

2009



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“CAPACIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA”



TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MARIO ALEJANDRO GARCÍA TZINTZÚN

ASESOR:

DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO



MORELIA, MICHOACÁN
MARZO DE 2009



*“La ingeniería estructural es
el arte de utilizar materiales
QUE NO CONOCEMOS DEL TODO,
de manera que resistan fuerzas
QUE NO PODEMOS EVALUAR DEL TODO,
y que los mismos den un servicio a la sociedad
a través de nuestras estructuras
durante un tiempo
QUE NO PODEMOS PREDECIR DEL TODO.
Todo esto de manera tal
que la sociedad tenga plena confianza en nuestro trabajo
y ninguna razón para sospechar
LA EXTENSIÓN DE NUESTRO RECELO E IGNORANCIA”*

Anónimo

A mis padres, por su incondicional apoyo.

A mis profesores, por ampliar
continuamente las dudas que aparecen.

A mis amigos que, cerca o lejos,
han iluminado mi camino.

RESUMEN

Los puentes La Chuta y Motín de Oro son clasificados como puentes de longitud media. Fueron diseñados y construidos en la década de los años setenta con códigos sísmicos que son ahora obsoletos. Estos puentes se localizan en la carretera Federal No. 200, en la costa del estado de Michoacán la cual es una zona catalogada como de alta sismicidad. Por lo tanto, era necesaria una revisión de su comportamiento ante las condiciones de diseño actuales y ante posibles escenarios sísmicos propuestos para diferentes periodos de retorno. Este trabajo muestra el análisis realizado para determinar la capacidad sísmica de ambos puentes, mediante la aplicación de un análisis estático no lineal o pushover. Los modelos analíticos fueron realizados a través del software SAP 2000 y fueron validados mediante registros de vibración ambiental obtenidos en dichos puentes. Así mismo, este trabajo pretende mostrar la utilización de una metodología relativamente simple para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros. Los resultados obtenidos muestran que para el puente La Chuta, y ante algunos escenarios sísmicos, se esperan algunos daños en la subestructura; para el puente Motín de Oro, se esperan daños importantes en su dirección longitudinal. Medidas preventivas y de mejora del comportamiento de estos puentes son necesarias.

CONTENIDO

RESUMEN	4
1. INTRODUCCIÓN.....	7
1.1 Introducción	7
1.2 Objetivos	10
2. ESTADO DEL ARTE Y ASPECTOS CONCEPTUALES	11
2.1 Introducción	11
2.2 Conceptos básicos	11
2.3 Métodos de análisis sísmicos	13
2.3.1 Análisis estático lineal.....	14
2.3.2 Análisis dinámico lineal	14
2.3.3 Análisis estático no lineal	14
2.3.4 Análisis dinámico no lineal	15
2.4 Curvas y espectros de capacidad	16
2.5 Demanda	17
2.6 Peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmico.....	19
2.7 Daño sísmico e índices de daño	20
3. CARACTERÍSTICAS DE LOS TEMBLORES EN MÉXICO.....	23
3.1 Introducción	23
3.2 Temblores de subducción	25
3.3 Temblores de fallamiento normal.....	27
3.4 Registros sísmicos.....	28
3.5 La acción sísmica en el diseño estructural	29
4. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES SELECCIONADOS	32
4.1 Tipos de puentes	32
4.2 Puente “La Chuta”	36
4.3 Puente “Motín de Oro”	38

5. VIBRACIÓN AMBIENTAL Y MODOS ANALÍTICOS.....	41
5.1 Introducción	41
5.2 Registros de vibración ambiental.....	42
5.3 Funciones de transferencia	44
5.4 Análisis dinámico de los puentes	47
6. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA	55
6.1 Introducción	55
6.2 Análisis Pushover.....	60
6.3 Resultados	66
7. CONCLUSIONES.....	81
7.1 Conclusiones.....	81
7.2 Futuras líneas de investigación	84
REFERENCIAS.....	85

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

México por su ubicación geográfica está sujeto a diversos fenómenos naturales que pueden derivar en una situación de desastre (CENAPRED, 2001); entre las calamidades a las que mayormente está expuesto el territorio nacional destacan los sismos, que tienen un lugar especial a lo largo del tiempo, tanto por su frecuencia, como por los desastres a que han dado origen.

A escala global, la franja de sismicidad más importante se encuentra en la periferia del Océano Pacífico. Ésta abarca Patagonia y Chile en América del Sur, Centroamérica, México, Estados Unidos y Canadá; se extiende más allá de Alaska a través del arco de las islas Aleutianas, pasando por la península de Kamchatka, Japón, Filipinas y Nueva Zelanda en el sur. Esta zona sísmica está caracterizada además, por actividad volcánica intensa. Por esto es conocida como el “Cinturón de fuego del Pacífico” o simplemente “Cinturón Circunpacífico” (Figura 1.1).

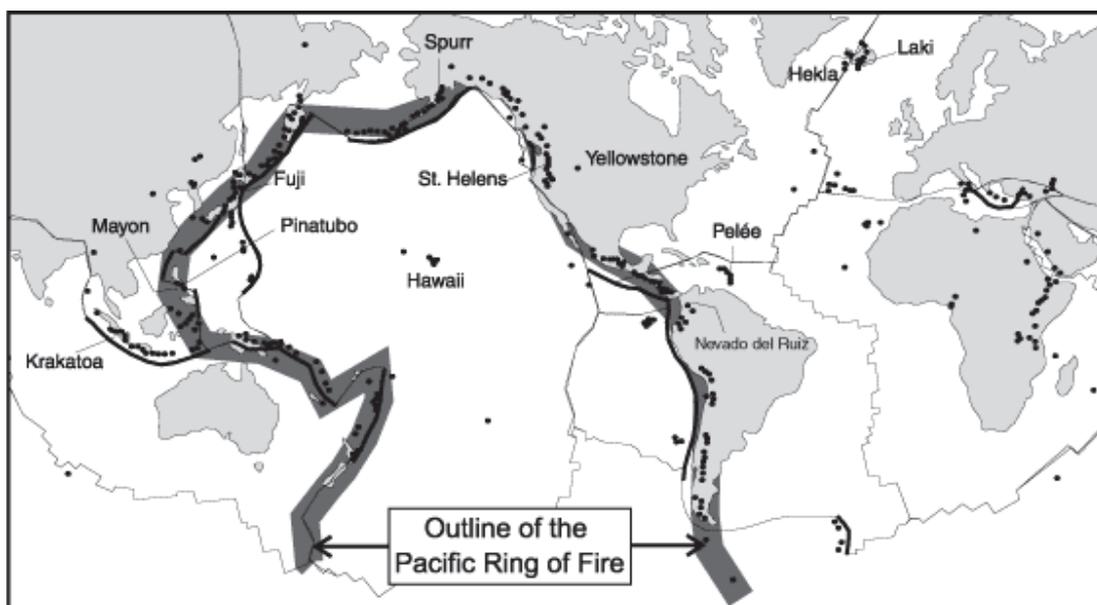


Figura 1.1. Pacific Ring of Fire (Krafft, 1993)

El territorio de la República Mexicana se encuentra zonificado de acuerdo al peligro sísmico al que están sujetas las construcciones. Esta clasificación es conocida como regionalización sísmica y se divide a territorio en cuatro zonas: A, B, C y D (Figura 1.2), las cuales representan zonas de menor a mayor riesgo sísmico. Tiene el objetivo de proporcionar información necesaria para el cálculo de los valores con que se debe diseñar cualquier obra, de tal manera que ésta resulte suficientemente segura y su costo no sea excesivo.

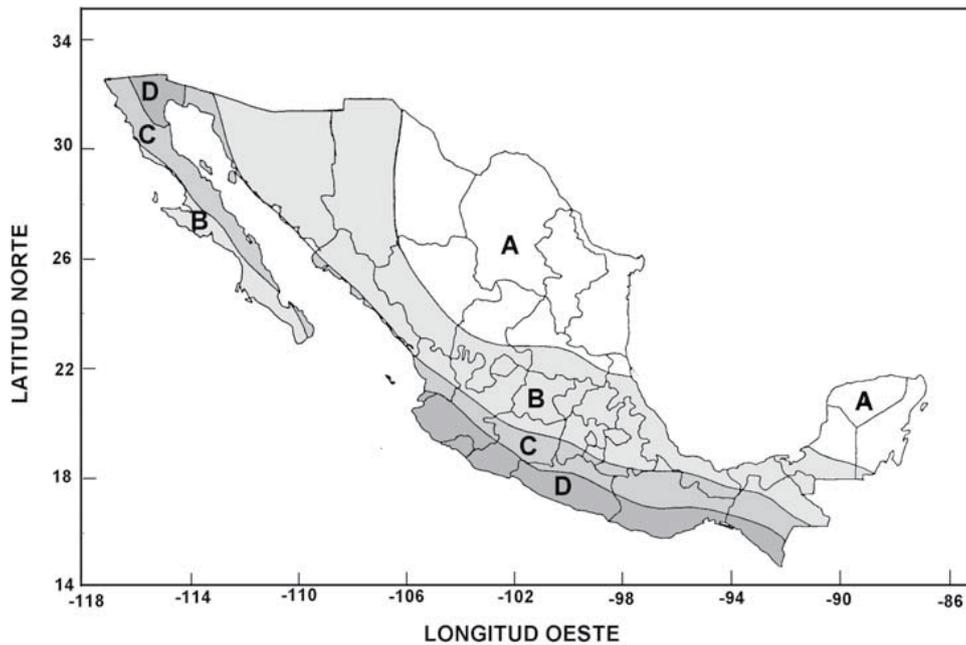


Figura 1.2. Regionalización Sísmica de México (CFE, 1993)

Por otra parte, México cuenta con una amplia red de carreteras. Para el año 2007, la longitud del sistema carretero registró 127 000 km de caminos pavimentados (fuente SCT. Subsecretaría de infraestructura, 2007). Dentro de este sistema se localizan 6,854 puentes, de los cuales el 67% son de concreto reforzado y 18% de concreto presforzado.

Hablar de la historia de ésta red carretera es hablar de la Historia de todo un país. Después de la guerra de independencia y una vez llegada una parcial estabilidad económica, política y social, la infraestructura del país comenzó a crecer. Fue en 1850, con la llegada del Gral. Antonio López de Santa Anna nuevamente al poder, que se dio a la tarea de comunicar las principales ciudades con una red eficiente. Un nuevo auge de infraestructura apareció durante el Porfiriato y desde entonces el crecimiento de esta red ha sido paulatino.

Para 1950, los caminos y puentes eran diseñados utilizando un vehículo HS-15 considerando un peso de 24.5 toneladas. La mayoría de los puentes fueron diseñados de esta manera. Sin embargo, el progreso de la tecnología y el incremento de las necesidades de transporte condujeron al desarrollo de nuevos y más pesados vehículos. Hacia finales de 1970, y siguiendo con los cambios implementados en las normas Estadounidenses AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), se actualizó el camión de diseño a un HS-20 de 32.7 t.

Actualmente, la normatividad vigente permite el tránsito de camiones T3-S3 de 49.5 t así como de camiones T3-S2-R4 con un peso máximo de 66.5 t en caminos tipo A y B. Esto implica que también han sido consideradas las combinaciones de los camiones mencionados anteriormente para el diseño, revisión y mantenimiento de los puentes en México.

En los países con alto riesgo sísmico, el interés en la evaluación y reparación de estructuras importantes como lo son los puentes, crece de manera notable. Básicamente, los avances que se realizan en el diseño de estructuras se aplican a las estructuras nuevas y, en menor medida, a la rehabilitación de estructuras existentes. A pesar de que el número de construcciones existentes es mucho más grande que las estructuras nuevas.

Para que las estructuras tengan un buen comportamiento frente a sismos fuertes es necesario que estén diseñadas para que resistan niveles de deformación más altos que los límites elásticos. En este trabajo se realizó un estudio de capacidad sísmica en los puentes “La Chuta” y “Motín de Oro II”, los cuales están ubicados sobre la Carretera Federal No. 200, la cual comunica a las ciudades de Tapachula en el estado de Chiapas con Tepic en Nayarit. La Carretera Federal 200 es un importante eje carretero del oeste del país. La mayoría de los puentes localizados en esta ella fueron construidos entre 1960 y 1970. Así mismo, está trazada de forma paralela a la línea costera del Pacífico y se encuentra dentro de la Zona Sísmica D, que representa el mayor riesgo sísmico.

Este trabajo forma parte del proyecto “Desarrollo de un procedimiento para reducir la vulnerabilidad sísmica de puentes de México” financiado por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) y analiza las propiedades de dichos puentes para determinar su vulnerabilidad.

1.2 Objetivos

Una parte importante de la infraestructura carretera se encuentra en una zona de alta sismicidad. Los puentes localizados en estas carreteras normalmente no presentan un diseño sismorresistente acorde a la normatividad actual, debido a la edad de su construcción.

El objetivo principal de esta tesis es el desarrollo de curvas de capacidad para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en dos puentes típicos de México, de sección en cajón y de longitud media. Esto hará posible ampliar este análisis a otros tipos de puentes y así mismo, plantear medidas para la reducción de la vulnerabilidad sísmica.

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL ARTE Y ASPECTOS CONCEPTUALES

2.1 Introducción

A pesar de los avances realizados en las últimas décadas en materia de ingeniería sísmica y estructural, las pérdidas debidas a terremotos han ido en aumento. Una gran cantidad de estructuras han sido construidas sin tener en cuenta un diseño antisísmico eficiente a pesar de que en la actualidad los códigos sísmicos son más exigentes. Los puentes en México no son la excepción.

El objetivo de éste capítulo es presentar los conceptos fundamentales relacionados con la acción sísmica y la respuesta de una estructura. En primer lugar se incluyen una serie de definiciones involucradas en el contenido global de ésta tesis. A continuación se describen los métodos más utilizados en el análisis estructural, así como también conceptos asociados con la evaluación de la vulnerabilidad, el riesgo y el daño sísmico. Finalmente se presentan los índices de daño sísmico más utilizados en la actualidad.

2.2 Conceptos básicos

Definir palabras y conceptos es de vital importancia para una correcta comunicación. A continuación se presentan una serie de definiciones básicas sobre reducción del riesgo de desastres, utilizada por con el fin de promover un lenguaje común en esta materia y su uso por el público en general, autoridades y profesionales.

Amenaza / peligro. Evento físico, potencialmente perjudicial, fenómeno y/o actividad humana que puede causar la muerte o lesiones, daños materiales, interrupción de la actividad social y económica o degradación ambiental. Las amenazas pueden ser individuales, combinadas o secuenciales en su origen y efectos. Cada una de ellas se caracteriza por su localización, magnitud o intensidad, frecuencia y probabilidad.

Amenaza Geológica. Procesos o fenómenos naturales terrestres, que puedan causar pérdida de vida o daños materiales, interrupción de la actividad social y económica o degradación

ambiental. Las amenazas geológicas pueden ser de naturaleza simple, secuencial o combinada en su origen y efectos.

Códigos de Construcción. Ordenanzas y regulaciones que rigen el diseño, construcción, materiales, alteración y ocupación de cualquier estructura para la seguridad y el bienestar de la población. Los códigos de construcción incluyen estándares técnicos y funcionales

Evaluación del riesgo / análisis. Metodología para determinar la naturaleza y el grado de riesgo a través del análisis de amenazas potenciales y evaluación de condiciones existentes de vulnerabilidad que pudieran representar una amenaza potencial o daño a la población, propiedades, medios de subsistencia y al ambiente del cual dependen.

El proceso de evaluación de riesgos se basa en una revisión tanto de las características técnicas de amenazas, a saber: su ubicación, magnitud o intensidad, frecuencia y probabilidad; así como en el análisis de las dimensiones físicas, sociales, económicas y ambientales de la vulnerabilidad y exposición; con especial consideración a la capacidad de enfrentar los diferentes escenarios del riesgo.

Medidas estructurales y no-estructurales. Medidas de ingeniería y de construcción tales como protección de estructuras e infraestructuras para reducir o evitar el posible impacto de amenazas.

Preparación. Actividades y medidas tomadas anticipadamente para asegurar una respuesta eficaz ante el impacto de amenazas, incluyendo la emisión oportuna y efectiva de sistemas de alerta temprana y la evacuación temporal de población y propiedades del área amenazada.

Prevención. Actividades tendentes a evitar el impacto adverso de amenazas, y medios empleados para minimizar los desastres ambientales, tecnológicos y biológicos relacionados con dichas amenazas.

Reducción del riesgo de desastres. Marco conceptual de elementos que tienen la función de minimizar vulnerabilidades y riesgos en una sociedad, para evitar (prevención) o limitar (mitigación y preparación) el impacto adverso de amenazas, dentro del amplio contexto del desarrollo sostenible.

Refuerzo. Refuerzo de estructuras para hacerlas más resistentes a las fuerzas de amenazas naturales. Implica la consideración de cambios en la masa, rigidez, humedad, trayectoria de carga y ductilidad de materiales y puede implicar cambios radicales tales como la introducción de disipadores de energía y sistemas de aislamiento adecuados. Ejemplos de refuerzo son la consideración de carga del viento para consolidar y minimizar su fuerza, o en áreas propensas a terremotos, el refuerzo de estructuras.

Riesgo. Probabilidad de consecuencias perjudiciales o pérdidas esperadas (muertes, lesiones, propiedad, medios de subsistencia, interrupción de actividad económica o deterioro ambiente) resultado de interacciones entre amenazas naturales o antropogénicas y condiciones de vulnerabilidad. Más allá de expresar una posibilidad de daño físico, es crucial reconocer que los riesgos pueden ser inherentes, aparecen o existen dentro de sistemas sociales. Igualmente es importante considerar los contextos sociales en los cuales los riesgos ocurren, por consiguiente, la población no necesariamente comparte las mismas percepciones sobre el riesgo y sus causas subyacentes.

Riesgo Aceptable. Nivel de pérdidas, que una sociedad o comunidad considera aceptable, dadas sus existentes condiciones sociales, económicas, políticas, culturales y ambientales. En términos de ingeniería, el concepto de riesgo aceptable se usa también para definir medidas estructurales y no estructurales implementadas para reducir posibles daños hasta un nivel en el no afecte la población y propiedades, de acuerdo a códigos o "prácticas aceptadas" basadas, entre otras variables, en una probabilidad conocida sobre la ocurrencia de una determinada amenaza.

Vulnerabilidad. Condiciones determinadas por factores o procesos físicos, sociales, económicos, y ambientales, que aumentan la susceptibilidad de una comunidad al impacto de amenazas.

2.3 Métodos de análisis sísmicos

El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con objeto de efectuar comprobaciones de estados límite últimos y de servicio (EHE, 2008). Para la realización del análisis, se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado. El modelo elegido deberá ser capaz siempre de reproducir el comportamiento estructural dominante.

La mayoría de los códigos sísmicos actuales y el diseño sismorresistente están basados en el análisis elástico de las estructuras (Moreno, 2006). Estos procedimientos incluyen análisis estático y dinámico, los cuales son utilizados en los análisis de la fuerza lateral equivalente, el análisis del espectro de respuesta, en el análisis modal y en el análisis elástico de historias en el tiempo. Las filosofías de diseño actuales conducen a las estructuras al intervalo no lineal de comportamiento al ocurrir el sismo de diseño mediante el uso de factores de comportamiento que reducen el espectro elástico, los cuales dependen del material y tipo de estructura. Estos métodos están bien documentados en la literatura de la ingeniería sísmica y son extensamente

usados. Cuando la respuesta inelástica o no lineal es importante, el análisis elástico debe usarse con precaución.

En un análisis lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones, son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas. En un análisis no lineal las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele no ser proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suelen variar. En el análisis no lineal no es aplicable el principio de superposición, por lo tanto, sólo es posible realizar análisis paso a paso o de historia en el tiempo.

2.3.1 Análisis estático lineal

La estructura es modelada como un sistema de uno o varios grados de libertad con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso. La acción sísmica de entrada es modelada por una fuerza lateral equivalente, con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que el terremoto que ésta representa. Basados en el primer modo de vibración de la estructura, la fuerza lateral es distribuida en la altura de la estructura y las correspondientes fuerzas y desplazamientos internos son calculados usando el análisis elástico lineal.

2.3.2 Análisis dinámico lineal

La estructura es modelada como un sistema de uno o varios grados de libertad, con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso. El análisis modal supone que la respuesta dinámica de un edificio puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración usando el espectro de respuesta elástico lineal. Solamente se consideran los modos que contribuyen de forma significativa a la respuesta de la estructura. El análisis de historias en el tiempo implica una evaluación paso a paso de la respuesta de la estructura, usando registros reales o acelerogramas artificiales como movimiento de entrada. En ambos casos, tanto las correspondientes fuerzas como los desplazamientos internos se calculan usando un análisis lineal elástico.

2.3.3 Análisis estático no lineal

Se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales. Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis, como los estipulados en el Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40), pero todos ellos tienen en común que

las características no lineales (*fuerza-deformación*) de la estructura, son representadas por una curva de capacidad (*pushover*).

El máximo desplazamiento que, probablemente, puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelásticos. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material (mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta de forma aproximada, mediante un factor de comportamiento o de reducción del espectro) y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo.

2.3.4 Análisis dinámico no lineal

Con este método la estructura es modelada de manera similar al análisis dinámico lineal, pero incorporando directamente la respuesta inelástica del material. La principal diferencia es que el sismo de entrada, sólo puede ser modelado usando una función de historias en el tiempo, el cual implica una evaluación paso a paso de la respuesta de la estructura. Es la técnica de análisis más sofisticada disponible (Moreno, 2006). Es posible incluir la participación de los componentes no estructurales y, además, se puede incluir la interacción suelo-estructura.

Esta técnica requiere el uso de programas computacionales sofisticados de análisis no lineal en 2D o 3D y los resultados deben ser utilizados cuidadosamente, debido a las posibles incertidumbres existentes en el modelo, así como también, en la representación de la acción sísmica.

La respuesta puede ser muy sensible a las características del sismo de entrada, por lo tanto, se requieren varios análisis de historias en el tiempo usando diferentes registros de acelerogramas. El principal valor de un análisis dinámico no lineal es que constituye una potente herramienta de investigación, que permite simular el comportamiento de una estructura en detalle, es decir, para describir los desplazamientos esperados así como la distribución y propagación del daño, la distribución de esfuerzos verticales y de cortante y la forma demanda de disipación de energía en los elementos, con base en el análisis de las curvas histeréticas.

2.4 Curvas y espectros de capacidad

La curva de capacidad es la relación entre la resistencia de carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. La curva de capacidad es obtenida mediante un análisis estático no lineal, conocido también como análisis Pushover, el cual depende de la resistencia de los componentes individuales y la capacidad de deformación de la estructura.

El método Pushover es un procedimiento diseñado originalmente para determinar la vulnerabilidad sísmica en edificios (Piña, 2004). Implica incrementar permanentemente una carga lateral hasta alcanzar un estado límite de la estructura (Figura 2.1).

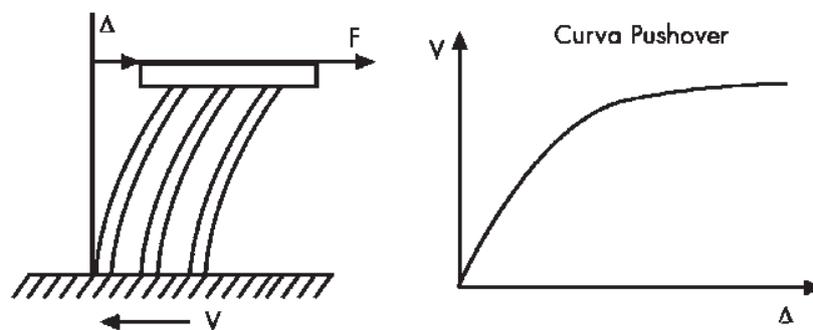


Figura 2.1. Desarrollo de la curva Pushover

El siguiente paso corresponde a convertir la curva de Pushover a un diagrama de capacidad (Figura 2.2) en formato de aceleración (S_a) vs desplazamiento (S_d) mediante relaciones adecuadas que permiten transformar el sistema de varios grados de libertad (MDF) a uno de un grado de libertad (SDF).

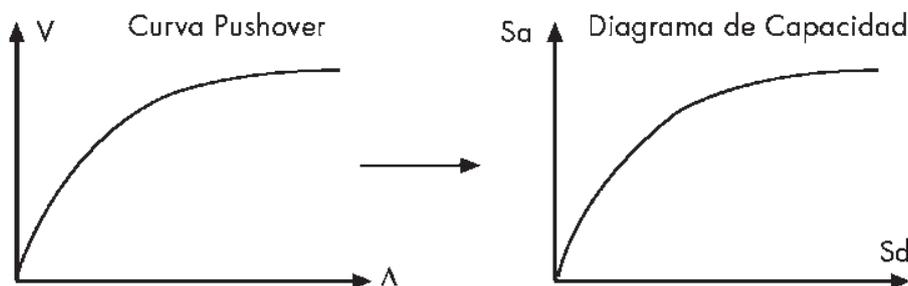


Figura 2.2. Conversión de la curva Pushover a un Espectro de Capacidad

Finalmente, el diagrama de capacidad puede ser transformado a una curva bilineal equivalente que representa un comportamiento perfectamente elastoplástico. En esta etapa se debe buscar igualar las áreas A1 y A2, según Figura 2.3, identificando un punto que indique el límite elástico de la estructura (punto de fluencia), para así, poder determinar claramente la ductilidad global de ésta.

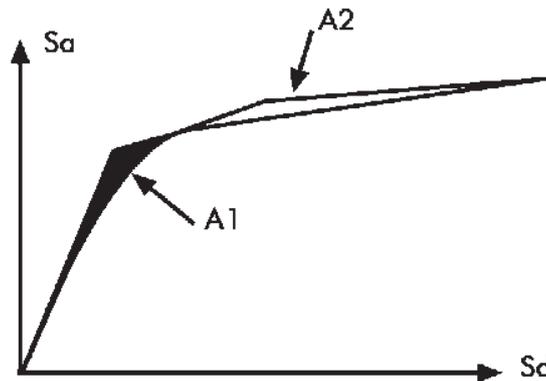


Figura 2.3. Representación bilineal del Diagrama de Capacidad

2.5 Demanda

La demanda es la representación gráfica del sismo que se considera en el análisis. El diagrama de demanda se desarrolla a partir de un espectro de respuesta elástico reducido para un amortiguamiento del 5%. Los espectros de respuesta se encuentran contenidos en los códigos de diseño sísmico y están representados por valores de pseudoaceleración S_a y el período de vibración T_n .

