



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Departamento de Estructuras



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Tesis para obtener el grado de:

LICENCIATURA

Presenta

JUAN IGNACIO LÓPEZ PÉREZ

Asesor de Tesis:

Dr. José Manuel Jara Guerrero

Morelia, Michoacán, Enero 2010

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Agradecimientos

Primero que nada a mi familia, principalmente a mi madre Obdulia por apoyarme en toda mi trayectoria académica y más que eso alentarme cuando la situación se tornaba difícil. Porque su apoyo siempre fue incondicional y lo sigue siendo. A mis hermanos Diana y Daniel porque siempre respetaron el tiempo que le dediqué al estudio y porque me apoyaron en todo y lo siguen haciendo aunque a veces soy un poco difícil. A mi tía Lina, con la que he compartido buenos y malos momentos pero al fin compartidos, al igual que hemos compartido un techo. Pues sin su apoyo y entendimiento tampoco hubiera llegado hasta este punto.

A mis abuelos (María y Alberto) porque sin importar lo que yo haga ellos siempre me han apoyado y se que lo seguirán haciendo, así como yo lo haré con ustedes. A mi otra tía (Mayo) por brindarme su apoyo y sus consejos. A mis amigos que se quedaron con las ganas de hacer algo o ir a algún lado conmigo cada vez que se me ocurría quedarme a estudiar para un examen o realizando algún trabajo.

A mis profesores que sin ellos asistir a la escuela hubiera sido en vano. Porque muchos de ellos me aportaron invaluable conocimiento y otros más sus valiosas experiencias. Un agradecimiento particular a mi asesor el Dr. José Manuel Jara por tenerme tanta paciencia y por regalarme parte de su tiempo cuando requerí su apoyo y opinión durante el desarrollo de este trabajo.

Gracias además a las instituciones que durante mi recorrido han sido trascendentes y que sin conocerme confiaron en mí. En especial a la más reciente que es mi Facultad, la Facultad de Ingeniería Civil. Además aprovecho para agradecer al personal administrativo que en ella labora, pues son parte fundamental de la operación de la misma. Gracias al gobierno del estado de Michoacán por haberme otorgado una beca a través del programa Pronabes para apoyarme con mis estudios de Licenciatura, así como al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por haberme brindado el apoyo económico para realizar este trabajo.

Para finalizar agradezco todas aquellas personas o instituciones que directa o indirectamente aportaron conocimiento para que este trabajo pudiera ser realizado.

Resumen

El análisis de la respuesta sísmica en estructuras ha adquirido una gran importancia en el área de diseño, así como en la predicción del daño que puede causar un terremoto. La eficacia de las técnicas para evaluar la respuesta sísmica define el nivel de confiabilidad que éstas tendrán. A pesar de que existen diversas metodologías no pueden aplicarse indiscriminadamente en todos los casos por igual, pues cada situación es distinta y tiene sus particularidades que o bien benefician o perjudican la utilización de cierta metodología.

Durante los siguientes capítulos se explorará algunas de estas metodologías y al final se presentará su aplicación a un par de puentes del Estado de Michoacán. A continuación se manifiesta de forma general el contenido de cada capítulo.

El primer capítulo contiene la introducción al tema y el objetivo del trabajo. En el segundo capítulo se plasman conceptos generales que serán de interés en los capítulos posteriores, como lo referente a la localización de temblores y algunos principios de la sismicidad en el mundo. A través del tercer capítulo haremos un enfoque a la sismicidad en México y plantaremos las bases de los estudios de peligro sísmico. Para el cuarto capítulo se analizará lo referente a mediciones de vibración ambiental en estructuras y su aplicación directa en puentes. Además se presentarán algunos registros de medición y su análisis para obtener las propiedades dinámicas en estructuras. Durante el capítulo cinco se explicarán los criterios para la realización de los modelos analíticos de los puentes. También se plantean y desarrollan los métodos que serán utilizados para su análisis a través de software computacional. Por último en el capítulo seis se presentarán los resultados obtenidos de los modelos analíticos así como las conclusiones del trabajo.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Contenido

Capítulo 1	7
Introducción	7
1.1 Introducción	7
1.2 Objetivo	10
Capítulo 2	11
Aspectos Generales.....	11
2.1 Conceptos básicos	11
2.1.1 Clasificación de puentes.....	11
2.1.2 Sismicidad.....	11
2.1.3 Sismicidad en México y el mundo	14
2.1.4 Tectónica de placas	15
2.1.5 Ondas sísmicas	16
2.1.6 Aparatos de medición	17
2.1.7 Localización de temblores.....	18
2.1.8 Escala de medición	18
Capítulo 3	22
Sismicidad en la República Mexicana.....	22
3.1 Fuentes sísmicas.....	22
3.1.1 Clasificación.....	22
3.1.2 Sismicidad y fuentes sísmicas en México	24
3.2 Descripción de características de temblores en México.....	28
3.2.1 Zonificación sísmica.....	28
3.2.2 Estimación de los efectos de sitio	29
3.2.3 Riesgo, peligro y vulnerabilidad sísmica.....	30
3.2.3.1 Enfoques para evaluar el peligro sísmico.....	31
3.2.3.2 Parámetros para estimar el peligro sísmico.....	33
3.2.3.3 Potencial sísmico de las fallas	34
3.2.3.4 Procesos de ocurrencia	37
3.4 Leyes de atenuación de las ondas sísmicas.....	41
3.5 Espectros de Respuesta	46

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Capítulo 4	47
Mediciones de vibración ambiental en puentes.....	47
4.1 Descripción de las mediciones	51
4.2 Procesamiento de las señales en el tiempo	53
4.3 Propiedades dinámicas	57
4.4 Estadísticas de puentes en México	63
Capítulo 5	69
Modelos estructurales	69
5.1 Descripción de los modelos.....	69
5.2 Métodos de Análisis	91
5.3 Análisis estático no lineal (Pushover).....	94
5.4 Análisis paso a paso.....	97
Capítulo 6	101
Espectros de Capacidad de puentes.....	101
6.1 Descripción de un espectro de capacidad.....	101
6.2 Espectro de demanda	102
6.3 Análisis de los resultados	103
Conclusiones	134
Referencias.....	135

Capítulo 1

Introducción

1.1 Introducción

Desde que el ser humano comenzó a construir, sus estructuras se han visto afectadas por fenómenos naturales como son sismos, huracanes e incluso la misma intemperie. La vulnerabilidad de las estructuras a estos eventos depende en gran parte de 2 aspectos, su ubicación con respecto al origen del evento y la capacidad que tiene para resistirlo. En cuanto a los huracanes y a la intemperie podemos decir que afectan directamente a estructuras situadas en zonas muy específicas, ya sea cerca de la costa o en lugares con ambientes agresivos. Sin embargo no aplica lo mismo para los sismos, pues estos pueden originarse por distintas causas y en cualquier lugar del globo terráqueo. De aquí su gran importancia y su enfoque en este trabajo.

Por las razones antes expuestas la infraestructura de ciudades de todo el mundo se ve afectada por eventos sísmicos de gran magnitud, que aún hoy en día dejan como resultado pérdidas económicas pero sobre todo humanas. Como respuesta a este estímulo surge desde hace ya varias décadas la necesidad de incrementar el conocimiento en el área de la Ingeniería sísmica para de alguna forma mitigar las consecuencias originadas por la ocurrencia de temblores. Se hace necesario al mismo tiempo establecer un conjunto de normas y guías de diseño que establezcan un criterio en la construcción de estructuras para garantizar un buen desempeño desde la etapa de diseño.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

El conocimiento en todas las áreas crece día con día y obliga a una actualización constante de las fuentes de información. El área de la construcción no es la excepción y constantemente está evolucionando a través de sus leyes, normas, códigos y reglamentos. Esta evolución se ve reflejada en un mejor comportamiento de las estructuras al ser sometidas a esfuerzos externos como puede ser un sismo.

Existen en México instituciones gubernamentales como la *Secretaría de Comunicaciones y transportes (SCT)* que se encargan del monitoreo y mantenimiento de estructuras, que en el caso de dicha secretaría, le confieren exclusivamente aquellas que forman parte de las vías de comunicación, ya sean ferrocarriles, aeropuertos, puertos y por supuesto carreteras.

Hay estructuras que por su función son de vital importancia para las vías de comunicación y que deben seguir siendo operacionales aún después de ser afectadas por un sismo. Entre ellas se encuentran los puentes, cuya función primaria es la de unir lugares que naturalmente no lo están. La presencia de un puente denota intercambio comercial y desarrollo económico, pero en situaciones de alerta y/o contingencias naturales representa un medio importante de apoyo para las zonas afectadas.

Una vez que se ha plasmado la importancia de los puentes es posible pasar a los hechos. Se sabe que la sollicitación de los puentes actuales difiere de aquella para la que fueron diseñados, esto significa que se encuentran sometidos a cargas mucho mayores. Debería esperarse que los puentes evolucionen al mismo ritmo que las cargas que sobre ellos transitan, sin embargo esto conllevaría a la reconstrucción continua de la mayoría de los puentes y por tanto a una inversión económica muy fuerte que no todos los países pueden solventar.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

En México se han tomado acciones por parte del gobierno Federal mediante la *SCT* a través de programas de mantenimiento y rehabilitación de puentes que mantienen a los puentes en un estado funcional a un costo más razonable. Durante el desarrollo del proyecto del que este trabajo forma parte se pretende dar a conocer un enfoque diferente de estos programas y fomentar su optimización, mediante el estudio de un gran número de puentes de la red carretera Nacional.

1.2 Objetivo

Como se ha venido mencionando existen programas de rehabilitación de puentes dirigidos por la *SCT* que se encargan de mantener a los puentes en buen estado, de manera que sigan siendo funcionales sin la necesidad de ser sustituidos. Estos programas tienen un criterio de evaluación de puentes basado en la observación directa asignando un nivel de daño a los puentes según el grado de deterioro observado. A pesar de que con este procedimiento se puede definir el estado de daño de forma muy rápida, puede no ser del todo representativo del estado del puente.

El Departamento de Estructuras perteneciente a Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (U.M.S.N.H.) sugiere complementar los programas de evaluación de puentes con estudios de evaluación sísmica. Con estos estudios se pretende que, además de definir mediante observación directa si el puente requiere mantenimiento o rehabilitación, se pueda obtener el comportamiento del puente bajo la acción de las cargas actuales y su grado de vulnerabilidad desde el punto de vista sísmico.

Como parte del proyecto “Desarrollo de un procedimiento para reducir la vulnerabilidad sísmica de puentes en México”, del cual se hablará posteriormente, los investigadores del Departamento de Estructuras se plantearon revisar con este nuevo criterio un gran número de puentes de la zona costera del estado de Michoacán. Este trabajo forma parte de dicho proyecto y tiene como finalidad evaluar desde el punto de vista sísmico un par de esos puentes, así como mostrar la utilización de la vibración ambiental como herramienta para conocer las propiedades dinámicas de los puentes.

Capítulo 2

Aspectos Generales

2.1 Conceptos básicos

Con la finalidad de lograr una mejor comprensión, se presenta a continuación una serie de conceptos cuyo conocimiento es imprescindible para el análisis del proyecto. Así mismo se incluyen datos que en momentos posteriores serán utilizados como referencia.

2.1.1 Clasificación de puentes

Un puente es una estructura utilizada para salvar ya sea obstáculos naturales o artificiales, cuya finalidad es unir caminos. Las partes que lo conforman son:

- Superestructura
 - a) Elementos portantes
 - b) Diafragmas
 - c) Sistemas de piso: losas
- Subestructura
 - a) Pilas
 - b) Cimentación: zapatas, pilotes, pilas.
 - c) Caballetes o estribos

➤ Otros

- a) Pilastrones, juntas de dilatación, sistemas de drenaje, en el equipamiento parapetos y señalizaciones.

Los puentes se pueden clasificar de la siguiente manera:

❖ Por su función y utilización

- Puentes peatonales
- Viaductos
- Pasos carreteros
- Pasos Ferroviarios

❖ Materiales de construcción

- Madera
- Mampostería
- Acero estructural
- Concreto armado
- Concreto Presforzado

❖ Tipo de estructura

- Librementes apoyados
- Tramos continuos
- Arcos
- Atirantados
- Colgantes
- Doble voladizo
- Híbridos

Existe otra clasificación [Jara, 2005] basada en los tipos de puentes construidos por la Secretaría de Comunicaciones en México:

- Puentes con armaduras y estereoestructuras
- Puentes con arcos metálicos
- Puentes con arcos de concreto
- Puentes a base de trabes metálicas
- Puentes de concreto reforzado
- Puentes de concreto pretensado
- Puentes de concreto postensado
- Puentes de paso inferior vehicular

2.1.2 Sismicidad

Puesto que aún no es posible predecir la ocurrencia de temblores, en la actualidad la mayor cantidad de esfuerzos se enfocan hacia la mitigación de sus efectos.

En la antigüedad los temblores eran asociados a la mitología de cada región a través de eventos fantásticos. No fue hasta el siglo V que el hombre comenzó a buscar una explicación racional a este fenómeno, cuya investigación estuvo a cargo de los filósofos griegos Anaxágoras y Demócrito, pasando por Aristóteles. Todas sus teorías estaban basadas en la existencia de elementos como el agua, el aire y el fuego que se encontraban en el interior de la tierra y que al combinarse provocaban movimientos en la corteza terrestre; Otras teorías como la de Alberto Magno introdujeron la influencia de los astros en este fenómeno.

Fue hasta el siglo XIX que Newmann diferenció el origen de los temblores y de los volcanes y en 1912, Alfred Wegener desarrolló la teoría de la tectónica de placas que rige actualmente.

2.1.3 Sismicidad en México y el mundo

En el siglo pasado se registraron 3574 eventos sísmicos con magnitud mayor que 6.0, concentrados principalmente en el cinturón de fuego; de los cuales los de mayor magnitud fueron superficiales. Mientras que con magnitud mayor que 8.0 el USGS (United States Geological Survey) estimó que se presentaron uno cada 1.27 años en promedio. En cuanto a México el temblor de mayor magnitud fue el de las costas de Jalisco en 1932, con una magnitud de 8.1, así como el de Michoacán en 1985, Oaxaca 1928 y Jalisco 1995 que han alcanzado una magnitud de 8.0 o mayor.

El estudio de las fuentes sísmicas y los efectos que producen sobre las estructuras se debe principalmente a las pérdidas humanas que se generan cuando se produce un evento, prueba de ello es el temblor de China en 1556 que originó la muerte de 830,000 personas aproximadamente.

2.1.4 Tectónica de placas

Aunque no se conoce con precisión la composición de la tierra, se reconoce que está formada por un núcleo, rodeado por el manto, y en cuyo perímetro se encuentra la corteza terrestre. Ésta última también llamada litósfera está formada con roca sólida de espesor variable de 10 km en los mares y 40 km en los continentes.

Se conoce como placas tectónicas a los fragmentos en que está dividida la litósfera; estas placas se deslizan sobre la astenósfera que es la parte externa del manto, el cual está compuesto por roca fundida que es de donde emerge la lava de los volcanes. Es por esto que la temperatura se incrementa conforme se desciende al interior de la tierra, llegando a alcanzar hasta los 4200° C.

Campo magnético en la tierra. En el siglo XVII se postuló que existía un potente magneto en el interior de la tierra, para justificar el campo magnético. Esta teoría no perduró mucho gracias a que Pierre Curie demostró que a temperaturas mayores de 500° C se pierde el magnetismo de un material. En términos prácticos a 20 ó 30 km de profundidad, la temperatura alcanza el punto Curie lo que imposibilita la existencia de dicho magneto en el centro de la tierra.

