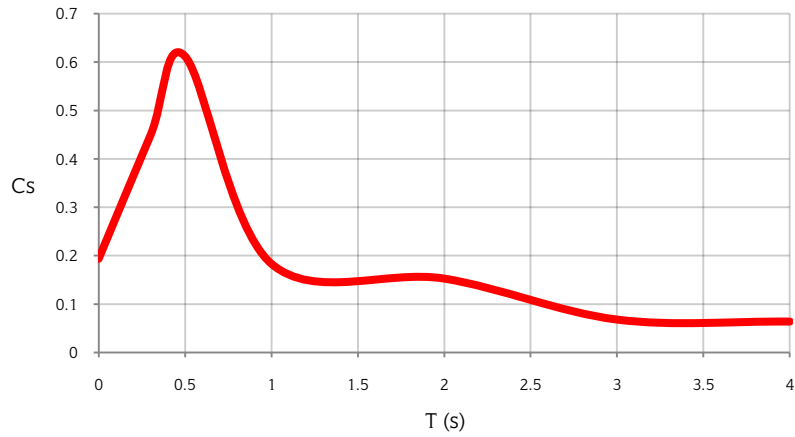


Figura 4.11. EPU de pseudo-aceleración utilizado en el análisis modal

Tabla 4.2. Desplazamientos al centro del claro y en los extremos del puente

Desplazamiento máximo centro del claro (δ_{cl})	0.0644 m
Desplazamiento máximo extremos (δ_{ex})	0.0469 m

Paso 8) Por último, se revisa que el porcentaje de deformación que presenta el material visco-elástico no rebase el límite máximo permisible. Para esto se encuentra la relación entre la deformación (δ) desarrollada por las placas del material visco-elástico entre el espesor (h) de dichas placas. Las relaciones se muestran en la tabla 4.3.

Tabla 4.3. Porcentajes de deformación del material visco-elástico

Disipador	δ	h	% δ (δ/h)
	m	m	m
1	0.032	0.0254	126%
2	0.040	0.0254	158%
3	0.032	0.0254	126%
4	0.040	0.0254	158%
5	0.037	0.0254	145%
6	0.044	0.0254	173%
7	0.027	0.0254	107%
8	0.035	0.0254	136%
9	0.037	0.0254	145%
10	0.044	0.0254	173%
11	0.027	0.0254	107%
12	0.035	0.0254	136%

Como se aprecia en la tabla 4.3, las deformaciones de todos los dispositivos son menores que 175%. Se supone que este tipo de materiales pueden soportar deformaciones de hasta 200% cuando se encuentran a una temperatura de 20°C y frecuencia de excitación de 2.964 rad/s.



CAPÍTULO 5

DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA DE TIPO HISTERÉTICO

5.1. DISEÑO DE LAS BARRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

El diseño de los disipadores de energía sísmica de tipo histerético, más concretamente los contravientos de pandeo restringido, se lleva a cabo en esta tesis mediante un proceso iterativo hasta obtener una rigidez tal que sumada a la del sistema cubierta-cables y a la de los resortes horizontales que se colocan en los extremos del claro central del puente, se limite el desplazamiento transversal máximo del puente a un desplazamiento objetivo δ_{obj} .

Los contravientos de pandeo restringido aportan un aumento en la rigidez estructural y disipan energía a través de ciclos estables de tensión-compresión mediante una barra central de acero confinada por una sección tubular hueca, con mortero entre ambas.

Se planteó el diseño de los contravientos de pandeo restringido añadiéndole a la estructura el mismo número de resortes horizontales que se encontró en el capítulo anterior. Se fijó el mismo desplazamiento transversal objetivo al centro del claro del puente $\delta_{obj} = 0.07 m$.

Se efectuó un prediseño con el Espectro de Diseño Sísmico (ver figura 3.17) para empezar a iterar con las propiedades geométricas de los contravientos, sin embargo, es necesario realizar análisis dinámicos paso a paso los cuales requieren de la integración numérica de la ecuación del movimiento de la estructura, ya que así se considera el comportamiento no lineal de los disipadores.

Para realizar los análisis dinámicos paso a paso se utilizaron acelerogramas sintéticos. La metodología para obtenerlos se presenta en el Apéndice A. Se utilizaron 18 acelerogramas sintéticos. Sus correspondientes espectros de respuesta de pseudo-aceleración para 5% de amortiguamiento crítico se muestran en la figura 5.1. Los movimientos se escalaron a la misma aceleración del terreno del Espectro de Peligro Uniforme utilizado para diseñar los disipadores visco-elásticos (ver figuras 3.15 y 4.9) para que el diseño de ambos disipadores fuera con una excitación sísmica similar.

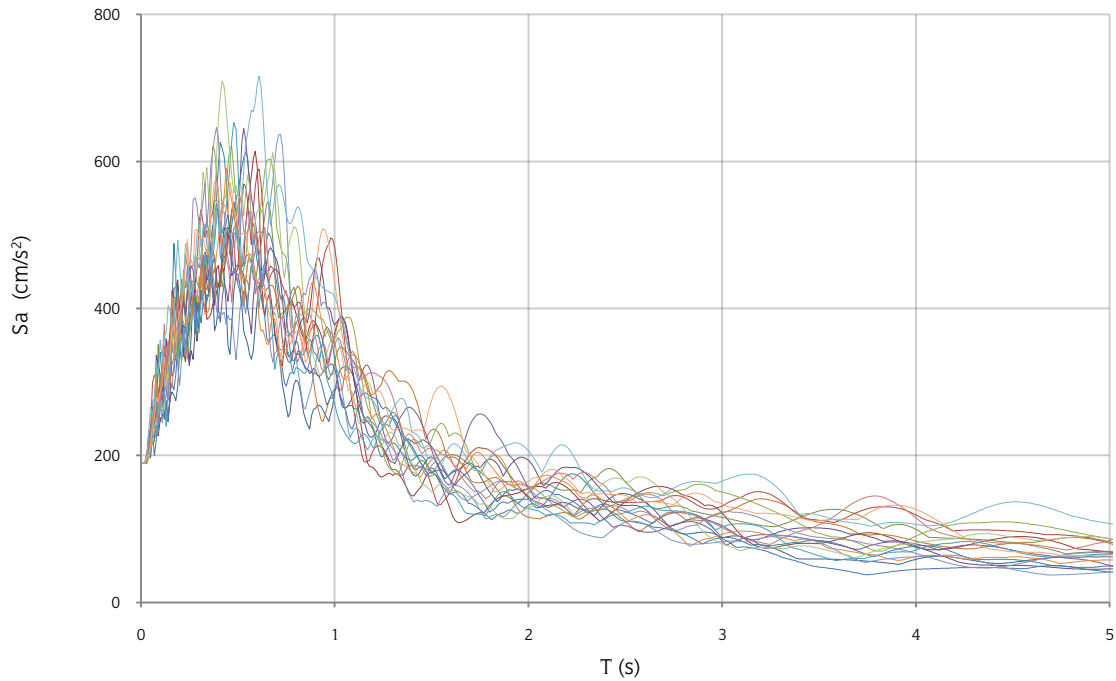


Figura 5.1. Espectros de pseudo-aceleración de 18 acelerogramas sintéticos

Con el fin de tomar en cuenta las placas de conexión más la zona de contravientos de pandeo restringido en el programa SAP2000 v.14 se procedió a redimensionar las pirámides infinitamente rígidas situadas debajo de cada par de pilones, justo de donde se procederá a conectar los amortiguadores que partirán hacia el torpedo central de la cubierta. Las dimensiones originales y recalculadas se muestran en la figuras 5.2 respectivamente. El redimensionamiento de las pirámides fue tal que se contemple una longitud efectiva de los disipadores igual al 65 por ciento de su longitud total (Virto, 2006), para así tomar en cuenta la existencia de placas de conexión a cada extremo de los amortiguadores. En este modelo se conservó el mismo ángulo de inclinación original de los amortiguadores.

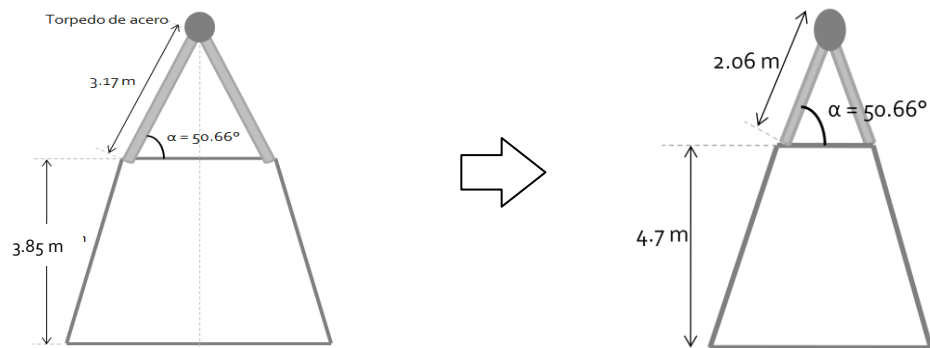


Figura 7.2. Dimensiones originales y re-calculadas de la pirámide basal y los disipadores

Se estudió la configuración que se muestra en la figura 5.3, utilizando 4 disipadores por pirámide. Con dicho número de disipadores por pirámide basal, se limitaron los desplazamientos transversales al objetivo.

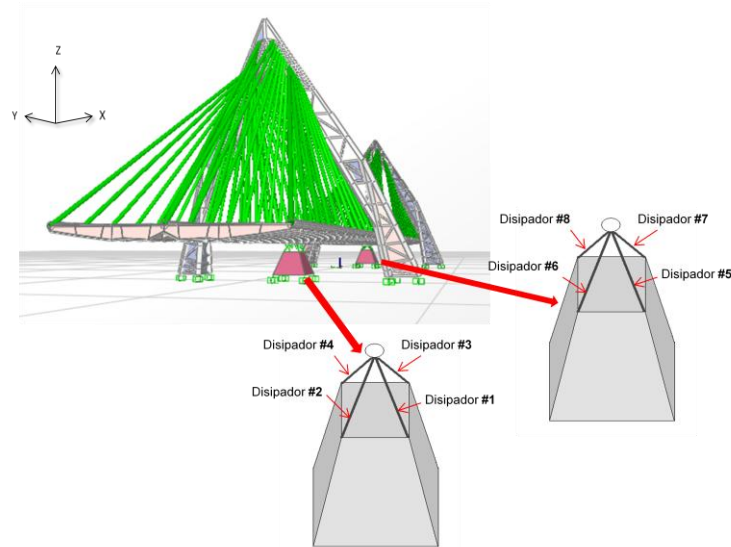


Figura 5.3. Pirámides basales y sus contravientos de pandeo restringido

El proceso de diseño de los contravientos de pandeo restringido se muestra en lo que sigue.