Posteriormente, este gráfico debe ser trasladado al formato de aceleración (S_a) vs desplazamiento (S_d), según lo indica la Figura 2.4.

Finalmente, la demanda es reducida para considerar una demanda inelástica adecuada a través de factores de reducción de la respuesta, los cuales consideran la capacidad de disipación de energía de la estructura, evaluando así las ductilidades globales de la estructura (Figura 2.5)

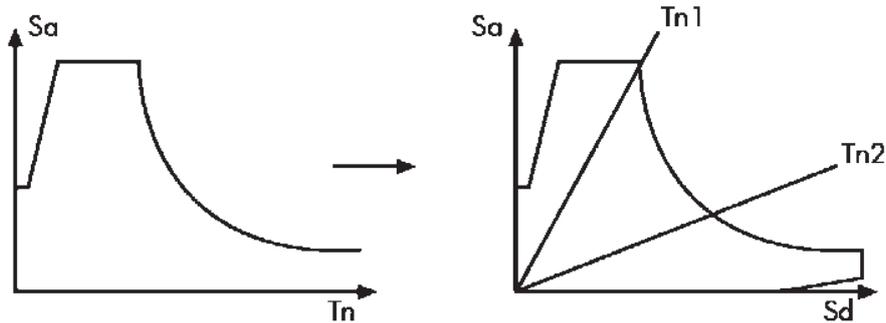


Figura 2.4. Transformación de la Curva de Demanda

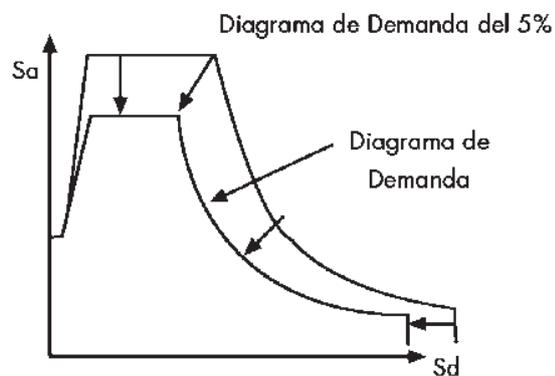


Figura 2.5. Reducción del diagrama de demanda elástico a uno inelástico

El punto de desempeño es aquel en que se igualan las energías disipadas en el diagrama de capacidad y el de demanda, lo cual queda de manifiesto cuando en ambas curvas el factor de ductilidad global es el mismo. La curva de demanda se elige como la correspondiente a dicha ductilidad. El proceso se muestra en la Figura 2.6, con un ejemplo de desplazamiento demandado de 4 cm y una ductilidad global de 2.

Finalmente, a partir de este punto de desempeño se puede determinar la ductilidad global y el nivel de daño de la estructura, en cuanto a la formación previa a este punto de articulaciones plásticas. A partir de este análisis, es posible reforzar efectivamente en esas zonas para la demanda respectiva.

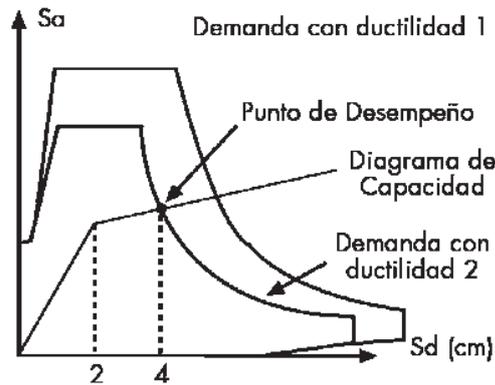


Figura 2.6. Punto de desempeño

2.6 Peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmico

Por peligrosidad sísmica de una zona se entiende cualquier descripción de los efectos provocados por terremotos en el suelo de dicha zona (Bozzo Rotondo, 1999). Estos efectos pueden ser representados mediante la aceleración, la velocidad o el desplazamiento sísmico del terreno o también utilizando la intensidad macrosísmica de la zona. Para evaluar la peligrosidad, es necesario analizar los fenómenos que ocurren desde la emisión de las ondas sísmicas en el foco hasta que dichas ondas alcanzan la zona en estudio.

El objetivo de la evaluación de la peligrosidad sísmica a escala local, consiste en estimar la probabilidad anual de que ocurra un sismo de un tamaño dado. Se suele dar también en términos de período de retorno o probabilidad de ocurrencia en un período dado.

Por otra parte, los puentes son estructuras vulnerables a los sismos. Mientras se realiza un análisis del peligro sísmico del sistema estructural, es imprescindible identificar la vulnerabilidad sísmica asociada a los diferentes estados de daño. El desarrollo de la vulnerabilidad, en forma de curvas de fragilidad, representa un desafío técnico importante. Estas curvas se definen tradicionalmente como probabilidades de excedencia de un parámetro en particular.

No existe una metodología estándar para estimar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, ni de las estructuras en general. Para el análisis de puentes se han utilizado escalas simplificadas que sencilla aplicación, pero con una alta variabilidad en sus resultados. También se ha recurrido al modelado detallado de las estructuras, aplicando análisis dinámicos y evaluando el comportamiento del mismo.

Gómez, Oller y Barbat (2002) realizaron un estudio de vulnerabilidad sísmica en el puente Warth en Austria. Este puente diseñado y construido a principios de los setentas y el estudio realizado tuvo la finalidad de revisar su comportamiento actual. Se utilizó la simulación por Monte Carlo, la cual considera que la respuesta del sistema depende de un grupo de variables aleatorias de entrada, cuya descripción probabilista marginal es conocida de antemano. Las incertidumbres inherentes a las propiedades estructurales fueron consideradas mediante la aplicación de escenarios sísmicos.

Un aspecto importante en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras es definir el daño esperado en una estructura debido a un terremoto. En realidad, el daño va asociado a la vulnerabilidad, ya que una estructura es más o menos vulnerable dependiendo del daño que se presente ante un terremoto. La palabra daño se utiliza ampliamente para describir distintos fenómenos que puedan ocasionar los movimientos sísmicos a las estructuras, refiriéndose principalmente el deterioro físico.

2.7 Daño sísmico e índices de daño

El daño sísmico representa el nivel de deterioro de un sistema causado por una acción sísmica. Hoy en día existen muchos modelos para evaluar o cuantificar el daño. Sin embargo, aún no existe un criterio específico para definir los modelos de daño de forma unificada.

Una estructura está compuesta por sistemas estructurales y por sistemas no estructurales. Dependiendo donde la estructura sufra daños, estos pueden ser daños estructurales o no estructurales. El daño estructural es el que se produce en los elementos que conforman el sistema resistente (columnas, vigas y muros de carga); los elementos que no forman parte del sistema estructural resistente como, por ejemplo, los revestimientos, las divisiones con tabiques, son los que se consideran dentro del daño no estructural.

La cuantificación del daño económico esperado se considera importante en un estudio de vulnerabilidad sísmica. Es una forma de relacionar el índice de daño estructural con las pérdidas económicas esperadas de un edificio debido a un sismo (Mena Hernández, 2002). Para esto se necesita evaluar el índice de daño global en términos de costes financieros, es decir, se requiere conocer un índice de daño económico global de la estructura, que agrupe los índices anteriores.

John Mander en su trabajo *Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges* (1998), hizo uso de escalas basadas en el Índice de Daño de Park, Ang y Wen (1985), el cual es uno de los más usados en todo el mundo. Con base en estos índices los autores propusieron una escala de daño relacionando un valor de daño calculado, con el daño

físico que puede tener una estructura ante un sismo en determinadas características. Ésta clasificación fue calibrada con el daño observado en nueve edificios de hormigón armado, debido al terremoto de San Fernando en 1971, y establece 5 estados que van desde daño ligero o nulo hasta el colapso.

Partiendo de esta escala, Mander propone algunos valores para estimar grado de daño esperado como resultado de un evento sísmico (Mander, 1998). Postula que el costo promedio para la reparación total de un puente estará en función de la aceleración espectral (S_a) y el periodo de la estructura. De tal forma que si el Costo de reparación promedio (RCR) es multiplicado por el costo de sustitución del puente, el costo directo esperado de pérdidas monetarias puede ser evaluado.

Estado de daño	Costo promedio de reparación porcentual	Intervalo de costos de reparación porcentuales
1. Sin daños	0	0
2. Daño menor	0.03	0.01 a 0.03
3. Daño moderado	0.08	0.02 a 0.15
4. Daño severo	0.25	0.10 a 0.40
5. Colapso	-	0.30 a 1.0

Tabla 2.1. Costos promedios de reparación (Mander, 1998)

La EERI (Earthquake Engineering Research Institute), propone una guía para evaluar el daño que pueden sufrir diferentes clases de edificios después de un terremoto. Para la EERI el daño se debe documentar de una manera detallada para todos los edificios, incluyendo edificios de un mismo tipo y tamaño ya que estos no necesariamente se comportan de la misma forma ante un terremoto. Propone además, realizar un levantamiento en donde se incluyan los edificios dañados así como los no dañados (EERI, 1996). La escala de daño que propone abarca 6 niveles, que van desde nulo hasta colapso, y los cuales están directamente relacionados con un porcentaje del costo de la estructura.

En 2002, Gómez, Oller y Barbat determinan el daño producido por acción sísmica en el Puente Warth (Austria) mediante un análisis no lineal paso a paso. Así mismo, representan el daño producido en las pilas mediante dos índices de daño de pila y tres índices de daño global del puente.

Atalo y Demoraes (2003) realizaron un estudio de vulnerabilidad sísmica a 90 puentes de la ciudad de Quito. Se obtuvieron curvas de fragilidad para cada estructura de acuerdo con la metodología HAZUS99 (Atiaga, y otros, 2003). HAZUS es un software desarrollado por la Federal Emergency Management Agency (FEMA) de los Estados Unidos y permite analizar las pérdidas potenciales debidas a inundaciones, huracanes, viento y sismos.

Atalo y Demoraes, aparte de clasificar los puentes, consideraron el año de construcción, el tipo de suelo y diferentes niveles de sismos. Esto dio como resultado las probabilidades de que las obras alcancen distintos niveles de daño. Los niveles de daño utilizados los catalogan en despreciable o menor, moderado, extenso o completo (FEMA, 2000).

CAPÍTULO 3

CARACTERÍSTICAS DE LOS TEMBLORES EN MÉXICO

3.1 Introducción

La corteza terrestre se encuentra fragmentada en varias placas, las cuales presentan un constante movimiento que se explica a través de la teoría de tectónica de placas. La velocidad de desplazamiento estas placas es del orden de varios centímetros por año.

En los límites entre placas, donde éstas hacen contacto, se generan fuerzas de fricción que impiden el desplazamiento de una respecto a la otra, generándose grandes esfuerzos en el material que las constituye (CENAPRED, 2001).

Los temblores son movimientos de la Tierra causados por la liberación brusca de energía acumulada durante largos periodos, cuando los esfuerzos de fricción entre las placas sobrepasan la resistencia de la roca, o se vencen las fuerzas friccionantes. Básicamente se conocen tres tipos de terremotos, los tectónicos, los volcánicos y los artificiales. En este trabajo se hace referencia a los sismos más destructivos, los tectónicos.

El foco es el punto, en el interior de la Tierra, donde se libera la energía de un terremoto, es decir, es donde se da inicio a la ruptura de la falla que genera un sismo. Cuando ocurre en la corteza de la Tierra (hasta 70 km de profundidad) el sismo se denomina superficial. Si ocurre entre los 70 y los 300 km se denomina intermedio y si es de mayor profundidad: profundo.

El epicentro es el punto en la superficie de la Tierra ubicado directamente sobre el foco o hipocentro. Es, generalmente, el sitio en la superficie terrestre donde la intensidad del terremoto es mayor. Sin embargo, el epicentro puede no coincidir con el punto en el cual la mayoría de los daños ocurren. La ruptura de falla puede tener millas de longitud y las ondas se generan a lo largo de toda la longitud de la falla. Las características de la falla y del medio de propagación así como, la geología local pueden hacer que el punto de mayor intensidad no coincida con el epicentro.

Generalmente, al describir un gran sismo, además de su epicentro se mencionan valores de magnitud e intensidad; estos dos términos aluden a fenómenos distintos y son frecuentemente confundidos.

Intensidad, es una medida cualitativa o cuantitativa de la severidad de un movimiento sísmico en un sitio específico. La medida de intensidad instrumental cuantitativa incluye parámetros ingenieriles, tales como la aceleración pico (*peak ground acceleration*), la velocidad pico (*peak ground velocity*), la intensidad espectral *Housner* y el espectro de respuesta. La intensidad macrosísmica se define en función de los efectos y daños observados. Las escalas en uso hoy en día son la Escala Modificada de Mercalli (MM) que, ordenada de menor a mayor grado de destructibilidad, va desde I (sólo detectable por instrumentos muy sensibles como los sismógrafos) hasta XII (catástrofe, destrucción total). La Escala Europea Macrosísmica (EMS-98), la cual es la base para la evaluación de la intensidad sísmica en los países Europeos. Así mismo, en Japón, la escala que usa la agencia meteorológica del Japón (JMA) tiene 8 puntos, desde 0 (no sensación) hasta VII (desastroso). La intensidad depende del lugar de observación.

La magnitud, en cambio, es una medida cuantitativa del tamaño de un terremoto; está relacionada con la energía liberada en el foco y es independiente del lugar de observación. La escala más conocida es la de Richter, la cual es una escala logarítmica.

México se encuentra integrado a una gran zona generadora de sismos, y estos han ocurrido durante millones de años. La principal causa de esto es el proceso de subducción de la placa de cocos (Figura 3.1). La placa inicia un proceso de fricción cuando se mueve debajo de la porción continental, ya que se resbala debajo de esta zona; el choque y la fricción forman plegamientos y fracturas en la zona de la corteza.

Los epicentros de la mayor parte de los temblores de gran magnitud (mayores de 7, por ejemplo), que ocasionan grandes daños, se ubican en la costa del Pacífico, a lo largo de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas. Sin embargo, también han ocurrido grandes sismos en el centro y el sur de Veracruz y Puebla, norte de Oaxaca y Chiapas, Estado de México y la península de baja california, especialmente en la zona fronteriza con los Estados Unidos.

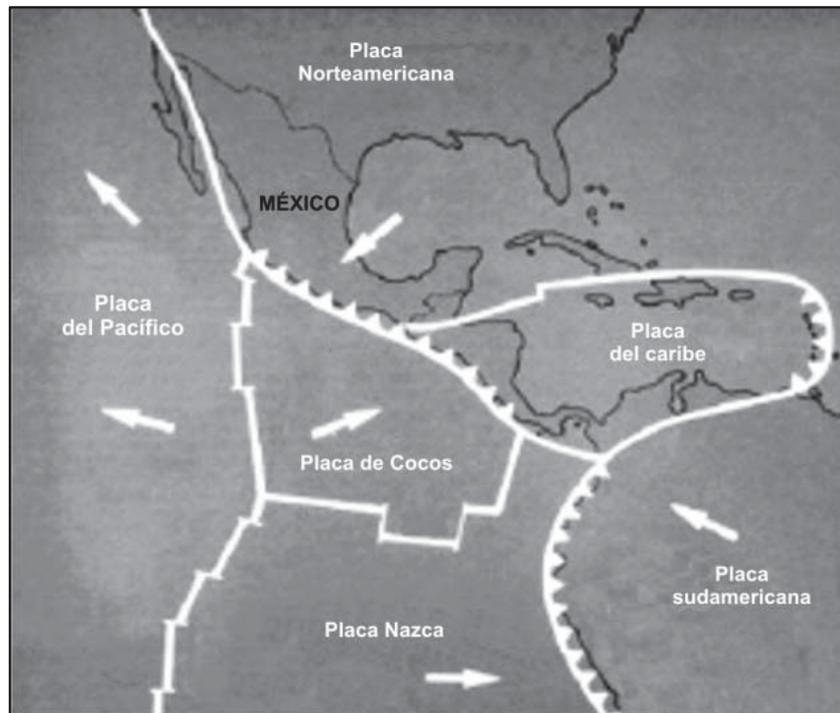


Figura 3.1. Ubicación del territorio nacional con respecto a las placas tectónicas

3.2 Temblores de subducción

La teoría de la tectónica de placas explica el movimiento de la corteza terrestre, así como la formación de nueva corteza en diferentes zonas. Si se está creando continuamente nuevo fondo oceánico y la Tierra no está creciendo, la creación de nueva superficie debe ser compensada mediante la destrucción de superficie antigua (Nava, 1987).

Si dos placas se alejan una de otra eso significa que se acercan a otras placas que se encuentren en su camino, y si éstas no se alejan lo suficientemente rápido tienen que competir por la superficie que ocupan. Esta competencia resultará en una reducción de la superficie total de las dos placas en conflicto, y la forma en que esto sucede está determinada por los tipos de litósfera en cuestión.

Si al menos una de las placas es de tipo oceánico y la otra continental, el extremo de la placa oceánica tiende a hundirse, debido a que tiene menos espesor. El resultado es de esperarse; la placa oceánica es *subducida* (se hunde) bajo la continental y regresa al manto donde las altas temperaturas la funden.



Figura 3.2. Falla de subducción

Como el movimiento entre las placas es convergente, produce en la frontera entre ellas un mecanismo de falla reversa. Las placas no se deslizan suave y continuamente una sobre otra, existe gran fricción en el contacto entre las dos que las une temporalmente, de manera que su movimiento relativo hace que ambas se deformen.

Conforme la placa subducida avanza sin resbalar, la deformación aumenta hasta que los esfuerzos son mayores que la fricción entre ellas. Entonces, el contacto se rompe, ambos lados de la ruptura se desplazan dando lugar a un sismo y permitiendo el avance de las placas. Dependiendo del tamaño de la ruptura (directamente relacionado con el tamaño del sismo) las placas quedan en mayor o menor grado sin deformación. Terminado el sismo, el contacto entre las placas *sana* (vuelven a quedar unidas), comienzan de nuevo a acumular energía de deformación y el ciclo se repite.

La mayoría de estas fuentes se encuentran en la zona comprendida entre el Océano Pacífico y los continentes que lo rodean (Jara, y otros, 2007), y se encargan de disipar poco más del 90% de la energía sísmica producida por los temblores en todo el mundo.

En México ocurren en el límite convergente entre la placa de Rivera y la placa de Norteamérica al noroeste del país, en el límite entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica que abarca la mayor parte de la costa del Pacífico, y en el límite entre la placa de Cocos y la placa del Caribe al sureste de México.

Los sismos más destructivos suelen ser de este tipo. El temblor que ha ocasionado mayores pérdidas económicas y de vidas en el país es el sismo del 19 de septiembre de 1985, con epicentro en las costas de Michoacán.

Fue de un sismo combinado de movimiento trepidatorio y oscilatorio a la vez. La ruptura o falla que produjo el sismo se localizó en la llamada Brecha de Michoacán, conocida así por su notable, hasta ese momento, carencia de actividad sísmica. Se ha determinado que el sismo fue causado por el fenómeno de subducción de la Placa de Cocos por debajo de la Placa Norteamericana.

3.3 Temblores de fallamiento normal

Los sismos de mecanismo reverso causados por el contacto entre ambas placas no son los únicos observados a lo largo de las trincheras oceánicas (Nava, 1993). De hecho, estos sismos se producen a lo largo de una franja de unas cuantas decenas de kilómetros de espesor a lo largo de la trinchera, mientras que se ha observado que, a distintas profundidades, existen franjas de sismos con distintos mecanismos focales, todos ellos con componentes principales normales o reversas, y franjas asísmicas.

B. Isacks y P. Molnar (1969) propusieron que la banda más cercana a la superficie, situada arriba de la zona de contacto, es una banda de sismos de mecanismo normal (indicada por N1 en la figura 3.3) que se cree son producidos por la tensión provocada en la parte superior de la placa subducida al doblarse hacia abajo. Después sigue la banda de mecanismo reverso (R1 en la misma figura) debida al contacto, en donde la placa subducida está más o menos detenida por la placa subducente. El peso de la parte ya subducida de la placa, al jalar a ésta hacia abajo mientras se hunde en el material poco resistente de la astenósfera, produce tensión y, por tanto, sismos de mecanismo normal debajo de la zona amarrada (N2).

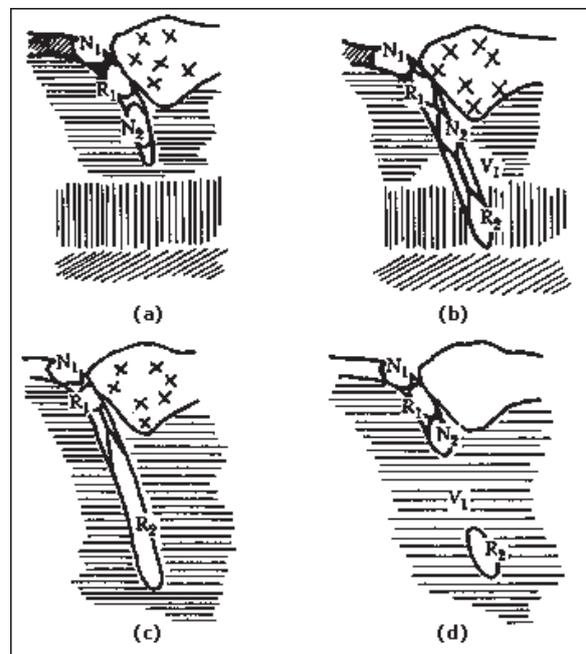


Figura 3.3. Fallamiento normal (Nava, 1993)

Al continuar la subducción, la parte inferior puede ser empujada aún más profundamente en medio de material que es cada vez más denso y difícil de penetrar, de manera que toda la parte subducida de la placa se encuentre en compresión y toda ella presente sismos de mecanismo reverso, como se muestra en la figura 3.3c. Esta situación puede cambiar al fundirse la parte inferior de la placa subducida y volver a alguna de las situaciones presentadas anteriormente.

Otro posible panorama es el mostrado en la figura 3.3d, donde una parte del extremo de la placa subducida se ha desprendido; las partes superiores se comportan como en a), la parte desprendida es comprimida por su propio peso, y la región intermedia donde no hay placa es, naturalmente, asísmica.

Cuando la placa falla por tensión debido a su propio peso se da origen a un movimiento sísmico (Jara, y otros, 2007). El foco de estos eventos se encuentra dentro del continente a profundidades mayores que 45 km. Las fallas normales pueden generar magnitudes de consideración, pero menores que las máximas esperadas en las fallas de subducción, y con una frecuencia de ocurrencia considerablemente menor que la de los temblores de subducción.

Algunas zonas dentro del país, situadas a cierta distancia de la zona de subducción, no siempre resultan afectadas por sismos originados en la costa. Este hecho, favorece la existencia de un clima de confianza entre la población, que considera que la ciudad es segura al no verse afectada por sismos de gran magnitud originados en la zona de subducción. Desafortunadamente, el peligro sísmico puede ser mayor de lo que generalmente se podría esperar, ya que este tipo de sismos, pese a que tienen una frecuencia mucho menor que los de subducción y a que sus magnitudes no sean tan altas, se generan a distancias menores y han provocado pérdidas de vidas y pérdidas económicas de consideración en varios puntos del país.

3.4 Registros sísmicos

Existen diversos aparatos para la medición de los sismos, y entre los diferentes tipos de sismógrafos, los acelerógrafos son los más utilizados para fines de ingeniería. Éstos proporcionan información sobre la variación de aceleraciones con el tiempo en el lugar donde están colocados.

Los acelerógrafos contienen sensores dispuestos de manera de registrar la aceleración del terreno en tres direcciones ortogonales (dos horizontales y una vertical). Los parámetros más importantes para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en las estructuras son la aceleración máxima, expresada generalmente como fracción de la gravedad, la duración de la fase intensa del movimiento y el contenido de frecuencias (Bazán, y otros, 2007).

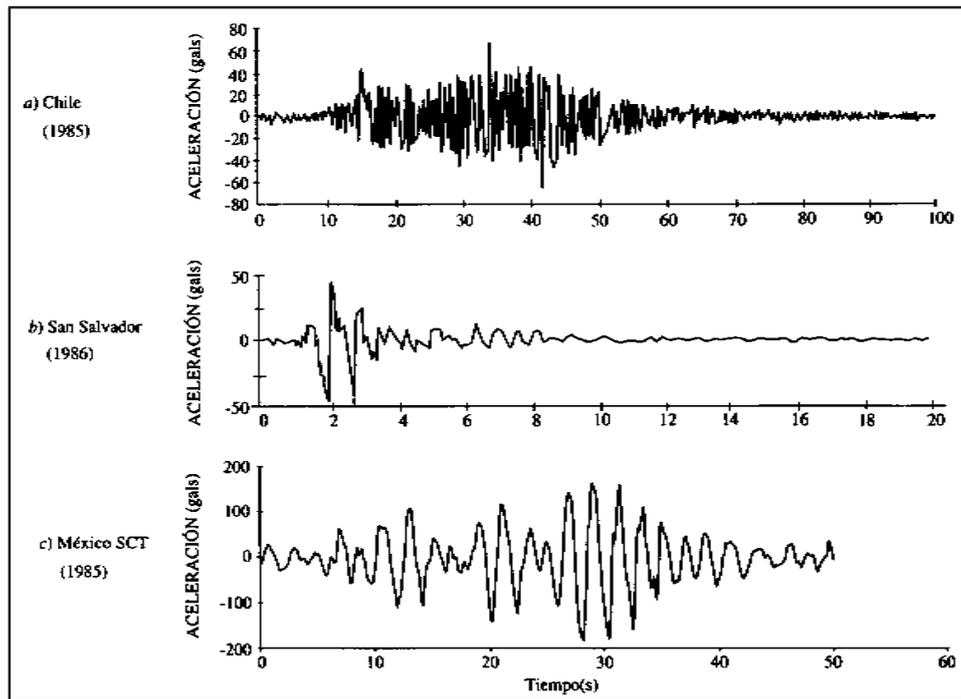


Figura 3.4. Acelerogramas de tres movimientos típicos (Bazán, y otros, 2007).