Cuando la temperatura sobrepasa el punto Curie y luego se enfría adquiere un campo magnético, el cual almacena la dirección del campo magnético de la tierra en ese momento.

Al estudiar este fenómeno se encontró que hay porciones de la corteza con campos magnéticos apuntando en diferentes direcciones que incluso llegan a ser opuestos entre sí. Debido a esto fue posible determinar la edad en que se formaron estas placas, sin embargo un hecho interesante es que se descubrió que la tierra cambia su polaridad periódicamente.

Deriva continental. A causa de la diferencia de temperaturas entre el núcleo y la corteza se generan corrientes de convección que provocan el desplazamiento de la litósfera y a su vez el nacimiento de nueva corteza en los océanos. Éste movimiento constante originó la actual distribución de los continentes por lo que es también causante de la formación de las fuentes sísmicas.

2.1.5 Ondas sísmicas

Las ondas sísmicas se producen al ocurrir un evento sísmico y se propagan en todas direcciones desde el origen o foco del temblor. Aquellas que se transmiten en el interior de la tierra se conocen como ondas de cuerpo y fundamentalmente son de 2 tipos: de compresión (ondas P) y de cortante (ondas S). Las ondas P viajan comprimiendo el material y provocando deformaciones volumétricas mientras que las ondas S provocan deformaciones transversales en los materiales en los que viajan, además de que estas últimas no se transmiten en líquidos o gases.

Las ondas P viajan a mayor velocidad que las ondas S y por ello se registran primero en los instrumentos de medición. La velocidad de las ondas P es alrededor de 1.73 veces la velocidad de las ondas S.

La refracción y reflexión de las ondas origina que las ondas que llegan a la superficie sean distintas a las que viajan a través de la corteza. Las principales ondas superficiales son las ondas Love (que se transmiten similarmente a las ondas S) y las ondas Rayleigh que mueven el terreno vertical y horizontalmente, por lo que las partículas describen movimientos elípticos semejantes a las olas de mar.

En suelos estratificados la combinación de ambos tipos de onda originan un movimiento en el terreno de sustentación.

2.1.6 Aparatos de medición

La necesidad de tener una medida cuantitativa de los temblores para estimar su tamaño, ha llevado al desarrollo de tecnologías que permitan estimar con precisión sus efectos. China es un pionero en el área, al haber desarrollado un aparato que permitía conocer la dirección de las ondas sísmicas. Actualmente destacan 2 tipos de instrumentos: sismógrafos y acelerógrafos.

Los sismógrafos están formados por una masa suspendida sobre un marco que se encuentra sujeto al terreno, el desplazamiento relativo entre ambos elementos se imprime en un papel que gira alrededor de un cilindro; al registro obtenido en dicho papelse le llama sismograma. Más recientemente se desarrollaron algunos que miden el movimiento a través de impulsos eléctricos, Sin embargo tienen la limitación de que pueden exceder su escala de medición al registrar eventos fuertes.

Los acelerógrafos son los más utilizados para la ingeniería civil, pues no presentan el problema de exceder su escala de medición, a pesar de que llegan a activarse con movimientos sísmicos muy pequeños. Otra de sus ventajas es que no registran continuamente, sino que comienzan a funcionar cuando se presenta un evento sísmico importante (parámetro que se puede modificar, según las necesidades). En la ciudad de Morelia se cuenta con 3 acelerógrafos que registran los eventos en suelos de propiedades distintas.

2.1.7 Localización de temblores

La localización de un temblor se logra determinando su foco o epicentro. El foco es el punto donde inicia el movimiento de las placas, mientras que el epicentro es la proyección vertical de ese punto sobre la superficie. La distancia de ocurrencia de un temblor se mide con base en la diferencia de tiempo de arribo entre las ondas P y las ondas S. Para lograr lo anterior se requieren registros de al menos 3 estaciones, de las cuales se estimará la distancia al epicentro de forma independiente con la siguiente fórmula:

$$R_i = \frac{(\Delta T_{sp})}{\left(\frac{1}{V_s}\right) - \left(\frac{1}{V_p}\right)} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde: R_i = radio o distancia epicentral en la estación i

$(\Delta T_{sp})_i$ = Desfase temporal entre ondas "S" y "P" en la estación

V_s y V_p = Velocidad de las ondas "S" y "P" respectivamente.

Una vez obtenida la distancia epicentral para cada una de las estaciones se traza un círculo con centro en cada estación y con radio igual a dicha distancia (R_i). La intersección de dichos círculos mostrará la localización del epicentro.

2.1.8 Escalas de medición

Principalmente existen 2 escalas de medición, la de magnitud que representa una medida indirecta de la energía liberada por un temblor y la de intensidad que mide el efecto del temblor en personas, objetos y estructuras en un sitio determinado. Debido a lo anterior a cada sismo se le asigna una sola medida de magnitud, aunque varias intensidades según los daños originados por el evento en cada lugar.

Existen diversas escalas que permiten definir la magnitud de un evento sísmico en función de distintos parámetros, por los cuales están definidas sus ventajas y limitaciones. A continuación se presentan las mayormente aceptadas.

Escala de Richter ó magnitud local (M_L)

Introducida en la década de 1930 por Richter a partir del estudio de sismos en California. En ella se especifica que un temblor que produce una amplitud 0.001mm, en un sismógrafo del tipo *Wood Anderson* localizado a 100 km del epicentro tiene magnitud "0". A partir de lo anterior, la magnitud se calcula como:

$$M_L = K + \text{Log } A \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde $A = \text{Máxima amplitud registrada por el sismógrafo}$

$K = \text{Constante que toma en cuenta la distancia y profundidad al epicentro.}$

Para extender el concepto a otras partes del mundo y para diferentes instrumentos se propuso lo siguiente:

$$M = \text{Log } A + f(d, h) + C_s + C_R \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde $A = \text{amplitud de cierto tipo de onda}$

$f(d,h) = \text{función que toma en cuenta la distancia epicentral y la profundidad del foco}$

$C_s = \text{corrección de acuerdo al tipo de estación}$

$C_R = \text{corrección de acuerdo a la región}$

Estas son algunas de las escalas más empleadas:

- *Magnitud de ondas superficiales (M_s)*

Es una de las más utilizadas a nivel mundial, se calcula con base en las ondas Rayleigh con periodo cercano a los 20 segundos. No describe adecuadamente temblores originados a profundidades mayores que 70 km ni temblores de magnitud pequeña.

- *Magnitud de ondas de cuerpo (M_b)*

Obtenida a partir de la máxima amplitud de las ondas “P” de la componente vertical de un sismograma con periodo cercano a 1 segundo. No describe adecuadamente temblores con áreas de ruptura grandes. Otra medida similar es la M_B cuya principal diferencia es que utiliza ondas con periodos de entre 1 y 10 segundos.

- *Magnitud de coda (M_c)*

Se determina con las ondas registradas al final del registro. Es conveniente para medir temblores de origen local.

- *Magnitud de momento sísmico (M_w)*

Fue propuesta con la finalidad de reducir las limitaciones que sus predecesoras tienen, además de incluir por primera vez los parámetros físicos de la falla.

Primeramente el momento sísmico se define como:

$$M_o = \mu AD \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde: μ =rigidez al cortante

A = área de ruptura

D = deslizamiento promedio

La magnitud de momento está definida como:

$$M_w = 0.667 * (\text{Log } M_o - 16.05) \quad \text{Ecuación 5}$$

Aunque las distintas escalas de magnitud son consistentes entre los valores de 5 y 6.5, su valor máximo varía ampliamente; esto es debido a que la amplitud de las ondas sísmicas empleadas no se incrementa conforme se incrementa la energía liberada, lo que ocurre cuando la longitud del tipo de onda utilizada, es mucho más pequeña que la fuente sísmica.

Escalas de intensidad

No siempre se contó con sismógrafos que permitieran definir escalas de magnitud, por lo que fue necesario proponer escalas basadas en los efectos que provocaban los temblores, estas escalas fueron llamadas de intensidad. Estas escalas llegan a ser muy subjetivas, pues dependen principalmente de la percepción; a pesar de ello son usadas actualmente en sitios instrumentados. Dentro de esta clasificación se encuentran las siguientes:

- *Intensidad de Rossi y Forel.* Fue una de las primeras en utilizarse; esta se medía en grados del **I** al **X** y ha servido como base para las que utilizamos actualmente.
- *Intensidad de Mercalli Modificada.* Es de las más utilizadas en América, al ser modificada quedó descrita por los grados del **I** al **XII**, correspondiendo el **I** a un temblor que poca gente percibe y el **XII** a destrucción total.
- *Intensidad de Mercalli Cancani Sieberg.* Está conformada por 12 niveles y se basa en el porcentaje de edificios dañados. Es útil en poblaciones con edificaciones con estructuras y calidades de construcción estándar.
- *Intensidad MKS.* Propuesta por Medvedev, Sponheuer y Karnik y utilizada ampliamente en Europa. Cuenta también con doce grados, sin embargo considera algunos valores cuantitativos.
- *Intensidad JRA.* Fue propuesta por la Agencia meteorológica Japonesa y cuenta con 8 grados de intensidad.

Es importante señalar que se debe ser sumamente cuidadosos en el uso de las distintas escalas, de esta forma se evitarán confusiones en su interpretación.

Capítulo 3

Sismicidad en la República Mexicana

3.1 Fuentes sísmicas

Como su nombre lo indica, las fuentes sísmicas representan los fenómenos que originan la actividad sísmica. En su mayoría las fuentes sísmicas se deben a fallas localizadas en la litósfera, aunque pueden ser de otro tipo como el nacimiento de nuevos volcanes.

3.1.1 Clasificación

Las fallas son originadas principalmente en la frontera de las placas tectónicas y se clasifican en:

Fallas de subducción o convergencia. Se originan cuando las placas oceánicas por ser de menor espesor se introducen por debajo de las placas continentales. Estas se encargan de disipar aproximadamente el 90% de la energía sísmica mundial. Este tipo de fallas generan una gran cantidad de vapores a altas temperaturas que deforman la corteza y dan lugar a los volcanes.

La mayoría están situadas entre el Océano Pacífico y los continentes que lo rodean (Cinturón de Fuego ó Circumpacífico). México forma parte de esta zona, por lo que los temblores de subducción son los que ocurren más frecuentemente y tienen la mayor magnitud. Estos sismos se producen en la frontera de la Placa de Norteamérica con las fronteras de las Placas de Cocos y de Rivera. A causa de estas fallas se produjo el temblor de mayor magnitud en la historia sísmica del país; este ocurrió en el estado de Jalisco en 1932 con una magnitud de entre 8.2 y 8.4.

Sin embargo, el temblor que mayores pérdidas económicas y de vidas ha ocasionado en México, fue el del 19 de Septiembre de 1985 en las costas de Michoacán. Las mayores intensidades se dieron para los lugares más cercanos al epicentro; pero hubo excepciones como en la Ciudad de México y en Ciudad Guzmán, Jalisco, donde hubo amplificaciones asociadas a las características del suelo.

Fallas de transformación. Se originan por el movimiento relativo transversal entre 2 placas tectónicas, aunque no ocurren tan a menudo como los de subducción son más peligrosos por darse a menor profundidad en las poblaciones cercanas a las fallas. Este tipo de fallas se presentan principalmente desde el estado de California en los E.U. hasta el norte de México específicamente en la Península de Baja California, donde representa la principal causa de actividad sísmica en esa región.

Fallas normales. Cuando la placa del océano se introduce por debajo de las placas del continente, su peso propio y los esfuerzos de tensión debidos a la flexión de la placa por efecto de las corrientes de convección, origina que eventualmente se produzca una falla por tensión, lo cual da origen a un evento sísmico. Su ocurrencia y magnitud son menores que los provocados por una falla de subducción. Sin embargo suelen ser más peligrosos que los de subducción porque no se generan en la costa, sino en el interior del continente. En nuestro país se presentan principalmente en la parte sureste. Una de estas fallas puede ser el origen del temblor del 19 de Junio de 1858 en Michoacán, donde Morelia y Pátzcuaro fueron los más afectados.

Fallas locales. Se generan cuando la corteza continental es deformada por la subducción de la placa oceánica generando el nacimiento de volcanes. La morfología de la tierra se debe a este tipo de fallas. Llegan a generar eventos de magnitud intermedia pero de alta peligrosidad a causa de su poca profundidad. En México, una falla debido a esta fuente sísmica es el Graben de Acambay que se prolonga hasta Pátzcuaro y que originó un temblor de magnitud 7.0 en 1912.

Frontera divergente o de crecimiento. Parte del magma que emerge del interior de la tierra lo hace entre la frontera de 2 placas tectónicas; como la que se encuentra en el Océano Atlántico que genera un alejamiento de 7cm por año entre los continentes Europeo y Americano.

En este tipo de fronteras se producen eventos sísmicos, pero su ubicación los hace poco importantes para la ingeniería civil.

Otro tipo de fallas sísmicas son las corticales, que corresponden al nacimiento de cordilleras volcánicas. A pesar de que generalmente son de magnitud menor a 7.0 llegan a producir temblores importantes pues se originan prácticamente en la superficie.

3.1.2 Sismicidad y fuentes sísmicas en México.

A excepción de la frontera divergente, en México existen fuentes sísmicas de todo tipo. Los epicentros registrados entre 1964 y 1995 muestran información relevante sobre estas fuentes, como son: la subducción de la Placa de Cocos y de la placa de Rivera, la falla normal que se encuentra dentro del continente como una prolongación de la falla de subducción, la de transformación en el norte del país paralela a la península de Baja California, y aunque en menor número las fallas locales. Siendo de todas ellas la de subducción la que genera mayor actividad.

A continuación se presenta una tabla que muestra los eventos sísmicos con magnitud mayor a 5.0 en la escala de Richter ocurridos desde el mes de Marzo del año 2000 hasta Enero del 2010.