Se parte de que la longitud efectiva del contraviento (L_e) es igual a:

$$L_e = 2.06 \text{ m (65\% de la longitud total)}$$

Proponiendo un diámetro del núcleo de acero se obtiene el área (A):

$$A = \pi \cdot d^2 / 4 = 0.002027 \text{ m}^2$$

$$\phi = 2 \text{ in} = 0.0508 \text{ m}$$

Se calcula la rigidez (K) del núcleo de acero:

$$K = (E_s \cdot A) / L_e = 19688.21 \text{ ton/m}$$

En donde se considera el módulo de Young del acero $E_s = 2.0 \times 10^7 \text{ ton/m}^2$.

Se obtiene la carga de fluencia (P_y) de la barra:

$$P_y = F_y \cdot A = 51.28 \text{ ton}$$

En donde se considera un Acero A-36, cuyo esfuerzo de fluencia es $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

Por último se obtiene el desplazamiento de fluencia (d_y):

$$d_y = P_y / K = 0.0026 \text{ m}$$

En la figura 5.4 se muestran las dimensiones del núcleo central del disipador, así como secciones propuestas de la sección tubular hueca confinante. Las secciones se propusieron con una relación similar al de las barras de pandeo restringido probadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ruiz *et al*, 2007), donde el diámetro del tubo exterior de acero es tres veces mayor al diámetro del núcleo de acero.

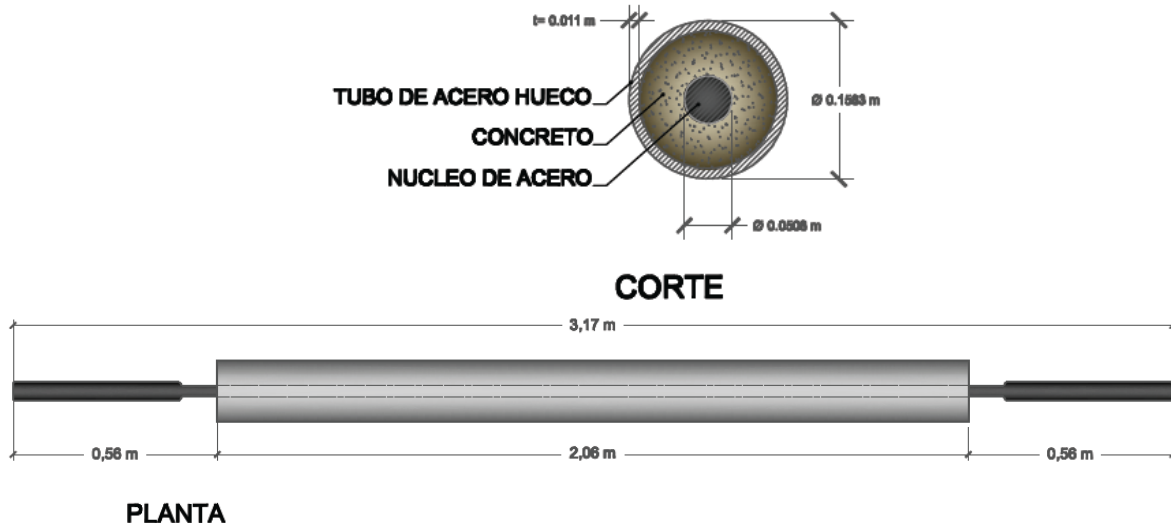


Figura 5.4. Dimensiones del contraviento de pandeo restringido y corte de su sección transversal

Los valores de carga de fluencia (P_y) y rigidez (K) se incorporan a las propiedades estructurales de los amortiguadores en el modelo matemático en el programa SAP2000 v.14. El comportamiento de los disipadores es bilineal asignándole a la rigidez de post-fluencia una pendiente positiva, para simular las características de endurecimiento del acero por deformación. Se hace notar que al combinar cargas estáticas con sísmicas, el sistema primero toma la carga estática debida a la carga viva desbalanceada (P_G) e inmediatamente (como si el sistema tuviera ejes trasladados) el sistema toma la carga sísmica. Ocurre lo mismo tanto a tensión como a compresión. Esto se ilustra en la figura 5.5.

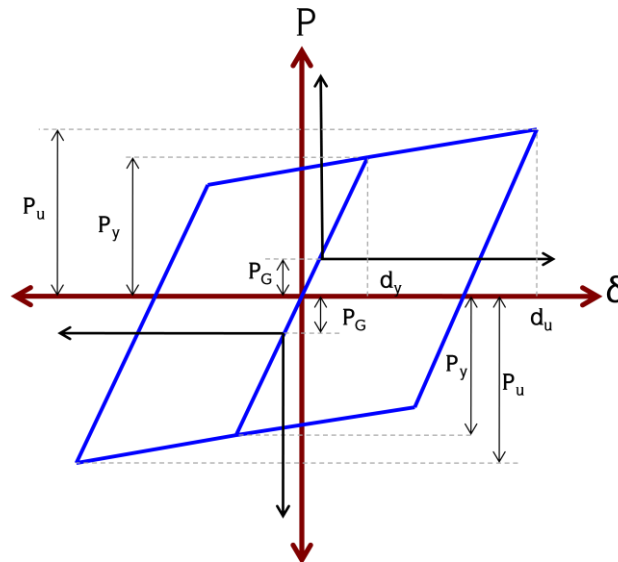


Figura 5.5. Comportamiento histerético del conjunto

donde:

P_u es la carga última producto de la acción de carga viva desbalanceada y sismo

d_u es el desplazamiento último producto de la combinación carga viva desbalanceada y sismo

P_G es la carga viva desbalanceada

Se realizaron 18 análisis dinámicos paso a paso con la combinación de carga: 0.8 CVdesbalanceada + 0.3 S_x + 1.0 S_y (ver sección 3.6). La figura 5.6 muestra en forma esquemática el promedio de los resultados de los análisis correspondientes al disipador número 1, usando los 18 sismos sintéticos.

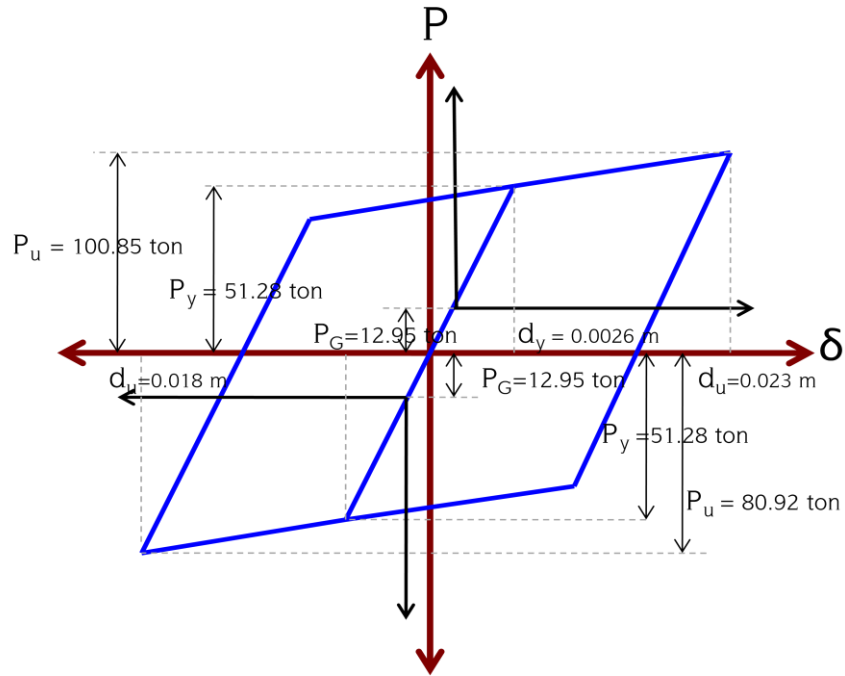


Figura 5.6. Comportamiento del dissipador #1 bajo la combinación $0.8CVdesb.+ 0.3SsinX + 1.0SsinY$

Para este caso la demanda de ductilidad promedio es como sigue:

$$\mu = d_u/d_y$$

$$\mu = 0.023 \text{ m}/0.0026 \text{ m} = 8.85$$

La figura 5.7 muestra el comportamiento histerético del dissipador número 1, ante la acción del sismo simulado número 79 en dirección Y, donde el dissipador fluye con una demanda de ductilidad de 7.69.

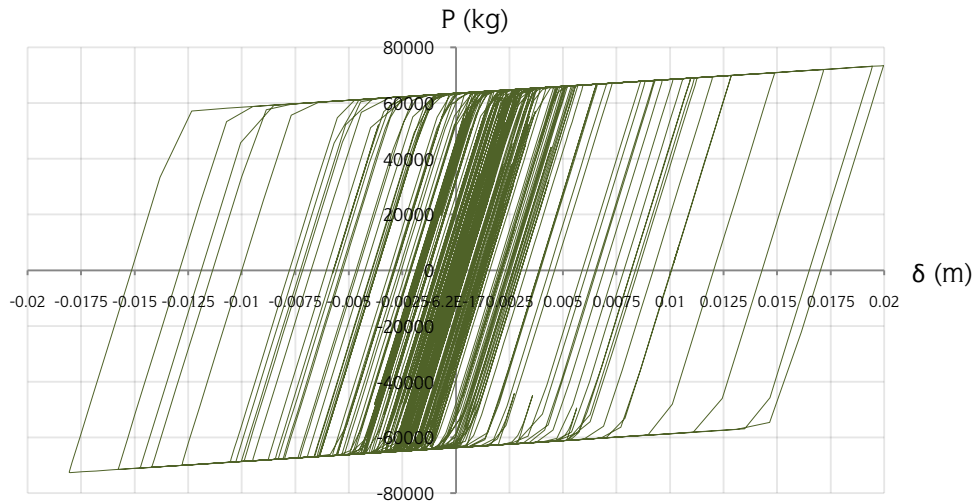


Figura 5.7. Comportamiento histerético del dissipador No.1 bajo la acción de uno de los sismos sintéticos

La media de los resultados correspondientes a los 18 sismos sintéticos, para cada uno de los 8 dissipadores se muestra en la tabla 5.1.