3.5 La acción sísmica en el diseño estructural

EL movimiento sísmico del suelo se transmite a las estructuras que se apoyan sobre éste. La base de la estructura tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa de la estructura se opone a ser desplazada dinámicamente. Es entonces cuando se generan fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura.

Las técnicas más usuales para caracterizar el movimiento del terreno se basan en espectros de respuesta y en acelerogramas.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento de suelo, sino dependen de las propiedades de la estructura misma.

Para modelos con un comportamiento lineal elástico se permite la aplicación del desacoplamiento modal del sistema de ecuaciones del movimiento y la definición de la acción mediante espectros de respuesta. Este tipo de definición se utiliza en las normas sísmicas de cálculo de estructuras. La aplicación de procedimientos de análisis que utilicen tal definición

permite solamente la obtención de valores máximos de la respuesta estructural. En las normas más modernas, la teoría de los espectros de respuesta se ha extendido al análisis no lineal de estructuras, utilizándose espectros correspondientes a sistemas con comportamiento no lineal. Dichos espectros se representan en función de los mismos períodos correspondientes al sistema considerado lineal elástica, pero adoptan correcciones mediante el uso de coeficientes que tienen en cuenta la ductilidad del material de la estructura.

Básicamente, los parámetros más utilizados son, la aceleración máxima, la frecuencia de movimiento γ , en algunas ocasiones, registros de aceleración de movimientos fuertes del terreno, ocurridos en una región en el pasado. Pueden también utilizarse los espectros sísmicos de respuesta y los acelerogramas.

Para la determinación del espectro adecuado para el diseño de una estructura es necesario clasificar primero el tipo de estructura de acuerdo a su importancia o según su estructuración. Acorde con el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1993), la forma más adecuada de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico Q , el cual no solo está asociado a la ductilidad estructural, sino a la estructuración misma, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales no consideran.

Otros parámetros necesarios son: conocer la zona sísmica donde se encuentra o se desplantará la estructura, así como el tipo de terreno de cimentación (CFE, 1993).

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico a están dadas por las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_0}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r; \quad \text{si } T > T_b$$

Donde a_0 es el coeficiente de aceleración del terreno, c el coeficiente sísmico y T el periodo natural de interés; T_a y T_b son dos periodos característicos que delimitan la meseta y r un exponente que define la parte curva del espectro de diseño. Los valores de estos parámetros se consignan en la Tabla 3.1 para las diferentes zonas sísmicas y los distintos tipos de cimentación.

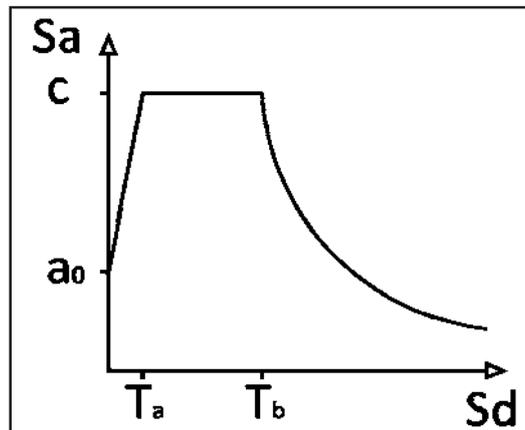


Figura 3.5. Esquema de espectro de diseño

Zona Sísmica	Tipo de Suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	$\frac{1}{2}$
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	$\frac{2}{3}$
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	$\frac{1}{2}$
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	$\frac{2}{3}$
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	$\frac{1}{2}$
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	$\frac{2}{3}$
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	$\frac{1}{2}$
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	$\frac{2}{3}$
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Tabla 3.1. Espectros de diseño para estructuras del grupo B (CFE, 1993)

Estos espectros de diseño son aplicables a estructuras del Grupo B. Para estructuras del grupo A, los valores de las ordenadas espectrales deberán multiplicarse por 1.5., a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura.

CAPÍTULO 4

DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES SELECCIONADOS

4.1 Tipos de puentes

Un puente es una estructura que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua, o cualquier obstrucción. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido.

Es conveniente clasificar los puentes para delimitar los alcances de los sistemas constructivos y de los criterios y herramientas de análisis y diseño. Los puentes se pueden clasificar por su tamaño, tipo estructural, importancia, resistencia lateral y geometría (ANIPPAC, 2002).

Tamaño

En función de la longitud del claro, L , los puentes se pueden clasificar como lo indica la Tabla 4.1.

Clasificación	Claro
Alcantarillas	$L \leq 6 \text{ m}$
Puentes de claro medio	$6 \text{ m} < L \leq 60 \text{ m}$
Puentes de grandes claros	$L > 60 \text{ m}$

Tabla 4. 1. Clasificación de puentes según su tamaño

Tipo estructural

De acuerdo a su comportamiento estático los puentes se pueden clasificar como simplemente apoyados y continuos (Figura 4.1). Los segundos incluyen desde puentes de claros medios, con continuidad solamente en la superestructura, hasta puentes colgantes, atirantados y empujados.

En los puentes continuos se reduce la magnitud del momento flexionante positivo al centro del claro, por lo que se pueden obtener claros más largos con el mismo peralte de las traveses.

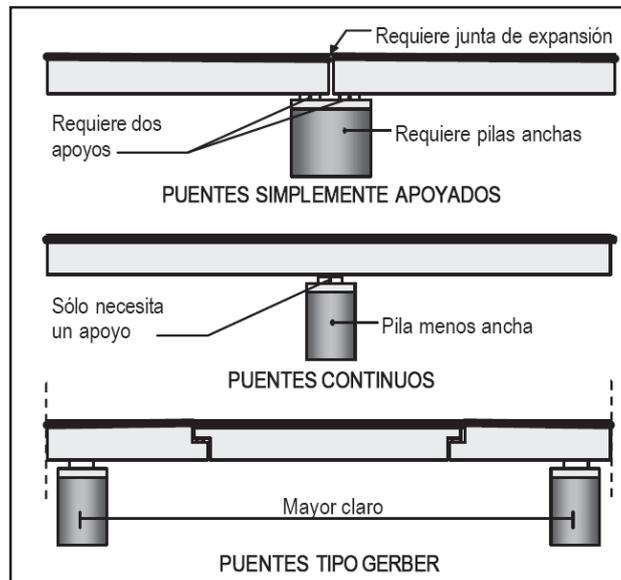


Figura 4.1 Puentes simplemente apoyados, continuos y tipo Gerber (ANIPPAC, 2002).

De acuerdo a su importancia

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes clasifica los caminos como Tipo A, B y C, de acuerdo a su importancia y a los estados y ciudades que conectan. Los puentes y demás obras de arte de los caminos, son parte integrante de éstos, así como los terrenos y construcciones que se requiera para su mejor servicio, por esta razón los puentes se clasifican según la categoría de los caminos en que se encuentren.

De acuerdo con su resistencia lateral

Debido a sus características, un mismo puente puede contar con diferentes estructuraciones y por lo tanto con distintas resistencias laterales, tanto de un apoyo a otro como para ambos sentidos de análisis. Los puentes se clasificarán, de acuerdo a su resistencia lateral en:

- Marcos. Aquéllos en que exista continuidad entre traveses, cabezales y columnas, excepto con los estribos.
- Pilas y muros de concreto reforzado. Son aquellos elementos anchos cuyo comportamiento previsible ante carga lateral es por cortante y no por flexión. Se considerará como pila o muro a la subestructura de un puente que en el sentido de análisis tenga una relación entre su altura y su ancho menor que 3.
- Columnas aisladas. Todos aquellos en los que una columna es el único elemento sismorresistente y que trabaja a flexocompresión en la dirección de análisis.

- Péndulo invertido. Serán todos aquellos puentes apoyados sobre una columna en los que se presente cabeceo de la superestructura.
- Estribos. Elementos que rematan las rampas de acceso en el caso de puentes en áreas planas o el apoyo en laderas en puentes en zonas montañosas o en las zonas cercanas a la orilla de los ríos.

De acuerdo con su geometría

Los puentes según su geometría deberán clasificarse en regulares e irregulares. En puentes con dos o más claros podrá hacerse una clasificación distinta para cada componente o módulo del puente. En este caso se debe garantizar que estas partes estarán totalmente aisladas y que tendrán un movimiento sísmico independiente de otros componentes del puente, y que las juntas constructivas han sido expresamente diseñadas para evitar el golpeteo. Con fines de clasificación por geometría, no se podrán considerar aislados dos soportes del puente sobre los que descansa la superestructura con apoyos deslizantes o de neopreno; esto es debido a que el movimiento que se presentará entre ambos soportes puede ser distinto, lo que ocasionaría la pérdida de apoyo de la superestructura, situación que se agrava notablemente en puentes irregulares. Un puente irregular será aquel en el que se cumpla al menos una de las siguientes características (ANIPPAC, 2002):

- Los puentes en línea recta con apoyos esviados que formen ángulos mayores que 25 grados con respecto al eje transversal del camino.
- Puentes curvos que subtiendan un ángulo de un estribo a otro, o al final del puente, mayor que 25 grados, medido desde el eje principal del camino.
- Existen cambios abruptos en rigidez lateral o en masa a lo largo de su longitud. Los cambios en estas propiedades que excedan 25 por ciento de apoyo a apoyo, excluyendo estribos, deberán ser considerados abruptos.

Estructuración

La estructura de un puente está formada por la superestructura y la subestructura fundamentalmente.

- Superestructura
 1. Elementos portantes (generalmente vigas)
 2. Diafragmas
 3. Sistema de piso (Losa)
 4. Superficie de rodamiento
- Subestructura
 5. Apoyos
 6. Pilas
 7. Estribos

- 8. Cabezales
- 9. Cimentación
- Otros
 - 10. Juntas de dilatación, refuerzo longitudinal y/o transversal, sistemas de drenaje, equipamiento, parapetos y señalizaciones.

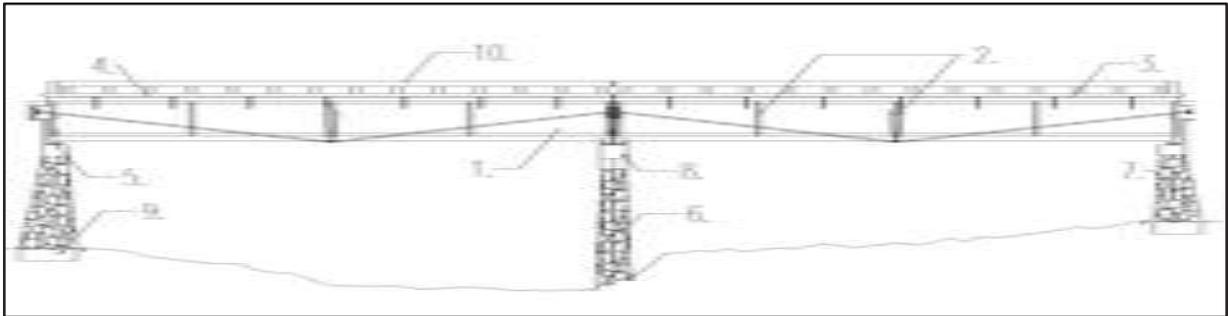


Figura 4.2 Elementos que forman la subestructura y superestructura de un puente

Puentes de concreto presforzado

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo tanto para puentes de claros medios donde se emplean elementos pretensados estándar producidos en serie, como para puentes de grandes claros como los empujados y los atirantados. En la actualidad, prácticamente todos los puentes se construyen con esta técnica y es una de las áreas más exitosas del concreto presforzado.

Entre los sistemas que se utilizan para puentes de concreto presforzado tenemos:

- Losas extruidas o alveolares pretensadas con losa colada en sitio.
- Vigas T, I o cajón con losa colada en sitio.
- Vigas postensadas con losa, ambas coladas en sitio.
- Vigas de sección cajón, de una sola pieza o en dovelas, pretensadas o postensadas.

Las secciones prefabricadas tipo cajón (Figura 4.3) de grandes dimensiones de una sola pieza o en dovelas, son muy eficientes debido a su bajo peso y a su rigidez.

Estas secciones se usan en puentes atirantados y empujados, así como en puentes de longitud media.

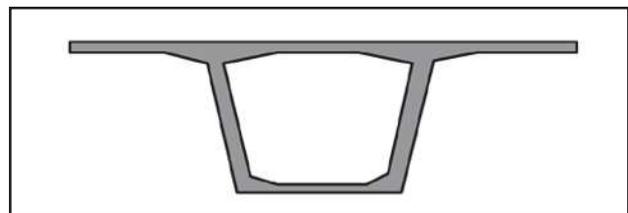


Figura 4.3 Sección cajón de grandes dimensiones

4.2 Puente "La Chuta"

El puente La Chuta se encuentra ubicado en la carretera Playa Azul – Manzanillo en el kilómetro 25+500 en el estado de Michoacán. Tiene una latitud de $18^{\circ} 03' 03''$ norte y una longitud de $102^{\circ} 33' 27''$ oeste. Fue construido en el año de 1975 y se reportan reparaciones que tuvieron lugar en 2001 (SCT).

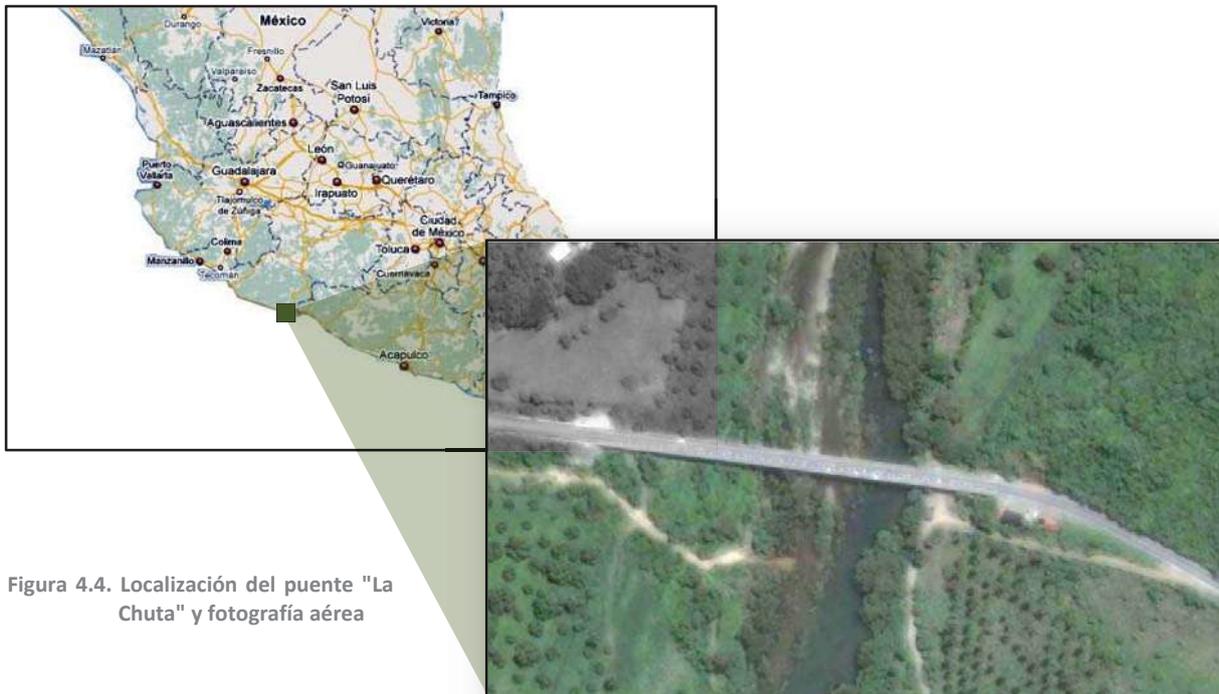


Figura 4.4. Localización del puente "La Chuta" y fotografía aérea

Es un puente recto y continuo, está conformado por secciones en cajón de concreto presforzado de 9.90 m de ancho y un peralte de 1.80 m. Distribuidas en 5 claros intermedios de 35 m de longitud promedio; y dos claros extremos de 29.60 m, por lo que se cataloga como un puente de longitud media. Presenta una longitud total de 233.60 m.

En la subestructura se encuentran 6 pilas de sección circular de 2 m de diámetro y con alturas variables de 5.30 m a 8.60 m. Con relación a la geometría, esta variación de alturas no es significativa por lo que se considera un puente regular.



Figura 4.5. Puente La Chuta

Así mismo, se tienen cabezales en cada una de las pilas. Éstos presentan una sección variable cuya dimensión mayor se localiza en la unión con la pila y es de 1.65 m de peralte con una dimensión constante de 1.45 m de ancho. La superestructura se conecta a los cabezales mediante apoyos de neopreno de 30 x 30 x 4.1 cm.

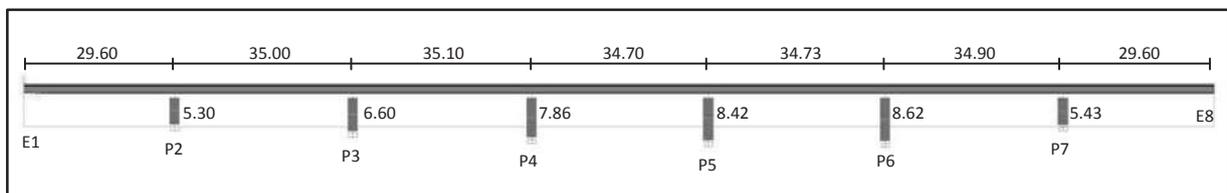


Figura 4.6. Esquema en elevación del puente La Chuta

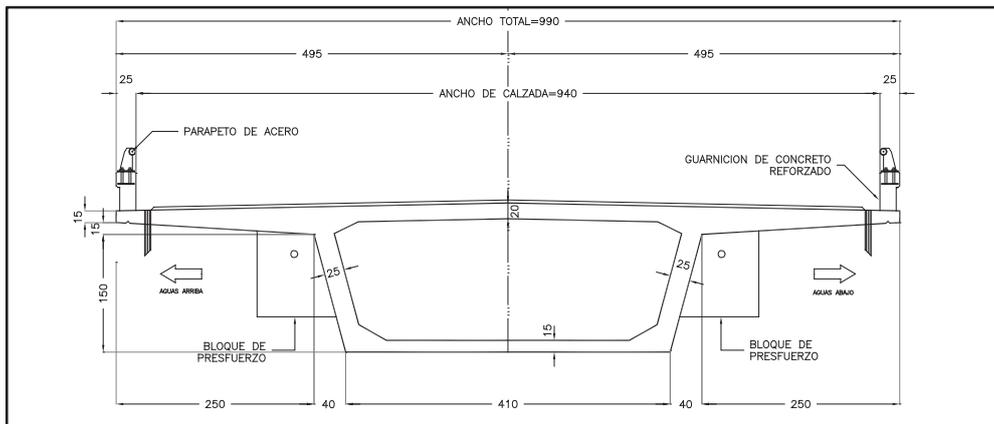


Figura 4.7. Sección transversal de la viga del puente La Chuta

4.3 Puente “Motín de Oro”

Se localiza en la carretera Playa Azul – Manzanillo en el kilómetro 166+056, en el estado de Michoacán de Ocampo. Fue construido en 1975 y reparado en 1994, colocándose cables de presfuerzo longitudinal.

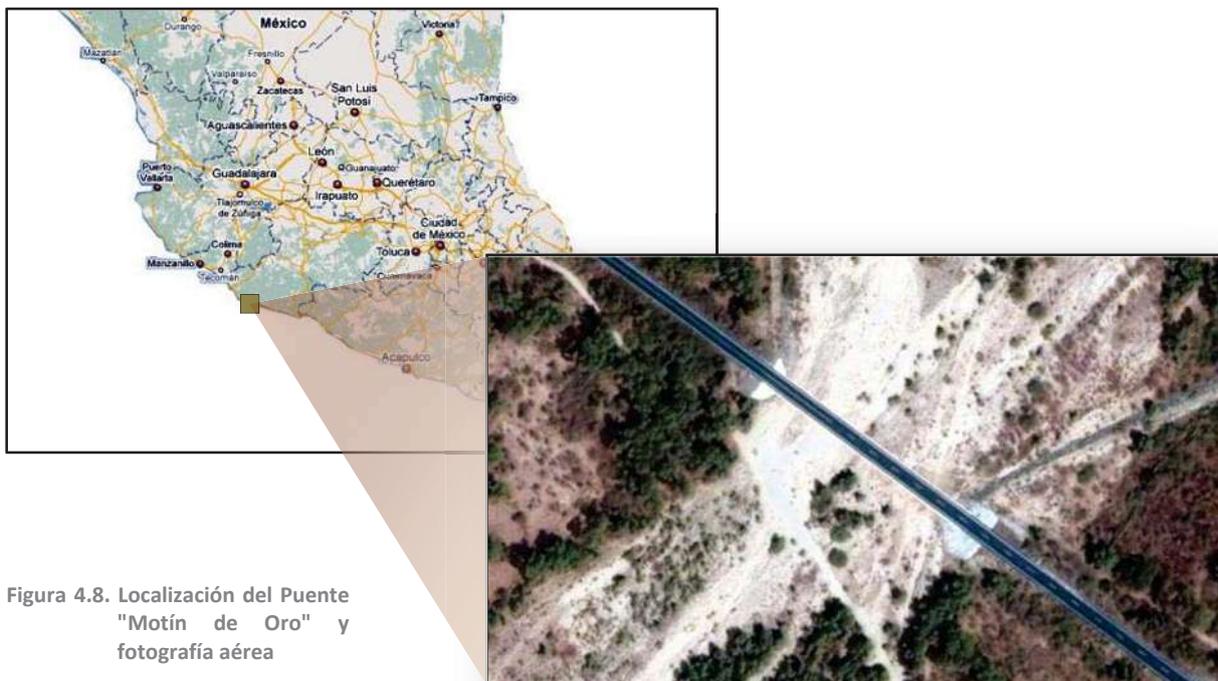


Figura 4.8. Localización del Puente "Motín de Oro" y fotografía aérea

Este puente es similar a “La chuta”, la superestructura consiste en una sección en cajón continua de concreto presforzado con un peralte de 1.80 m y un ancho total de 10.00 m. Tiene una longitud total de 109.85 m y está dividido en cuatro claros, con 25.15 m de longitud en los extremos y 29.8 m en los centrales, que lo clasifica como puente de longitud media.

En la subestructura destacan las 3 pilas que tienen una sección transversal de 4.0 por 0.80 m y tienen una altura promedio de 4.5 m, por lo que se determina que es un puente regular. Un aspecto interesante es que éste puente no tiene cabezales en las pilas. La sección en cajón se apoya directamente en las pilas mediante apoyos de neopreno de 30 x 30 x 4.1 cm.

Como se aprecia en la Figura 4.9, el puente fue reforzado mediante cables de presfuerzo exterior en ambos lados de la viga, con la finalidad de resistir las solicitaciones actuales.



Figura 4.9. Puente Motín de Oro

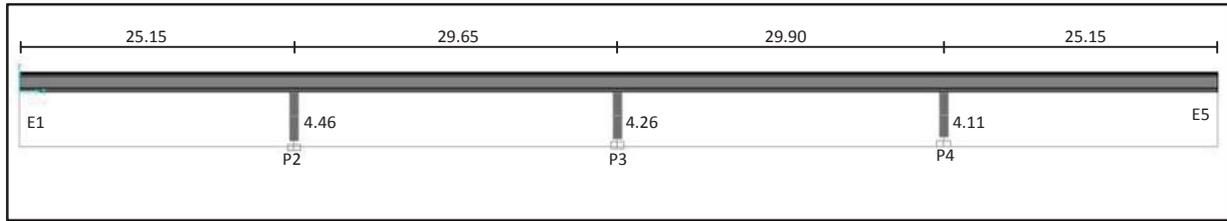


Figura 4.10. Esquema en elevación del puente Motín de Oro

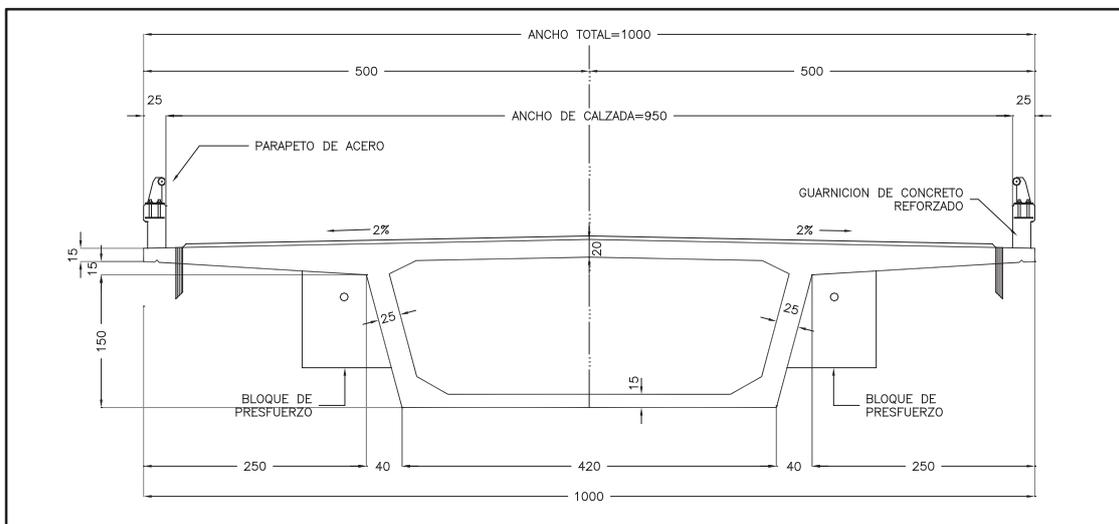


Figura 4.11. Sección transversal de la viga del puente Motín de Oro

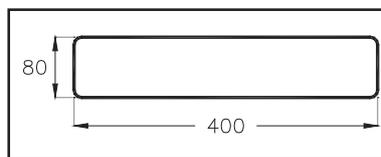


Figura 4.12. Sección transversal de la pila del puente Motín de Oro

CAPÍTULO 5

VIBRACIÓN AMBIENTAL Y MODOS ANALÍTICOS

5.1 Introducción

En ingeniería estructural se realizan investigaciones enfocadas al comportamiento de estructuras sujetas a cargas dinámicas. Se crean modelos analíticos tan complejos como las solicitaciones lo requieran, considerando la mayor cantidad de factores posibles. En general, se considera que las pruebas a escala real son el método más confiable para determinar las propiedades dinámicas de una estructura, las cuales permiten refinar y validar los modelos analíticos de la misma.