Evento	Fecha	Hora	Lat.	Long.	Prof.(Km)	Mag.	Zona
<u>1</u>	18/01/2010	09:40:31	13.9	-90.67	124	5.9	185 km al SURESTE de CD HIDALGO, CHIS
<u>2</u>	30/12/2009	12:48:35	33.5	-115.4	7	5.8	98 km al NORTE de MEXICALI, BC
<u>3</u>	26/11/2009	13:08:16	13.5	-90.4	40	5.7	229 km al SURESTE de CD HIDALGO, CHIS
<u>4</u>	29/10/2009	04:52:57	18.9	-95.81	13	5.5	14 km al NOROESTE de ALVARADO, VER

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

<u>5</u>	24/09/2009	02:16:20	17.7	-107.4	21	6.2	347 km al SUROESTE de CIHUATLAN, JAL
<u>6</u>	18/09/2009	13:46:07	19.2	-108.5	10	5.6	379 km al SUROESTE de PUERTO VALLARTA, JAL
<u>7</u>	05/08/2009	04:13:33	29.2	-112.2	15	5.5	74 km al NOROESTE de M ALEMAN(LA DOCE), SON
<u>8</u>	03/08/2009	13:40:54	29.4	-113.5	10	5.9	171 km al NORESTE de GUERRERO NEGRO, BCS
<u>9</u>	03/08/2009	13:00:02	28.5	-112.2	10	6.9	84 km al SUROESTE de M ALEMAN(LA DOCE), SON
<u>10</u>	03/08/2009	12:55:22	29	-113	10	5.8	150 km al NORESTE de GUERRERO NEGRO, BCS
<u>11</u>	03/07/2009	06:00:11	25.2	-109.4	10	6	80 km al SUROESTE de LOS MOCHIS, SIN
<u>12</u>	03/06/2009	16:37:37	19.7	-109.2	7	5.6	358 km al SUR de CABO SAN LUCAS, BCS
<u>13</u>	22/05/2009	14:24:18	18.1	-98.44	45	5.7	26 km al SURESTE de CHIAUTLA DE TAPIA, PUE
<u>14</u>	03/05/2009	11:21:51	14.5	-91.89	77	5.9	33 km al SURESTE de CD HIDALGO, CHIS
<u>15</u>	27/04/2009	11:46:27	16.9	-99.58	7	5.7	23 km al NOROESTE de SAN MARCOS, GRO
<u>16</u>	05/01/2009	04:59:30	23.8	-108.9	18	5.6	115 km al NORESTE de SAN JOSE DEL CABO, BCS
<u>17</u>	16/10/2008	14:41:22	13.9	-92.5	23	6.6	97 km al SUROESTE de CD HIDALGO, CHIS
<u>18</u>	23/09/2008	21:33:06	17.2	-105.2	42	6.4	228 km al SUROESTE de MANZANILLO, COL
<u>19</u>	27/04/2008	19:06:29	18.1	-100	52	5.6	38 km al SUROESTE de TELOLOAPAN, GRO
<u>20</u>	14/04/2008	22:03:06	13.3	-91.04	40	6.5	197 km al SURESTE de CD HIDALGO, CHIS
<u>21</u>	13/03/2008	17:01:17	14.2	-93.87	16	5.5	175 km al SUROESTE de MAPASTEPEC, CHIS
<u>22</u>	12/02/2008	06:50:18	16.2	-94.54	90	6.6	44 km al SURESTE de UNION HIDALGO, OAX
<u>23</u>	09/02/2008	01:12:11	32.3	-115.1	10	5.5	7 km al NOROESTE de GPE VICTORIA(KM.43), BC
<u>24</u>	22/01/2008	23:49:25	13.8	-93.86	13	5.8	209 km al SUROESTE de CD HIDALGO, CHIS
<u>25</u>	04/01/2008	19:56:45	13.8	-92.12	63	5.6	94 km al SUR de CD HIDALGO, CHIS
<u>26</u>	26/11/2007	15:56:16	18.5	-101.3	53	5.6	46 km al SUROESTE de HUETAMO, MICH
<u>27</u>	26/11/2007	11:41:40	15.3	-93.36	87	5.6	48 km al SUROESTE de PIJIJAPAN, CHIS
<u>28</u>	06/11/2007	00:35:42	17.1	-100.1	9	5.6	10 km al NOROESTE de COYUCA DE BENITEZ, GRO
<u>29</u>	01/09/2007	14:14:24	24.3	-109.5	20	6.3	82 km al ESTE de LA PAZ, BCS
<u>30</u>	05/07/2007	20:09:19	16.9	-94.1	100	6.2	47 km al NOROESTE de CINTALAPA, CHIS
<u>31</u>	13/06/2007	14:29:48	13.3	-91.43	20	6.6	175 km al SURESTE de CD HIDALGO, CHIS
<u>32</u>	13/04/2007	00:42:22	17.1	-100.4	41	6.3	13 km al SUR de ATOYAC DE ALVAREZ, GRO
<u>33</u>	28/03/2007	08:28:55	25.4	-109.6	10	5.5	70 km al SUROESTE de AHOME, SIN
<u>34</u>	12/03/2007	20:58:59	26.5	-110.9	16	5.8	65 km al NORESTE de LORETO, BCS

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

<u>35</u>	19/08/2006	00:41:30	15.9	-97.3	52	5.5	19 km al SURESTE de RIO GRANDE, OAX
<u>36</u>	11/08/2006	09:30:41	18.3	-101.3	51	5.9	52 km al SUROESTE de HUETAMO, MICH
<u>37</u>	03/04/2006	21:30:27	18.9	-106.9	10	5.7	244 km al OESTE de CIHUATLAN, JAL
<u>38</u>	04/01/2006	02:32:31	28.1	-112.1	10	6.7	87 km al NORTE de SANTA ROSALIA, BCS(GS)
<u>39</u>	13/08/2005	21:51:56	15.9	-97.93	9	5.8	COSTA DE OAXACA
<u>40</u>	27/06/2005	06:35:45	18.8	-107.3	20	6.1	OCEANO PACIFICO
<u>41</u>	08/05/2005	12:07:33	20.6	-109.4	6	5.9	CORD. PACIFICO ORIENTAL
<u>42</u>	27/02/2005	19:05:59	18.8	-104.6	10	5.6	COSTA COLIMA
<u>43</u>	18/08/2004	04:03:10	16.3	-95.14	66	5.7	OAXACA
<u>44</u>	14/06/2004	17:54:23	16	-97.84	10	5.8	OAXACA
<u>45</u>	25/02/2004	12:22:22	13.6	-92.7	44	5.5	COSTA MEXICO-GUATEMALA
<u>46</u>	18/02/2004	04:59:29	23.7	-108.1	15	5.7	GOLFO DE CALIFORNIA SUR
<u>47</u>	13/01/2004	15:28:56	15.9	-97.03	16	5.5	COSTA DE OAXACA
<u>48</u>	01/01/2004	17:57:56	17	-101.8	10	5.8	COSTA DE GUERRERO
<u>49</u>	01/01/2004	17:31:50	17.4	-101.4	10	6.3	COSTA DE GUERRERO
<u>50</u>	25/08/2003	01:28:28	13.4	-91.41	60	6	COSTA GUATEMALA
<u>51</u>	19/05/2003	11:27:10	18	-105.8	5	6	COSTA DE MICHOACAN
<u>52</u>	12/03/2003	17:41:29	26.9	-111.1	7	5.9	GOLFO DE CALIFORNIA SUR
<u>53</u>	22/01/2003	13:41:40	18.6	-104.6	10	5.8	COSTA COLIMA
<u>54</u>	21/01/2003	20:06:31	18.2	-104.6	10	7.6	COSTA COLIMA
<u>55</u>	20/01/2003	20:46:52	13.3	-91.43	20	6.2	COSTA GUATEMALA
<u>56</u>	09/12/2002	21:09:36	17.5	-101.2	20	5.7	COSTA DE GUERRERO
<u>57</u>	08/11/2002	18:14:21	13.7	-91.51	24	5.6	COSTA GUATEMALA
<u>58</u>	03/10/2002	11:08:39	22.6	-108.1	10	6.2	CORD. PACIFICO ORIENTAL
<u>59</u>	19/06/2002	16:50:08	16.2	-98.08	10	5.5	COSTA GUERRERO-OAXACA
<u>60</u>	07/06/2002	12:00:51	15.9	-96.96	8	5.6	COSTA DE OAXACA
<u>61</u>	18/04/2002	13:00:41	17.1	-101.8	20	5.5	COSTA DE GUERRERO
<u>62</u>	18/04/2002	12:57:17	16.4	-101.8	23	5.9	COSTA DE GUERRERO
<u>63</u>	18/04/2002	00:02:43	16.4	-101.1	15	6.3	COSTA DE GUERRERO
<u>64</u>	31/03/2002	17:09:53	14	-93	20	5.5	COSTA MEXICO-GUATEMALA
<u>65</u>	14/02/2002	17:23:14	14.9	-92.73	113	5.7	COSTA MEXICO-GUATEMALA
<u>66</u>	16/01/2002	17:09:56	15.6	-93.6	36	6.3	COSTA DE CHIAPAS
<u>67</u>	28/11/2001	08:32:36	15.4	-93.53	70	6	COSTA DE CHIAPAS
<u>68</u>	13/11/2001	03:47:34	22.3	-107.2	18	6.3	CORD. PACIFICO ORIENTAL
<u>69</u>	10/11/2001	11:09:15	15.9	-98.35	20	6	COSTA DE OAXACA
<u>70</u>	07/10/2001	21:39:20	17	-100.2	10	6.1	COSTA DE GUERRERO
<u>71</u>	19/05/2001	23:21:29	18.3	-105.7	20	6.5	COSTA COLIMA

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

<u>72</u>	18/01/2001	19:12:50	15.1	-92.82	140	5.5	COSTA DE CHIAPAS
<u>73</u>	13/01/2001	11:33:46	13.2	-89.94	10	7.6	EL SALVADOR
<u>74</u>	03/12/2000	22:43:09	14.9	-93.84	33	5.7	GOLFO DE TEHUANTEPEC
<u>75</u>	01/12/2000	08:07:45	17.9	-102.6	16	5.5	COSTA GUERRERO-MICH
<u>76</u>	09/08/2000	06:41:46	17.9	-102.7	9	7	COSTA GUERRERO-MICH
<u>77</u>	21/07/2000	01:13:40	18.1	-98.97	47	5.9	PUEBLA-MORELOS
<u>78</u>	12/03/2000	16:21:31	14.4	-93	20	6.4	COSTA MEXICO-GUATEMALA

Tabla 1. Estadísticas de temblores en México del Instituto Sismológico Nacional

Como puede observarse durante la última década se han presentado un total de 78 eventos de magnitud mayor que 5, de los cuales 24 de ellos son incluso mayor que 6.0, lo que representa aproximadamente un 30% de los 78 eventos registrados. Esto significa que en México se presentan a menudo temblores importantes a los cuales se debe poner extrema precaución por los daños que provocan. De aquí surge la importancia de conocer que tan capaces son nuestras estructuras de soportar este tipo de eventos.

Brecha de Guerrero

Se dice que se ha formado una brecha sísmica (*gap* en inglés) cuando ha pasado mucho tiempo sin que se produzca un gran sismo en una zona considerada sísmicamente activa. Hasta mediados de los 80's México contaba con 2 brechas, la de Guerrero y la de Michoacán; sin embargo la de Michoacán dejó de serlo el 19 de Septiembre de 1985 cuando produjo un gran sismo de magnitud $M_s = 8.1$, que liberó la energía acumulada.

Hoy en día la brecha de Guerrero permanece como zona de riesgo y puede llegar a causar un sismo de mayor magnitud que el producido en Michoacán. Es importante señalar que la Ciudad de México se encuentra en una situación de peligro a causa de este fenómeno, recordemos pues que sufrió daños importantes durante el sismo de 1985 causados por los efectos de sitio, los cuales pueden verse incrementados. La razón de este incremento es que la brecha de Guerrero ha permanecido inactiva por más tiempo que la de Michoacán, además de encontrarse a una distancia más corta de la Ciudad de México.

3.2 Descripción de características de temblores en México

3.2.1 Zonificación sísmica

El efecto que produce un sismo determinado varía de acuerdo a las propiedades del suelo, incluso dentro de una misma ciudad este efecto puede variar enormemente. De forma general podemos decir que un terreno blando genera amplificaciones de la respuesta con respecto a un terreno firme. Un ejemplo claro de este caso es la Ciudad de México, que al estar sobre lo que en el pasado fue un lago, llega a tener amplificaciones de hasta 55 veces con respecto a la zona de lomas, debido al suelo arcilloso y a el agua contenida en el.

Lo anterior ha causado que la Ciudad de México sufra severos daños a pesar de estar alejada de los epicentros. Este fenómeno se presenta también en Ciudad Guzmán, Jalisco.

La configuración topográfica influye también en las amplificaciones al momento de un sismo. Está demostrado que en la parte superior de un promontorio se llegan a tener amplificaciones importantes con respecto al valle, llegando en casos extraordinarios a amplificaciones de hasta 10 veces y, en un caso en particular hasta de 30 veces.

A causa de estos efectos los reglamentos de construcción han tenido que incluir mapas de zonificación sísmica, que indican las potenciales amplificaciones que puede sufrir cada región. A partir de ellos se proponen los coeficientes de diseño sísmico adecuados.

3.2.2 Estimación de los efectos de sitio

Los efectos de sitio pueden ser estimados a través de métodos teóricos y empíricos. Los métodos empíricos consideran que los efectos de sitio se deben a un solo estrato de suelo blando, sobre un espacio rígido infinito y, que son obtenidos a través del periodo que resulta de las diferencias entre ambos estratos. Por su parte, los métodos teóricos establecen una función de transferencia que modifica la señal obtenida en el lecho rocoso a la superficie del terreno; esto lleva a la necesidad de contar con información detallada del terreno.

Existen diversas metodologías que permiten obtener la respuesta de un sitio en particular, bajo la acción del movimiento del suelo, como son las siguientes.

❖ *Vibración ambiental*

En países como México es complicado instalar una red de instrumentos de medición que permitan conocer a detalle el comportamiento del terreno bajo la acción de un temblor; sin embargo la necesidad de contar con esta información existe. Como solución a dicho problema se han desarrollado técnicas que permitan obtener esta información sin necesidad de esperar a que ocurra un gran sismo. Una de estas técnicas consiste en realizar mediciones de vibración ambiental. La vibración ambiental es aquella que se genera principalmente de la actividad humana como es, el tránsito de vehículos, la actividad industrial, etc. La respuesta de la estructura se obtiene de las mediciones realizadas durante la excitación ambiental. En el capítulo 4 se presenta una descripción más detallada sobre este tema.

❖ *Uso de registros sísmicos*

Este método está limitado a medir eventos sísmicos pequeños o moderados, además de requerir la instalación de un conjunto de estaciones acelerométricas.

❖ *Estrato equivalente homogéneo*

El modelo más utilizado para estimar la amplificación sísmica que se produce en terreno blando con respecto al basamento rocoso, es la teoría de propagación unidimensional (vertical) de las ondas S, en un estrato homogéneo único, apoyado sobre un semiespacio que representa la roca basal. Considera únicamente las amplificaciones producidas en suelos con estratificación horizontal. Es común reemplazar el perfil estratigráfico real por un estrato homogéneo equivalente con el mismo espesor, caracterizado por su periodo fundamental y por su velocidad de transmisión de las ondas.

❖ *Método del elemento finito*

Es otra alternativa para evaluar los periodos de vibración de un depósito de suelo. Consiste en representar cada uno de los estratos como una serie de subestratos, cuyo espesor debe ser menor que la longitud de la onda de cortante que se propaga verticalmente.

❖ *Modelo de una región sísmica semiinfinita*

Se ha propuesto modelar una región sísmica que incluya la falla causante de la actividad sísmica, la estructura geológica, el valle y la infraestructura de una ciudad, con el propósito de examinar el efecto de la distribución espacial del movimiento del terreno, así como la interacción suelo – estructura. Los resultados muestran fuertes efectos de borde entre distintos lugares, aún cuando están separados por decenas de metros.

3.2.3 Riesgo, peligro y vulnerabilidad sísmica

Actualmente el diseño de las construcciones ha ido evolucionando a un ritmo acelerado, de tal manera que las exigencias del conocimiento de la actividad sísmica son aún mayores, lo cual es necesario para proporcionar a las construcciones un grado de seguridad mínimo.

Como sabemos nuestro país se encuentra en una zona de alto peligro sísmico, lo que hace necesario contar con estudios de vulnerabilidad de las estructuras existentes que, permitan mitigar los daños provocados por temblores.

Los estudios de peligro sísmico permiten estimar el movimiento del terreno producido por los temblores. La evaluación del peligro sísmico arroja como resultado la máxima intensidad esperada de una variable en el sitio y/o el número de veces que se excede en una cierta intensidad en un determinado intervalo de tiempo. La medida de intensidad elegida es normalmente algún parámetro que está ligado con las características del movimiento del terreno y que se relacione con la respuesta dinámica de las estructuras.