Tabla 5.1 Resultados de los 8 contravientos de pandeo restringido

Contraviento	P_c (ton)	P_c (ton)	P_c (ton)	d_c (m)	d_c (m)	μ
1	12.95	51.28	100.85	0.023	0.0026	8.85
2	52.78	51.28	138.40	0.026	0.0026	10.00
3	13.80	51.28	96.91	0.020	0.0026	7.69
4	52.79	51.28	136.00	0.023	0.0026	8.85
5	13.94	51.28	97.27	0.020	0.0026	7.69
6	52.80	51.28	136.10	0.023	0.0026	8.85
7	13.64	51.28	101.56	0.023	0.0026	8.85
8	52.80	51.28	143.95	0.026	0.0026	10.00

5.2. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL DE LAS BARRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

Con las secciones de los contravientos (ver figura 5.4) se revisa la estabilidad global del elemento, para ello se calculan las cargas críticas de pandeo (Euler, 1759), para el núcleo central de acero, el tubo exterior de acero y el concreto confinante.

Para obtener la carga crítica de pandeo P_{crC} (ecuación 2.17) para el núcleo central de acero, se considera éste como articulado en ambos extremos.

$$I_N = \pi \cdot r^4 / 4 = \pi \cdot (0.0254 \text{ m})^4 / 4 = 3.26 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$P_{crC} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_N}{(K \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot (2 \times 10^7 \text{ ton/m}^2) \cdot (3.26 \times 10^{-7} \text{ m}^4)}{[1 \cdot (2.0591 \text{ m})]^2} = 15.22 \text{ ton}$$

Se considera $K = 1.0$ (por tener una conexión articulada en ambos extremos)

donde:

- K es el factor de longitud efectiva
- I_N es el momento de inercia de la sección transversal
- r es el radio de la sección transversal
- P_{crC} es la carga crítica de pandeo de la barra central de acero
- E_s es el módulo de Young del acero
- L es la longitud efectiva de la barra central de acero

De acuerdo a la carga crítica obtenida y a los resultados de la tabla 5.1, la barra sufrirá pandeo después de recibir la acción de carga estática más sismo y mostrará un modo superior de pandeo como los expuestos en la figura 2.10.

Ahora prosigue la revisión de la carga crítica de pandeo de la sección tubular hueca confinante, para lo cual se propone la sección XP6 de las tablas de secciones del AISC LRFD. Las propiedades de dicha sección se muestran en la tabla 5.2 y en la figura 5.4.

Tabla 5.2. Propiedades de la sección tubular hueca confinante

Sección XP6	
\varnothing_{ext}	0.1683 m
t	0.011 m
A	0.005419 m ²
I	1.686 x 10 ⁻⁵ m ⁴



donde:

t es el espesor de la sección tubular hueca

A es el área transversal de la sección tubular hueca

I el momento de inercia de la sección tubular hueca

Se obtiene la carga crítica de pandeo de la sección tubular hueca confinante P_{crH} empleando la ecuación 2.17:

$$P_{crH} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot (2 \times 10^7 \text{ ton/m}^2) \cdot (1.686 \times 10^{-5} \text{ m}^4)}{[1 \cdot (2.0591 \text{ m})]^2} = 784.93 \text{ ton}$$

De acuerdo a las cargas últimas mostradas en la tabla 5.1, la sección tubular hueca no sufrirá pandeo alguno de acuerdo a su carga crítica de pandeo P_{crH} tiene un factor de seguridad de 6.6 respecto a la carga última mayor mostrada en dicha tabla.

Enseguida se calcula la capacidad resistente del contraviento de pandeo restringido, la cual con fines de diseño práctico debe de satisfacer la siguiente condición (ecuación 2.19) en la cual se desprecia la contribución del concreto:

$$\frac{P_{crH}}{P_y} \geq 1.5$$

$$\frac{784.93 \text{ ton}}{51.28 \text{ ton}} = 15.3 > 1.5$$

donde:

P_{crH} es la carga crítica de pandeo asociada a la sección tubular hueca confinante

P_y es la carga axial de fluencia del núcleo de acero

Al cumplir con la condición arriba expuesta, se concluye que la barra de pandeo restringido tiene estabilidad estructural y está libre de falla por pandeo.

Por último, se calcula la carga crítica de pandeo en función de las propiedades del material confinante P_{crM} . Se maneja un concreto simple cuyas propiedades se detallan enseguida:

$$\begin{aligned} f'c &= 100 \text{ kg/cm}^2 \\ \nu &= 0.2 \\ E_c &= 14000 \sqrt{f'c} = 140000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

donde:

$f'c$ es el esfuerzo a compresión del concreto

ν es el módulo de Poisson del concreto

E_c es el módulo de Young del concreto

La carga crítica de pandeo del medio confinante P_{crM} está dada por la ecuación 2.22:

$$\begin{aligned} P_{crM} &= 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E_A \cdot I_N} \\ P_{crM} &= 2 \cdot \sqrt{(1555554 \text{ ton/m}^2)(2 \times 10^7 \text{ ton/m}^2)(3.26 \times 10^{-7} \text{ m}^4)} = 6369.37 \text{ ton} \end{aligned}$$

donde la constante de rigidez del concreto β que aporta soporte lateral al núcleo de acero es igual a (ver ecuación 2.24):

$$\beta = E_c \left[\frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \right]$$



$$\beta = 140000 \cdot \left[\frac{1 - 0.2}{(1 + 0.2)(1 - 2(0.2))} \right] = 155555.4 \text{ kg/cm}^2$$

Para fines de diseño se debe cumplir la siguiente condición (ecuación 2.23):

$$P_{crM} > P_y$$

$$6369.37 \text{ ton} > 51.28 \text{ ton}$$

De acuerdo a lo anterior se llega a la conclusión de que el contraviento de pandeo restringido tiene estabilidad global ya que presenta una alta resistencia a sufrir pandeo en su material confinante, el cual lo conforma la barra de acero de sección hueca y el concreto.

Al realizar los análisis paso a paso con los 18 sismos sintéticos se obtuvieron los desplazamientos que se muestran en la tabla 5.3. En la tabla 5.4 se muestra el promedio de los desplazamientos máximos al centro del claro y a los extremos del tramo central del puente.

Tabla 5.3. Desplazamientos correspondientes a cada combinación de carga

No.	Combinación	Desplazamiento máximo al centro del claro (m)	Desplazamiento máximo en extremos (m)
1	0.8CVdesb. + 0.3Sim1X + 1.0Sim1Y	0.06434	0.04204
2	0.8CVdesb. + 0.3Sim2X + 1.0Sim2Y	0.05246	0.03841
3	0.8CVdesb. + 0.3Sim3X + 1.0Sim3Y	0.09275	0.05565
4	0.8CVdesb. + 0.3Sim4X + 1.0Sim4Y	0.06310	0.04671
5	0.8CVdesb. + 0.3Sim5X + 1.0Sim5Y	0.06339	0.04049
6	0.8CVdesb. + 0.3Sim6X + 1.0Sim6Y	0.07030	0.05063
7	0.8CVdesb. + 0.3Sim7X + 1.0Sim7Y	0.05700	0.03867
8	0.8CVdesb. + 0.3Sim8X + 1.0Sim8Y	0.07325	0.04316
9	0.8CVdesb. + 0.3Sim9X + 1.0Sim9Y	0.06687	0.04870
10	0.8CVdesb. + 0.3Sim10X + 1.0Sim10Y	0.08893	0.05849
11	0.8CVdesb. + 0.3Sim11X + 1.0Sim11Y	0.07714	0.05317
12	0.8CVdesb. + 0.3Sim12X + 1.0Sim12Y	0.05901	0.04056
13	0.8CVdesb. + 0.3Sim13X + 1.0Sim13Y	0.04999	0.03619
14	0.8CVdesb. + 0.3Sim14X + 1.0Sim14Y	0.08603	0.06381
15	0.8CVdesb. + 0.3Sim15X + 1.0Sim15Y	0.05791	0.03799
16	0.8CVdesb. + 0.3Sim16X + 1.0Sim16Y	0.06580	0.04496
17	0.8CVdesb. + 0.3Sim17X + 1.0Sim17Y	0.06398	0.04757
18	0.8CVdesb. + 0.3Sim18X + 1.0Sim18Y	0.10777	0.06768

Tabla 5.4. Desplazamientos promedio de la estructura

Desplazamiento máximo promedio en el centro del claro ($\delta_{cl.}$)	0.07 m
Desplazamiento máximo promedio en extremos ($\delta_{ex.}$)	0.0475 m

La tabla 5.4 muestra que se alcanzó el desplazamiento transversal que se estableció como objetivo ($\delta_{obj.}$).



Finalmente, se calcula la rigidez horizontal aportada al sistema para controlar su desplazamiento transversal hasta lograr el objetivo. Para ello se deben proyectar las rigideces obtenidas (ejes locales) a ejes horizontales (ejes globales) (ver figura 5.8) y a ellas sumarles la rigidez aportada por los resortes horizontales que se colocan en los extremos del tramo central del puente.

Este cálculo de la rigidez es solamente para realizar una comparación con la rigidez aportada por los disipadores visco-elásticos (ver sección 4.1.B).

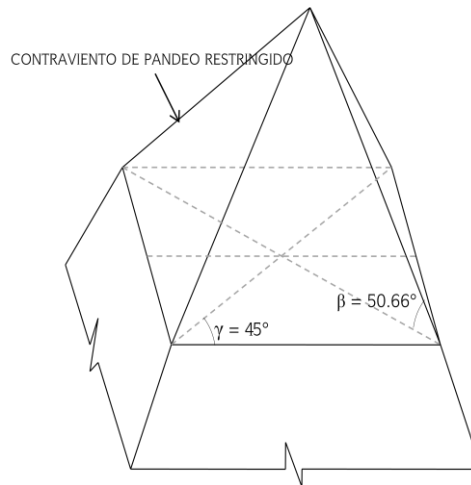


Figura 5.8. Disposición de los 4 contravientos en la pirámide basal

En ejes locales:

$$K = 19688.21 \text{ ton/m}$$

En ejes globales:

$$K_G = K \cdot (\cos\beta)(\cos\gamma) = 19688.21 \text{ ton/m} (\cos 45^\circ)(\cos 50.66^\circ) = 8825.24 \text{ ton/m}$$

Dado que son un total de 8 contravientos de pandeo restringido se obtiene la rigidez horizontal total que aportan al sistema:

$$K_{TC} = K_G \cdot (8) = 70601.89 \text{ ton/m}$$

A la rigidez anterior se le suma la rigidez de los 26 resortes horizontales K_{dR} ubicados a extremos del tramo central del puente (ver capítulo 6):

$$K_{dR} = 6788.036 \text{ ton/m}$$

Por lo que la rigidez total horizontal aportada al sistema es:

$$K_T = K_{TC} + K_{dR}$$

$$K_T = 70601.89 + 6788.036 = 77389.93 \text{ ton/m}$$

La rigidez K_{TC} es 5.66 veces mayor a la rigidez K_{dT} correspondiente a los amortiguadores visco-elásticos (ver sección 4.1.B). Esta relación deja entrever la importancia en el incremento del amortiguamiento crítico viscoso al sistema estructural y la efectividad del material visco-elástico para disipar energía.