Las pruebas dinámicas en puentes pueden ser de tres tipos: de vibración forzada, de vibración ambiental o de movimientos sísmicos (Echeverría, 2006). Donde las pruebas de Vibración Ambiental presentan varias ventajas principalmente en relación con el costo y aplicación. Para ésta se requiere equipo ligero, un reducido número de operadores y la fuente de excitación proveniente del medio ambiente, sin necesidad de tener equipos fijos y sin demora, como en el caso de pruebas por movimientos sísmicos.

La vibración ambiental ha sido aplicada no sólo a puentes, sino a una gran variedad de estructuras para conocer su comportamiento; ha sido ampliamente implementada en microzonificación para conocer las condiciones de sitio, interacción suelo-estructura, mantenimiento de vías ferroviarias y amplificación de ondas sísmicas debidas a capas de suelo blando, entre otras.

La identificación de sistemas como una herramienta valiosa en la ingeniería sísmica, nos permite evaluar las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales a partir de mediciones físicas con vibración ambiental. Esto es la estimación, mediante equipos de alta sensibilidad, de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos que se registran en una estructura producto de la vibración ambiental existente (Rojas, et al., 2005), siendo la estimación de las primeras la que permite trabajar de manera más eficiente en la ingeniería.

Los sensores se ubican estratégicamente en puntos de la estructura de acuerdo a los parámetros que se pretendan identificar, modos longitudinales, transversales o inclusive rotación. Es importante en el análisis de estructuras colocar un sensor en el terreno, el cual proporcionará la información de Entrada, y colocar el mínimo un sensor en la propia estructura.

En el caso de puentes, los sensores se pueden colocar en la calzada, distribuidos en la mitad del claro. Estos sensores brindarán la información de Salida (Figura 5.1).

5.2 Registros de vibración ambiental

Los equipos utilizados para la medición de las propiedades dinámicas de los puentes fueron una consola K2 marca Kinematics para 12 canales, un sensor triaxial y nueve sensores de balance uniaxial de la misma marca, montados en placas de aluminio de 2.54 x 35 x 35 cm (Rojas, y otros, 2008). Para ubicar los sensores en distintas posiciones del puente se utilizaron 4 cables blindados con la finalidad de evitar la aparición de ruido en la señal.

En la figura 5.1 se muestra la ubicación de los sensores. El arreglo, tanto en su distribución espacial como en su numeración, es el mismo para ambos los puentes. El sensor triaxial (canales 1, 2 y 3) se colocó en campo libre, a una distancia mayor que 20 m de la base de las pilas para evitar interferencia con la cimentación. Los sensores uniaxiales se colocaron en el extremo, a un cuarto y a un medio de cada uno de los claros de los puentes, los sensores 1, 4, 7 y 10 registran el movimiento en la dirección longitudinal, los sensores 2, 5, 8 y 11 en la dirección transversal y los sensores 3, 6, 9 y 12 en la dirección vertical.

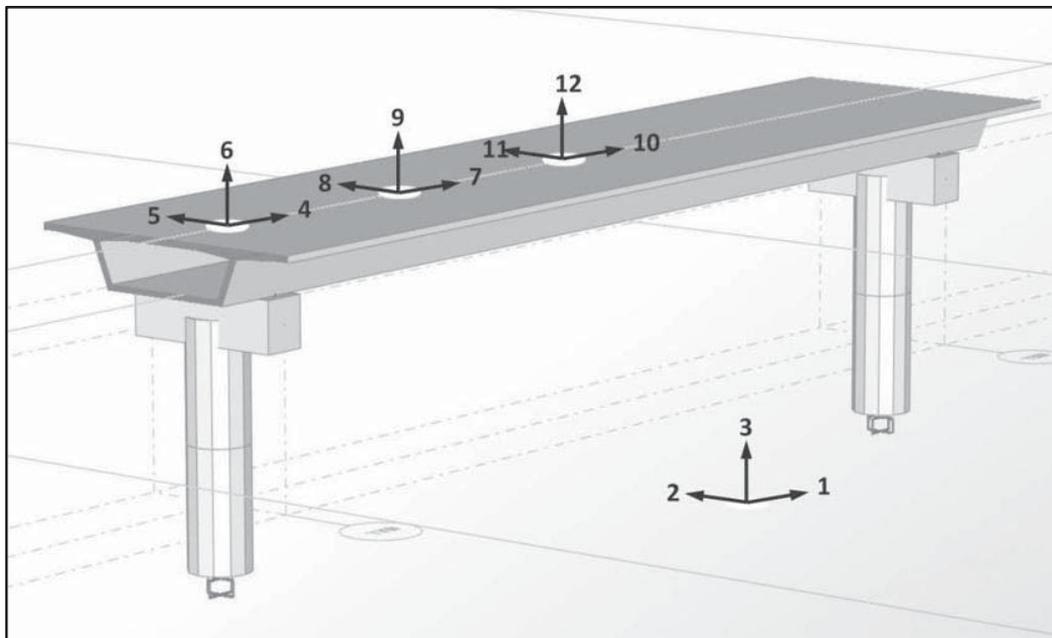


Figura 5.1. Distribución de los sensores

Los registros de aceleración obtenidos de los 12 diferentes canales, para cada uno de los puentes en estudio, se ilustran en la Figura 5.2. Éste registro fue procesado y obtenido mediante el software “Strong Motion Analysis” de Kinemetrics.

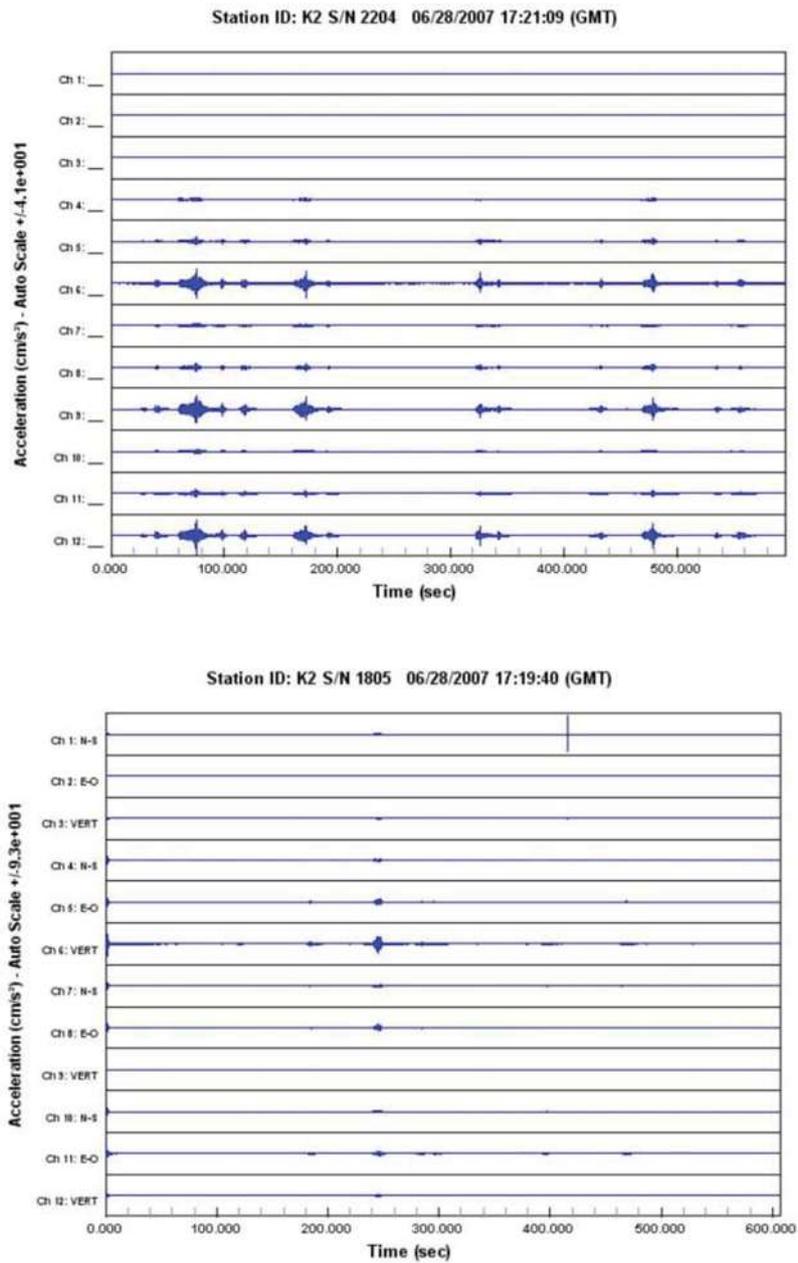


Figura 5.2. Aceleraciones registradas. Arriba el puente La Chuta y abajo el puente Motín de Oro

5.3 Funciones de transferencia

La medición de la vibración ambiental queda limitada al comportamiento lineal de la estructura, y esto genera considerar a la estructura como un sistema invariante en el tiempo. Sin embargo en el análisis, las vibraciones que recibe una estructura se complican al tratar de ser descritas por una función matemática en el dominio del tiempo.

La representación matemática de una señal de vibración ambiental en el dominio del tiempo es compleja. Para simplificar esto, se hace uso de algunas herramientas que permiten un manejo más apropiado de los registros, la transformada rápida de Fourier es la más importante de ellas. Ésta transformada evalúa la señal y expresa la función original en una suma de funciones más sencillas, optimizando el tiempo de cálculo (Echeverría, 2006).

La transformada de Fourier permite calcular los espectros de amplitud y fase de una función de tiempo, que puede corresponder a cualquier fenómeno observado que presente una dependencia con el tiempo o una evolución temporal. Entonces, se necesita computar los espectros de amplitud y fase mediante algún programa de computadora.

Dado a que, en la práctica, el tiempo de registro de los sensores es finito, la transformada rápida de Fourier se puede expresar con la siguiente ecuación.

$$X(\omega) = \int_0^T x(t)e^{-i2\pi ft} dt$$

Donde:

- T = Duración de la señal
- $i = \sqrt{-1}$
- ω = Frecuencia

En la identificación de sistemas, una técnica que comúnmente se emplea es la obtención de cocientes espectrales (de espectros de amplitud de Fourier) de los diferentes registros disponibles (Figura 5.3). Con estos cocientes, también llamados funciones de transferencia, es posible determinar las frecuencias que corresponden a diferentes modos de vibrar de la estructura. En los registros de funciones de transferencia se seleccionan las frecuencias asociadas a las ordenadas máximas del cociente espectral, los cuales corresponden a las frecuencias naturales de vibrar del sistema.

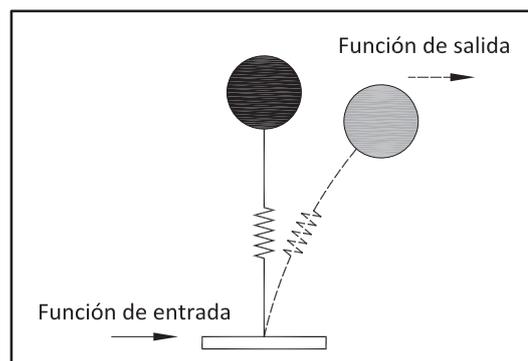


Figura 5.3. Función de transferencia

En primera instancia, una función puede ser procesada y analizada en el dominio de la frecuencia; de esta manera el espectro de amplitud obtenido mediante el análisis de Fourier estará solo relacionado a la fuente de entrada o de salida.

De manera esquemática, las funciones de transferencia se relacionan de la siguiente manera.



Donde:

- $f_{ENTRADA}(t)$ Función o señal de entrada
- $f_{SISTEMA}(t)$ Función de sistema o de transferencia
- $f_{SALIDA}(t)$ Función o señal de salida o la respuesta

De manera analítica, y buscando simplificar el cálculo al cambiar las funciones en el dominio del tiempo (t) al dominio de la frecuencia (ω), la función de transferencia se define como el cociente de la transformada de Fourier de la señal de salida o respuesta ($V(\omega)$) entre la transformada de Fourier de la señal de entrada ($U(\omega)$). Es decir

$$H(\omega) = \frac{V(\omega)}{U(\omega)}$$

La manera más sencilla de estimar las frecuencias del sistema dinámico que se analiza con esta técnica, es graficando la amplitud (o módulo) de la función de transferencia e identificando las frecuencias de cada uno de los modos del sistema (ω_j), como aquellas donde la gráfica presenta un pico.

Propiedades dinámicas de los puentes mediante vibración ambiental

Las características dinámicas de los puentes se determinan a partir de los espectros de amplitudes y las funciones de transferencia. Los registros se procesaron con el programa "Strong Motion Analysis" de Kinematics, para obtener aceleraciones, velocidades y desplazamientos. Las funciones de transferencia se generaron a partir de los registros de las aceleraciones correspondientes a cada sensor y mediante un programa creado en MATLAB. Con el programa se obtienen las transformadas rápidas de Fourier, los espectros de amplitudes y las funciones de transferencia como el cociente de cada canal de salida del sistema, entre el espectro de amplitudes de entrada en campo libre. Las funciones de coherencia fueron superiores a 0.90 (Rojas, y otros, 2008).

En las siguientes figuras se presentan las gráficas correspondientes a las amplitudes de las funciones de transferencia más representativas obtenidas de los registros de vibración ambiental.

En la Figura 5.4 se muestra la función de transferencia entre los canales 3 y 12, así como el espectro de amplitudes del canal 12, que corresponde a la flexión vertical del tablero del puente La Chuta. Se puede observar que el primer modo de flexión de la losa ($\omega = 17.2 \text{ rad/s}$ y $T = 0.365 \text{ s}$) está claramente definido.

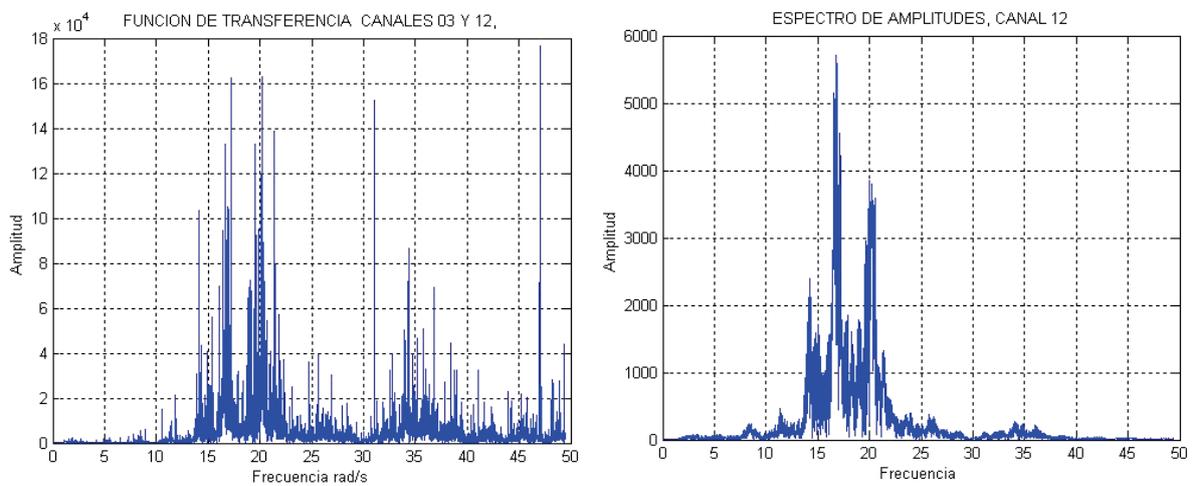


Figura 5.4. Función de transferencia y espectro de amplitudes para el puente La Chuta

En la Figura 5.5 se muestra la función de transferencia entre los canales 3 y 6, así como el espectro de amplitudes del canal 6, que representa la flexión vertical de la superestructura para el puente Motín de Oro. Se puede observar que el primer modo de flexión de la losa ($\omega = 19.67 \text{ rad/s}$ y $T = 0.319 \text{ s}$), al igual que en el puente anterior, está bien definido.

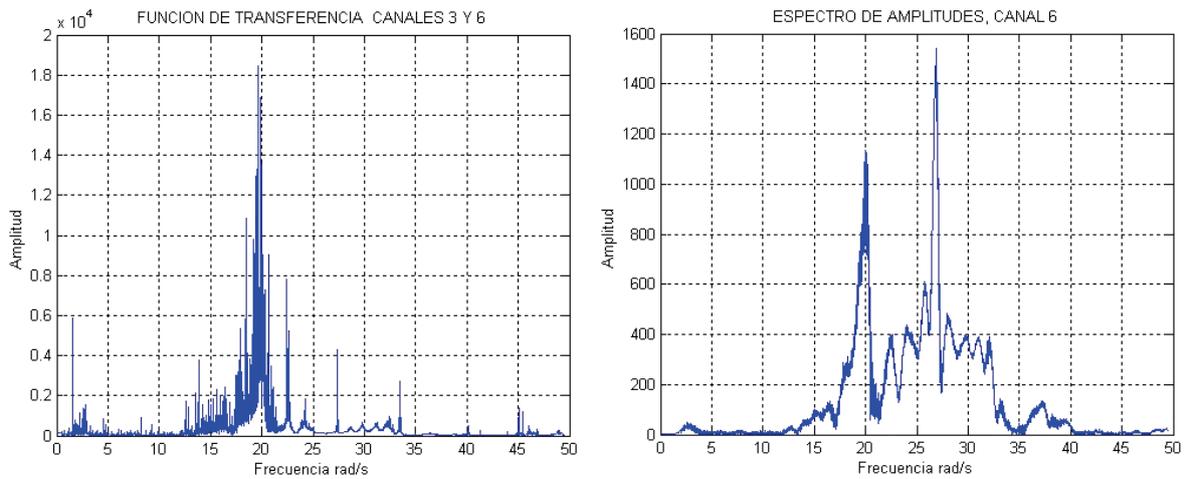


Figura 5.5. Función de transferencia y espectro de amplitudes para el puente Motín de Oro

5.4 Análisis dinámico de los puentes

El análisis y diseño de ambos puentes se realizó utilizando el software de diseño estructural SAP2000 v.11. Este programa es ampliamente utilizado en la ingeniería civil para el análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado y acero.

Propiedades del modelo

Como primer punto se definieron las características de los materiales involucrados en el puente. Ambos puentes son estructuras de concreto reforzado por lo que el peso volumétrico del mismo fue considerado de 2.4 t/m^3 . La resistencia a la compresión simple se consideró de $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

Para representar el comportamiento del concreto y de acuerdo a la normativa vigente, se utilizó un módulo de elasticidad $E = 14000\sqrt{f'c}$. Lo cual se traduce a $E = 242500 \text{ kg/cm}^2$ para este caso. Adicionalmente, se estableció un Módulo de Poisson correspondiente a 0.20.

Las secciones de las columnas utilizadas para el puente La Chuta fue una circular de 2 m de diámetro y para el Motín de Oro una rectangular de $4.00 \times 0.80 \text{ m}$. De estos dos puentes, La Chuta es el único que tiene cabezal en las pilas. Este cabezal, como ya se explicó anteriormente, presenta una sección rectangular variable. En una primera propuesta de diseño, se consideró la sección variable del cabezal; sin embargo, se presentaron algunos problemas en el modelo relacionados con la transferencia de momentos de la superestructura a la subestructura, por lo

que se decidió dejar el cabezal como una sección rectangular uniforme de 1.65 x 1.45 m, cuyo peralte es el peralte máximo de la sección variable.

Los apoyos de neopreno que conectan a la superestructura fueron representados mediante un elemento LINK de tipo lineal. La rigidez de dicho conector fue calculada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$k = \frac{G A}{h}$$

Donde:

- G = Módulo de corte
- A = Área transversal del apoyo
- h = Espesor efectivo de neopreno

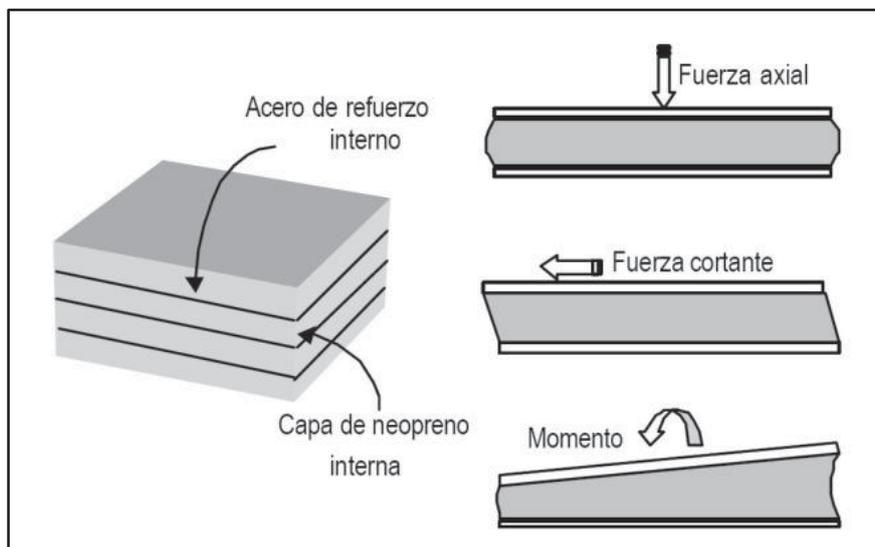


Figura 5.6. Comportamiento de apoyos de neopreno reforzado con láminas de acero

El neopreno utilizado en los apoyos de estos puentes tiene una dureza 60 con un módulo de de corte $G = 102 \text{ t/m}^2$, una sección trasversal de 0.09 m^2 y un espesor efectivo de 3.2 cm. Con estos datos se obtiene una rigidez lateral de 2868.75 kg/cm . Para la rigidez vertical sencillamente se considera un valor elevado de $k = 1 \times 10^8$.

Cargas

La carga muerta de los puentes se obtuvo como el peso propio de los elementos más una carga uniformemente distribuida sobre la losa debido al pavimento y los parapetos, la cual fue calculada de la siguiente manera:

Puente La Chuta				
	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso vol. (m)	Peso lineal (t/m)
Asfalto	9.9	0.1	2.1	2.1
Parapeto	0.5	0.2	2.4	0.5
Suma				2.6

Puente Motín de Oro				
	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso vol. (m)	Peso lineal (t/m)
Asfalto	9.0	0.1	2.1	1.89
Parapeto	0.5	0.2	2.4	0.48
Suma				2.37

Tabla 5.1. Carga adicional en calzada

Configuración del puente

El modelo de los puentes se concluyó con la ayuda del asistente para el modelado de puentes (Bridge Wizard). Este asistente proporciona herramientas que simplifican el diseño de puentes complejos y cuenta con una base de datos importante de vigas y secciones en cajón que comúnmente son utilizadas en la superestructura.

Las propiedades de las vigas de soporte para el puente La Chuta fueron seleccionadas de acuerdo con la sección más parecida según la información del levantamiento en campo y de acuerdo con los parámetros presentados por la AASHTO; siendo ésta una sección en cajón tipo I de concreto reforzado, de 1800 mm de peralte y 9900 mm de ancho.

Para el puente Motín de Oro se optó por introducir los datos manualmente, de acuerdo con los planos disponibles y con la finalidad de comparar las alternativas manual y automática. A manera de resumen, la sección en cajón presenta un peralte de 1800 mm y ancho de 10000 mm.

Las pilas fueron definidas también mediante el asistente. Las alturas así como la sección transversal, circular para La Chuta y rectangular para el Motín de Oro, fueron definidas de manera individual para cada columna. Así mismo se indicó la conexión entre las columnas y la superestructura mediante el Link previamente definido.

Análisis

Se hizo el análisis elástico lineal del modelo tridimensional de los puentes con la finalidad de obtener las propiedades dinámicas de las estructuras y se plantea validarlos con los resultados de vibración ambiental. Con el modelo se determinaron los dos primeros modos de vibrar en las direcciones longitudinal y transversal del puente Motín de Oro y del puente La Chuta.

En las figuras 5.7, 5.8 y 5.9 se muestran los modos de vibrar obtenidos de manera analítica para el puente La Chuta en las direcciones:

- Transversal ($T=1.753$ s, $\omega=3.585$ rad/s)
- Longitudinal ($T=1.631$ s, $\omega= 3.852$ rad/s)
- Flexión del tablero ($T=0.397$ s, $\omega=15.819$ rad/s)

La configuración deformada es típica de un puente con superestructura continua apoyada sobre aparatos de neopreno.