El riesgo sísmico es un estudio más completo que involucra las pérdidas económicas, incluyendo en su proceso el estudio de peligro sísmico.

3.2.3.1 Enfoques para evaluar el peligro sísmico

Para su evaluación es necesario contar con la mayor cantidad de información que nos sea posible, como son, las fuentes, ocurrencia y potencialidad de las fallas, propagación de las ondas y características del lugar principalmente. Con esta información es posible determinar los valores máximos de variables como, aceleración máxima del terreno, velocidad máxima, desplazamiento máximo y en ocasiones hasta espectros de respuesta.

Para describir el peligro sísmico se utilizan 2 enfoques, los deterministas y con mayor frecuencia los probabilistas. Los enfoques deterministas se basan en los máximos valores que las variables pueden alcanzar, mientras que los enfoques probabilistas parten de que el proceso generador de temblores y sus efectos se producen en un ambiente de incertidumbre y que el conocimiento es incompleto, por lo que las variables se consideran aleatorias, haciendo necesario el uso de la probabilidad para describir el fenómeno.

La limitada información histórica que se tiene de los eventos sísmicos hacen normalmente que el enfoque determinista sea conservador y en ocasiones poco confiable; otro inconveniente es que no proporciona el número de veces que la intensidad máxima puede ser excedida. A pesar de todo esto es muy empleado para adquirir sensibilidad en el estudio.

Un inconveniente del enfoque probabilista es la estimación de las densidades de probabilidad que describen cada variable que contribuye al fenómeno, puesto que también requiere una gran cantidad de información histórica, además de que puede tornarse muy complejo, al grado de reducir la claridad de la contribución de cada una de las variables en la estimación final del riesgo.

Por supuesto que ambos enfoques tienen sus ventajas y desventajas, por lo que habrá que ser muy cuidadosos en su utilización. Si nos referimos al enfoque determinista, debemos reconocer que la cantidad de información con que se cuenta hoy en día es sumamente mayor que hace algunos años, sin embargo en México aún no es suficiente para hacer de este enfoque una herramienta lo suficientemente confiable. Por otro lado el enfoque determinista permite que quien lo utiliza tenga una concepción más clara de la participación que tiene cada una de las variables a considerar, lo cual en algunas ocasiones es difícil de lograr en el enfoque probabilista.

De la misma forma el enfoque probabilista presenta importantes ventajas como la posibilidad de asignar diferentes niveles de riesgo a grupos particulares de estructuras, volviendo el análisis mucho más completo. Desgraciadamente la aplicación de este enfoque requiere también de la información estadística existente, razón por la cual su aplicación llega a ser limitada. Cuando la información es insuficiente, como suele suceder con frecuencia, la aplicación de este enfoque llega a ser hasta cierto punto abstracta, pues los parámetros que intervienen en las densidades de probabilidad pueden llegar a afectar el resultado de manera importante.

3.2.3.2 Parámetros para estimar el peligro sísmico

Principalmente se toman en cuenta parámetros como la localización de la ocurrencia de temblores (fuentes sísmicas), la cantidad de energía que son capaces de liberar (magnitud) y la ocurrencia con que lo hacen (frecuencia). Respecto a la localización es necesario determinar las fuentes sísmicas que afectan al sitio, así como la distancia a la que se encuentran. Para la identificación de estas fuentes se puede acudir a los catálogos de temblores, donde se pueden identificar las fuentes sísmicas activas según la localización de los epicentros. Sin embargo la instrumentación aún es escasa por lo que habrá que recurrir a fuentes históricas, como pueden ser hemerotecas.

Algunos de los métodos para identificar las fallas son:

- *Observación directa.* Se basa en la observación de fracturas en la superficie, según el movimiento en ambos lados de la fractura se puede identificar el tipo de falla.
- *Indicadores geológicos.* Como puede ser la presencia de estratos en un suelo, cambios bruscos en la estructura de las rocas o incluso cambios de nivel abruptos en paredes verticales.
- *Topografía del sitio.* Basado simplemente en la observación de la topografía del sitio.
- *Paleosismicidad.* Conformada por la combinación de las 3 anteriores.
- *Indicadores geofísicos.* A través de la velocidad de ondas de cortante y gradientes magnéticos en los suelos.
- *Registros sísmicos.* La localización de focos y epicentros es la forma más confiable de identificar las fallas, pues permite acotarlas a través de los precursores, el temblor principal y las réplicas.

Como es de esperarse en el enfoque determinista el peligro está dado por la combinación del máximo temblor esperado y la distancia mínima al sitio. En el caso del enfoque probabilista, es necesario proponer una densidad de probabilidad para determinar la distancia del sitio a las distintas fuentes, de igual forma para la magnitud y el proceso de ocurrencia. Una vez propuestos estos parámetros es posible proponer leyes de atenuación del movimiento. Cuando se cuenta con una importante cantidad de registros sísmicos en el sitio, es posible proponer leyes de atenuación específicas.

3.2.3.3 Potencial sísmico de las fallas

Una vez identificadas las fallas sísmicas que pueden afectar al área de estudio es necesario definir cuáles son aquellas que representan un mayor peligro, tanto en tiempo como en magnitud. Con el propósito de definir ese potencial se han realizado diversos estudios alrededor del mundo que permitan asociar parámetros conocidos, como son los relacionados con la ruptura e incluso los datos históricos de actividad de la falla, con dicha potencialidad.

Es conocido que en México la principal causa de eventos sísmicos es la falla de subducción que se extiende por toda la costa del pacífico desde Chiapas hasta Jalisco. La sismicidad histórica ha demostrado que dicha falla de subducción se encuentra dividida en 13 zonas que se mueven de manera independiente.

En cuanto a las fallas normales es difícil estimar el potencial sísmico que presentan debido a lo escaso de la información instrumental con que se cuenta. Lo que sí es seguro es que llegan a causar daños importantes, puesto que a pesar de ser muy profundas ocurren dentro del continente, que es donde se encuentra la mayor densidad de población. Hasta donde se conoce pueden llegar a generar temblores con magnitud de 6.5 a 8.1 (Jara y Jara, 2007).

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Las fallas corticales en el país se deben principalmente a la formación del Eje Neovolcánico Transmexicano. Este tipo de eventos sísmicos han llegado a alcanzar magnitudes de hasta 7.0 en la escala de Richter (Jara y Jara, 2007), lo cual hace que sean muy peligrosos para zonas situadas en el centro del país.

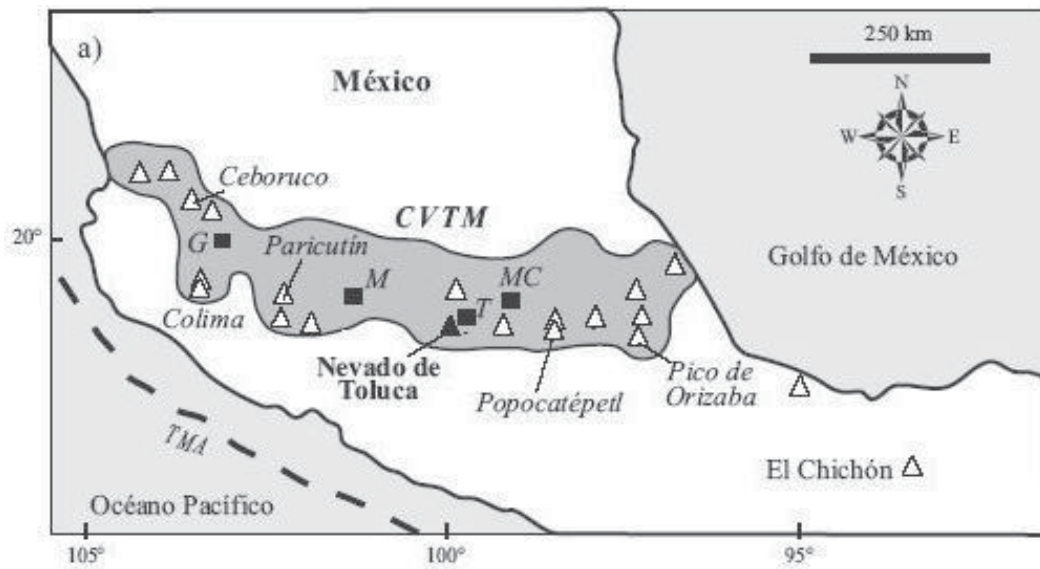


Figura 1. Eje/cinturón neovolcánico Transmexicano

Como se ha hecho notar en las fuentes sísmicas descritas, la información en general respecto a ellas es insuficiente; a pesar de ello existe un tipo de falla del que se tiene aún menos información y son las fallas locales. Esto se debe fundamentalmente a que el periodo de retorno de estos eventos es muchos más largo que los asociados a las demás fuentes.

Dentro de los estudios que se han realizado para estimar la magnitud máxima esperada que puede producir una falla se tiene por ejemplo la expresión propuesta por Reiter (1991) (Jara y Jara, 2007). Dicha expresión permite estimar la magnitud en función del área de ruptura:

$$M = \log A + 4.15 \quad \text{Ecuación 6}$$

donde:

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

M = Magnitud máxima esperada.

A = Área de ruptura de la falla.

También se puede obtener con base en el momento sísmico (Jara y Jara, 2007) como sigue:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{\log M_0 - 16.05}{1.5} \quad \text{Ecuación 7}$$

donde:

$$M_0 = \mu AD \quad \text{Ecuación 8}$$

de lo anterior:

M_0 = Momento sísmico.

μ = Rigidez de la roca.

D = Deslizamiento de la falla.

$M_{m\acute{a}x}$ = Magnitud máxima esperada.

Existe un método alternativo propuesto por Naeim (1989) (Jara y Jara, 2007) que consiste en identificar la longitud de ruptura de la falla, para entrar a la siguiente tabla:

Magnitud Máxima (ML)	Longitud de Ruptura (Km)
5.5	5 - 10
6.0	10 - 15
6.5	15 - 30
7.0	30 - 60
7.5	60 - 100
8.0	100 - 200
8.5	200 - 400

Tabla 2. Valores de longitud de ruptura, método de Naeim.

3.2.3.4 Procesos de ocurrencia

Como ya se mencionó, para evaluar el peligro sísmico es necesario conocer tanto la potencialidad de las fallas como el tiempo de ocurrencia de los temblores. No podemos hacer caso omiso del conocimiento que tenemos respecto a los eventos sísmicos que han ocurrido en el país, pues aunque se cuenta con diversas clases de fallas, no todas generan eventos con la misma periodicidad.

Utilizando la sismicidad histórica de una zona, es posible determinar la ocurrencia de temblores generados por una falla en particular. Mediante el uso de la probabilidad y la estadística se ha intentado definir un comportamiento en la ocurrencia de temblores, de forma que se ha considerado que la mayoría de las fallas generadoras de temblores corresponden a un proceso de Poisson. Esta hipótesis es adecuada para temblores cuya magnitud no exceda el valor de 7.0 (Jara y Jara, 2007) en la escala de Richter, esto significa que no es muy útil para los grandes temblores originados en las fallas de subducción. Para este caso se utiliza un proceso de ocurrencia que se denomina temblor característico.

La tasa de excedencia de magnitud de temblores en México sigue un comportamiento prácticamente lineal para eventos que caen dentro del proceso de Poisson. A partir de la magnitud donde deja de cumplirse con el proceso de Poisson la curva tiene una tendencia horizontal para luego caer de forma abrupta hasta llegar a la magnitud máxima a la que da origen la falla. El temblor característico aplica para esa última fase.

Proceso de Poisson

Este proceso es aplicable como ya se mencionó para temblores de magnitud menor a 7.0, sin embargo puede ser aplicable para temblores grandes que sean causados por distintas fallas, donde cada una sea partícipe en la misma proporción. La primera ecuación para definir la ocurrencia de temblores fue propuesta por Gutenberg y Richter (1954) y se expresa como sigue:

$$\log_{10} N(m) = a - bm \qquad \text{Ecuación 9}$$

donde:

$N(m)$ = Número de temblores de magnitud “m” o mayor por unidad de tiempo.

a = Constante que representa el logaritmo del número total de temblores considerados en el análisis.

b = Pendiente del logaritmo que decae en forma lineal.

Posteriormente esta ecuación sufrió algunas modificaciones debido a que los catálogos de sismos son confiables solo a partir de cierta magnitud; esto se debe a que hace algunos años no se tenía dispositivos capaces de detectar eventos de pequeña magnitud. Considerando este efecto la densidad de probabilidad de la magnitud queda como sigue:

$$p_M(m) = \frac{\beta e^{-\beta m}}{e^{-\beta m_0} - e^{-\beta m_u}} \quad \text{Ecuación 10}$$

donde:

β = Pendiente descendente de la curva de tasa de excedencia de magnitudes.

m_u = Magnitud máxima que se considera puede originar la fuente sísmica considerada.

m_0 = Magnitud mínima que se considera puede originar la fuente sísmica considerada o magnitud a partir de la cual se considera confiable el catálogo de temblores.

Por otro lado la densidad de probabilidad del tiempo entre temblores queda de la siguiente manera (proceso de Poisson):

$$p_T(t|(m)) = \lambda(m)e^{-[\lambda(m)t]} \quad \text{Ecuación 11}$$

donde:

t = Tiempo entre temblores.

$\lambda(m) = N(m)$ = Número de temblores de magnitud “m” o mayor por unidad de tiempo.

De tal forma que el valor esperado de sismos con magnitud mayor o igual que m, es $1/\lambda(m)$.

Proceso del temblor característico

Este proceso se refiere principalmente a los grandes temblores que son generados por una sola falla geológica, aunque también puede ser útil en los casos en que una falla contribuye en mayor proporción que las otras. De acuerdo con los datos históricos se ha identificado que estos eventos ocurren con cierta periodicidad, de manera que mientras mayor sea el tiempo sin que ocurran, la probabilidad de que se presenten aumenta.

En México la falla de subducción del pacífico genera temblores que se apegan al comportamiento del temblor característico, por esta razón ya se han hecho trabajos relacionados con esta falla en particular. Jara y Rosenblueth (1988) estudiaron un conjunto de densidades de probabilidad y encontraron que la que mejor se ajusta a la densidad del tiempo entre temblores característicos es la densidad *lognormal* (Jara y Jara 2007), que queda descrita de la siguiente manera:

$$p_T(t|t_0) = \frac{1}{kt\sqrt{2\pi\sigma_{\ln t}}} e^{-\frac{1}{2e_{\ln t}^2}(\ln t - \ln m_t)^2} \quad \text{Ecuación 12}$$

donde:

$$k = \int_{t_0}^{\infty} \frac{1}{t\sqrt{2\pi\sigma_{\ln t}}} e^{-\frac{1}{2e_{\ln t}^2}(\ln t - \ln m_t)^2} \quad \text{Ecuación 13}$$

y

$p_T(t/t_0)$ = Densidad de probabilidad del tiempo entre temblores dado t_0 .

t = Tiempo entre temblores característicos.

t_0 = Tiempo transcurrido desde que ocurrió el último temblor característico.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

m_t = Mediana del tiempo entre temblores característicos.

$\sigma_{\ln t}$ = Desviación estándar del logaritmo de t .

En estas ecuaciones la constante k no hace otra cosa que considerar el tiempo que ha transcurrido sin ocurrir un temblor en una zona en particular. De una forma simple se puede decir que es una constante que incrementa la probabilidad de ocurrencia. En el caso en que haya ocurrido recientemente un temblor de gran magnitud en esa zona la constante k es igual a la unidad y por lo tanto la densidad de probabilidad no se ve afectada.