CAPÍTULO 6

CURVAS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

En este capítulo se obtienen las curvas de vulnerabilidad sísmica asociadas a diversos límites de desplazamiento transversal para el puente del ejemplo de aplicación. La vulnerabilidad sísmica se entiende como la predisposición intrínseca del puente expuesto a ser afectado o ser susceptible a desplazamientos excesivos que impidan su funcionamiento y por lo tanto se puede traducir como una pérdida social-económica, ante la ocurrencia de eventos sísmicos de diversas intensidades.

6.1 OBTENCIÓN DE LAS RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Con la finalidad de obtener las respuestas máximas estructurales, el puente del ejemplo de aplicación con cada una de las soluciones analizadas para el control de los desplazamientos transversales (ver capítulo 4 y 5) fue sometido a los dieciocho sismos sintéticos mencionados en el capítulo 5 y el Apéndice A. Los sismos sintéticos se escalan a los periodos de vibrar del modo transversal de cada una de las soluciones. Para el puente con disipadores visco-elásticos el periodo del modo transversal es $T_5=1.49s$. Por otra parte para el puente con barras de pandeo restringido el modo transversal tiene un periodo $T_3=0.79s$. En la figura 6.1 se muestran las medias de los 18 sismos sintéticos escalados a ambos periodos de vibración.

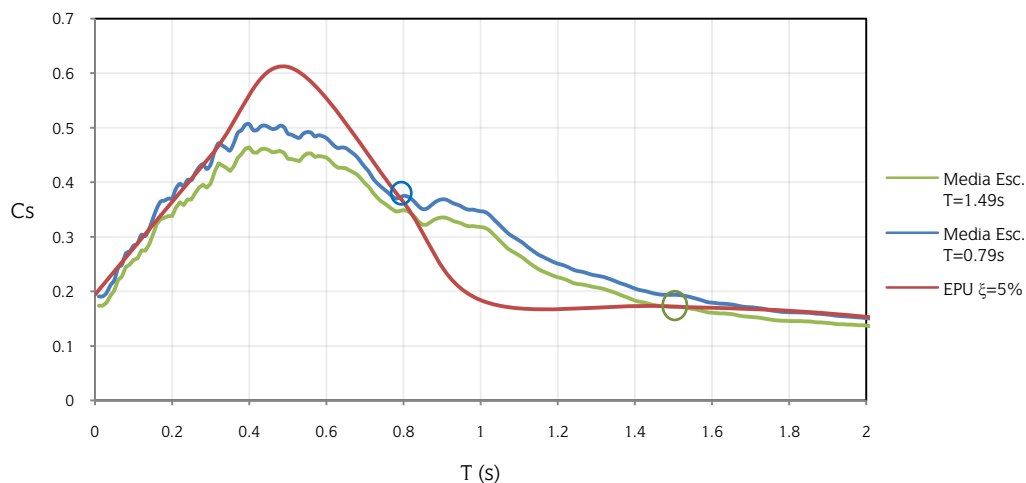


Figura 6.1. Sismos sintéticos escalados con 2 periodos de vibrar al espectro de peligro uniforme de pseudo-aceleración para 5 por ciento del amortiguamiento crítico



De acuerdo a estos periodos de vibrar los 18 sismos se escalaron a intensidades que varían del 25% al 500% (42 - 1825 gals) ver tabla 6.1.

Tabla 6.1. Escalas e intensidades de los sismos sintéticos para cada sistema estructural

Intensidad	Modelo	Modelo	% Intensidad
	Visco-elástico	Histerético	
	gals (cm/s ²)	gals (cm/s ²)	
1	42	91	25
2	85	183	50
3	127	274	75
4	169	365	100
5	211	456	125
6	254	548	150
7	296	639	175
8	338	730	200
9	423	913	250
10	507	1095	300
11	845	1825	500

Se analizaron las respuestas correspondientes a desplazamientos máximos transversales al centro del claro del puente. Para esto fue necesario obtener los desplazamientos demandados por cada sismo escalado a las diferentes intensidades. A medida que la intensidad crece provoca que los valores de desplazamiento transversal se dispersen para un mismo nivel de intensidad, S_a . Por otro lado, para valores pequeños de intensidad, todos los sismos demandan aproximadamente el mismo nivel de respuesta global, siendo pequeña su dispersión (ver figura 6.2 y 6.3).

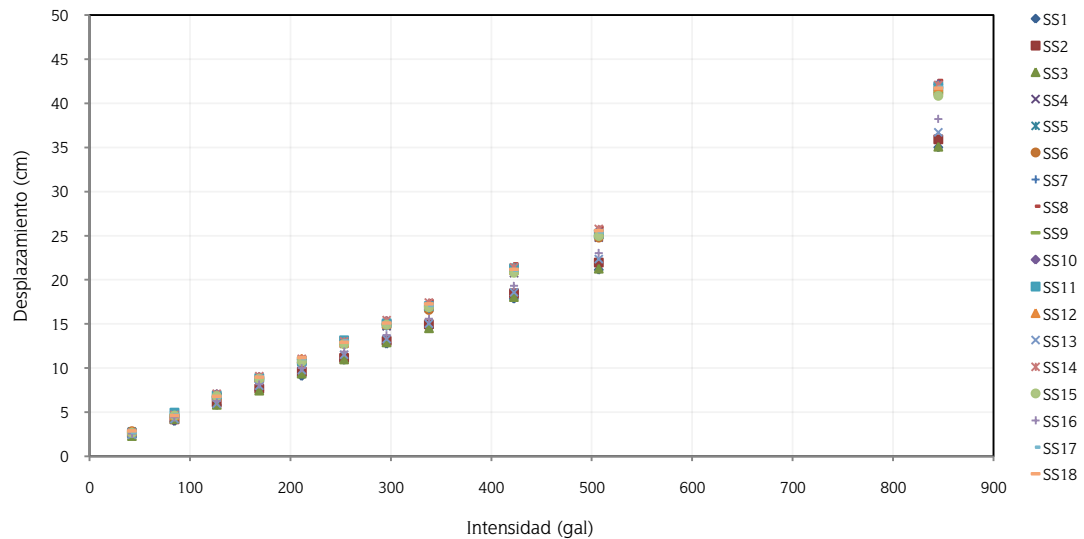


Figura 6.2. Demandas de desplazamientos para cada sismo dado ciertas intensidades en el puente con disipadores visco-elásticos

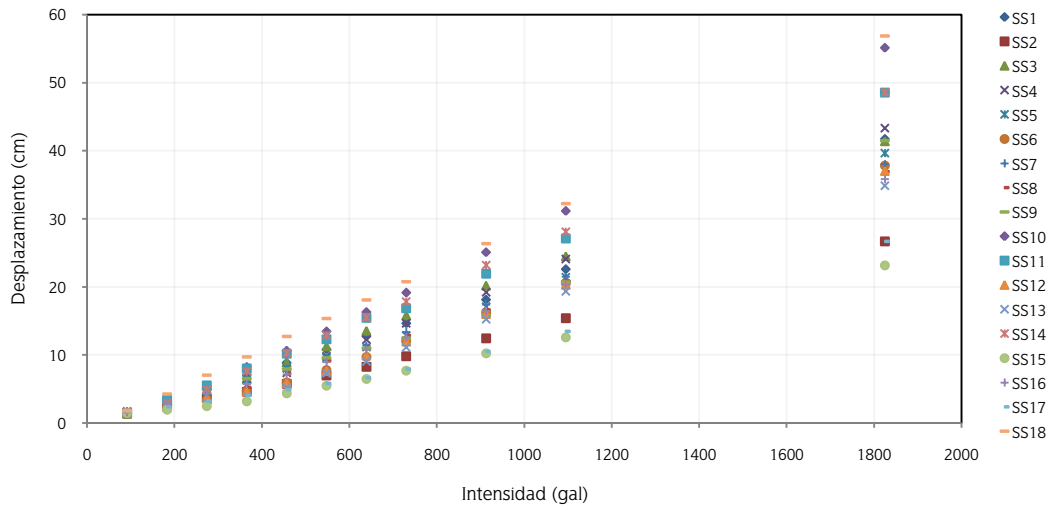


Figura 6.3. Demandas de desplazamientos para cada sismo dado ciertas intensidades en el puente con barras de pandeo restringido

Se encontró que la distribución de desplazamientos asociada a una misma intensidad se relaciona con una función de distribución lognormal, por lo que se obtuvo la mediana (D_d) y la desviación del logaritmo natural del desplazamiento global (σ_{ln_d}) para cada intensidad Sa para cada uno de los dos casos estudiados (puente + disipadores visco-elásticos + resortes horizontales) y (puente + barras de pandeo restringido + resortes horizontales).

En la figura 6.4 se presentan las medianas de los desplazamientos máximos transversales en el centro del claro del puente correspondientes a los 18 acelerogramas simulados, y a diferentes niveles de intensidad sísmica.

Las curvas que se presentan en la figura 6.4 corresponden a las medianas de las dos soluciones (disipadores visco-elásticos y barras de pandeo restringido, respectivamente). Se observa que el valor de las medianas es parecido, aunque ligeramente mayor para la solución con disipadores visco-elásticos.