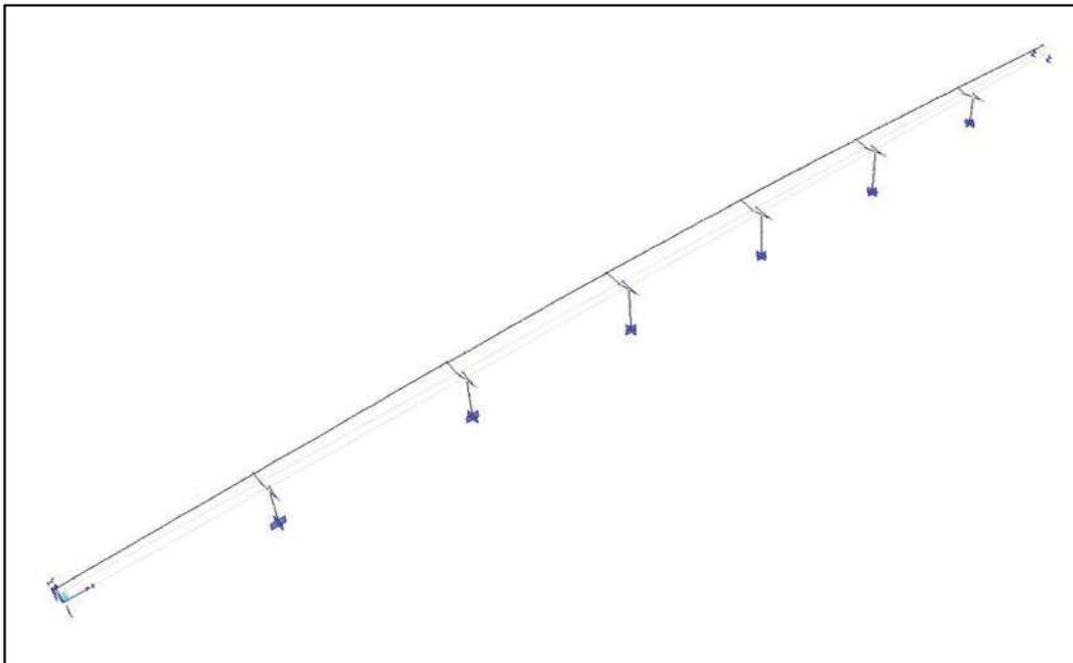


Figura 5.7. Puente La Chuta, primer modo de vibrar (transversal)

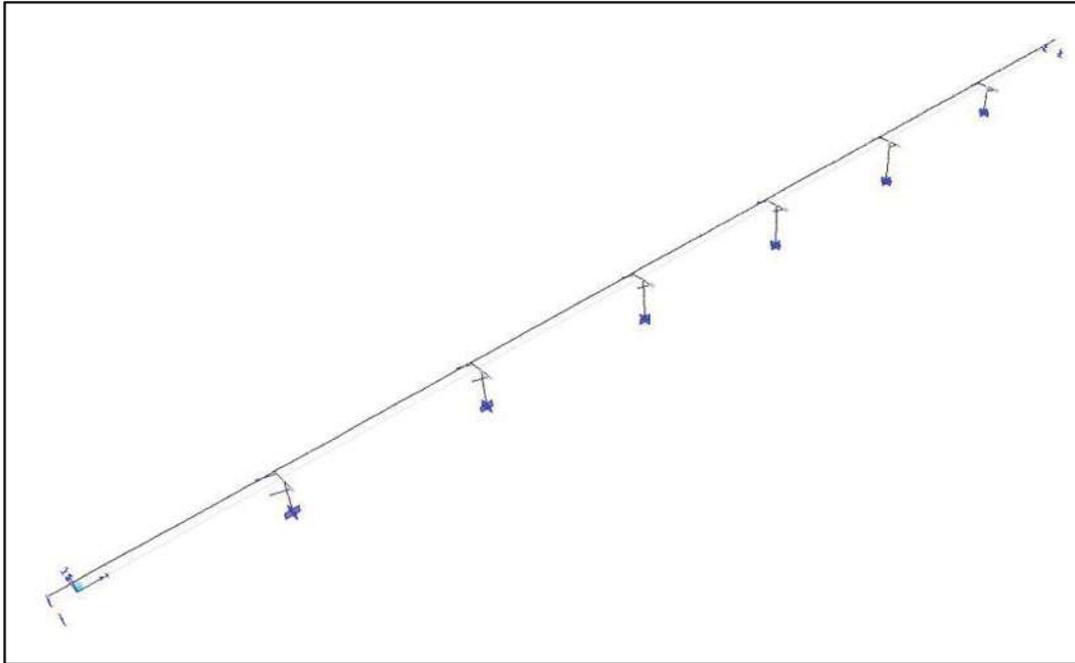


Figura 5.8. Puente La Chuta, segundo modo de vibrar (longitudinal)

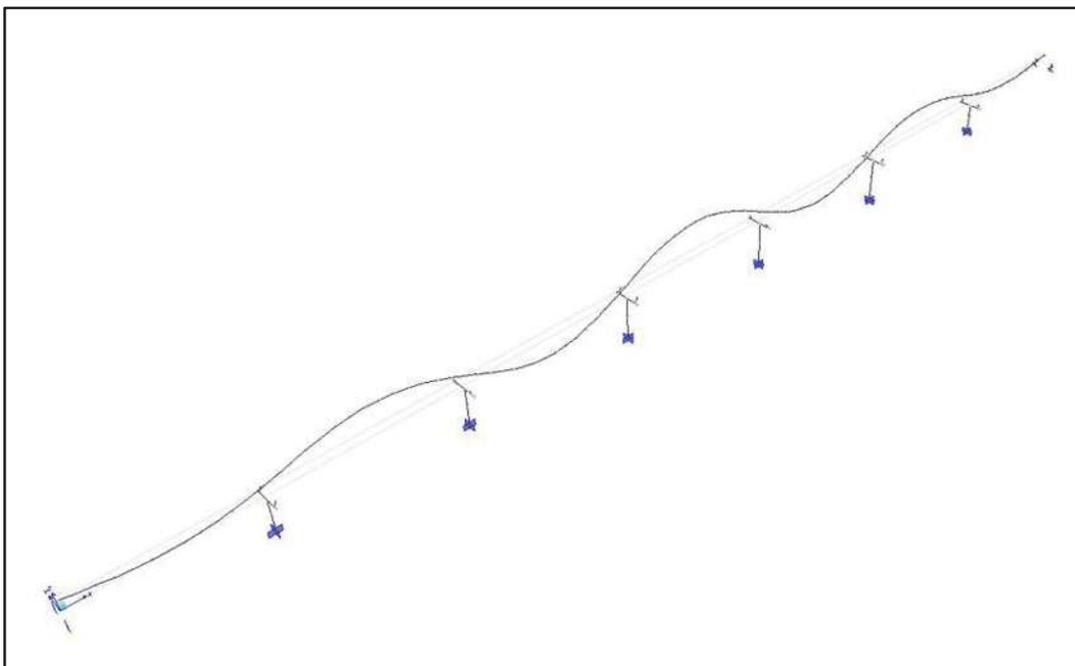


Figura 5.9. Puente La Chuta, séptimo modo de vibrar (flexión del tablero)

En las figuras 5.10, 5.11 y 5.12 se muestran los modos de vibrar para el puente Motín de Oro:

- Transversal ($T=1.332$ s, $\omega=4.717$ rad/s)
- Longitudinal ($T=1.320$ s, $\omega= 4.760$ rad/s)
- Flexión del tablero ($T=0.272$ s, $\omega=23.100$ rad/s)

La configuración de las formas modales es similar a las del puente La Chuta por la continuidad de la superestructura.

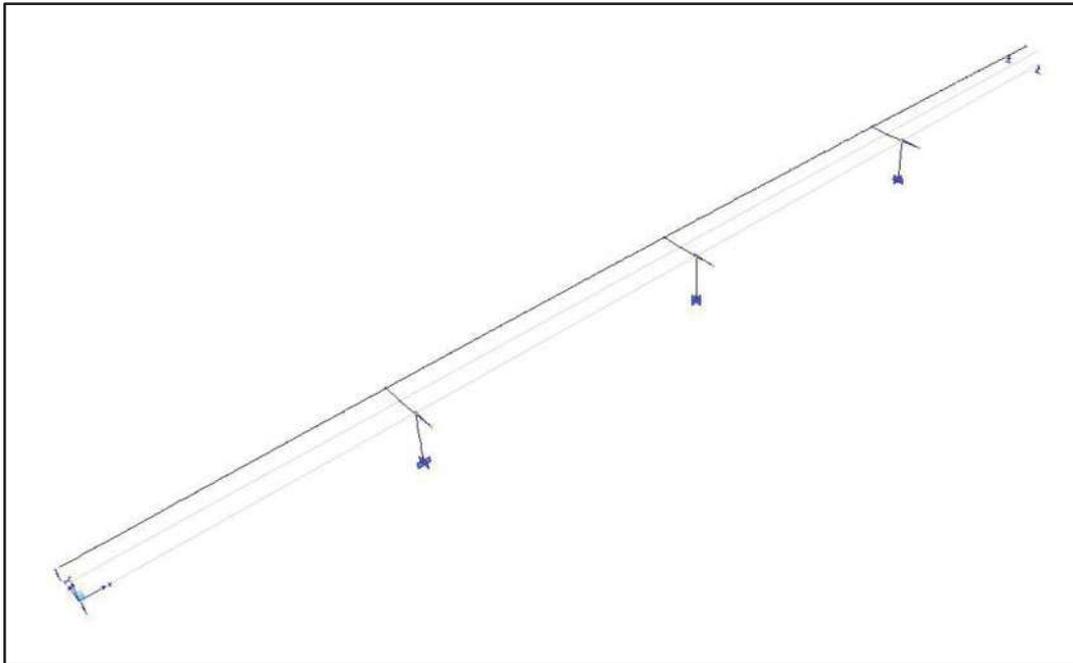


Figura 5.10. Puente Motín de Oro, primer modo de vibrar (transversal)

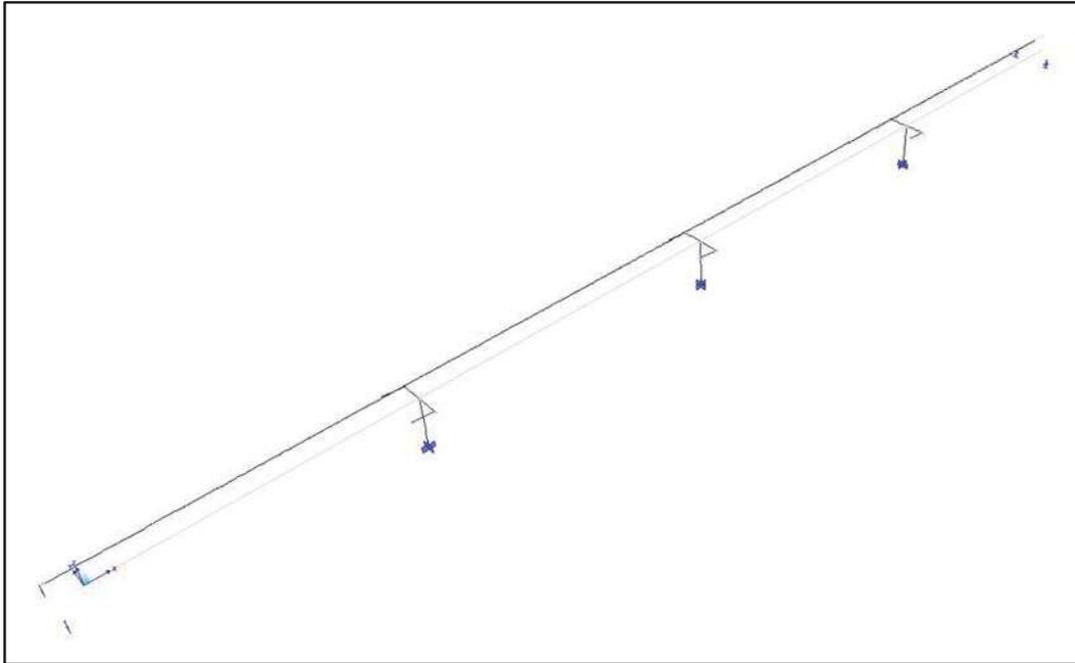


Figura 5.11. Puente Motín de Oro, segundo modo de vibrar (longitudinal)

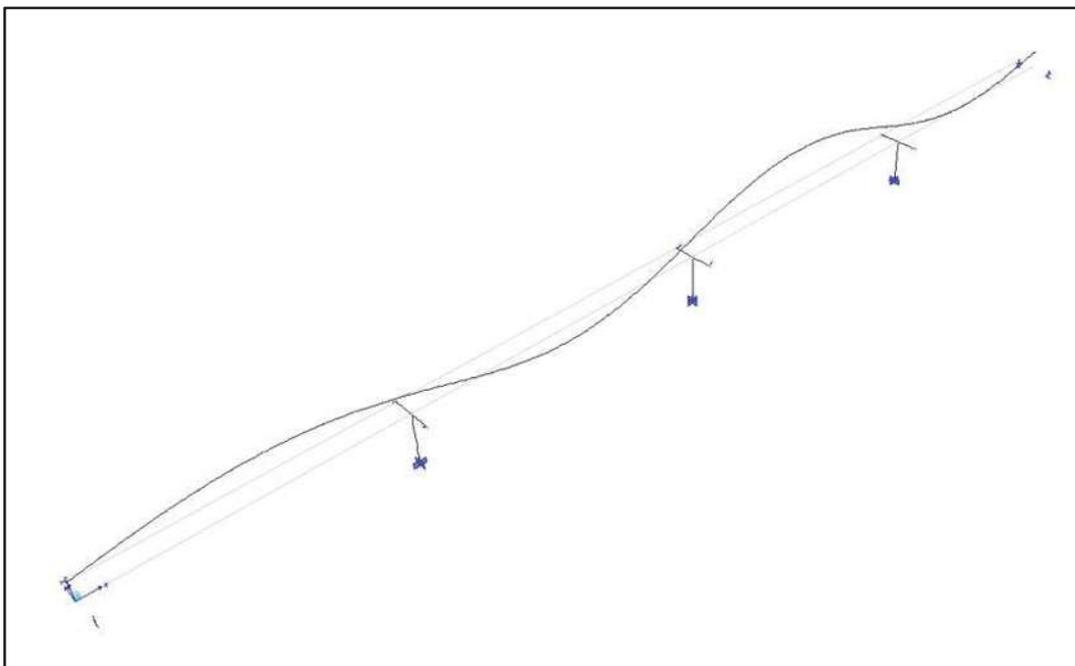


Figura 5.12. Puente Motín de Oro, quinto modo de vibrar (flexión)



Conclusiones

Debido a la excitación de los vehículos que transitaban sobre los puentes durante la medición de vibración ambiental fue posible identificar claramente el modo de flexión de la superestructura con una aproximación entre 9 y 17% con respecto al modelo. Esta información se ilustra en la Tabla 5.2.

Puente	Modelo Analítico	Vibración Ambiental
La Chuta	$T=0.397$ s, $\omega=15.8$ rad/s	$T=0.365$ s, $\omega= 17.2$ rad/s
Motín de Oro	$T=0.272$ s, $\omega=23.1$ rad/s	$T=0.319$ s, $\omega= 19.6$ rad/s

Tabla 5.2. Modos de flexión de la losa

Debido a la limitación del tiempo de registro de la vibración ambiental, así como a la fuente de excitación, no fue posible identificar con claridad los modos asociados a la dirección transversal de la superestructura, ni los modos longitudinales del puente. Un tiempo de registro más prolongado permitiría medir mayores excitaciones y con un mayor contenido de frecuencias y facilitar la identificación de dichos modos (Rojas, et al., 2008).

Con base en lo anterior, se validaron los modelos analíticos y a partir de ellos se determinaron las propiedades dinámicas de los puentes. Posteriormente se utilizarán para obtener relaciones demanda/capacidad.

CAPÍTULO 6

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA

6.1 Introducción

Para realizar una evaluación de la integridad estructural, en términos de estados límite de daño, se relaciona el daño con la capacidad estructural. En este trabajo, la capacidad estructural se representa por una curva de capacidad, la cual se obtiene mediante un análisis estático no lineal.

Dibujando en una misma gráfica los espectros de demanda, los cuales dependen de la acción sísmica considerada, y la capacidad del sistema, se determina la respuesta estructural esperada ante la acción sísmica a la que está sometida. Esta respuesta se conoce como punto de desempeño (Moreno, 2006).

Diseño de los puentes

La superestructura de un puente se diseña fundamentalmente para resistir cargas vivas vehiculares. Cargas accidentales como viento y sismo deben ser resistidas por la subestructura.

Adicional a la carga muerta empleada en el análisis dinámico de los puentes, se incluye la carga viva por el paso de vehículos sobre la superficie de rodamiento. Para el análisis se emplearon combinaciones de varios tipos de camiones. Para carreteras, la SCT en la Ley General de Vías de Comunicación establece tres sistemas de cargas para considerarse en el proyecto estructural de puentes, dependiendo de la importancia de la vía de comunicación. En este caso, debe considerarse la acción que produzca elementos mecánicos más altos

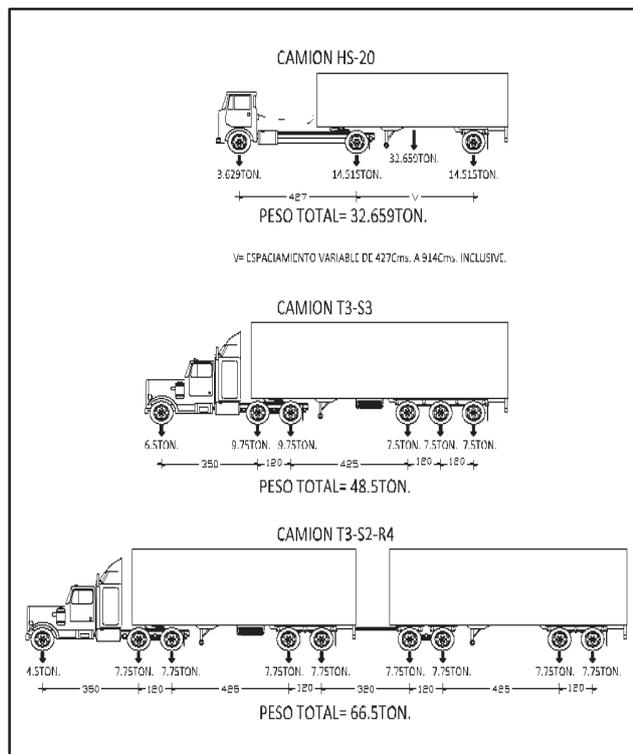


Figura 6.1. Pesos y dimensiones de los vehículos HS-20, T3-S3 Y T3-S2-R4

entre: carga viva de camiones T3-S2-R4 o T3-S3 para un carril, y la carga HS-20 en los demás carriles, cuyas cargas y distancias entre ejes se muestran en la Figura 6.1.

Además de conocer las cargas de diseño y las características de cada camión, es importante conocer las dimensiones del carril de diseño, ya que de él dependerá el número de camiones que circularán por el puente. Estas dimensiones se muestran en la Figura 6.2.

Los carriles de carga (lanes) fueron considerados en la posición más desfavorable para las vigas, señalados a 3.25 m y 0.25 m del eje en el puente La Chuta y a 3.49 m y 0.47 m del eje en el puente Motín de Oro.

Las cargas que actúan en una subestructura son las que le transfiere la superestructura más las cargas laterales como sismo y viento, empuje de tierras y corrientes de agua, entre otros.

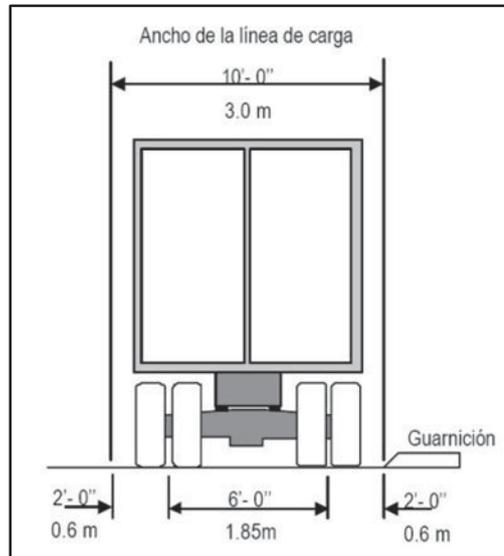


Figura 6.2. Ancho de carril de carga

Para el tipo de puentes que se estudian en este trabajo la fuerza del viento no domina los diseños debido a que son estructuras bajas y pesadas; sin embargo, la fuerza sísmica puede causar colapsos y daños a este tipo de estructuras como ha estado ocurriendo durante sismos recientes como los de Northridge en California (1994) y Kobe en Japón (1995).

En la ciudad de México es común realizar el análisis y diseño de puentes urbanos utilizando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, elaborados para asegurar el correcto comportamiento de edificios, cuyo espectro de diseño se elaboró considerando redundancias, comportamiento inelástico y sobrerresistencia típicas de dichos sistemas estructurales. Para el caso de puentes, estas propiedades pueden diferir significativamente, por lo que extrapolar lo observado en edificaciones puede afectar la seguridad de los puentes ante sismos. Algunas diferencias entre el comportamiento de puentes y edificios son:

Los edificios contienen elementos no estructurales como muros divisorios, ventanas y fachadas que brindan resistencia adicional y que no se toma en cuenta en el análisis y diseño. Los puentes no cuentan con estos elementos y por lo tanto con esa ayuda adicional.

- La mayoría de los edificios colapsan cuando varios de sus elementos han alcanzado su resistencia máxima. Esta característica estructural se conoce como redundancia. Los

puentes carecen de ella y generalmente la falla de un elemento significa la falla del puente.

- Mientras que una estructura se diseña con un mismo factor de comportamiento sísmico Q , un puente cuenta con elementos en los que es poco realista considerar el mismo factor. Por ejemplo, en el mismo puente, los estribos son incapaces de tener comportamiento no lineal, mientras que los apoyos intermedios pueden ser de columnas con factores $Q=4$. Esto conduce a que en un mismo puente puede haber distintos valores de Q .
- El criterio usado en edificios al diseñarlos con columna fuerte-viga débil no es válido en puentes. Por un lado la superestructura pocas veces forma un marco con las pilas y más bien descansa sobre apoyos que la aíslan de la subestructura; por otro, si llegara a formar un marco, las trabes deben permanecer siempre en el intervalo elástico ya que su diseño ante cargas verticales es suficientemente crítico como para permitir que estos elementos tengan daño durante sismos moderados o intensos.
- Los puentes normalmente tienen separaciones entre sus apoyos mayores que el tamaño estándar de un edificio. En estos casos, el movimiento sísmico puede variar sensiblemente de un apoyo a otro. Esto se traducirá en movimientos distintos entre esos apoyos y por consiguiente un mayor riesgo de falla de la superestructura.

El diseño del acero de refuerzo para las columnas de ambos puentes fue calculado mediante el Software SAP2000 v.11 y con apego al Reglamento del Distrito Federal (2001), sin embargo, el espectro de diseño fue tomado del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (1993). Este manual está basado en el Reglamento del Distrito Federal, sin embargo, su versatilidad permite su uso en toda la República Mexicana.

La carretera federal No. 200 es considerada como un camino tipo A, lo cual establece que los puentes serán analizados como estructuras del mismo tipo. Estos puentes se localizan en una Zona sísmica D y se considera que el suelo sobre el cual están desplantados es de tipo I. Así mismo, el factor de comportamiento sísmico será tomado como $Q = 1.5$ debido a que los elementos que se diseñan son pilas aisladas (CFE, 1993).

Con esta información, el espectro de diseño utilizado para los puentes La Chuta y Motín de Oro queda representado en la Figura 6.3.

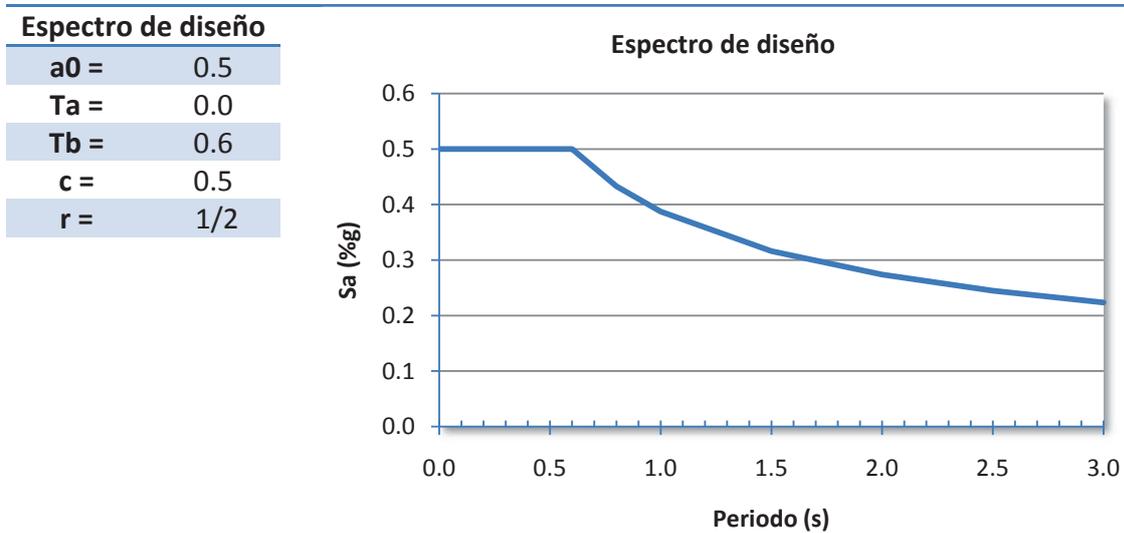


Figura 6.3. Espectro de diseño para puentes.

Este espectro de diseño fue introducido en el programa como un caso de análisis, siendo definido como un espectro de respuesta, y asignándolo a la acción sísmica para la dirección X y la Y.

Las fuerzas provocadas por la carga viva se deben incrementar para tener en cuenta la vibración y la aplicación súbita de cargas. Este incremento según las normas AASHTO se calcula mediante la fórmula:

$$I = \frac{15.24}{L + 38}$$

donde I es el coeficiente de Impacto y L es la longitud del claro (m). I nunca excederá de 30 por ciento.

Este factor de impacto varía en cada puente debido a las diferencias en la longitud del claro, quedando expresado como a continuación se describe.

Puente La Chuta
L = 35.0 m

$$I = \frac{15.24}{35.0 + 38} = 0.209$$

Puente Motín de Oro
L = 29.8 m

$$I = \frac{15.24}{29.8 + 38} = 0.225$$

Para considerar los efectos bidireccionales de la acción sísmica, los puentes se revisarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, cada componente con el 100 por ciento de los efectos en la dirección de análisis más el 30 por ciento en la otra dirección, esto afectado por un factor de carga de 1.3. Estas combinaciones de diseño quedan representadas de la siguiente manera.

Puente La Chuta:

1. $1.3 (CM + 1.67 (1.209) CV)$
2. $1.3 (CM + SISMO X + 0.3 SISMO Y)$
3. $1.3 (CM + 0.3 SISMO X + SISMO Y)$

Puente Motín de Oro

1. $1.3 (CM + 1.67 (1.225) CV)$
2. $1.3 (CM + SISMO X + 0.3 SISMO Y)$
3. $1.3 (CM + 0.3 SISMO X + SISMO Y)$

Una vez realizado el análisis se efectuó el diseño de los elementos de donde se obtienen las figuras 6.4 y 6.5 que muestran las áreas de acero requeridas. Estas áreas de acero de refuerzo son necesarias para determinar las propiedades de las barras en el comportamiento no lineal de la estructura, así como los estados de daño.