En el caso de la República Mexicana se han desarrollado distintas relaciones que permiten estimar la ocurrencia y magnitud de temblores en la zona de subducción, entre ellas se encuentran los estudios realizados por Jara y Rosenblueth (1988), que utilizando los catálogos de sismicidad llegaron a la siguiente expresión (Jara y Jara, 2007):

$$E[M|t] = \text{máx}(7.5, 5.36 + 0.621 \ln t) \quad \text{Ecuación 14}$$

donde:

$E[M|t]$ = Esperanza de la magnitud del temblor característico dado el tiempo sin ocurrir un evento de este tipo.

t = Tiempo transcurrido sin ocurrir un temblor característico.

Esta ecuación fue posteriormente actualizada por Gómez (2007), utilizando la nueva información existente:

$$E[M|t] = \text{máx}(7.5, 4.71 + 0.757 \ln t) \quad \text{Ecuación 15}$$

Mediante estas ecuaciones es posible determinar de una forma sencilla y lo que es más importante confiable la magnitud del próximo temblor característico que sucederá en la zona de subducción del pacífico Mexicano.

3.4 Leyes de atenuación de las ondas sísmicas

México es un país joven en la instrumentación de suelos y estructuras que permitan conocer de manera más precisa los efectos que un evento sísmico tiene sobre ellos. Un evento que marcó un umbral importante en este sentido fue el temblor de Michoacán en Septiembre de 1985 que afectó de forma severa a la Ciudad de México. Esto despertó la inquietud y preocupación de muchos especialistas que comenzaron a promover la instrumentación de estructuras de gran importancia como la *Torre Latinoamericana*.

A partir de ese momento se instrumentaron algunos otros edificios, principalmente en el suelo blando de la Ciudad de México. Posteriormente se comenzó a prestar atención a otro tipo de estructuras como son los puentes, que representan una parte importante de la infraestructura del país y que a través de la historia se han visto seriamente dañados bajo los efectos de temblores. Una de las causas es la falta de información que se tenía en el pasado y que provocó que el efecto sísmico no fuera tomado en cuenta como debiera al momento del diseño. Otro factor importante es la falta de mantenimiento que se llega a tener en las estructuras y los puentes no son la excepción.

Esta problemática no es propia de México, de igual forma la instrumentación es escasa alrededor del mundo. Por las razones ya expuestas no ha sido posible medir de forma directa los efectos que tienen los temblores sobre un sitio en particular. Como solución a esta necesidad se han desarrollado alternativas que permitan estimar esta respuesta sin la necesidad de la instrumentación, a las que se les conoce como leyes de atenuación.

Las leyes de atenuación no son otra cosa que una serie de funciones que relacionan las características de la fuente como son la distancia al epicentro o la magnitud del evento con la respuesta máxima del sitio como la aceleración o el desplazamiento. Estas relaciones son útiles cuando se tienen suficientes registros sísmicos; cuando no es así es necesario recurrir a métodos empíricos que permitan relacionar los parámetros de la fuente con la intensidad sísmica.

Los principales parámetros que intervienen en las leyes de atenuación son la magnitud y la distancia. Las escalas de magnitud más utilizadas son la magnitud de Richter (M_L) para magnitud menor a 6.0 y la de ondas de superficie (M_S) para eventos de mayor magnitud. En cuanto a la distancia ésta puede ser considerada de distintas maneras, ya sea epicentral, hipocentral (al foco), e incluso la más cercana a la zona de ruptura que ocasionó el evento sísmico, esto depende realmente de la función que se esté utilizando.

Se debe tener sumo cuidado en determinar la distancia cuando el sitio está muy cerca de la falla, pues la variación de los resultados es muy sensible a este parámetro. La razón es que la diferencia entre cada una de las distancias posibles a considerar, (epicentro, hipocentro, etc.) puede ser muy grande si se tiene además una longitud de ruptura considerable. Es claro que este problema se vuelve prácticamente despreciable cuando el sitio se encuentra muy alejado de la falla.

En general las leyes de atenuación provienen de una forma funcional propuesta por Campbell (1985), donde propone que, la atenuación se evalúe en función de parámetros que dependen de forma independiente y a la vez conjunta de la magnitud y la distancia a la fuente sísmica ($Y = b_1 f_1(M) f_2(R) f_3(M, R) f_4(Pi) \varepsilon$

Ecuación 16).

$$Y = b_1 f_1(M) f_2(R) f_3(M, R) f_4(Pi) \varepsilon$$

Ecuación 16

donde:

Y = Parámetro del movimiento que será determinado.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

b_1 = Constante que toma en cuenta la escala.

$f_1(M)$ = Función de la variable independiente M (magnitud del temblor).

$f_2(R)$ = Función de la variable independiente R (distancia de la fuente sísmica al sitio en estudio).

$f_3(M,R)$ = Función conjunta de M y R.

$f_4(Pi)$ = Función que representa parámetros de la fuente, lugar y/o efectos en las construcciones.

ε = Término que representa el error debido a la incertidumbre de la variable Y.

En general el primer término es de la forma:

$$f_1(M) = e^{b_2 M} \quad \text{Ecuación 17}$$

Mientras que el segundo comúnmente se utiliza como:

$$f_2(R) = e^{b_4 R} (R + b_5)^{-b_3} \quad \text{Ecuación 18}$$

El término conjunto suele presentarse en su forma funcional de la siguiente forma:

$$f_3(M, R) = (R + b_6 e^{b_7 M})^{-b_3} \quad \text{Ecuación 19}$$

En cuanto al término f_4 , suele presentarse como sigue:

$$f_4(pi) = \sum e^{b_i p_i} \quad \text{Ecuación 20}$$

La incertidumbre de los términos Y y ε se soluciona por medio de densidades de probabilidad, de las cuales la *log normal* es la que mejor ajusta. Utilizando este criterio la ecuación se expresa como:

$$\ln Y = \ln b_1 + \ln f_1(M) + \ln f_2(R) + \ln f_3(M, R) + \ln f_4(Pi) + \ln \varepsilon \quad \text{Ecuación 21}$$

A partir de esta ecuación y utilizando los catálogos y registros sísmicos se han desarrollado ecuaciones para algunas zonas en particular. Destaca el trabajo realizado por Singh et al. (1987) que utilizando temblores de la falla de subducción del Pacífico Mexicano registrados en una estación de Ciudad Universitaria determinaron la siguiente ecuación:

$$\log Y_{max} = \alpha M_s - c \log(R) + \beta \quad \text{Ecuación 22}$$

donde:

Y_{max} = Respuesta máxima esperada del suelo (aceleración o velocidad).

M_s = Magnitud de ondas de superficie.

R = Distancia más cercana del área de ruptura al sitio donde se encuentra la estación.

α , c y β = Estos valores se estiman en función de los datos de registro que se tengan.

En ese entonces se obtuvieron los parámetros α , c y β para la zona de subducción, sin embargo en trabajos posteriores en el Estado de Michoacán (Sánchez y Jara, 2001) se obtuvieron estos mismos parámetros utilizando registros actualizados, dando como resultado la siguiente expresión:

$$\log a_{max} = 0.444M_s - 2.454 \log(R) + 4.059 \quad \text{Ecuación 23}$$

donde:

a_{max} = Aceleración máxima del terreno.

R = Distancia medida desde el epicentro hasta el sitio en estudio.

Cada caso particular cuenta con ciertas limitaciones que surgen de la forma en que se trabajaron los datos de entrada para definir la ecuación. Para este caso la ecuación es válida para distancias epicentrales en el intervalo de 150 a 300 km de la estación.

Como se observa, es posible determinar las leyes de atenuación para distintas fuentes sísmicas en diversas zonas del país. Es cuestión de tiempo que se logre contar con una red de información que incluya las posibles combinaciones de zonas y fuentes tanto en el país como alrededor del mundo.

Una vez que se cuenta con la información de las fuentes sísmicas, los procesos de ocurrencia y las leyes de atenuación, se puede estimar la probabilidad de excedencia de la aceleración esperada en un sitio determinado. A este análisis se le conoce como estimación del peligro sísmico. Es común que el peligro sísmico de un sitio se exprese a través de curvas de tasas de excedencia, que están definidas como el número medio de veces en que una intensidad es excedida por unidad de tiempo.

La tasa de excedencia de una fuente sísmica se determina como:

$$v_i(a) = \sum_j P_{ij} P(A > a) \quad \text{Ecuación 24}$$

donde:

v_i = Tasa de excedencia de aceleraciones de la fuente sísmica i .

P_{ij} = Peso asignado a cada elemento j de la fuente i como función de su tamaño.

Considerando todas las fuentes sísmicas que contribuyen al peligro del sitio, la tasa de excedencia se puede calcular como la suma de la participación de cada una de las fallas, como sigue:

$$v(a) = \sum_{i=1}^n v_i(a) \quad \text{Ecuación 25}$$

3.5 Espectros de Respuesta

Las características de un registro sísmico dado, son a menudo representadas por su espectro de respuesta, el cual relaciona un parámetro de respuesta dada con el periodo natural. El parámetro de respuesta puede ser la aceleración, la velocidad o el desplazamiento. La definición del espectro de respuesta de desplazamiento es:

$$S_d(T, \xi) = |u|_{max} \quad \text{Ecuación 26}$$

El valor del desplazamiento del espectro de respuesta (para un período de vibración T y un coeficiente de amortiguamiento ξ) es el máximo desplazamiento relativo u , en valor absoluto, que un sistema de un grado de libertad sostenga cuando es sujeto al acelerograma en estudio.

El espectro de respuesta de velocidad viene dado por:

$$S_u(T, \xi) = |\dot{u}|_{max} \quad \text{Ecuación 27}$$

y el espectro de respuesta de aceleración por:

$$S_a(T, \xi) = |\ddot{u} + \ddot{x}_o|_{max} \quad \text{Ecuación 28}$$

Los espectros de respuesta se forman a través de los resultados obtenidos de un estudio de peligro sísmico. En algunos casos de dicho estudio se obtienen únicamente las aceleraciones máximas del suelo; en ese caso una opción para formar el espectro es utilizar una serie de reglas generales propuestas con base en el estudio de un gran número de temblores (*Newmark y Hall, 1982*). Con base en estas reglas es posible definir las ordenadas del espectro en función de la aceleración máxima. Mediante esta técnica se identifican tres zonas del espectro: zona sensible a la aceleración, zona sensible a la velocidad y zona sensible a los desplazamientos.

Con la nueva instrumentación de estructuras y la información que de ella proviene se ha logrado generar leyes de atenuación espectrales, que al someterlas a un estudio de peligro sísmico dan como resultado espectros de respuesta.

Capítulo 4

Mediciones de vibración ambiental en puentes

En la antigüedad las primeras civilizaciones construían sus estructuras con base en la combinación del sentido común y la técnica de prueba y error. Esta técnica evolucionó en un método más confiable que hoy conocemos como diseño, aunque para ello fue necesario realizar avances importantes en el comportamiento de los materiales. La naturaleza ha demostrado que a pesar de haber evolucionado en la construcción de estructuras, no tenemos aún la seguridad de cómo será su comportamiento en el tiempo y continuamente son puestas a prueba cuando se presentan fenómenos naturales, como huracanes o eventos sísmicos.

Con la finalidad de conocer este comportamiento ha surgido la idea de monitorear el comportamiento de las estructuras una vez en funcionamiento; la cuestión es cómo lograrlo, ¿debemos esperar a que ocurra un evento que nos permita evaluar como se comportan las estructuras?; definitivamente no, pues aún no somos capaces de predecir un sismo y existe la posibilidad de que este no se presente en mucho tiempo; además este procedimiento representaría una prueba potencialmente destructiva para la estructura. Una de las posibles soluciones consiste en excitar a la estructura de manera artificial; es aquí donde intervienen los métodos de monitoreo basados en la vibración ambiental.

Como ya se mencionó en el capítulo 3 la vibración ambiental es aquella que se genera de la actividad como puede ser el tránsito de vehículos. Al medir estas vibraciones, cuyo periodo oscila entre 0.1 y 10 segundos, se obtiene información que permite determinar las frecuencias predominantes de suelos y estructuras. La técnica de Nakamura es una aplicación de este principio y consiste en calcular la relación espectral entre la componente horizontal y vertical del movimiento en un mismo sitio.

En este método se supone que las pequeñas vibraciones se propagan como ondas Rayleigh en un estrato único blando sobre un semiespacio infinito, donde las componentes horizontal y vertical en la base son iguales y donde el movimiento no es amplificado a causa del suelo blando. Considerando lo anterior, el periodo fundamental del suelo se obtiene como el cociente espectral entre las componentes de la superficie. Una vez obtenidos los periodos se establecen varias zonas con base en las curvas de isoperiodos, que contienen las características geotécnicas y la geología del lugar.

Entre las aplicaciones de los métodos descritos se encuentra el mantenimiento preventivo de puentes. Todo esto se debe gracias a que en nuestro país ha habido modificaciones con respecto a las normas que determinan el peso máximo de los vehículos. Desgraciadamente no ha habido acciones importantes en la adaptación de la red carretera a esta nueva solicitación, incluidos los puentes que forman parte importante de la misma. Esto quiere decir que las cargas de diseño de dichos puentes están excedidas.

Como si no fuera suficiente las estructuras están expuestas a condiciones climáticas que provocan su deterioro y reducen su vida útil. Es por ello que surge el monitoreo de mantenimiento o salud (health monitoring) cuyo objetivo es la revisión periódica de la estructuras para determinar su estado actual, metodología que ha sido adoptada para la revisión de los puentes en México.

Los puentes se consideran un conjunto de sistemas deformables sujetos a diferentes solicitaciones estáticas y dinámicas a lo largo de su vida útil, cuyo comportamiento está ligado a la zona sísmica en que se localizan, su rigidez y su capacidad para disipar energía. En cuanto a su comportamiento dinámico las pruebas a escala real se consideran el método más confiable para determinar sus propiedades dinámicas. Estas pruebas dinámicas pueden ser de los siguientes tipos, en lo que a puentes se refiere:

- Pruebas de vibración forzada (VF)

- Pruebas de vibración ambiental (VA)
- Registros de movimientos sísmicos (RMS)

Cada uno de ellos tiene su aplicación para ciertas condiciones, por ejemplo el método de vibración forzada aplica una excitación de entrada artificial, que por ser conocida le da mayor precisión; sin embargo tiene la desventaja de que para estructuras grandes puede resultar costoso la aplicación de dicha excitación. En cuanto al registro de movimientos sísmicos, este consiste en instrumentar las estructuras y esperar la ocurrencia de temblores para medir su comportamiento bajo la presencia de estos.

A diferencia de los dos anteriores el método de vibración ambiental tiene como principal ventaja, que no requiere de la presencia de un sismo ni de una excitación artificial, sino que hace uso de la excitación que proviene del medio ambiente. Su principal desventaja es que la magnitud de la excitación suele ser bastante baja.

Debido a las bondades que presenta la técnica de VA, se han realizado diversos estudios para comparar los resultados obtenidos de esta con los modelos analíticos. El antecedente de la VA en México data de 1950 cuando se instrumentó la Torre Latino Americana de transductores de desplazamiento y posteriormente de acelerógrafos. La información proporcionada ayudó a establecer los coeficientes sísmicos en las normas de construcción de la ciudad de México de aquel entonces.