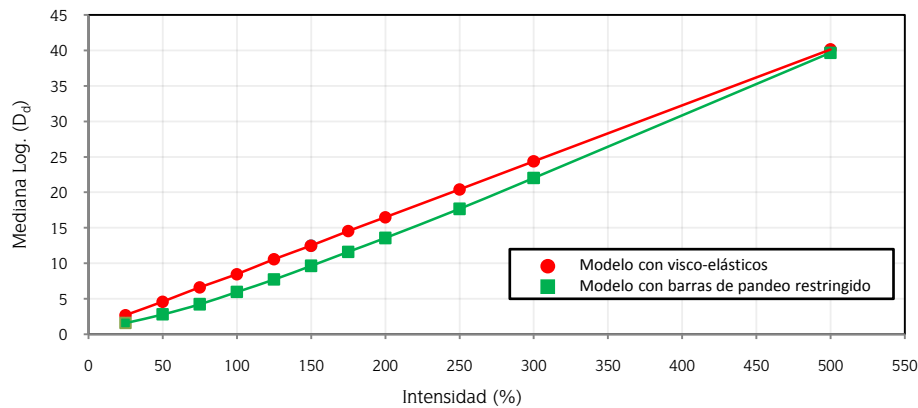


Figura 6.4. Medianas logarítmicas de los desplazamientos transversales para cada uno de los dos casos de estudio

Por otro lado, en la figura 6.5 se presentan las desviaciones estándar del logaritmo de los desplazamientos máximos al centro del claro del puente. En la figura 6.5 se observa que la solución con barras de pandeo restringido presenta mucho mayor dispersión que la solución con disipadores visco-elásticos. Esto se debe a que esta última tiene un comportamiento lineal y la anterior presenta comportamiento no lineal.

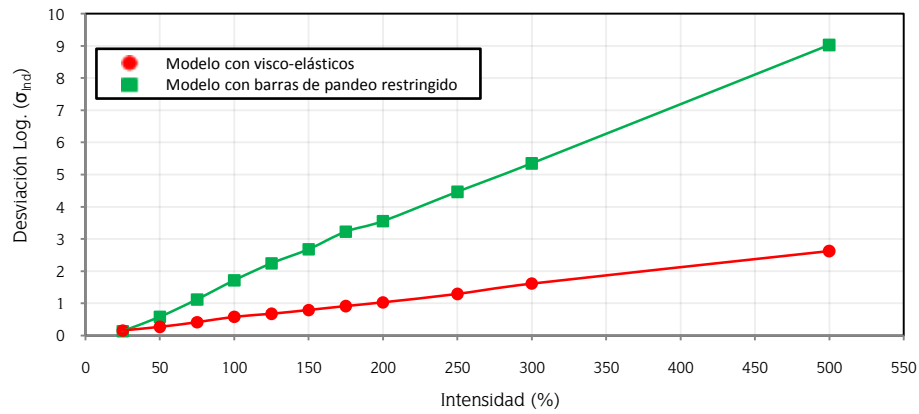


Figura 6.5. Desviación del logaritmo natural de los desplazamientos transversales para cada uno de los dos casos de estudio

6.2. CONSTRUCCIÓN DE CURVAS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura descrita a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi, 1986). La naturaleza y alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica debe estar condicionado por el tipo de afectación o daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza existente. En este sentido, la caracterización de la vulnerabilidad sísmica está estrechamente vinculada a los probables daños inducidos como consecuencia de una excitación sísmica que dependen fundamentalmente de tres factores: la severidad del movimiento, las características de la estructura y su probabilidad de falla por unidad de tiempo (Barbat, 1998).

Debido a que los sismos son eventos que ocurren de manera incierta y no pueden ser descritos en forma determinista, el cálculo de la vulnerabilidad sísmica se basa en la teoría de probabilidades.

Una curva de vulnerabilidad sísmica representa la probabilidad condicional de excedencia de una estructura ante un estado límite de daño como una función de un parámetro representativo de la severidad de una excitación sísmica asociada a ciertas intensidades.

Para esta tesis se propusieron cuatro estados límites de desplazamientos transversales al centro del claro (3.5, 7, 14 y 21 cm). Suponiendo que los desplazamientos tienen una distribución lognormal se evaluó la probabilidad de exceder cada uno de estos valores de desplazamientos. Esto corresponde al área bajo la curva de la distribución lognormal asociada a cada nivel de intensidad, y que excede el valor de cierto límite de desplazamiento. En lo que sigue se obtiene un conjunto de puntos que definen la probabilidad de que la estructura exceda cierto nivel de respuesta, para una intensidad sísmica S_a , la cual puede describirse como:

$$P(d_{max} \geq d_{lim} | S_a) \quad (6.1)$$

Posteriormente se une el conjunto de puntos que resultan de la probabilidad de exceder los niveles de intensidad S_a ya mencionados. Las figuras 6.6 a 6.9 muestran las curvas de vulnerabilidad para cada modelo estructural (puente + disipadores visco-elásticos + resortes horizontales) y (puente + barras de pandeo restringido + resortes horizontales) correspondientes a cuatro límites de desplazamientos transversales, respectivamente.

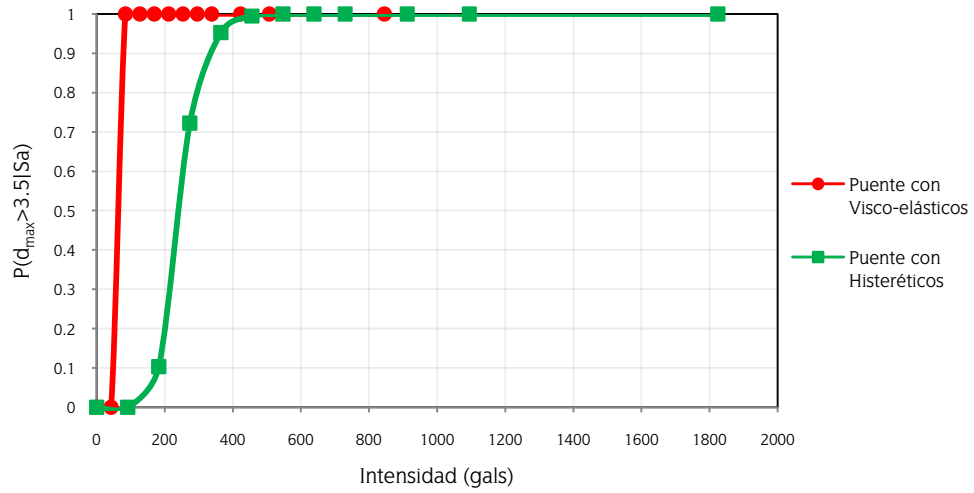


Figura 6.6. Curvas de vulnerabilidad para cada solución dado un estado límite de 3.5 cm

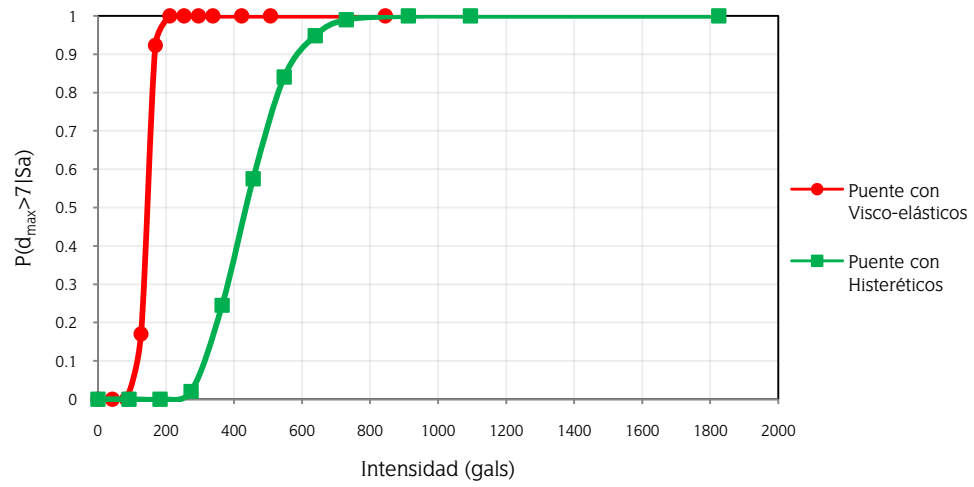


Figura 6.7. Curvas de vulnerabilidad para cada solución dado un estado límite de 7 cm

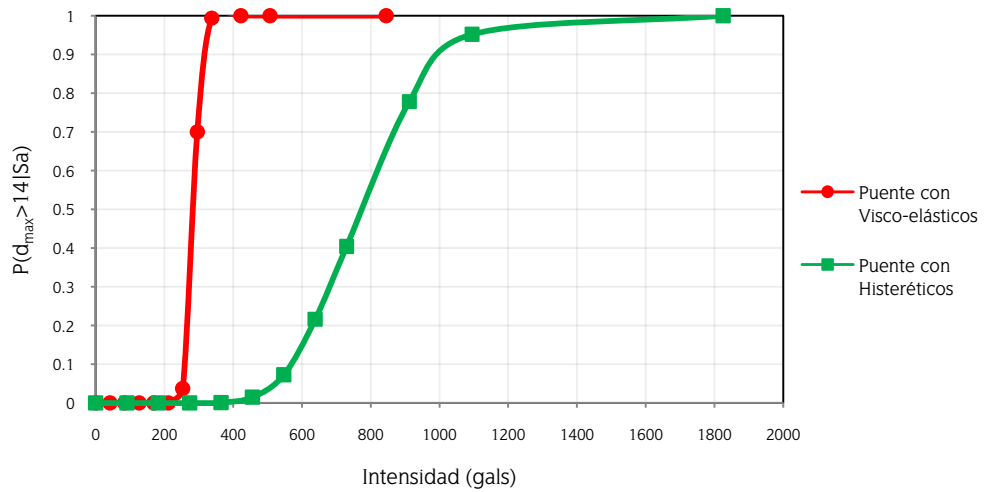


Figura 6.8. Curvas de vulnerabilidad para cada solución dado un estado límite de 14 cm

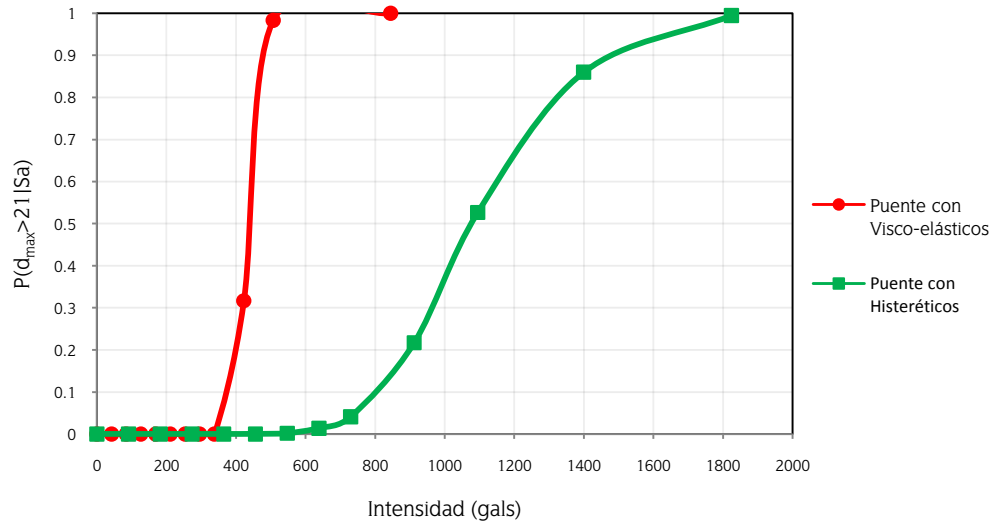


Figura 6.9. Curvas de vulnerabilidad para cada solución dado un estado límite de 21 cm

En las figuras anteriores puede apreciarse que la separación de curvas de vulnerabilidad de cada caso de estudio se incrementa, además de que la probabilidad de excedencia de los desplazamientos transversales disminuye inversamente al incremento del estado límite deseado. La separación de las curvas de vulnerabilidad para cada solución se debe a que la solución con contravientos de pandeo restringido presenta gran variabilidad en su respuesta debido a su comportamiento no lineal.