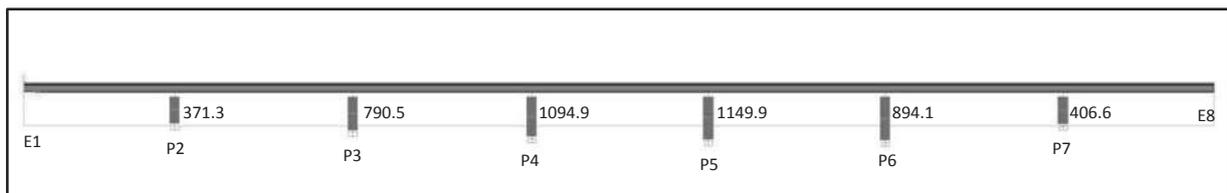


Figura 6.4. Áreas de acero requeridas en el puente La Chuta (cm²)

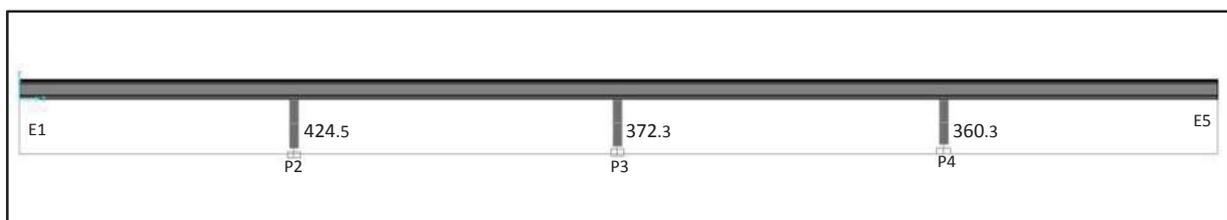


Figura 6.5. Áreas de acero requeridas en el puente Motín de Oro (cm²)

6.2 Análisis Pushover

Una curva de capacidad se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. Típicamente se obtiene por medio de un análisis estático no lineal, conocido en la literatura inglesa como análisis *pushover*.

El análisis pushover se puede llevar a cabo aplicando un patrón de cargas laterales a la estructura, que representen las fuerzas sísmicas, patrón que se va incrementando hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso. El objetivo de este procedimiento es cuantificar la capacidad de la estructura ante la acción de cargas laterales como, en este caso, la de un sismo.

Durante el análisis, el cortante en la base se va incrementando progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del puente. Para conseguir una representación realista al aplicar las cargas, se emplea una distribución de fuerzas sísmicas laterales, similares a las fuerzas sísmicas obtenidas mediante el método estático para el diseño sísmico, y que pueden seguir una distribución de variación lineal.

En los documentos ATC-40 y Fema-273 se han desarrollado procedimientos para el modelado, criterios de aceptación y procedimientos de análisis para un análisis pushover. Estos documentos definen los criterios Fuerza-deformación para articulaciones plásticas usadas en un análisis pushover. La figura 6.6 muestra cinco puntos marcados A, B, C, D y E los

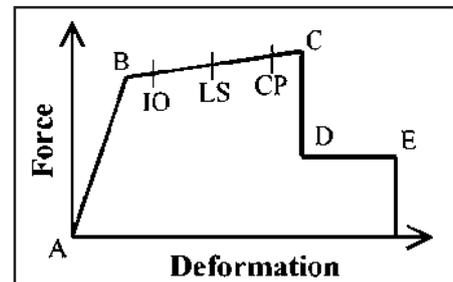


Figura 6.6. Diagrama fuerza-deformación para una articulación.

cuales son usados para definir el comportamiento de una articulación. Así como tres puntos IO, LS, y CP que son usados para definir el daño en una articulación (IO, LS y CP se refieren a Immediate Occupancy, Life Safety y Collapse Prevention respectivamente). Estos valores asignados a cada punto varían dependiendo del tipo de elemento así como de otros parámetros definidos en los documentos ATC-40 y FEMA-273 (Habibullah, y otros, 1998).

Espectros de capacidad

Para determinar el espectro de capacidad de los puentes, se ha utilizado el modelo tridimensional de las estructuras en dos direcciones ortogonales de movimiento. Siendo la dirección X paralela al eje longitudinal del puente y Y en dirección transversal. El programa SAP2000 permite realizar el análisis estático no lineal de estructuras, por lo que éste se continuó utilizando en este trabajo.

Para la asignación y distribución de las cargas laterales en los puentes se realizó inicialmente un análisis estático para el puente La Chuta. Dicho análisis se muestra en la Tabla 6.1, y se ha determinado una relación $C_s/Q = 0.5$. El nivel 3 corresponde al sistema viga-losa del puente, en nivel 2 se refiere a la parte superior de la pila incluyendo el cabezal, y el nivel 1 se localiza a la mitad de la altura de la pila.

Dirección	Nivel	W_i (Ton)	h_i (m)	$W_i \cdot h_i$ (Ton-m)	$C/Q \cdot \sum W_i$	F_i (Ton)	%	V (Ton)
X	3	434.94	11.04	4801.71	254.002	230.29	91%	230.29
	2	44.45	8.42	374.07	254.002	17.94	7%	248.23
	1	28.61	4.21	120.39	254.002	5.77	2%	254.00
	$\Sigma =$	508.00		5296.17		254.00		
Revisando Cortante basal								
	$V_b =$	254.00						

Tabla 6.1. Análisis estático para el puente La Chuta

En la Tabla 6.1 se puede apreciar que la concentración de masa se encuentra en la superestructura, y que el porcentaje de la fuerza sísmica en las pilas es mínimo. Por este motivo, y para simplificar reducir el tiempo de cálculo, se ha decidido solamente aplicar las cargas laterales en la losa de los puentes.

Dado que el análisis pushover incrementa la carga lateral aplicada paulatinamente, se propuso aplicar una carga unitaria (1 t) distribuida en cada nodo de importancia.

Para el puente La Chuta, el cual cuenta con seis pilas, en dirección X y Y se asignó una carga lateral puntual de 130 kg en cada uno de los nodos que conectan la superestructura con las pilas.

El puente Motín de Oro, que tiene 3 pilas, recibió una distribución similar, siendo las cargas aplicadas de 200 kg en cada nodo. Las figuras 6.7 y 6.8 ilustran esta aplicación de cargas para el puente La Chuta, y las figuras 6.9 y 6.10 para el puente Motín de Oro.

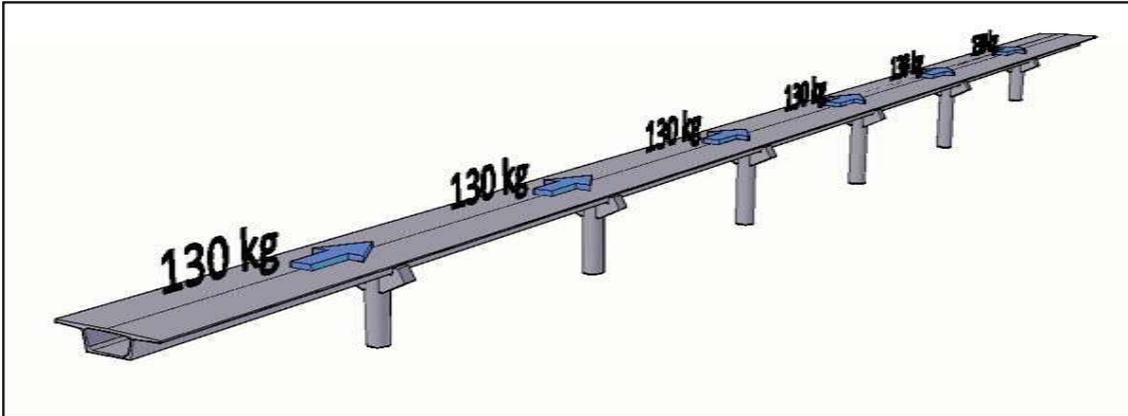


Figura 6.7. Cargas laterales en dirección longitudinal, puente La Chuta

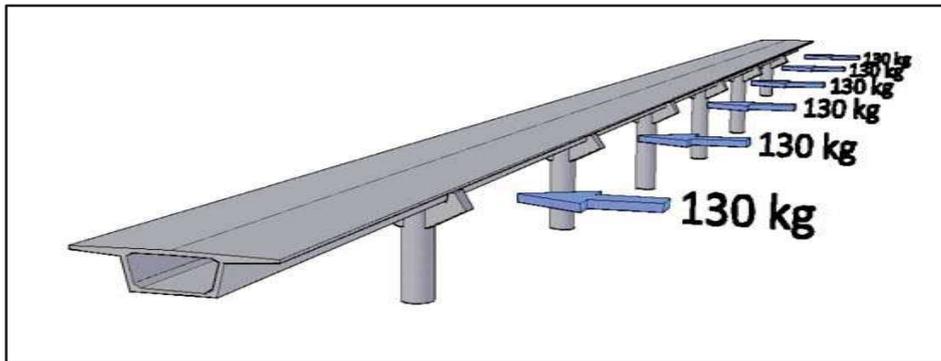


Figura 6.8. Cargas laterales en dirección transversal, puente La Chuta

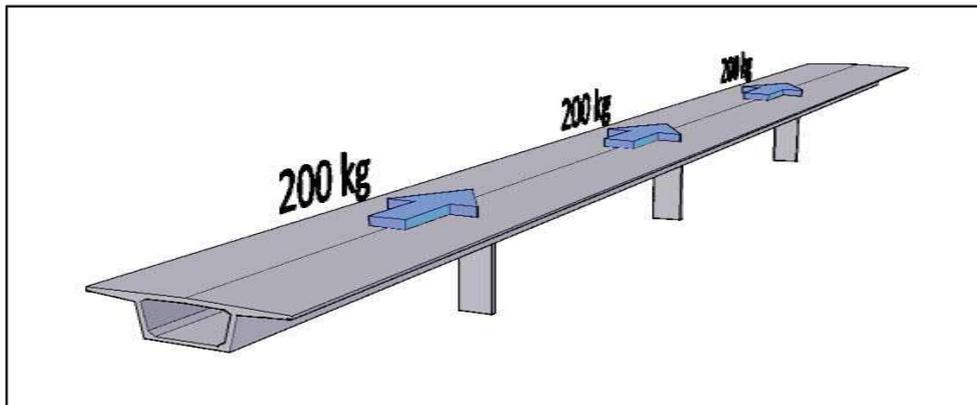


Figura 6.9. Cargas laterales en dirección longitudinal, puente Motín de Oro

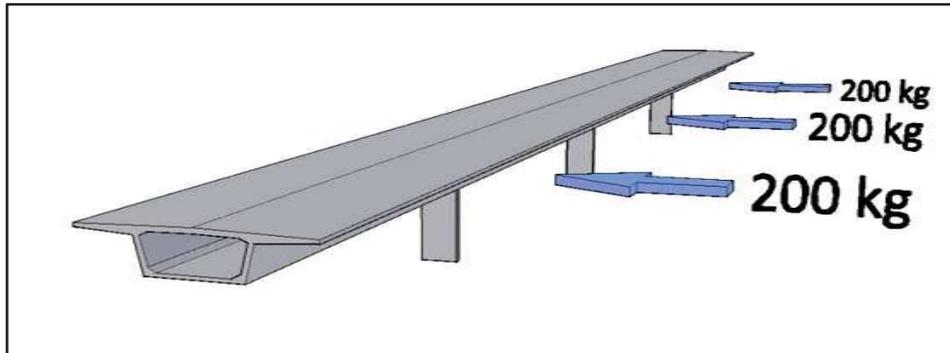


Figura 6.10. Cargas laterales en dirección transversal, puente Motín de Oro

El programa requiere que se especifiquen los lugares donde se puedan presentar articulaciones plásticas en la estructura. Una articulación plástica es una extensión del concepto de ductilidad de diseño en estructuras sismorresistentes. La energía es disipada mediante la deformación plástica de zonas específicas en los extremos de un elemento sin que el resto de la estructura llegue a su colapso (Long, 2004). En columnas convencionales de concreto reforzado, la aparición de articulaciones plásticas puede ocasionar daño permanente en la columna, siendo necesario remplazar el elemento completo y posiblemente la estructura entera.

En columnas de concreto reforzado, la articulación plástica se puede presentar en una zona de la columna cercana a un extremo donde el refuerzo longitudinal se ve disminuido, permitiendo la deformación en esta zona antes de que el resto de la columna sea dañado.

En el análisis plástico de miembros sujetos a deformación, se asume que ocurre una abrupta transición del comportamiento elástico al plástico cuando se alcanza un determinado valor de momento, conocido como momento plástico (M_p) (Scott, y otros, 2006). El comportamiento de un elemento antes de alcanzar el M_p se considera elástico. Cuando el M_p es alcanzado, se forma la articulación plástica en el elemento. En contraste con una articulación típica sin fricción, se considera que la articulación plástica permite importantes rotaciones para un momento plástico M_p .

Las articulaciones plásticas se extienden en reducidas longitudes de un elemento. Análisis detallados han mostrado que es lo suficientemente preciso considerar elementos rígido-plásticos, con plasticidad confinada a las articulaciones plásticas en ciertos puntos.

Las articulaciones plásticas (hinges) fueron asignadas en la base de las columnas para ambos puentes, ya que son estos lugares donde se presentan los esfuerzos más grandes de flexión en la barra. Se seleccionó la opción de que el programa asigne las propiedades de las articulaciones de manera automática de acuerdo con las tablas FEMA 356 en su sección de

columnas de concreto (FEMA, 2000). Se asignaron dos diferentes articulaciones plásticas en la base de cada columna, una de ellas tomaría los valores de carga axial y cortante de la aplicación de cargas laterales en dirección longitudinal y la otra en dirección transversal.

Escenarios sísmicos

Como parte del análisis en los puentes y con la finalidad de observar el comportamiento esperado de las estructuras, se aplicaron tres escenarios sísmicos obtenidos de un estudio de peligro sísmico realizado para el estado de Michoacán de Ocampo (Jara, 2008). Este estudio considera las principales fuentes sísmicas que afectan al estado, como son subducción, fallamiento normal y sismos locales.

El primer escenario consiste en la utilización de un espectro promedio de pseudoaceleraciones para un periodo de retorno de 100 años y con una aceleración máxima del terreno (ATM) de 198 cm/s^2 (Figura 6.11), que podría representar las condiciones de servicio durante la vida útil del puente, para una estructura localizada sobre la costa michoacana. La forma del espectro promedio fue obtenida por Galván (2008).

Un segundo escenario sísmico fue el correspondiente a un espectro de pseudoaceleraciones promedio para un periodo de retorno de 500 años, considerando una ATM de 347 cm/s^2 y que representa las condiciones de diseño para puentes ordinarios (Figura 6.12).

Finalmente, el tercer escenario corresponde a las pseudoaceleraciones esperadas para un periodo de retorno de 1000 años y a una ATM de 420 cm/s^2 , con lo que se contemplan las condiciones de diseño aplicadas a los puentes de gran importancia (Figura 6.13).

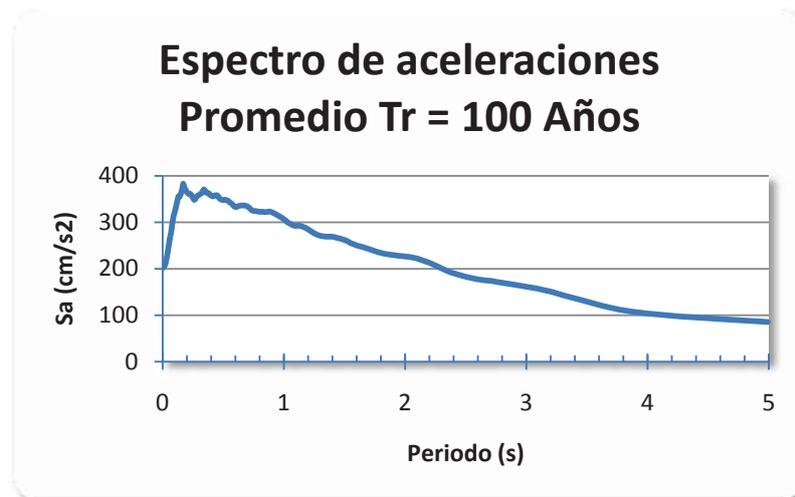


Figura 6. 11. Espectro de pseudoaceleraciones para un periodo de retorno de 100 años y ATM = 198 cm/s^2

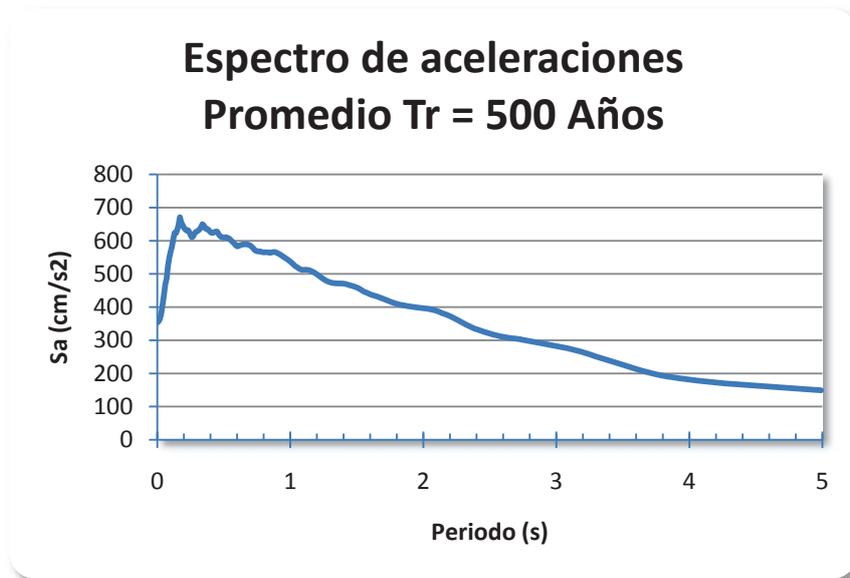


Figura 6. 12. Espectro de pseudoaceleraciones para un periodo de retorno de 500 años y ATM = 347 cm/s^2

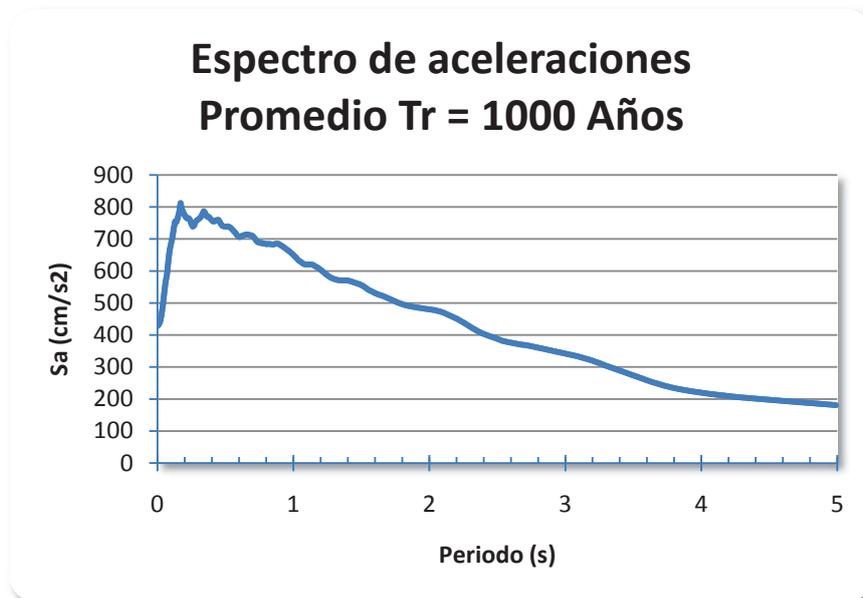


Figura 6. 13. Espectro de pseudoaceleraciones para un periodo de retorno de 1000 años y ATM = 420 cm/s^2

6.3 Resultados

El punto de desempeño esperado en una estructura sometida a una acción sísmica es la determinación del máximo desplazamiento o pseudoaceleración que ésta va a experimentar. El método del espectro de capacidad permite la obtención de esta respuesta máxima.

La figura 6.14 muestra la curva de capacidad del puente en dirección longitudinal y la curva de demanda, que en este primer caso es el espectro de diseño con un amortiguamiento de 5%. Se identifica claramente el primer punto donde la pendiente cambia (1.39, 0.42) que indica que una de las pilas de la estructura ha alcanzado su fluencia y por lo tanto, la resistencia del puente se ve disminuida. En este punto y debido a las propiedades del concreto el amortiguamiento se ve incrementado, producto de los agrietamientos que ocurren al fluir una columna. Este amortiguamiento efectivo (5.8%) reduce la demanda aplicada, por lo que el punto de desempeño será la intersección de la curva del amortiguamiento efectivo β_{eff} con la curva de capacidad del puente (2.18, 0.45).

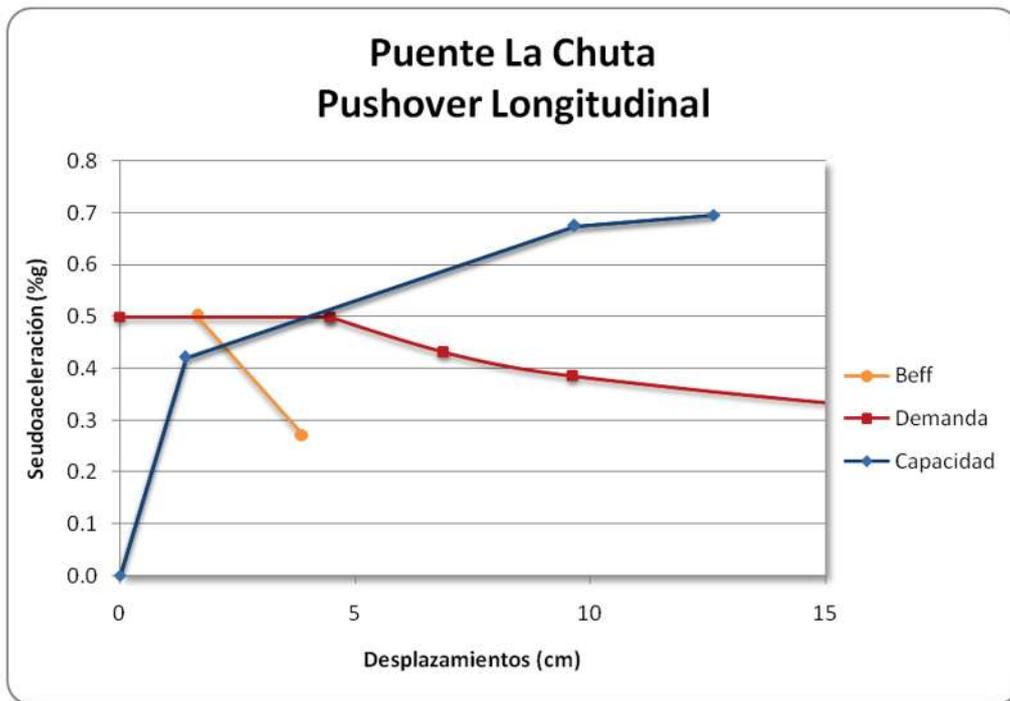


Figura 6. 14. Espectro de capacidad del Puente La Chuta en dirección longitudinal. La demanda corresponde al espectro de diseño de la zona "D"

En esta misma figura, dado el punto de desempeño, se interpreta que el puente, cuando está sujeto al espectro de diseño, presentará daños en su estructura. Estos daños se verán reflejados en agrietamientos en las pilas. Sin embargo, por estar el punto de desempeño cercano al inicio de la fluencia, se espera que los daños sean ligeros y que la integridad de la estructura no se vea afectada de manera importante.

La Figura 6.15 muestra la curva de capacidad del puente La Chuta en dirección longitudinal y la curva de demanda, que en este segundo caso es el espectro de pseudoaceleraciones promedio para un periodo de retorno de 100 años. En este caso, el punto de desempeño (1.21, 0.37) se localiza antes del punto de fluencia. Debido a que la estructura permanece en el intervalo de comportamiento elástico, no aparece un amortiguamiento efectivo.

Esto indica que los daños que pueda presentar la estructura son nulos, así mismo, por la cercanía del punto de desempeño al punto de fluencia del puente, se aprecia un óptimo diseño, que por el otro lado, se verá afectado con un incremento en el periodo de retorno.

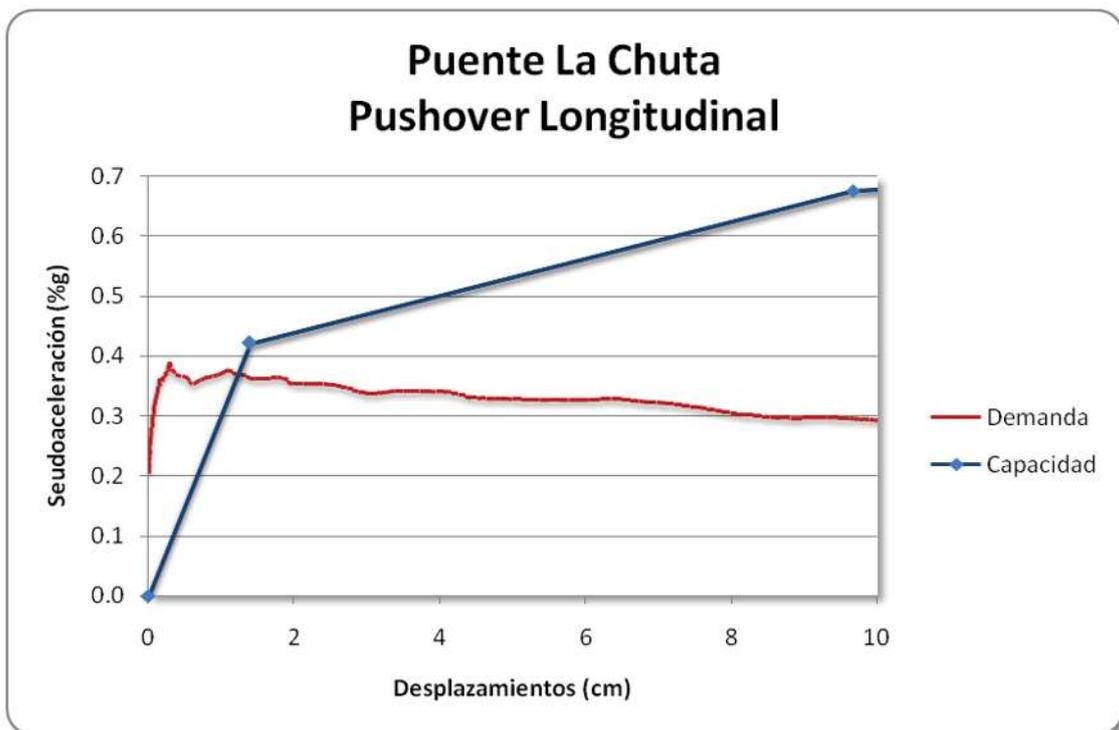


Figura 6.15. Espectro de capacidad del Puente La Chuta en dirección longitudinal. La demanda corresponde al espectro de aceleraciones promedio para $T_r = 100$ años.