La VA comienza a utilizarse para la obtención de las amplificaciones de respuesta, a partir de los estudios del investigador Trifunac en edificios de concreto, donde consideró los efectos entre un suelo blando y una estructura rígida cuando ocurre un sismo. Fue hasta 1994 que los procedimientos de vibración ambiental fueron utilizados para el monitoreo estructural de la salud de un sistema. La instrumentación en la ciudad México permitió observar por ejemplo en el temblor de Manzanillo la amplificación de la respuesta en 3 de los edificios instrumentados, debido a cercanía entre las frecuencias de vibración del sistema estructura-suelo.

De las técnicas utilizadas en vibración ambiental, se comprobó que los mejores resultados se obtienen con la técnica de Nakamura (Lermo y Chávez-García, 1994), la cual permite usar la VA para complementar los estudios de efecto de sitio y para determinar las propiedades de estructuras debido a su facilidad en la obtención de datos. Aunado a lo anterior Ivanovic y Trifunac (1995) demostraron que con la VA es posible determinar las frecuencias, modos de vibrar e identificar el amortiguamiento viscoso en estructuras.

La VA ha tomado importancia para estudiar las estructuras propias de cada población, como se hizo en Italia, donde se analizó el riesgo sísmico para determinar la respuesta dinámica de varios puentes. El estudio se enfocó principalmente en determinar las frecuencias cercanas a la resonancia.

En México se ha utilizado también para monitorear puentes, determinando sus propiedades y en algunos casos para determinar las tensiones en los cables de puentes atirantados. En estos estudios los resultados obtenidos con vibración ambiental, así como los de vibración libre fueron prácticamente idénticos, lo que demuestra la eficacia como herramienta de la VA, como parte de las pruebas de campo no destructivas. En realidad estos estudios son relativamente nuevos en nuestro país, pues fue en 1970 que se comenzaron a publicar artículos relacionados con estas pruebas en edificios y otras estructuras, pero hasta 1977 cuando se le dio un enfoque en puentes.

Las principales ventajas del uso de la vibración ambiental son:

- La no interferencia en el funcionamiento de la estructura
- No hay necesidad de esperar condiciones específicas para llevarla a cabo.

El uso de la VA no se limita a la evaluación periódica de la seguridad estructural de los puentes comunes, sino que además es útil en puentes rehabilitados o reestructurados.

4.1 Descripción de las mediciones

Durante el desarrollo del proyecto será necesario trabajar con modelos analíticos de los puentes en estudio. Por esa razón es de vital importancia valorar la confiabilidad de dichos modelos para tener la certeza de que los resultados obtenidos sean los correctos. Para ello se utilizarán las técnicas de vibración ambiental.

Como primer paso es necesario determinar las propiedades dinámicas de los puentes realizando las mediciones de vibración ambiental. Estas mediciones se realizaron durante una serie de recorridos que realizó un grupo de investigadores de la Facultad de Ingeniería Civil de la U.M.S.N.H., como parte del proyecto “Desarrollo de un procedimiento para reducir la vulnerabilidad sísmica de puentes en México” apoyado por CONACYT, del cual también forma parte este trabajo.

En dicho recorrido se realizaron un gran número de mediciones de vibración ambiental en distintos puentes pertenecientes a la Red carretera Nacional, principalmente aquellos localizados en la zona de subducción del estado de Michoacán. En dicho grupo de puentes se encuentran el puente “Los Llanos” y el puente “Ignacio Chávez” que son el objeto de estudio en este trabajo.

Para realizar las mediciones se utilizaron dos consolas Kinematics Altus K2 que constan de cuatro salidas para 3 canales cada una, es decir, un total de 12 canales por consola (Figura 2). Se utilizaron nueve sensores uniaxiales (Figura 2) y uno triaxial (Figura 3). Los sensores tienen una capacidad máxima de registro de 4g, aunque para este caso se calibraron a $\frac{1}{4}$ g considerando las pequeñas amplitudes de aceleración producidas por la vibración ambiental. El procesamiento de los registros se hizo con el software para adquisición de datos Quick-Talk Versión 2.4.



Figura 2. Equipo Altus K2 con salida para 12 canales



Sensores uniaxiales colocados sobre una placa de aluminio



Figura 3. Sensor triaxial

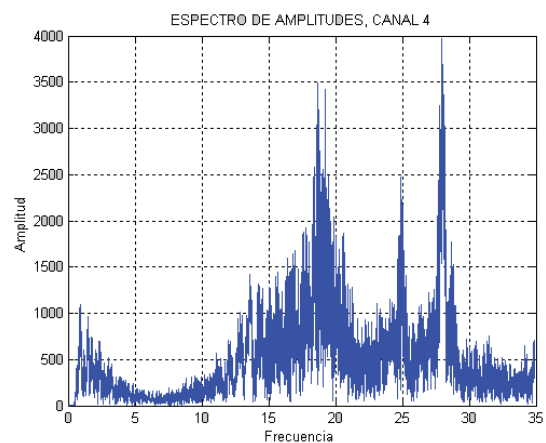
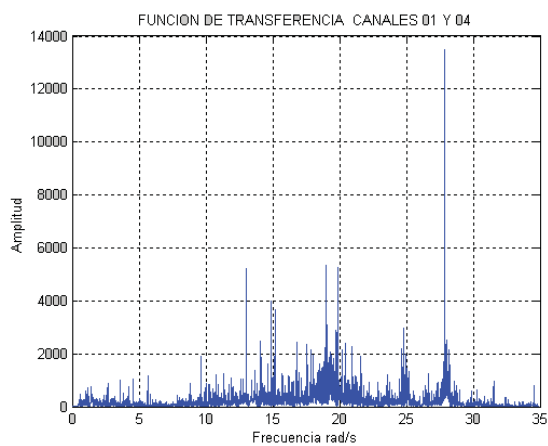
El sensor triaxial y los uniaxiales, en grupos de tres (Norte-Sur, Este-Oeste y vertical), se ubican sobre placas de aluminio de 0.35 x 0.35 x 0.0254 m. La nivelación de los sensores se realiza utilizando un nivel manual cuando éstos se ubican en su posición final en la placa de aluminio y su calibración se hace individualmente con el auxilio del sistema de cómputo a donde se conectan.

Para realizar las mediciones se utilizaron 3 canales para medir la respuesta en la subestructura del puente, cuyo registro se utilizó posteriormente como filtro para formar el espectro de amplitudes. Los 9 canales restantes se encargaron de registrar la respuesta sobre la superficie. Los sensores colocados en la superficie se distribuyeron de forma que tres canales registraran sobre el apoyo, otros tres a $\frac{1}{4}$ del claro y por último tres a la mitad del claro.

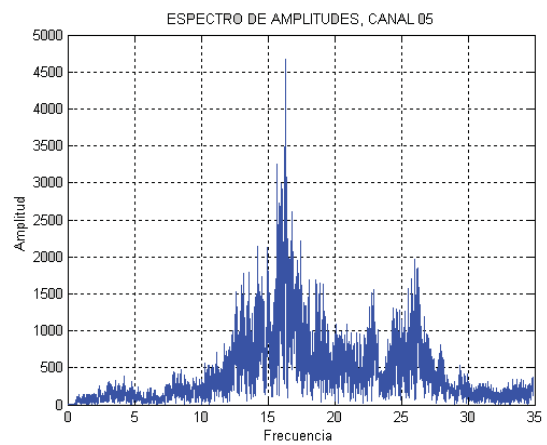
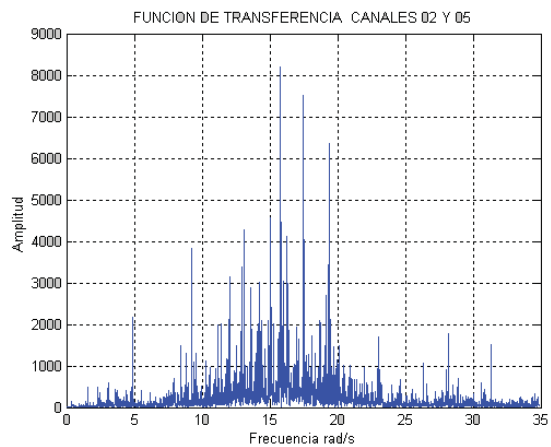
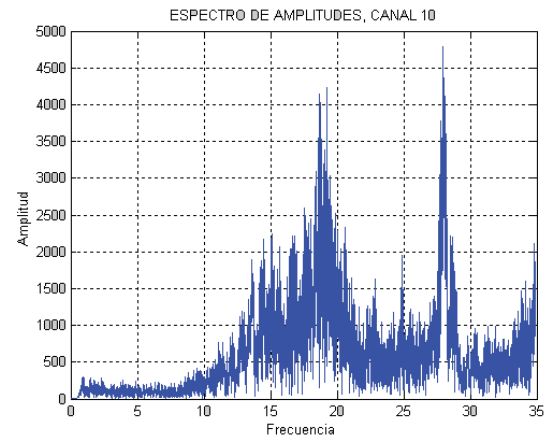
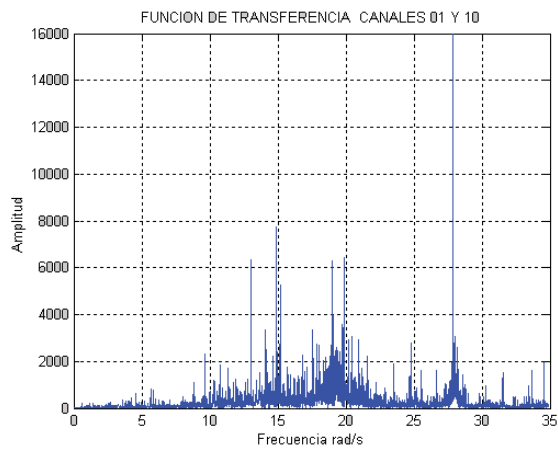
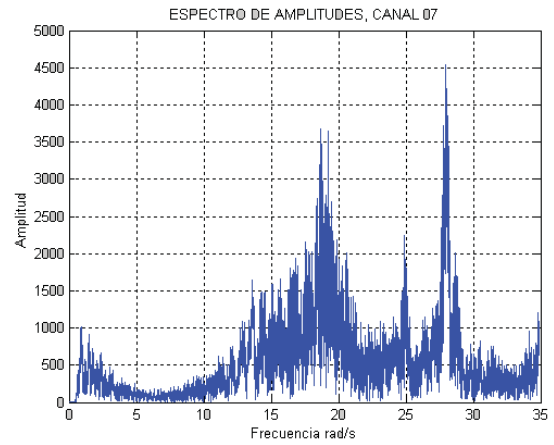
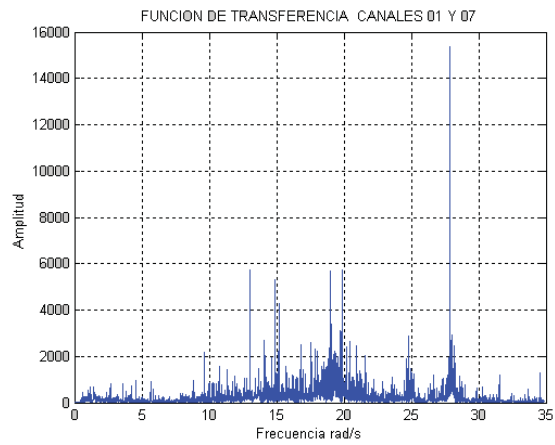
4.2 Procesamiento de las señales en el tiempo

La información que a continuación se presenta pertenece a las mediciones realizadas sobre el puente “*Ignacio Chávez*”, ya que no se pudo contar con la correspondiente al puente “*Los Llanos*”; sin embargo con esta información es suficiente para demostrar que los modelos son representativos de la estructura que representan. Una vez instalados los aparatos se procedió a realizar las mediciones cuyos resultados se muestran a continuación. Para su interpretación debe tomarse en cuenta lo siguiente:

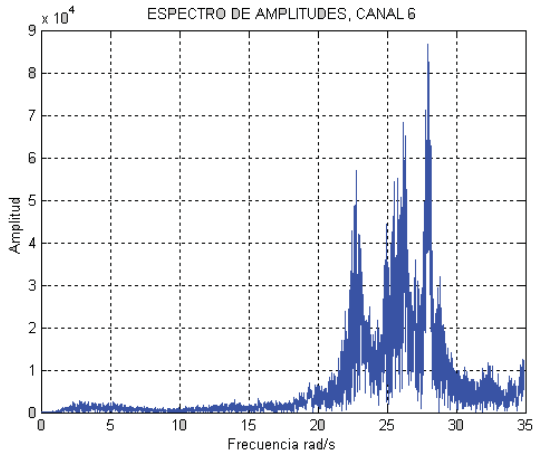
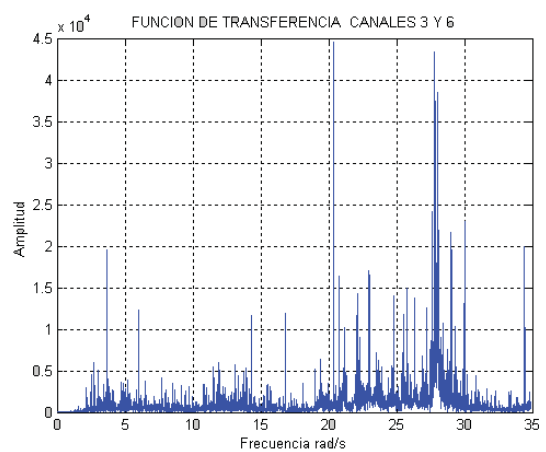
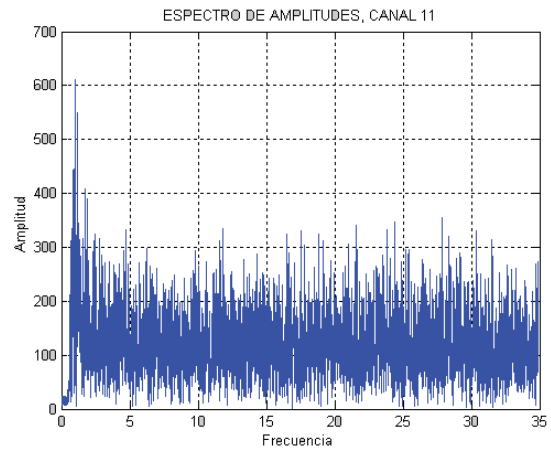
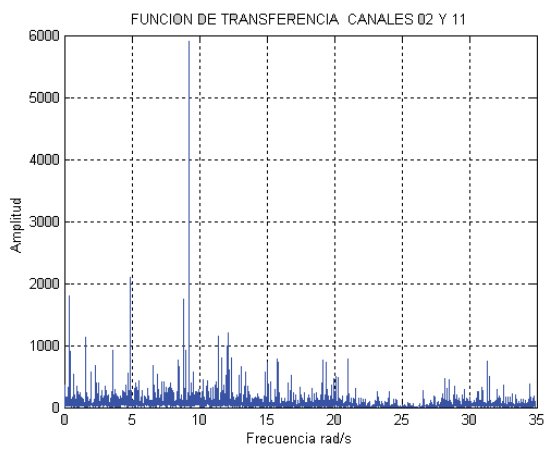
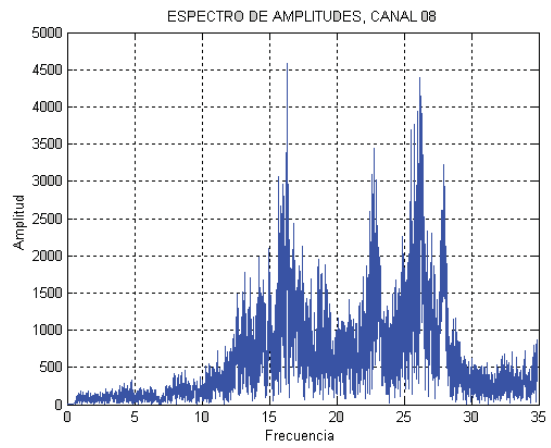
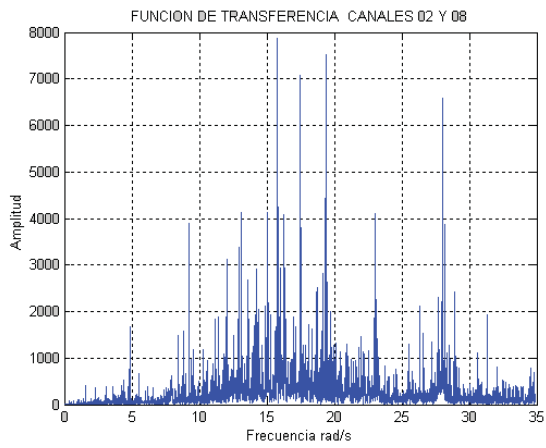
- Los canales 1, 4, 7 y 10 corresponden a la dirección transversal
- Los canales 2, 5, 8 y 11 corresponden a la dirección longitudinal
- Mientras que los canales 3, 6, 9 y 12 corresponden a la dirección vertical