CAPÍTULO 7

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA APLICACIÓN DE DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL EJEMPLO DE APLICACIÓN

En este capítulo se presentan las ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas pasivos de disipación de energía sísmica aplicados en el puente atirantado del ejemplo de aplicación (ver capítulo 3).

Finalmente se muestran unas comparaciones entre el comportamiento exhibido por los disipadores durante los análisis efectuados en el ejemplo de aplicación.

7.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DISIPADORES VISCO-ELÁSTICOS

Entre las ventajas de este sistema de disipadores se pueden enumerar las siguientes:

- El uso de disipadores visco-elásticos no altera el comportamiento lineal de la estructura, lo cual significa una simplificación importante en el análisis estructural del sistema
- Es un sistema de reducción de la respuesta sísmica eficaz. Combina la incursión de rigidez al sistema y un incremento en el amortiguamiento
- La mayoría de los polímeros utilizados en los disipadores visco-elásticos pueden emplearse para todos los niveles de deformación
- Hay facilidad de sustitución cuando se dañan después de un evento sísmico importante

A pesar de las ventajas antes mencionadas, este tipo de disipadores presentan desventajas como son:

- Fuerte dependencia del material visco-elástico a la temperatura, lo que ocasiona variabilidad de su capacidad de amortiguamiento y rigidez
- Existe mucha incertidumbre en el comportamiento del disipador, puesto que depende del tipo de polímero del cual está compuesto, ya que cada tipo de material tiene una composición molecular distinta y por ello un comportamiento diferente ante distintas frecuencias y temperaturas



- Cada material tiene un tiempo definido para pasar de un estado de deformación, a la relajación y a su equilibrio (estado inicial), teniendo un rango de tiempo tan alto como 10^8 s, hasta 10^{-8} s. Esto principalmente se presenta en regiones con temperaturas muy bajas.
- Debe cuidarse la exposición de los disipadores a fluidos de hidrocarbono (combustibles y lubricantes), además de radiaciones y cambios bruscos de humedad ambiental que los puedan dañar progresiva e irreversiblemente, ya que alteran su estructura molecular y por lo tanto deteriora su resistencia a tensión y cortante

7.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS BARRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

Entre las principales ventajas de este tipo de disipadores histeréticos se pueden enumerar las siguientes:

- Fácil modelación de su comportamiento cíclico
- Fácil incorporación en el sistema estructural por medio de una conexión atornillada o articulada mediante placas de refuerzo.
- Comportamiento histerético estable, sin pandeo, con alta disipación de energía
- Nula sensibilidad a cambios de condiciones ambientales (humedad, temperatura)
- Facilidad de sustitución cuando se dañan después de un evento sísmico importante
- Usualmente no requieren miembros estructurales adicionales y no es necesario reforzar la cimentación del sistema

Sus desventajas se enumeran como sigue:

- Hace falta un criterio de verificación y detección de daño en las barras de pandeo restringido
- Sus propiedades dúctiles son fuertemente dependientes del tipo de material y la geometría del segmento de fluencia del núcleo de acero
- Faltan estudios sobre el comportamiento de las conexiones entre el contraviento de pandeo restringido y la estructura
- Pueden presentar problemas de fatiga debido a la recurrencia de cargas dinámicas

7.3 COMPARACIONES ENTRE LAS SOLUCIONES UTILIZADAS EN EL PUENTE DEL EJEMPLO DE APLICACIÓN

- Los elementos visco-elásticos diseñados conducen a respuestas sísmicas aceptables; sin embargo, las dimensiones de estos dispositivos aquí resultaron grandes comparados con los que se han utilizado y se comercializan en el mundo. Esta cuestión introduce incertidumbres y riesgos. De acuerdo a la observación anterior, la fabricación de estos dispositivos deberá hacerse en el extranjero (Japón, Alemania, Estados Unidos) y su costo sería alto.
- Los contravientos de pandeo restringido tienen un comportamiento estructural bien definido sin importar sus dimensiones, conduciendo a respuestas sísmicas satisfactorias; sin embargo pueden presentar problemas de fatiga debido a la carga y descarga de acciones alternadas como por ejemplo la acción desbalanceada de la carga viva en el puente. Para evitarlo se podría introducir una pirámide basal más amplia y un mayor número de barras de pandeo restringido, para distribuir en ellas las sollicitaciones que se presenten en la estructura. los contravientos de pandeo restringido pueden ser fácilmente fabricados en México y probados en laboratorio (por ejemplo, Instituto de Ingeniería UNAM, CENAPRED, UAM).
- Las conexiones en ambas soluciones son de gran importancia. Debe tenerse mucho cuidado en el diseño de dichas conexiones, ya que existe una gran acumulación de esfuerzos en ellas.



- A pesar de la efectividad del material visco-elástico utilizado en sistemas de disipación para incrementar el amortiguamiento crítico viscoso del sistema estructural y/o disipar energía, y dado que solo requieren incorporar al sistema el 18 por ciento de la rigidez lateral que necesitan introducir los contravientos de pandeo restringido para limitar el desplazamiento transversal objetivo del puente del ejemplo de aplicación, sus dimensiones, dependencia a las condiciones climáticas y su alto costo lo hacen vulnerable ante las facilidades de fabricación y menor inversión de la alternativa usada en el ejemplo de aplicación.
- Cabe resaltar que los contravientos de pandeo restringido aportan 5.66 veces más rigidez lateral que los disipadores visco-elásticos. En el caso del ejemplo de aplicación no se acorta demasiado el periodo estructural del sistema y no se cae en problemas de resonancia (ya que la excitación sísmica utilizada en los análisis tiene un periodo dominante muy corto).
- De acuerdo a las curvas de vulnerabilidad sísmica del capítulo anterior, se observa que es mejor emplear barras de pandeo restringido como solución para el control de los desplazamientos transversales del puente.
- Se debe tomar en cuenta que los dos tramos laterales del puente deben resistir la transmisión de esfuerzos provocados en cada una de las juntas debido a la presencia de resortes horizontales.
- Un inconveniente que presentan ambas soluciones es el aspecto estético. La presencia de las pirámides basales con los disipadores quita gran visibilidad debajo del puente.



CONCLUSIONES

Con el fin de restringir los desplazamientos transversales de un puente atirantado se diseñaron dos tipos de disipadores de energía sísmica: a) visco-elásticos y b) histeréticos. La acción de estos, junto con los resortes horizontales que se colocaron en los extremos del puente, controlaron el movimiento transversal excesivo que presentaba la estructura, el que era causado por la acción de la carga desbalanceada más el movimiento sísmico.

Se propuso e ilustró paso a paso un método iterativo basado en desplazamientos para el diseño de disipadores de energía visco-elásticos. El criterio puede ser aplicable para cualquier límite de desplazamiento de la cubierta. Además, este método iterativo puede ayudar al ingeniero de la práctica a reducir las demandas de desplazamiento en otro tipo de estructuras.

La ventaja del método propuesto es que no requiere de procesos numéricos elaborados, sin embargo, es necesario contar con las propiedades del polímero visco-elástico a utilizar en los disipadores, dado que cada polímero tiene un desempeño distinto en cuanto a su límite de deformación, disipación de energía y al incremento en la rigidez del sistema. Este desempeño se ve afectado por la temperatura y la frecuencia de operación.

Las curvas de vulnerabilidad que se obtuvieron para este ejemplo específico indican que con el fin de limitar los desplazamientos transversales es mejor utilizar barras de pandeo restringido (contravientos desadheridos) en lugar de disipadores visco-elásticos. Es muy probable que se llegue a esta misma conclusión si se realizara un estudio de costos debido a que las barras de pandeo restringido son más fáciles de producir y probar en laboratorio en nuestro país que los disipadores visco-elásticos. Estos últimos tendrían que importarse del extranjero.

Sin embargo, un punto rojo en la aplicación de las barras de pandeo restringido es su problema de fatiga de alto ciclaje, ya que para el ejemplo de aplicación si el tránsito se presentara en un solo sentido tal como suele suceder a primera hora del día (traslado de la gente a su lugar de trabajo), y de igual manera entrada la noche (regreso de la gente a su hogar) existe una continua aplicación de carga cíclica que va deteriorando y posiblemente lleve a la falla al contraviento en un lapso corto de años, el cual deberá ser sustituido. Con el fin de evitar esto, es necesario realizar un estudio de un tipo de conexión que reduzca o elimine la fatiga en el elemento.



APÉNDICE A

SIMULACIÓN DE ACELEROGRAMAS UTILIZADOS EN LOS ANÁLISIS “PASO A PASO” Y EN LA CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME

Este apéndice consta de dos partes (A1 y A2). En la primera (A1) se hace una breve descripción del criterio utilizado para la simulación de acelerogramas. En la segunda parte (A2) se aplica el criterio para generar acelerogramas sintéticos, y posteriormente obtener sus correspondientes espectros de respuesta elásticos de pseudo-aceleración y desplazamiento.