La figura 6.16 ilustra la aplicación de una demanda correspondiente a un espectro de aceleraciones promedio correspondiente a un periodo de retorno de 500 años y la capacidad del puente La Chuta en dirección longitudinal. El punto de desempeño (3.66, 0.49) supera la zona de comportamiento elástico de la estructura y, de acuerdo a las características de las pilas, el amortiguamiento efectivo es de 7.7%.

Para este escenario los daños pueden abarcar de ligeros a moderados pero sin llegar a ser severos. Los agrietamientos se harán presentes debido a la fluencia del acero en las pilas del puente.

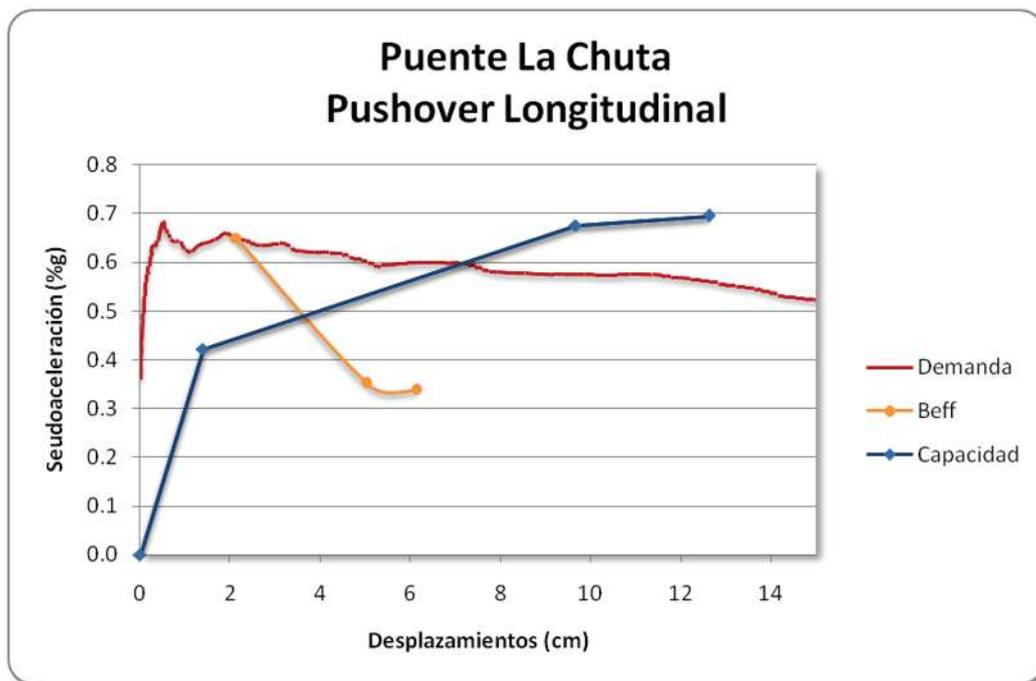


Figura 6.16. Espectro de capacidad del Puente La Chuta en dirección longitudinal. La demanda corresponde al espectro de aceleraciones promedio para $T_r = 500$ años.

Finalmente, el escenario más crítico para la estructura se representa mediante la aplicación de un espectro de aceleraciones promedio correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años (Figura 6.17). Se aprecia el punto de desempeño (5.04, 0.53) en la intersección de la curva de capacidad y la curva de amortiguamiento efectivo (9.9%).

La integridad de la estructura se ve afectada para este escenario, donde se esperan daños de moderados a importantes debido a la ubicación del punto de desempeño de la estructura.

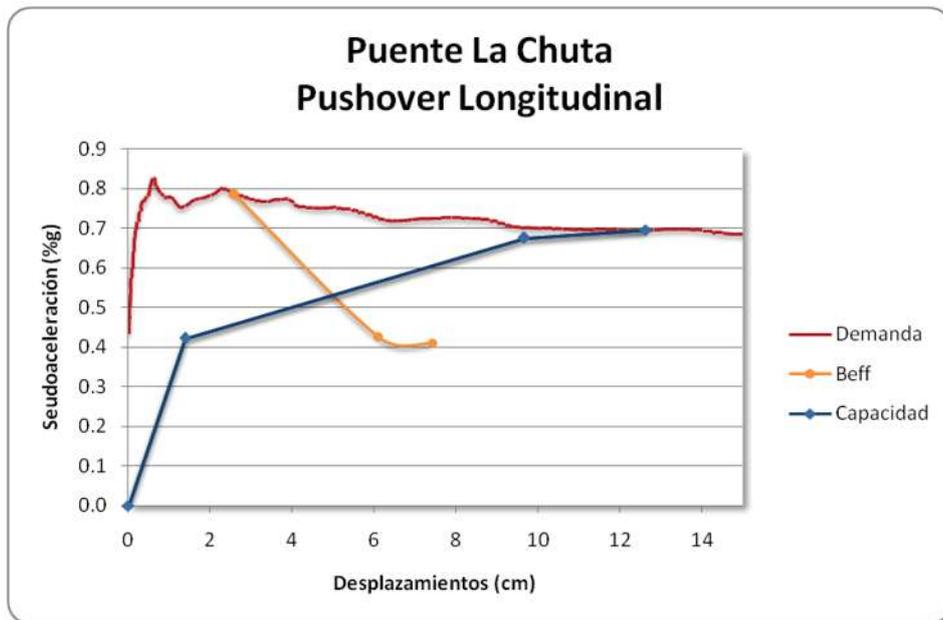


Figura 6.17. Espectro de capacidad del Puente La Chuta en dirección longitudinal. La demanda corresponde al espectro de aceleraciones promedio para $T_r = 1000$ años.

La Figura 6.18 muestra la curva de capacidad del puente La Chuta en su dirección transversal y la curva de demanda correspondiente al espectro de diseño con amortiguamiento de 5%. El punto de fluencia corresponde a las coordenadas (2.28, 0.53). El punto de desempeño (2.17, 0.50) se presenta en el intervalo elástico de la estructura, por lo que no hay presencia de amortiguamiento adicional por comportamiento inelástico de las pilas.

Al estar sometido al espectro de diseño, se aprecia que el comportamiento será elástico y que no es probable que aparezcan daños en la estructura. Sin embargo, las incertidumbres propias en la evaluación de la capacidad y en la estimación de la demanda podrían llevar a un desempeño distinto del aquí comentado.

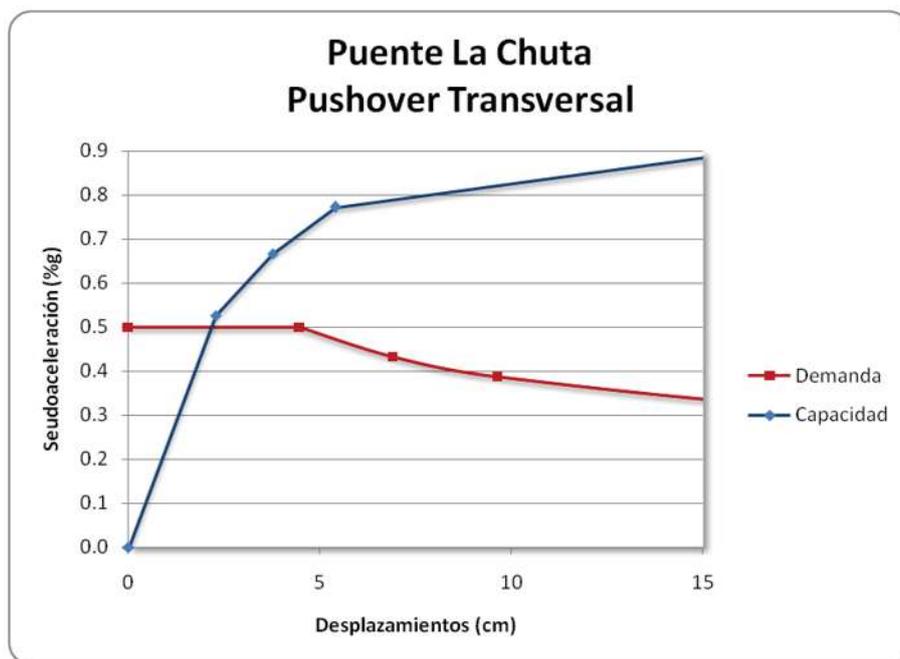


Figura 6.18. Espectro de capacidad del Puente La Chuta en dirección transversal. La demanda corresponde al espectro de diseño de la zona "D"

La figura 6.19 representa el desempeño del puente La Chuta, en su dirección transversal, relacionando el espectro de aceleraciones promedio para un periodo de retorno de 100 años. El punto de desempeño (1.57, 0.36) se presenta en el intervalo elástica del puente. No existe amortiguamiento adicional.

Siendo las aceleraciones menores para este escenario que las presentes al aplicar el espectro de diseño, no se esperan daños en la estructura, y se destaca la presencia de una zona de holgura en el comportamiento elástico, lo que brinda una mayor seguridad.

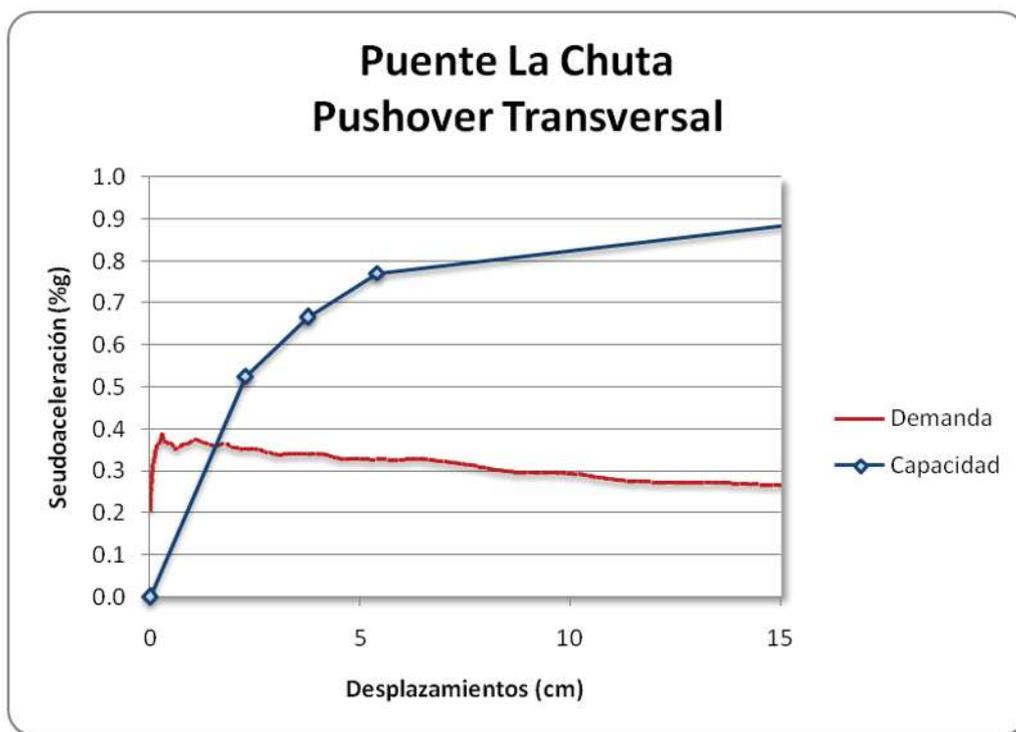


Figura 6.19. Espectro de capacidad del Puente La Chuta en dirección Transversal. La demanda corresponde al espectro de aceleraciones promedio para $T_r = 100$ años.

La aplicación de un espectro de aceleraciones promedio para un periodo de retorno de 500 años en el puente La Chuta se muestra en la Figura 6.20. Se aprecia claramente que el intervalo elástico de la estructura, en su dirección transversal, se ve superada. Aparece un amortiguamiento efectivo correspondiente a un 7.4% y el punto de desempeño de la estructura se localiza en (2.73, 0.56).

Para este periodo de retorno ya se presentan daños en la subestructura. Estos daños serán ligeros principalmente, dado a que el punto de desempeño se encuentra cercano al inicio de la fluencia en las pilas. El comportamiento inelástico de los elementos es un indicador de la presencia de agrietamiento en las pilas, siendo la de altura más pequeña la que se verá con una mayor demanda; sin embargo, la integridad de la estructura no se verá comprometida.

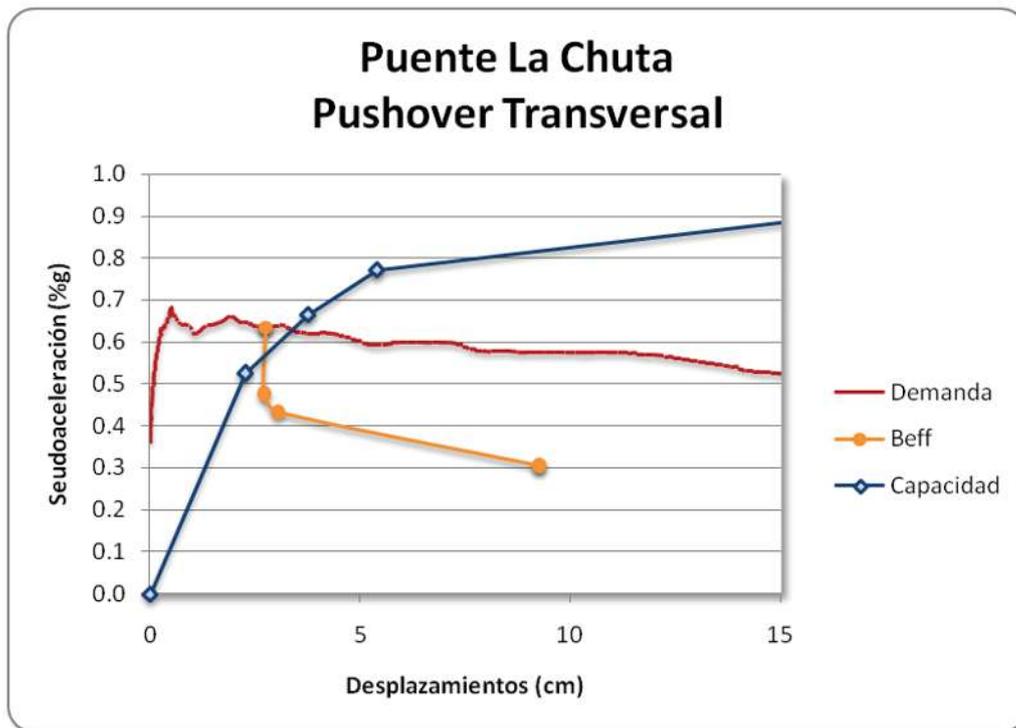


Figura 6.20. Espectro de capacidad del Puente La Chuta en dirección Transversal. La demanda corresponde al espectro de aceleraciones promedio para $T_r = 500$ años.

La figura 6.21 ilustra la capacidad del puente La Chuta, en su dirección transversal, ante la aplicación de un espectro de aceleraciones promedio obtenido para un periodo de retorno de 1000 años. El punto de desempeño del puente es (3.28, 0.62) y corresponde a la intersección de la curva de capacidad con la de amortiguamiento efectivo, que para este caso es de 10.4%.

El aumento del amortiguamiento al doble de lo que originalmente se tenía, indica un comportamiento inelástico importante en las pilas. Dada la cercanía del punto de desempeño con la primera fluencia, el daño que se espera es moderado.

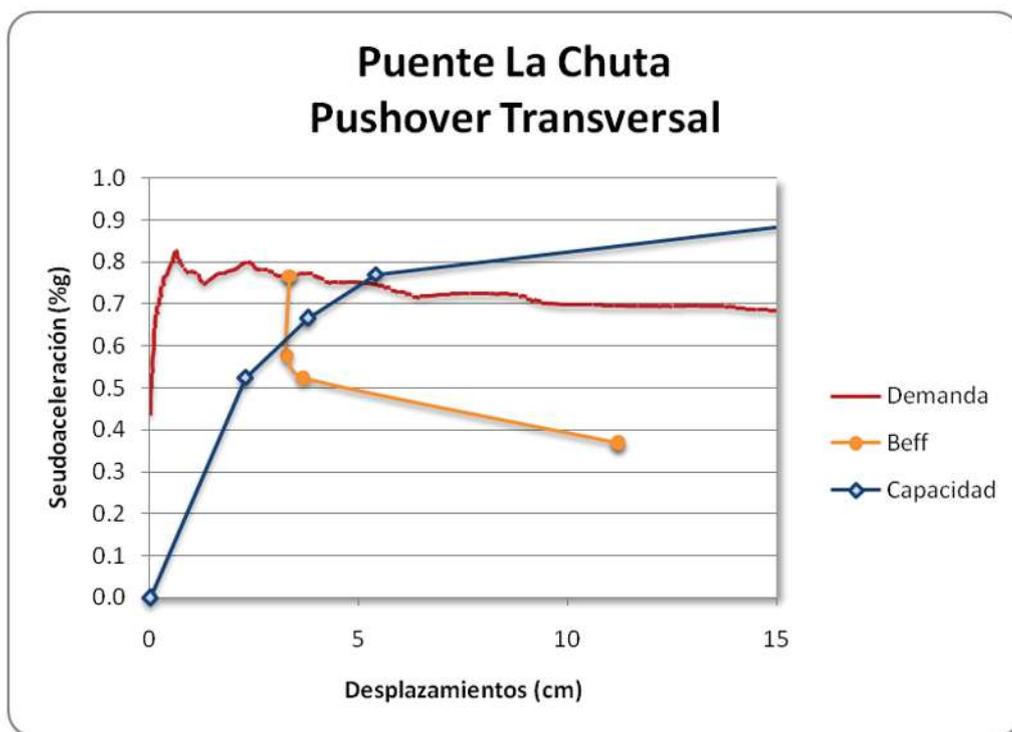


Figura 6.21. Espectro de capacidad del Puente La Chuta en dirección Transversal. La demanda corresponde al espectro de aceleraciones promedio para $T_r = 1000$ años.

El comportamiento de la curva de capacidad del puente La Chuta en dirección transversal es muy similar al de la dirección longitudinal. Esto se debe a que la sección en las pilas del puente es circular, por lo que la inercia en ambas direcciones es la misma. La diferencia en los resultados es debido al tipo de estructura en cuestión, donde la rigidez cambia según el eje analizado y la deformación de la superestructura varía por las restricciones que frecen los apoyos en cada dirección.

En la figura 6.22 se muestra la curva de capacidad del puente Motín de Oro en dirección longitudinal y la curva de demanda, que para este escenario es el espectro de diseño con un amortiguamiento de 5%. Se identifica claramente el primer punto de cambio de pendiente (0.52, 0.31) que indica que una de las pilas de la estructura ha alcanzado su fluencia y por lo tanto, la resistencia del puente se ve disminuida. En este punto y debido al comportamiento posterior a la fluencia, el amortiguamiento se incrementa, producto de la disipación de energía de la columna. Este amortiguamiento efectivo (6.4%) reduce la demanda aplicada, por lo que el punto de desempeño será la intersección de la curva del amortiguamiento efectivo (β_{eff}) con la curva de capacidad del puente (3.18, 0.35).

Con relación a los daños que puede llegar a tener el puente al estar sujeto a la aplicación del espectro de diseño de la normativa actual, se espera que éstos sean de ligeros a moderados.

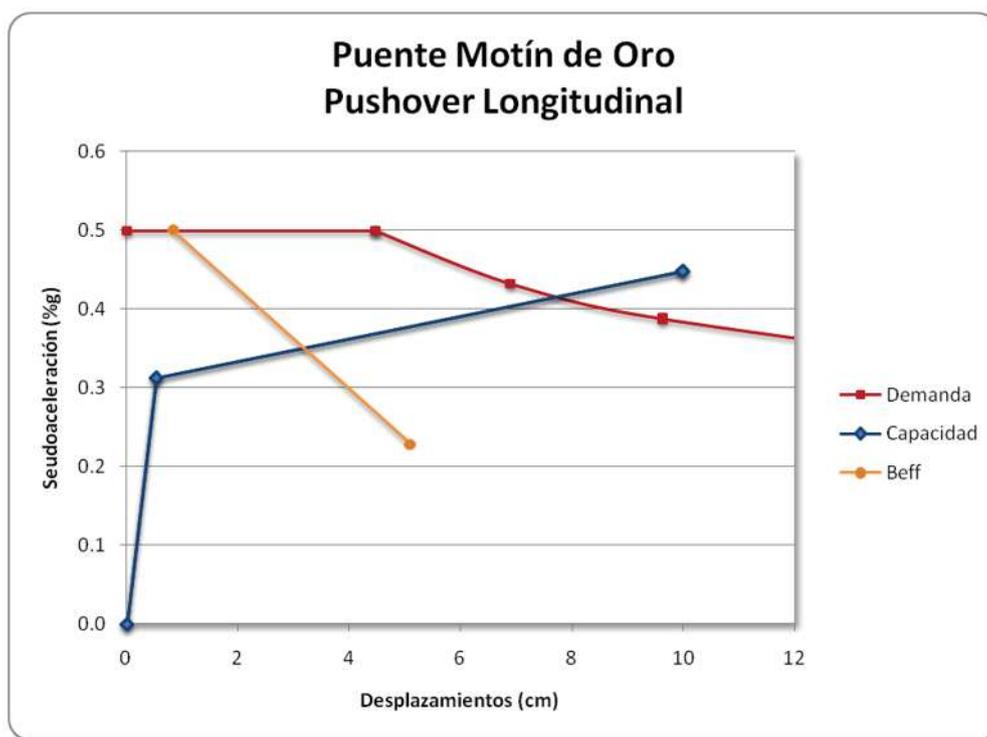


Figura 6.22. Espectro de capacidad del Puente Motín de Oro en dirección Longitudinal. La demanda corresponde al espectro de diseño de la zona "D"

La figura 6.23 muestra la curva de capacidad del puente Motín de Oro en dirección longitudinal y la curva de demanda, que en este segundo caso es el espectro de pseudoaceleraciones promedio para un periodo de retorno de 100 años. El punto de desempeño se localiza en (1.26, 0.32) y sobrepasa el punto de fluencia. Debido a que la estructura pasa al intervalo de comportamiento inelástico, aparece un amortiguamiento efectivo de 5.3%.

Se destaca que la estructura llega a la fluencia con este periodo de retorno. Esto se traduce en daños y agrietamientos ligeros en la subestructura del puente.

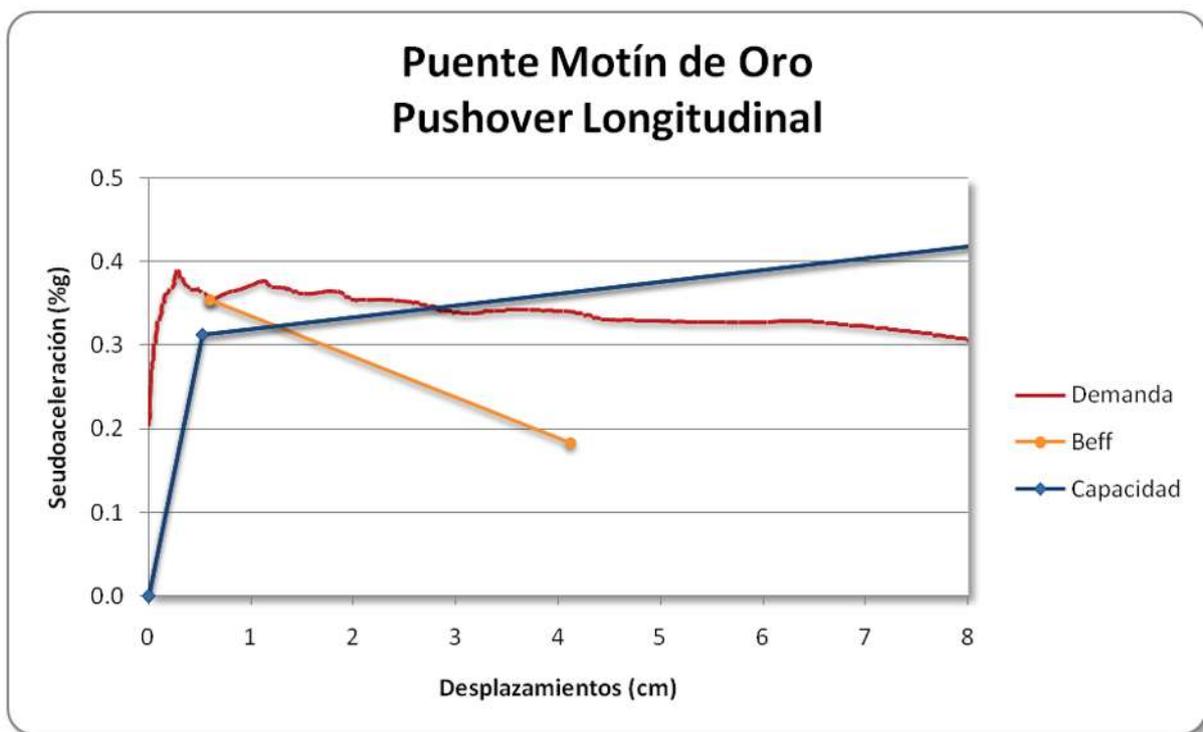


Figura 6.23. Espectro de capacidad del Puente Motín de Oro en dirección Longitudinal. La demanda corresponde al espectro de aceleraciones promedio para $T_r = 100$ años.