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

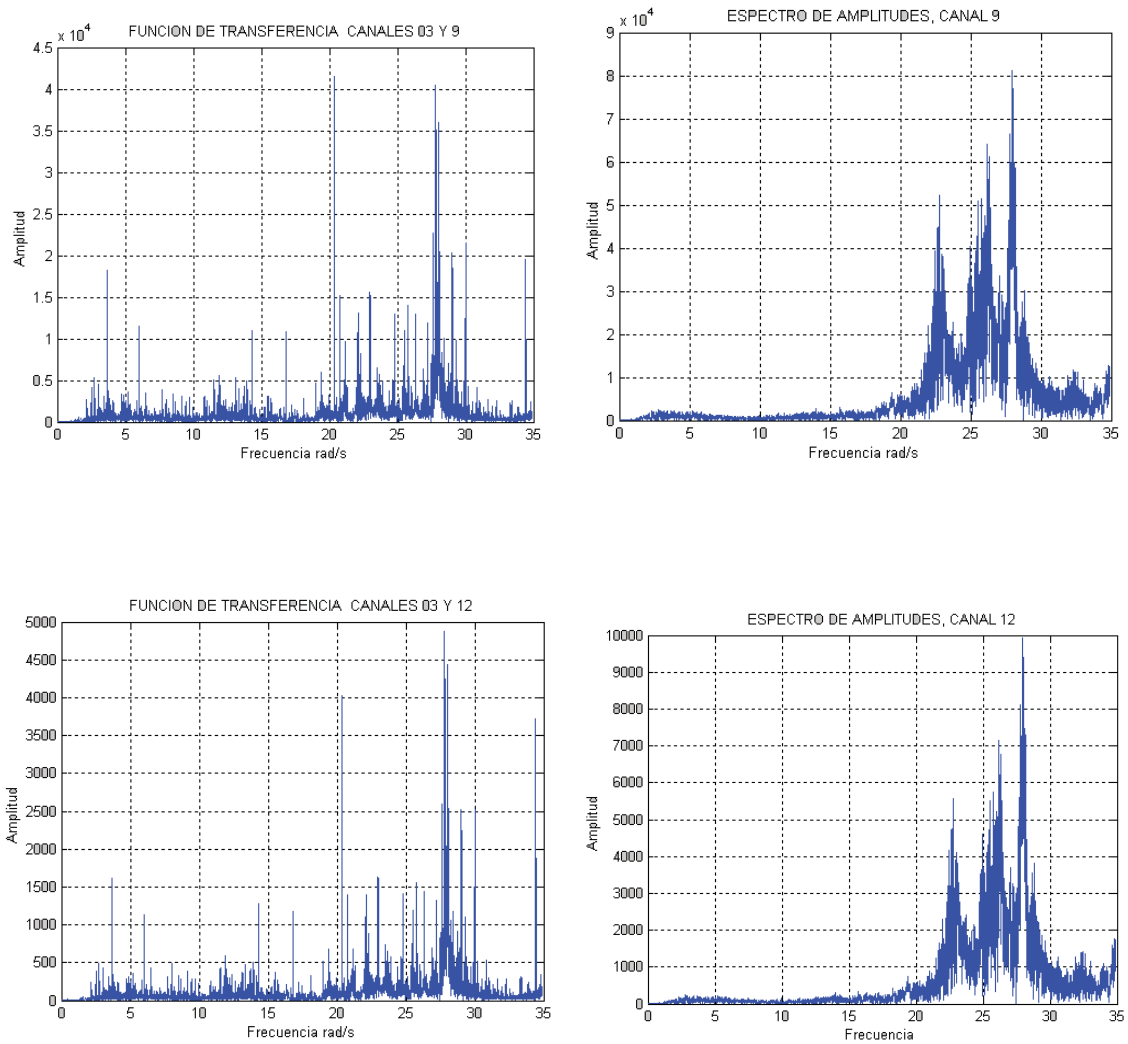


Figura 4

Las gráficas anteriores pertenecen solamente a una de las cinco mediciones realizadas y por cuestiones prácticas no se presenta el resto de ellas. Sin embargo los resultados obtenidos de las otras cuatro si serán utilizados posteriormente y por ello serán incluidos más adelante.

4.3 Propiedades dinámicas

Aunque por sí solas las gráficas nos pueden dar una idea general de los resultados, es necesario hacer un análisis a fondo de las mismas y sintetizar la información que nos interesa de forma que su utilización se vuelva mucho más sencilla. Como ya se comentó en la parte inicial de este capítulo, es posible determinar las formas modales de las estructuras mediante las mediciones de vibración ambiental; lo que nos lleva de manera implícita a los periodos fundamentales de la estructura.

De igual forma es posible obtener los periodos fundamentales de los modelos analíticos de manera muy sencilla. De forma que con toda esta información logremos validar la utilización de los modelos analíticos para la obtención de los resultados.

En el siguiente bloque de tablas se muestra de forma sintetizada la información de las mediciones de vibración ambiental, que contiene primordialmente los picos de amplitud y sus respectivos periodos.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Registros de Medición			Registros de Medición									
Espectro de amplitudes			Función de transferencia									
Ignacio Chávez K1_1/MF001			Ignacio Chávez K1_1/MF001									
Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	
4	18.5	0.3396	1 y 4	13	0.4833	2 y 8	5	1.2566	3 y 9	3.8	1.6535	
	25	0.2513		19	0.3307		9	0.6981		6	1.0472	
	28	0.2244		19.9	0.3157		12	0.5236		14.6	0.4304	
7	18.5	0.3396		24.8	0.2534		13	0.4833	16.5	0.3808		
	25	0.2513		27.8	0.2260		15	0.4189	20.3	0.3095		
	28	0.2244	1 y 7	9.5	0.6614	15.8	0.3977	21	0.2992			
10	19	0.3307		13	0.4833	17.5	0.3590	22	0.2856			
	28	0.2244		15	0.4189	19.2	0.3272	23.5	0.2674			
	5	16.5		0.3808	18.5	0.3396	23	0.2732	24.9	0.2523		
8		16		0.3927	20	0.3142	26	0.2417	25.5	0.2464		
		22.8	0.2756	27.8	0.2260	28	0.2244	27.9	0.2252			
	26	0.2417	1 y 10	9	0.6981	28.6	0.2197	29	0.2167			
27.5	0.2285	13		0.4833	31.5	0.1995	30	0.2094				
11	1	6.2832		14.9	0.4217	2 y 11	0.3	20.9440	34.6	0.1816		
	6	22.5		0.2793	19		0.3307	1.8	3.4907	3 y 12	3.5	1.7952
		26.2		0.2398	19.9		0.3157	5	1.2566		5.8	1.0833
28		0.2244	28	0.2244	9		0.6981	14.5	0.4333			
9	22.5	0.2793	2 y 5	5	1.2566		12	0.5236	16.5		0.3808	
	26	0.2417		9.2	0.6830	3 y 6	3.9	1.6111	20.3		0.3095	
	28	0.2244		13	0.4833		6	1.0472	20.6	0.3050		
12	22.5	0.2793		15.8	0.3977		14.5	0.4333	22	0.2856		
	26	0.2417		17.5	0.3590		16.9	0.3718	23	0.2732		
	28	0.2244	19.2	0.3272	20.2		0.3110	24.9	0.2523			
			23	0.2732	20.5	0.3065	25.8	0.2435				
			28	0.2244	23	0.2732	26.1	0.2407				
			31.5	0.1995	24.9	0.2523	27.5	0.2285				
					26	0.2417	29	0.2167				
					27.8	0.2260	30	0.2094				
					29	0.2167	34.5	0.1821				
					30	0.2094						

Tabla 3. Amplitudes pico con sus respectivos periodos. 1a medición

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Registros de Medición			Registros de Medición								
Espectro de amplitudes			Función de transferencia								
Ignacio Chávez K1_2/MF002			Ignacio Chávez K1_2/MF002								
Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo
4	0.8	7.8540	1 y 4	2	3.1416	2 y 11	2	3.1416	3 y 12	8	0.7854
	17.5	0.3590		7.2	0.8727		3	2.0944		10	0.6283
	20.8	0.3021		12	0.5236		5.3	1.1855		13.9	0.4520
	24.9	0.2523		16.2	0.3879		6	1.0472		17.5	0.3590
	34.9	0.1800		17.8	0.3530		12	0.5236		21	0.2992
7	0.8	7.8540	18	0.3491	12.6	0.4987	21.5	0.2922	25	0.2513	
	14.5	0.4333	21.8	0.2882	14.5	0.4333	23.6	0.2662			
	17.5	0.3590	27.7	0.2268	16.2	0.3879	25	0.2513			
	20.8	0.3021	1 y 7	1	6.2832	19	0.3307	26		0.2417	
	25	0.2513		2.2	2.8560	21	0.2992	28		0.2244	
28	0.2244	7.5		0.8378	22.9	0.2744	29.4	0.2137			
34.9	0.1800	12		0.5236	28.9	0.2174	33.7	0.1864			
16.3	0.3855	30.9		0.2033	3 y 6	8	0.7854				
17.7	0.3550	33.5	0.1876	10		0.6283					
18	0.3491	34	0.1848	13.7		0.4586					
22	0.2856	3 y 6	8	0.7854		17.5	0.3590				
27.5	0.2285		10	0.6283		21	0.2992				
1 y 10	7.5		0.8378	13.7	0.4586	21.4	0.2936				
	12		0.5236	17.5	0.3590	23.3	0.2697				
	16		0.3927	21	0.2992	24	0.2618				
	17.8	0.3530	23.3	0.2697	25	0.2513					
	18	0.3491	24	0.2618	26	0.2417					
22	0.2856	2 y 5	12.5	0.5027	26	0.2417					
27.5	0.2285		12.9	0.4871	28	0.2244					
2 y 5	12.5		0.5027	14.6	0.4304	29.4	0.2137				
	12.9		0.4871	16.2	0.3879	33.5	0.1876				
	14.6		0.4304	19.5	0.3222	3 y 9	8	0.7854			
	16.2	0.3879	21	0.2992	10		0.6283				
	19.5	0.3222	22.6	0.2780	13.5		0.4654				
21	0.2992	30.9	0.2033	21.3	0.2950						
22.6	0.2780	2 y 8	12.5	0.5027	22		0.2856				
30.9	0.2033		12.9	0.4871	23.7	0.2651					
2 y 8	12.5		0.5027	14.5	0.4333	25	0.2513				
	12.9		0.4871	16.4	0.3831	26	0.2417				
	14.5		0.4333	19.5	0.3222	28	0.2244				
	16.4	0.3831	21	0.2992	29.5	0.2130					
	19.5	0.3222	23	0.2732	30.8	0.2040					
21	0.2992	2 y 8	28.5	0.2205	33.7	0.1864					
23	0.2732		2 y 8	12.5	0.5027	2 y 8	12.5	0.5027			
27.5	0.2285			12.9	0.4871		12.9	0.4871			
2 y 8	12.5			0.5027	14.5		0.4333	14.5	0.4333		
	12.9			0.4871	16.4		0.3831	16.4	0.3831		
	14.5	0.4333		19.5	0.3222		19.5	0.3222			
	16.4	0.3831	21	0.2992	21	0.2992					
	19.5	0.3222	23	0.2732	23	0.2732					
21	0.2992	2 y 8	28.5	0.2205	28.5	0.2205					
23	0.2732		28.5	0.2205	28.5	0.2205					
27.5	0.2285		28.5	0.2205	28.5	0.2205					
30.9	0.2033		28.5	0.2205	28.5	0.2205					
30.9	0.2033		28.5	0.2205	28.5	0.2205					

Tabla 4. Amplitudes pico con sus respectivos periodos. 2a medición

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Registros de Medición			Registros de Medición													
Espectro de amplitudes			Función de transferencia													
Ignacio Chávez K1_3/MF003			Ignacio Chávez K1_3/MF003													
Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo					
4	1	6.2832	1 y 4	0.5	12.5664	1 y 10	5	1.2566	2 y 11	1.6	3.9270					
	14.2	0.4425		1	6.2832		8.9	0.7060		2.7	2.3271					
	20	0.3142		2	3.1416		9.6	0.6545		4.5	1.3963					
	28	0.2244		3.9	1.6111		11.3	0.5560		5.5	1.1424					
7	0.8	7.8540	4.9	1.2823	14	0.4488	8	0.7854	3 y 6	3.3	1.9040					
	14.5	0.4333	9	0.6981	14.5	0.4333	9.9	0.6347		4.3	1.4612					
	20	0.3142	9.8	0.6411	15.6	0.4028	10.6	0.5928		8.5	0.7392					
	28	0.2244	14.5	0.4333	17.5	0.3590	11.2	0.5610		9.5	0.6614					
10	14.2	0.4425	15.9	0.3952	18.8	0.3342	18.5	0.3396	3 y 9	3.5	1.7952					
	20	0.3142	17.5	0.3590	20	0.3142	18	0.3491		4.5	1.3963					
	28	0.2244	18.9	0.3324	21	0.2992	19.5	0.3222		8.2	0.7662					
	5	13	0.4833	20	0.3142	24.6	0.2554	21.3		0.2950	9.8	0.6411				
5	15.8	0.3977	23	0.2732	26.2	0.2398	21.9	0.2869	3 y 12	3.5	1.7952					
	25	0.2513	24.5	0.2565	28	0.2244	23	0.2732		4.5	1.3963					
	8	13.5	0.4654	26	0.2417	29.8	0.2108	29.4		0.2137	8.4	0.7480				
		15.8	0.3977	28	0.2244	32.1	0.1957	33.8		0.1859	9.7	0.6478				
22.5		0.2793	29.8	0.2108	2 y 5	4.3	1.4612	3 y 6	3.3	1.9040						
25.8		0.2435	1 y 7	1	6.2832	11.5	0.5464	4.3	1.4612	8.5	0.7392					
11	2	3.1416	4	1.5708	12	0.5236	8.5	0.7392	3 y 9	3.5	1.7952					
	4	1.5708	5	1.2566	13.2	0.4760	9.5	0.6614		4.5	1.3963					
	24	0.2618	9	0.6981	14.2	0.4425	15	0.4189		8.2	0.7662					
	34.5	0.1821	9.8	0.6411	15.5	0.4054	18	0.3491		9.8	0.6411					
6	22.5	0.2793	11.4	0.5512	17	0.3696	23	0.2732	3 y 12	3.5	1.7952					
	25.7	0.2445	13.8	0.4553	18	0.3491	25.7	0.2445		4.5	1.3963					
	28	0.2244	14.5	0.4333	19.3	0.3256	27.8	0.2260		8.2	0.7662					
	9	22.5	0.2793	15.5	0.4054	22	0.2856	3 y 9		3.5	1.7952					
9	25.8	0.2435	19	0.3307	23.1	0.2720	23.1	0.2720	3 y 12	3.5	1.7952					
	28	0.2244	20	0.3142	29.1	0.2159	29.1	0.2159		4.5	1.3963					
	12	22.5	0.2793	23	0.2732	33.8	0.1859	33.8		0.1859	8.2	0.7662				
		25.8	0.2435	26	0.2417	2 y 8	4	1.5708		15	0.4189	9.8	0.6411			
28		0.2244	28	0.2244	11.3	0.5560	18	0.3491	15	0.4189						
28		0.2244	29.8	0.2108	11.9	0.5280	23.1	0.2720	18	0.3491						
12	28	0.2244	29.8	0.2108	0.2108	2 y 8	4	1.5708	3 y 9	3.5	1.7952					
												11.3	0.5560	15	0.4189	
												11.9	0.5280	18	0.3491	
												12.9	0.4871	23.1	0.2720	
												14	0.4488	25.7	0.2445	
												15.4	0.4080	27.8	0.2260	
												17	0.3696	3 y 12	3.5	1.7952
												18	0.3491	4.5	1.3963	
												19.2	0.3272	8.4	0.7480	
												21.2	0.2964	9.7	0.6478	
												21.5	0.2922	15	0.4189	
												23	0.2732	18	0.3491	
29.4	0.2137	23	0.2732													
		25.8	0.2435													
		27.8	0.2260													