A.1. CRITERIO EMPLEADO PARA LA SIMULACIÓN

Con frecuencia las muestras disponibles de acelerogramas registrados durante eventos sísmicos intensos no son suficientes para llevar a cabo análisis en el tiempo de la respuesta estructural y estudios de confiabilidad estructural.

La simulación numérica de excitaciones sísmicas es una herramienta que permite caracterizar la respuesta estructural de un sistema cuando no se cuentan con historias detalladas del movimiento del terreno durante eventos sísmicos.

Un evento sísmico es un fenómeno que se caracteriza por sufrir cambios imprevisibles con el tiempo, como lo son la intensidad del movimiento y la variación de su contenido de frecuencias (los cuales no pueden describirse antes de que ocurran, es decir, su distribución de probabilidades es variante bajo una traslación de la escala del tiempo), lo que lo convierte en un proceso estocástico (no estacionario).

Para realizar una simulación a partir de un movimiento representativo del sitio de interés es necesario conocer las características estadísticas del acelerograma base. Estas son el contenido de frecuencias del movimiento y la evolución de la intensidad en el tiempo.

El contenido de frecuencias del movimiento se representa mediante el espectro de amplitudes de Fourier $|A(\omega)|$ ó mediante las funciones de densidad espectral (que muestran la variabilidad de la amplitud en cada frecuencia). Esta última se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$S(\omega) = \frac{2\pi}{T_0} \cdot |A(\omega)|^2$$



donde:

$|A(\omega)|$ es el espectro de amplitudes de Fourier.

T_0 es la duración de la parte intensa del acelerograma base.

La duración de la parte intensa del acelerograma (T_0) es aquella en la que se concentra la mayor parte de la energía del movimiento y en la que se presenta la respuesta estructural máxima. El criterio que se usó en esta tesis para calcular la duración de la parte intensa del movimiento, considerando la energía total del movimiento y una relación congruente entre la aceleración máxima y la aceleración media cuadrática del movimiento, es el propuesto por Vanmarcke y Lai (1980):

$$T_0 = \frac{2I_0}{(a_{max})^2} \cdot \ln\left(\frac{2T_i}{T_e}\right)$$

donde:

I_0 es la intensidad de Arias del acelerograma: $I_0 = \int a^2(\tau) d\tau$

a_{max} es la aceleración máxima del registro

T_e es el periodo dominante del acelerograma leído en el espectro de Fourier

T_i es el tiempo al cual se registra el 95% de la energía total del acelerograma

La forma de la densidad espectral se puede ajustar filtrando una señal de ruido blanco a través del sistema, permitiendo el paso de ciertas frecuencias amplificadas, para lo cual es necesario establecer relaciones entre la respuesta del sistema estructural y la excitación sísmica. Dichas relaciones reciben el nombre de funciones de transferencia.

En esta tesis se utilizó el filtro propuesto por Clough y Penzien (1975) el cual emplea un doble filtrado, es decir, obtiene las funciones de transferencia para el primer y segundo modo de vibrar, mediante la siguiente función:

$$S_{CP}(\omega) = S_0 \left[\frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \right] \left[\frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \right]$$

donde ω_g y ξ_g son la frecuencia y el amortiguamiento equivalente del primer modo de vibrar; ω_f y ξ_f los respectivos al segundo modo de vibrar, y S_0 es la magnitud de la densidad espectral del ruido blanco que se filtra.

Para realizar la simulación también es necesario seleccionar una función moduladora de intensidad. La empleada en esta tesis es el producto de una función exponencial y otra determinista (Yeh et al, 1989):

$$c^2(t) = \frac{A}{t \cdot B} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left[\ln\left(\frac{t-C}{B}\right) \right]^2}$$

Donde A, B y C son parámetros que se ajustan a las características de la varianza del movimiento.

A.2. APLICACIÓN DEL CRITERIO EXPUESTO, GENERACIÓN DE SISMOS Y SUS CORRESPONDIENTES ESPECTROS DE RESPUESTA

Teniendo como acelerograma semilla un registro sísmico con las características que se muestran en la tabla A-1, se procedió a calcular la duración de la parte intensa de dicho acelerograma y realizar los correspondientes ajustes de la densidad de Clough y Penzien así como de la función moduladora de intensidad.



Tabla A-1. Características del acelerograma semilla

Intensidad de Arias, I_0	1688.49 cm ² /s ⁴
Aceleración máxima, a_{max}	20.68 cm/s ²
Periodo dominante, T_e	4.79 s
Tiempo al cual se registra el 95% energía total, T_i	99.58 s

De acuerdo a los valores arriba mencionados y empleando la expresión de Vanmarcke y Lai (1980), se obtiene la duración de la parte intensa del registro:

$$T_0 = \frac{2I_0}{(a_{max})^2} \cdot \ln\left(\frac{2T_i}{T_e}\right) = \frac{2(1688.49)}{(20.68)^2} \cdot \ln\left[\frac{2(99.58)}{4.79}\right] = 29.45 \text{ s}$$

La densidad espectral utilizada en esta tesis (aplicando el filtro de Clough y Penzien) se muestra en la figura AP.1. Su respectiva función acumulada se presenta en la figura AP.2. Los parámetros con los cuales se obtuvo el ajuste de la densidad se muestran en la tabla A-2.

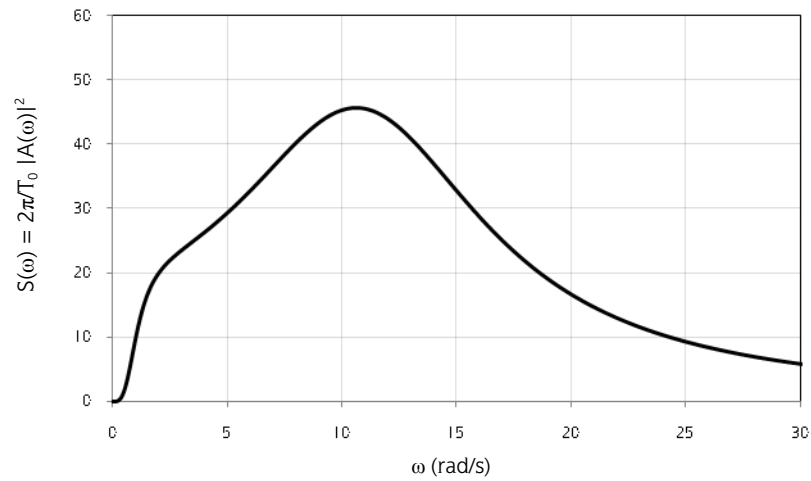


Figura AP.1. Función moduladora de frecuencias

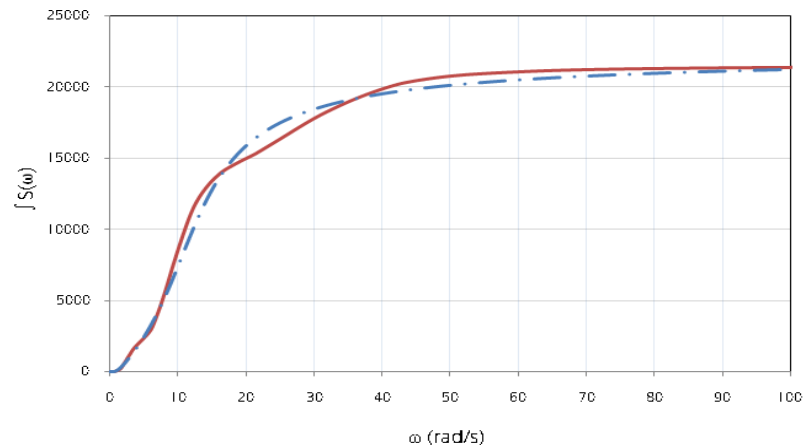


Figura AP.2. Funciones moduladoras de frecuencias acumuladas, real (—) y ajustada (-.-)



Tabla A-2. Parámetros para filtro de Clough y Penzien

S_0	22.5
ω_g	12.6
ξ_g	0.53
ω_f	1.0
ξ_f	0.8

La función moduladora en el tiempo acumulada y su respectivo ajuste se muestran en la figura AP.3. Los parámetros para el ajuste de la función moduladora se muestran en la tabla A-3.

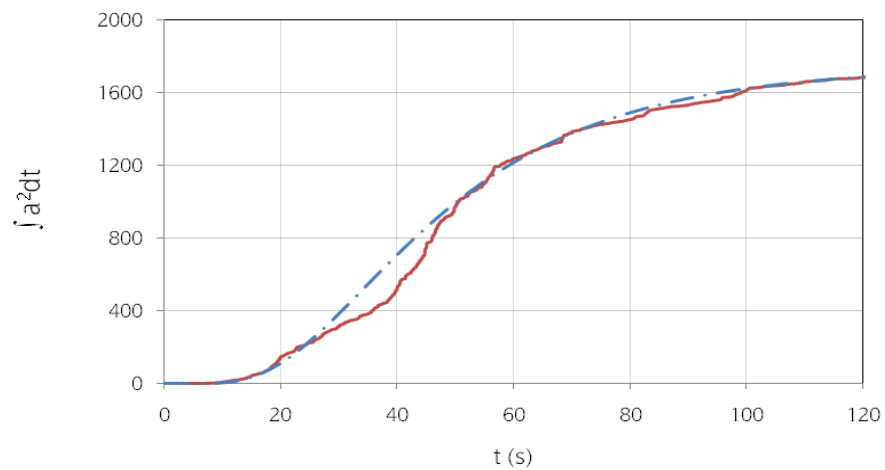


Figura AP.3. Funciones moduladoras en el tiempo acumuladas, real (—) y ajustada (— · —)

Tabla A-3. Parámetros de la función moduladora

A	17.5
B	0.54
C	3.82

Se utilizó el programa Simulación (Rivera, 2001) desarrollado en lenguaje Fortran y se generaron 100 acelerogramas sintéticos. En la figura AP.4 se muestra uno de ellos normalizado con respecto a su aceleración máxima.