La figura 6.24 muestra la curva de capacidad del puente Motín de Oro para su dirección transversal y la curva de demanda, correspondiente a un espectro de aceleraciones promedio para un periodo de retorno de 500 años. La capacidad del puente se ve rápidamente sobrepasada por la demanda. Aparece el amortiguamiento efectivo producto del comportamiento después de la fluencia de la estructura y presenta un 8.6% de amortiguamiento en el punto de desempeño del puente (5.81, 0.39).

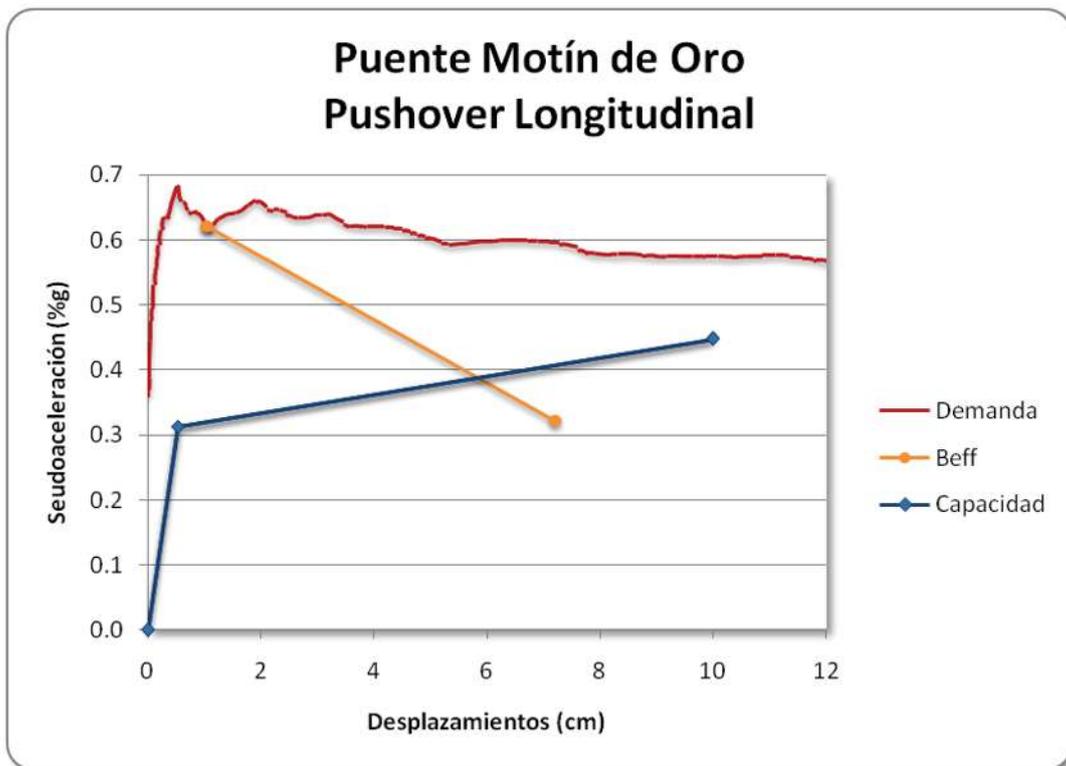


Figura 6.24. Espectro de capacidad del Puente Motín de Oro en dirección Longitudinal. La demanda corresponde al espectro de aceleraciones promedio para $T_r = 500$ años.

La capacidad del puente Motín de Oro en su dirección longitudinal se muestra en la figura 6.25, al igual que la demanda correspondiente a un espectro de aceleraciones promedio para un periodo de retorno de 1000 años. El punto de desempeño, que se localiza en el intervalo de comportamiento inelástico de la estructura, tiene coordenadas (8.14, 0.42), y producto del amortiguamiento efectivo, presenta un amortiguamiento de 13.4%.

Es importante destacar que en las últimas dos figuras, los daños que se esperan en el puente, para un periodo de retorno de 500 y 1000 años son severos, resaltando éste último, donde el punto de desempeño, una vez reducida la demanda por el amortiguamiento efectivo, se encuentra bastante cercano a la capacidad última de la estructura.

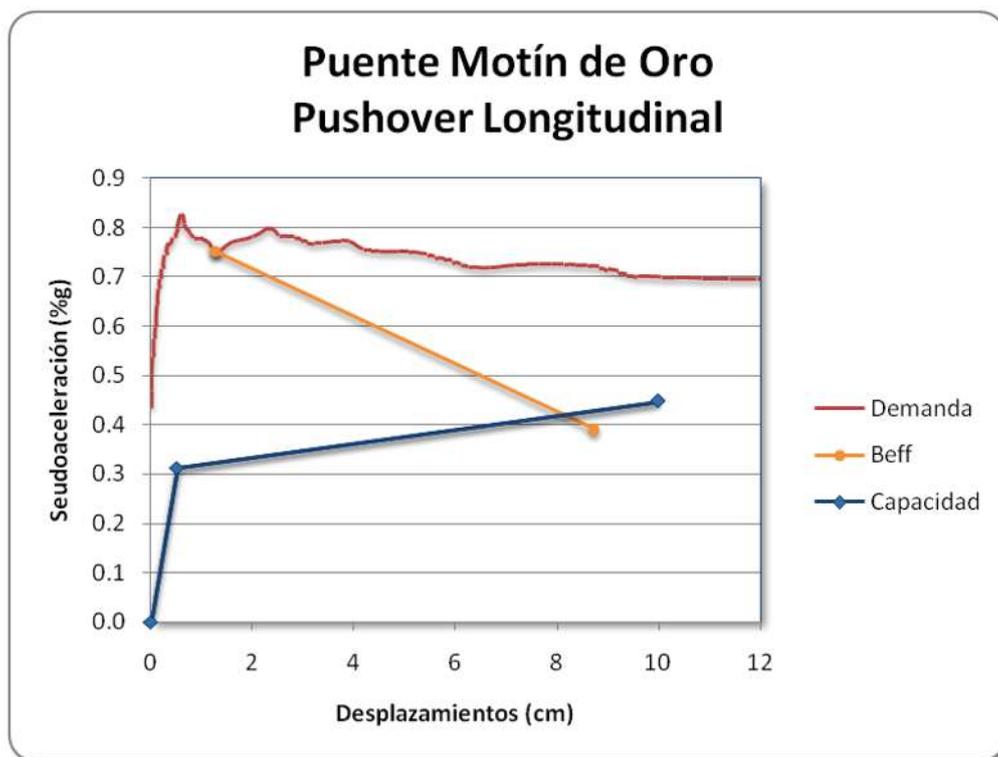


Figura 6.25. Espectro de capacidad del Puente Motín de Oro en dirección longitudinal. La demanda corresponde al espectro de aceleraciones promedio para $T_r = 1000$ años.

En la figura 6.26 se muestra la curva de capacidad del puente Motín de Oro en dirección transversal y la curva de demanda correspondiente al espectro de diseño con un amortiguamiento de 5%. Se identifica claramente el primer punto de cambio de pendiente (0.24, 1.77) que indica que una de las pilas de la estructura ha alcanzado su fluencia. Sin embargo, el punto de desempeño está dado por la intersección de la curva de demanda con la curva de capacidad del puente (0.07, 0.50).

Es muy notorio que la localización del punto de desempeño esperado es muy diferente a lo obtenido en dirección longitudinal del puente, debido fundamentalmente a la forma geométrica de la pila que proporciona mayor resistencia en dirección transversal.

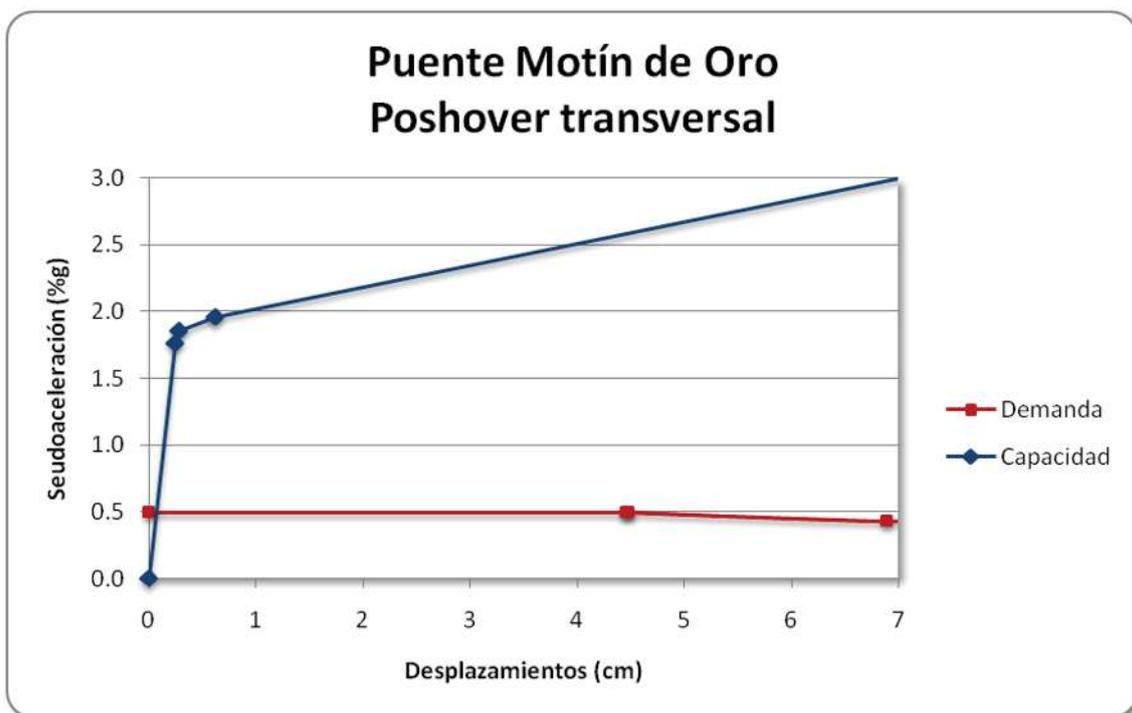


Figura 6.26. Espectro de capacidad del puente Motín de Oro en dirección Transversal. La demanda corresponde al espectro de diseño de la zona "D".

La Figura 6.27 ilustra la capacidad del puente en dirección transversal del puente Motín de Oro al aplicar una demanda proveniente de un espectro de aceleraciones medias para un periodo de retorno de 100 años. El punto de desempeño (0.04, 0.29) se localiza en el intervalo de comportamiento elástico de la estructura. No se produce amortiguamiento adicional.

Así mismo, la curva de demanda correspondiente a un espectro de aceleraciones promedio para un periodo de retorno de 500 años. Para este escenario, el punto de desempeño del puente se presenta en el intervalo de comportamiento elástico de la estructura y tiene coordenadas (0.07, 0.51).

Adicionalmente, en la misma figura se aprecia la curva de demanda proveniente de un espectro de aceleraciones promedio para un periodo de retorno de 1000 años. El punto de desempeño, aún para este periodo de retorno de los eventos sísmicos, presenta coordenadas (0.09, 0.61) y por localizarse en el intervalo de comportamiento elástico, no presenta amortiguamiento adicional.

Lo anterior indica que no se espera daño alguno en dirección transversal por la resistencia que se produce en esta dirección debido a la geometría de las pilas.

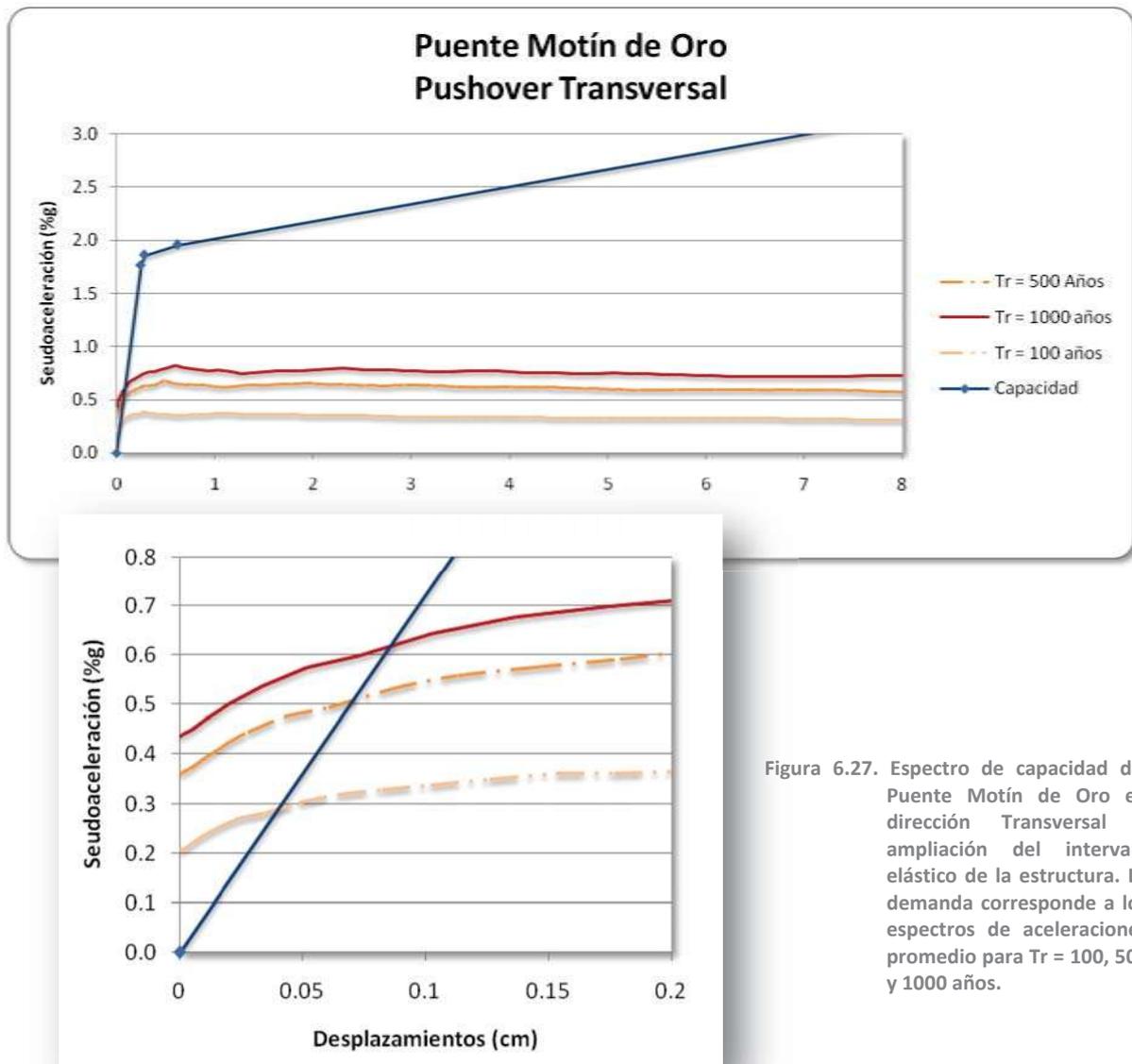


Figura 6.27. Espectro de capacidad del Puente Motín de Oro en dirección Transversal y ampliación del intervalo elástico de la estructura. La demanda corresponde a los espectros de aceleraciones promedio para $Tr = 100, 500$ y 1000 años.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

7.1 Conclusiones

A pesar de los avances realizados en la ingeniería sísmica y estructural, en las últimas décadas se han incrementado las pérdidas tanto humanas como monetarias a causa de los terremotos. Esto es debido a la existencia mayor de población en zonas urbanas y a la filosofía de diseño que actualmente se sigue, lo que conduce a estructuras vulnerables en zonas sísmicas.

En lo relativo a caminos, el daño que una estructura que forma parte de una vía de comunicación, como lo son los puentes, pueda tener a causa de un evento sísmico importante es razón suficiente para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras. Adicional a esto, una vía de comunicación como la Carretera Federal No. 200 merece especial atención dado a las poblaciones que conecta, así como a la falta de vías alternas.

A continuación se presentan las conclusiones más relevantes derivadas de los capítulos desarrollados en este trabajo:

1. En lo relativo a la importancia de los puentes en cuestión:

Los puentes sobre esta carretera (No. 200), diseñados en la década de los 70, y pese a que han sido reforzados para cubrir las solicitaciones actuales en relación a los camiones que por esta vía circulan, deben ser analizados para conocer su capacidad sísmica y ofrecer, de esta manera, medidas preventivas para minimizar los daños y pérdidas, tanto humanas como económicas.

2. En lo referente a la metodología para el análisis:

En puentes de longitud media, el análisis estático no lineal se presenta como una potente herramienta para el cálculo de la capacidad sísmica. Con los datos adecuados, llega a ser sumamente útil y práctico, y la información que proporciona puede ser fácilmente interpretada para conocer el comportamiento de una estructura. Debe señalarse que aún con las limitaciones propias del método (no es un análisis dinámico), proporciona mucha más información relativa a la vulnerabilidad sísmica de estructuras que lo obtenido con la filosofía actual de diseño por fuerzas.

3. En cuanto a la vibración ambiental como herramienta para la validación de modelos analíticos:

La vibración ambiental es una valiosa herramienta, la cual combina practicidad, sencillez, economía y una buena aproximación, para conocer el comportamiento de una estructura. Combinada con un modelo analítico, permite validar o rechazar el modelo con sólo comparar la información de los modos de vibrar.

Para el caso de puentes, y debido a la rigidez lateral que éstos presentan, es muy difícil obtener, con vibración ambiental, los primeros modos transversales de vibrar de la estructura. Se requeriría una fuente de excitación mucho mayor para que estos modos se vieran reflejados en la respuesta del puente. No obstante, ha sido suficiente con identificar el modo de flexión de la losa para validar los modelos analíticos de los puentes La Chuta y Motín de Oro.

4. En referencia a la capacidad sísmica:

Independientemente de las similitudes que la superestructura de los puentes analizados en este trabajo pueda presentar, la capacidad sísmica de un puente continuo de longitud media está directamente relacionada con la configuración de la subestructura, destacando la sección transversal de las pilas como parámetro fundamental para el comportamiento de la estructura. Lo cual, era algo que de antemano se esperaba.

Sin embargo, sin importar que los puentes estudiados hayan sido diseñados y construidos acorde a la normativa vigente en ese tiempo, éstos presentan deficiencias ante las normativas actuales, las cuales han sido producto de los avances en la ingeniería sísmica y estructural y fueron representadas mediante la aplicación del espectro de diseño actual. Medidas preventivas son necesarias en estas estructuras.

Cabe señalar que el análisis realizado sólo considera el comportamiento a flexión de la estructura. Esto debe resaltarse para el análisis pushover efectuado en la dirección transversal del puente Motín de Oro, el cual cuenta con pilas cuyo desempeño en esta dirección es semejante al de un muro, por lo cual es más probable que la falla que se presente sea producto de la fuerza cortante, y por lo tanto sea una falla frágil. Debido a las propiedades de la sección transversal de las pilas en cuestión, es difícil que la fuerza cortante a la que pueda estar sometido el puente supere la fuerza cortante resistente de una columna de concreto de estas características. Este punto debe ser considerado para la complementación futura de éste trabajo.

Un paso adicional se dio al evaluar la demanda sísmica con base en el uso de espectros de aceleraciones promedio para diferentes periodos de retorno. Estos permiten evaluar las

estructuras ante diferentes magnitudes de escenarios sísmicos. Nuevamente, las condiciones actuales de diseño superan en la mayoría de los casos la capacidad de los puentes.

5. En cuanto a los daños esperados en los puentes:

Los daños son variables en cada puente. Estos abarcan desde daños ligeros hasta daños severos. En este trabajo únicamente se han presentado el estado de daños de manera esquemática y cualitativa.

El puente La Chuta, debido a la sección circular de sus pilas, presenta estados de daño similares en dirección longitudinal y transversal. Sobresale su comportamiento para el espectro de aceleraciones promedio, para un periodo de retorno de 100 años sin daños esperados, pero son notorios los daños que pueden presentarse para periodos de retorno extremos de 500 y 1000 años.

Más notorio es el comportamiento del puente Motín de Oro, en el cual no se espera daño alguno en dirección transversal, debido a la rigidez y resistencia que aportan las columnas y a que su desplazamiento se encuentra restringido en los estribos. Totalmente opuesto al desempeño en dirección longitudinal, donde las columnas presentan un espesor de únicamente 80 cm y para un espectro de aceleraciones promedio con $T_r = 100$ años ya presenta daños en la subestructura; y que para un periodo de retorno de 1000 años lleva el puente cercano al punto de colapso. Medidas preventivas y de mejora del comportamiento en dirección longitudinal de este puente son indispensables.

La utilidad del trabajo se dirige hacia la prevención, gestión y protección. Ingenieros, diseñadores y constructores deben tomar conciencia del fenómeno sísmico y de cómo las precauciones no deben ser subestimadas. Normalmente se da una alta importancia al diseño sismorresistente de estructuras nuevas, pero se deja a un lado la revisión y prevención en muchas de las estructuras existentes, y en este caso, los puentes.

El trabajo realizado pretende mostrar también la utilización de una metodología relativamente simple para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros.

7.2 Futuras líneas de investigación

Claramente cualquier trabajo de investigación concluye una vez alcanzados los objetivos básicos de su planteamiento y este trabajo no es la excepción a la regla. También es cierto que la reflexión científica y tecnológica de cualquier nuevo método, procedimiento o producto es un sólido punto de apoyo para el progreso del conocimiento, del bienestar y la sociedad. En este apartado de cierre se destaca una muestra de las propuestas de desarrollo que se consideran más relevantes.

- La actualización del Manual de Diseño de Obras Civiles para que su uso como normativa en el diseño, revisión y mantenimiento de puentes se extienda.
- Ampliar el uso de Vibración Ambiental a puentes de mayor importancia.
- Involucrar el desempeño relativo a la fuerza cortante en las pilas donde la flexión no sea el comportamiento que rija.
- Desarrollar puntos cuantitativos para el estado de daños en los puentes analizados.
- Generar curvas de fragilidad para los puentes estudiados, a fin de continuar con la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en puentes.
- Refinar este procedimiento de obtención de curvas de capacidad para extender su aplicación a otros tipos de puentes.
- Establecer medidas de prevención, rehabilitación y refuerzo para puentes cuya capacidad sísmica se vea rebasada por las condiciones de diseño actuales.

REFERENCIAS

ANIPPAC. 2002. *Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas.* México D.F. : Instituto de Ingeniería UNAM, 2002.

Atiaga, G. y Demoraes, F. 2003. *Vulnerabilidad sísmica de pasos elevados y puentes que forman parte de la infraestructura vial del Distrito Metropolitano de Quito adaptación y aplicación de la metodología hazus®99.* Quito : IG-EPN, 2003.

Bazán, Enrique y Meli, Roberto. 2007. *Diseño sísmico de edificios.* México : Limusa, 2007.

Bozzo Rotondo, Bozzo Chirichigno, Barbat. 1999. *Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas.* s.l. : Reverté, 1999.

CENAPRED. 2001. *Sismos.* México D.F. : Centro Nacional de Prevención de Desastres, 2001.

CFE. 1993. *Manual de diseño de obras civiles, diseño sísmico.* México : CFE, 1993.

Echeverría, Belem. 2006. *Obtención de las propiedades dinámicas de cuatro puentes tipo PIV.* Morelia : Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 2006.

EERI. 1996. *Post-Earthquake Investigation Field Guide.* s.l. : Earthquake Engineering Research Institute , 1996.

EHE. 2008. *Instrucción Española del Hormigón Estructural.* Comisión Permanente del Hormigón. 2008.

FEMA, Federal Emergency Management Agency. 2000. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.* 2000.

Galván, Arturo. 2008. *Vulnerabilidad sísmica del puente Infiernillo II.* Morelia : Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 2008.

Gómez Soberón, Consuelo, Oller, Sergio y Barbat, Alex. 2002. *Evaluación de la vulnerabilidad del puente Warth en Austria.* Barcelona : Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil , 2002.

Habibullah, Ashraf y Pyle, Stephen. 1998. *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis.* Berkeley : Computers and Structures, Inc., 1998.

- Jara, J. M. 2008.** *Peligro sísmico en el estado de Michoacán*. Morelia : Comunicación personal, 2008.
- Jara, J. M. y Jara, M. 2007.** *Peligro Sísmico*. Morelia : COECYT, 2007.
- Krafft, Maurice. 1993.** *Volcanoes: Fire from the Earth*. New York : Harry N. Abrams, Inc., 1993.
- Long, Michael. 2004.** *Analysis of Rotational Column with Plastic Hinge*. Buffalo, NY. : Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2004.
- Mander, John. 1998.** *Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges*. New York : University at Buffalo, 1998.
- Mena Hernández, Ulises. 2002.** *Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas*. Barcelona : Universidad Politécnica de Cataluña, 2002.
- Moreno, Rosangel. 2006.** *Evaluación del riesgo sísmico en edificaciones mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Barcelona : Universidad Politécnica de Cataluña, 2006.
- Nava, Alejandro. 1993.** *La inquieta superficie terrestre*. México D.F. : Fondo de Cultura Económica, 1993.
- Nava, Alejandro. 1987.** *Terremotos*. México D.F. : Fondo de Cultura Económica, 1987.
- Piña, Freddy. 2004.** *Revisión y aplicación de métodos de análisis sísmico a puentes carreteros*. Santiago : Departamento de Investigaciones Científicas y Tecnológicas, Universidad de Santiago de Chile, 2004. págs. 49-53.
- Rojas, R., y otros. 2005.** *Estudio con vibración ambiental de un puente peatonal*. Morelia : 1º Foro Académico de la DES de Ingenierías y Arquitectura de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo., 2005.
- Rojas, Rafael, Jara, José Manuel y Jara, Manuel. 2008.** *Capacidad sísmica de puentes típicos para estimar su vulnerabilidad*. Morelia : Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 2008.
- Scott, Michael H. y Fenves, Gregory F. 2006.** *Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements*. s.l. : Journal of Structural Engineering, 2006.
- Wilson, E. y Habibula, H. 2007.** *SAP 2000: Static and Dynamic finite element analysis of structures non linear*. Berkeley : Computers and Structures, Inc., 2007.