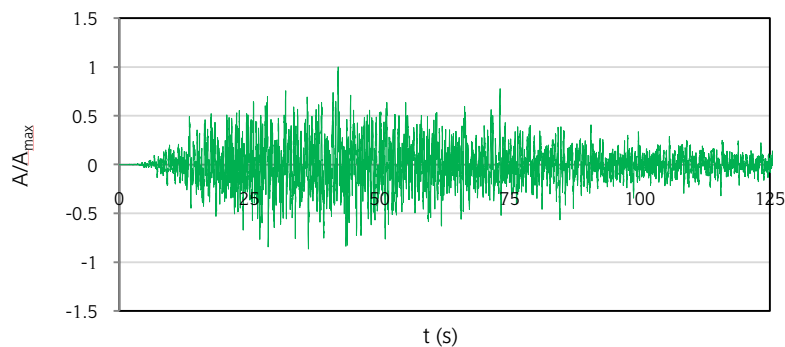


Figura AP.4. Acelerograma simulado



En las figuras AP.5 y AP.6 se presentan los espectros elásticos de pseudo-aceleración y desplazamiento, respectivamente, así como sus respectivas medias construidos a partir de 18 acelerogramas sintéticos.

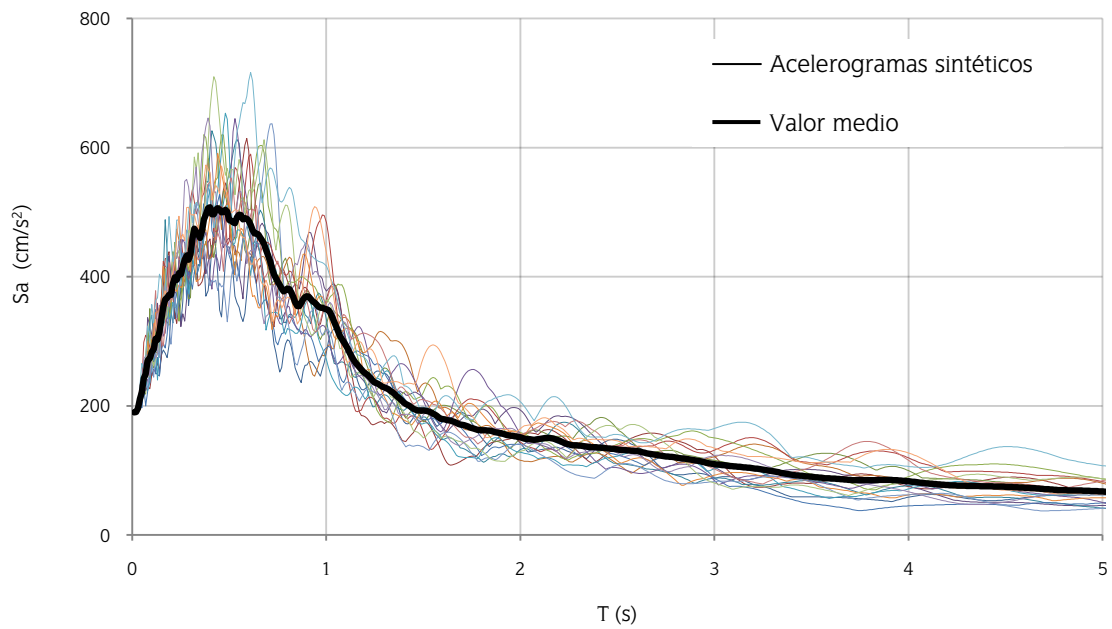


Figura AP.5. Espectros elásticos de respuesta de pseudo-aceleración y su valor medio, correspondientes a 18 acelerogramas simulados

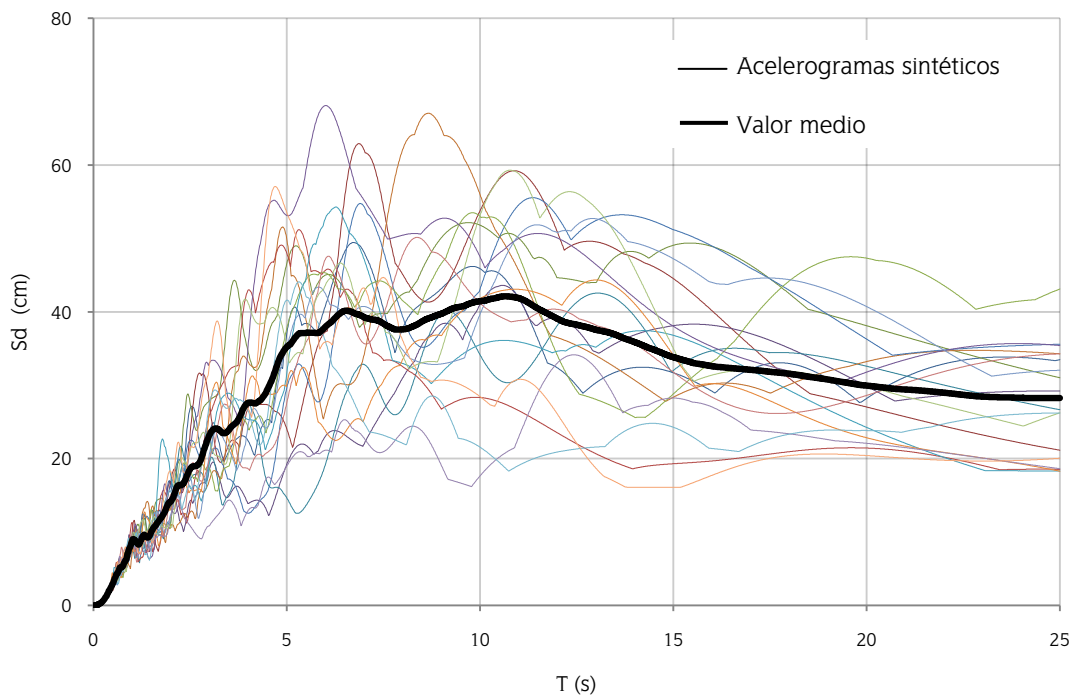


Figura AP.6. Espectros elásticos de respuesta de desplazamiento y su valor medio, correspondientes a 18 acelerogramas simulados



REFERENCIAS

AASHTO (2007), "LRFD Bridge design specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AISC (2001), "Manual of Steel Construction, LRF Design", American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, Il.

AISC/SEAOC (2001), "Recommended provisions for buckling-restrained braced frames", Structural Engineers Association of Northern California - Seismology and Structural Standards Committee.

ASCE (1992), "Guidelines for the design of cable-stayed bridges", ASCE Committee of cable-stayed bridges, New York.

Black C., Makris N., Aiken I. (2002), "Component testing, stability analyses and characterization of buckling-restrained unbounded braces", Final Report to Nippon Steel Corporation, Tokyo, Japon. Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER.

Calvi G.M., Kingsley G.R., (1995), "Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24, (1247-1266).

Casciati F., Cinerello G.P., Domaneschi M. (2008), "Seismic reliability of a cable-stayed bridge retrofitted with hysteretic devices", Computers and Structures, 86, (1769-1781).

Celik O.C., Bruneau M. (2009), "Seismic behavior of bidirectional-resistant ductile end diaphragms with buckling restrained braces in straight steel bridges", Engineering Structures, 31, (380-393).

Chopra A.K. (2007), "Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering", Pearson Prentice Hall, USA, 844 pp.

Esteva L. (1976), "Seismicity", Capítulo 6 del libro: Seismic Risk and Engineering Decisions, Editado por C. Lomnitz y E. Rosenblueth, Elsevier, 179-224.

Esteva, L. (2009), Comunicación personal.

FEMA 450 (2003), "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA 450)", Building Seismic Safety Control.

Hanson R.D., Soong T.T. (2001), "Seismic design with supplemental energy dissipation devices", Earthquake Engineering Research Institute EERI, Report No. MNO-8.



- Kanaji H., Kitazawa M., Suzuki N. (2006), "Seismic retrofit of the Minato Bridge, the third longest truss bridge in the world", Infrastructure Development Institute, Japanese Infrastructure Newsletter, No.37.
- Jara Díaz M., Guerrero J.M., Casas J.R. (2006), "Protección sísmica de estructuras con dispositivos de control", Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México, 304 pp.
- Jones D.I.G. (2001), "Handbook of viscoelastic vibration damping", John Wiley & Sons Ltd, England, 391 pp.
- Kelly J.M., Abbas H. (1993), "A methodology for design of viscoelastic dampers in earthquake-resistant structures", Report No. UCB/EERC-93/09, University of California at Berkeley.
- Meli R. (2006), "Diseño Estructural", Limusa Noriega Editores, México, 596 pp.
- Miranda E., Alonso J., Lai M. (1998), "Performance-based design of a building in Mexico City using viscoelastic dampers", 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington.
- Ramírez J., Ruiz S.E. (2009), "CPSA", Programa para la generación de curvas de peligro sísmico en suelo blando a partir de curvas de peligro sísmico conocidas en suelo duro.
- Ramirez, O.M., Constantinou M.C., Kircher C.A., Whittaker A.S., Johnson M.W., Gomez J.D. (2000), "Development and evaluation of simplified procedures for analysis and design of buildings with passive energy dissipation systems", Technical Report MCEER-00-0010, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, pp.
- Ruiz S.E., Grandry E., Salcido N. (2007), "Pruebas cíclicas de varios disipadores de energía constituidos por barras de acero desadheridas", Informe Técnico para AD-HOC Consultores, S.C. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Shome N., Cornell A. (1999), "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures", Reliability of Marine Structures Program Report No. RMS-35, Dept. of Civil and Environmental Eng., Stanford Univ., California.
- Silva González, F.L. (1998), "Calibración del método de linealización equivalente estocástica para sistemas histeréticos simples", Tesis de Maestría (Estructuras), Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM
- Soong T.T., Dargush G.F. (1997), "Passive energy dissipation systems in structural engineering", John Wiley & Sons Ltd, USA, 356 pp.
- Syrmakezis C.A. (2007), "Seismic risk mitigation of a masonry arch bridge", European project WINDCHIME: Wide-Range Non-intrusive devices toward Conservation of Historical Monuments in the Mediterranean Sea.
- Uang C., Nakashima M. (2003), "Steel buckling-restrained braced frames", Earthquake Engineering: Recent Advances and Applications, Chapter 16, CRC Press.
- Virto-Cambray N. (2006), "Sistema Pasivo de disipación de energía para edificios de mediana altura desplantados en la Zona del Lago del D.F.", Tesis de Maestría (Estructuras), Universidad Autónoma Metropolitana, México.
- Zamorano, F. (2009), Comunicación personal.



*“He aprendido que todo el mundo quiere vivir en la cima de la montaña
sin saber que la verdadera felicidad está en la forma de subir la escarpada”*

Gabriel García Márquez