Tabla 5. Amplitudes pico con sus respectivos periodos. 3a medición

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Registros de Medición			Registros de Medición					
Espectro de amplitudes			Función de transferencia					
Ignacio Chávez K2_1/BZ001			Ignacio Chávez K2_1/BZ001					
Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canales	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canales	Frecuencia (rad/s)	Periodo
4	15.2	0.4134	1 y 4	3.5	1.7952	1 y 10	5.4	1.1636
	25	0.2513		5.3	1.1855		11	0.5712
7	18	0.3491		11.5	0.5464		11.5	0.5464
	25	0.2513		12	0.5236		13	0.4833
	27.8	0.2260		12.5	0.5027		14.1	0.4456
10	18.5	0.3396		12.9	0.4871		15.2	0.4134
	25	0.2513		15.2	0.4134		17.5	0.3590
5	16.2	0.3879		17.5	0.3590		19.2	0.3272
	22.8	0.2756		19.5	0.3222		20.8	0.3021
	26	0.2417		20.5	0.3065		22	0.2856
8	16.2	0.3879	23	0.2732	23	0.2732		
	23	0.2732	24.9	0.2523	25	0.2513		
	25	0.2513	26	0.2417	26	0.2417		
	28	0.2244	28.5	0.2205	28	0.2244		
11	16	0.3927	33	0.1904	33	0.1904		
	24.8	0.2534	1 y 7	5.5	1.1424	2 y 5	3.5	1.7952
			13	0.4833	7.5	0.8378		
			15.2	0.4134	9	0.6981		
			17.7	0.3550	25.8	0.2435		
			18.9	0.3324	2 y 8	3.8	1.6535	
			19.2	0.3272		4.8	1.3090	
			20.7	0.3035	9	0.6981		
			22	0.2856	24	0.2618		
			23.7	0.2651	2 y 11	3.5	1.7952	
			24.9	0.2523		8.8	0.7140	
			26	0.2417		24	0.2618	
			28	0.2244				

Tabla 6. Amplitudes pico y sus respectivos periodos. 4a medición

Tanto en el registro número cuatro (K2_1) como el número cinco (K2_2) los sensores situados en la superficie del puente están colocados en un claro distinto al de las tres mediciones anteriores. Se siguió este procedimiento para obtener registros en distintos lugares de la estructura con la finalidad de tener la mayor cantidad de información posible.

Como se puede observar en los registros de las mediciones K2_1 y K2_2 no hay información que haga referencia a la dirección vertical, esto se debe a una falla en los aparatos que desafortunadamente no fue posible detectarla en campo.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

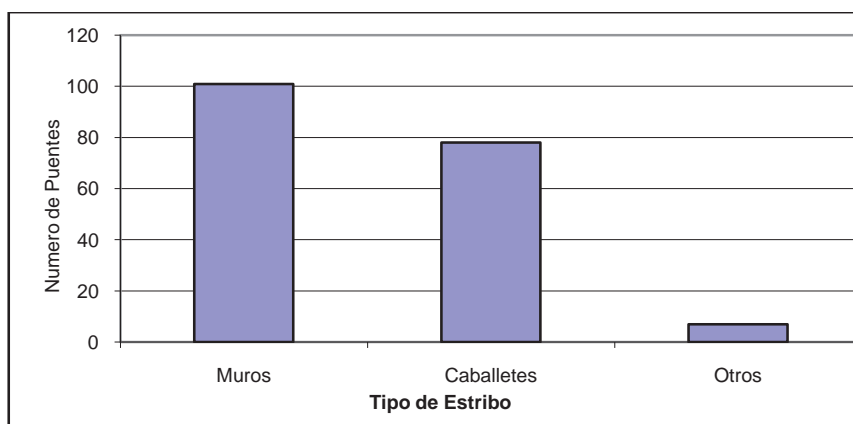
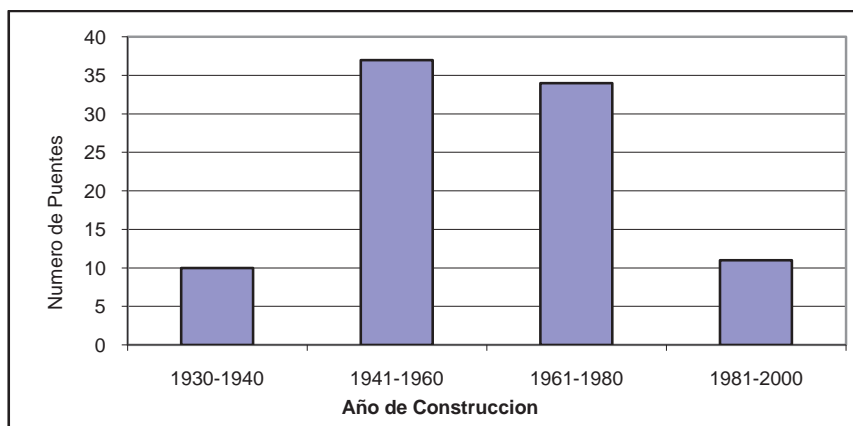
Registros de Medición			Registros de Medición										
Espectro de amplitudes			Función de transferencia										
Ignacio Chávez K2_2/BZ002			Ignacio Chávez K2_2/BZ002										
Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo	Canal	Frecuencia (rad/s)	Periodo		
4	2	3.1416	1 y 4	1.5	4.1888	1 y 10	1.6	3.9270	2 y 8	0.9	6.9813		
	14.8	0.4245		2	3.1416		2	3.1416		1.8	3.4907		
	24.9	0.2523		2.9	2.1666		2.9	2.1666		2.4	2.6180		
	34.5	0.1821		4	1.5708		4	1.5708		3.2	1.9635		
7	17.5	0.3590	9.5	0.6614	9.5	0.6614	9.5	0.6614	3.5	1.7952			
	24.9	0.2523		11		0.5712		11		0.5712	5.5	1.1424	
	34.5	0.1821		12.5		0.5027		12.2		0.5150	7.5	0.8378	
10	1	6.2832	17.2	0.3653	12.9	0.4871	12.9	0.4871	10	0.6283			
	15.8	0.3977		19		0.3307		17.3		0.3632	11.5	0.5464	
	25	0.2513		22.8		0.2756		19		0.3307	12.5	0.5027	
	34.5	0.1821		24		0.2618		20.8		0.3021	13.1	0.4796	
5	13.8	0.4553	27	0.2327	22.8	0.2756	22.8	0.2756	19	0.3307			
	16	0.3927		24		0.2618		24		0.2618	20	0.3142	
	22.8	0.2756		28		0.2244		26.5		0.2371	21	0.2992	
	26	0.2417		8.2		0.7662		28		0.2244	23.5	0.2674	
8	14	0.4488	9.5	0.6614	11	0.5712	331	0.0190	25	0.2513			
	16	0.3927		11		0.5712		33.7		0.1864	26	0.2417	
	22.3	0.2818		12.2		0.5150		2 y 5		0.6	10.4720	27	0.2327
	25	0.2513		13		0.4833		1.2		5.2360	28	0.2244	
	28	0.2244		15.9		0.3952		2		3.1416	29.5	0.2130	
11	14	0.4488	17.2	0.3653	3	2.0944	3	2.0944	32	0.1963			
	16	0.3927		19.1		0.3290		3.5		1.7952	33.7	0.1864	
	25	0.2513		20.8		0.3021		5.5		1.1424	2 y 11	0.9	6.9813
				23		0.2732		7.2		0.8727			
24	0.2618	10	0.6283	10	0.6283	2.5	2.5133						
26.7	0.2353	10.5	0.5984	10.5	0.5984	3.5	1.7952						
28	0.2244	11.3	0.5560	11.3	0.5560	5.5	1.1424						
28.4	0.2212	12.5	0.5027	12.5	0.5027	7.5	0.8378						
30	0.2094	13	0.4833	13	0.4833	10	0.6283						
32.9	0.1910	19	0.3307	19	0.3307	11.5	0.5464						
		19.9	0.3157	19.9	0.3157	13	0.4833						
		21	0.2992	21	0.2992	19	0.3307						
		21.7	0.2895	21.7	0.2895	21	0.2992						
		23	0.2732	23	0.2732	23.5	0.2674						
		26.9	0.2336	26.9	0.2336	25	0.2513						
		27.6	0.2277	27.6	0.2277	28	0.2244						
		31.5	0.1995	31.5	0.1995	29.1	0.2159						
		33.8	0.1859	33.8	0.1859	30.8	0.2040						
						32	0.1963						
						33.8	0.1859						
						34.3	0.1832						

Tabla 7. Amplitudes pico con sus respectivos periodos. 5a medición

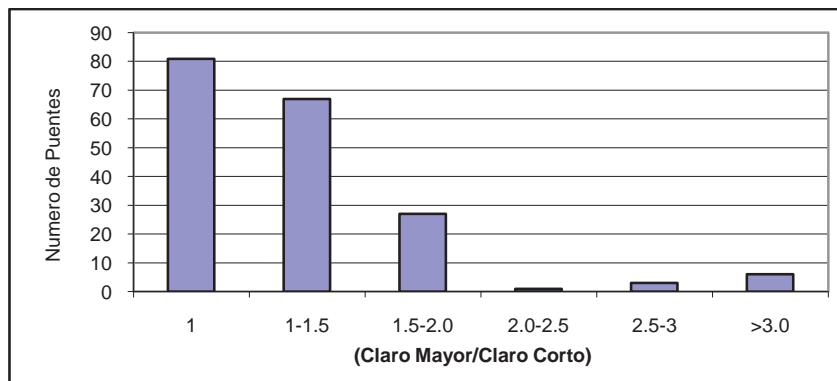
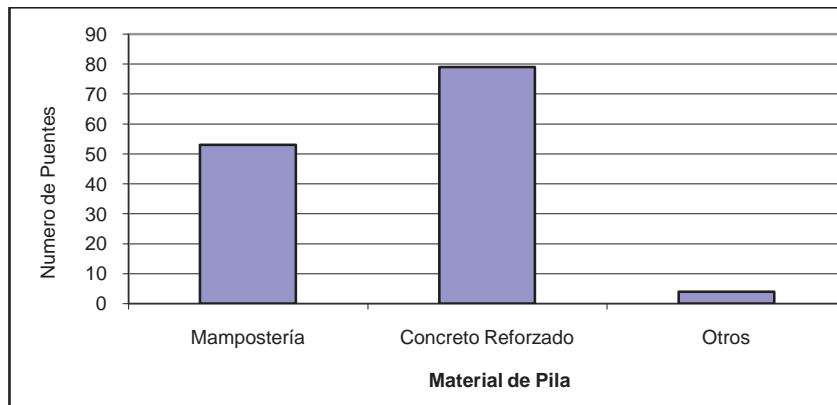
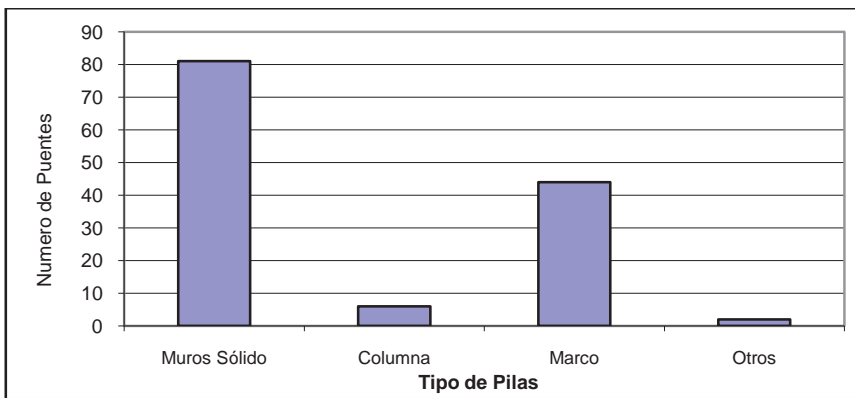
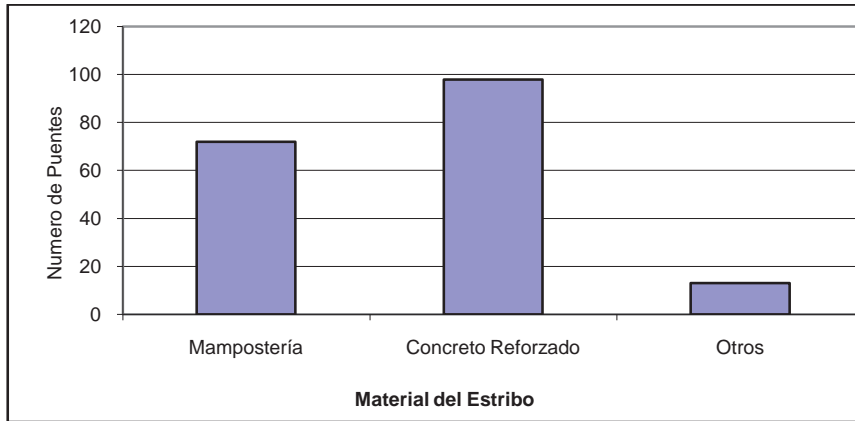
4.4 Estadísticas de puentes en México

Parte importante del recorrido en que se realizaron las mediciones de vibración ambiental es recolectar información respecto a las características de los puentes. La finalidad de contar con esta información es conocer las distintas clases de puentes que se construyen en México, así como el comportamiento que han tenido desde su construcción. Con ello nos podemos dar cuenta que tipo de estructuras se comportan mejor para la actividad sísmica y las características del suelo de distintas zonas de nuestro país. Así mismo identificar las que son más vulnerables y sufren más daños, para poder actuar a tiempo, ya sea mejorando su proceso de construcción o evitando construir puentes de ese tipo.

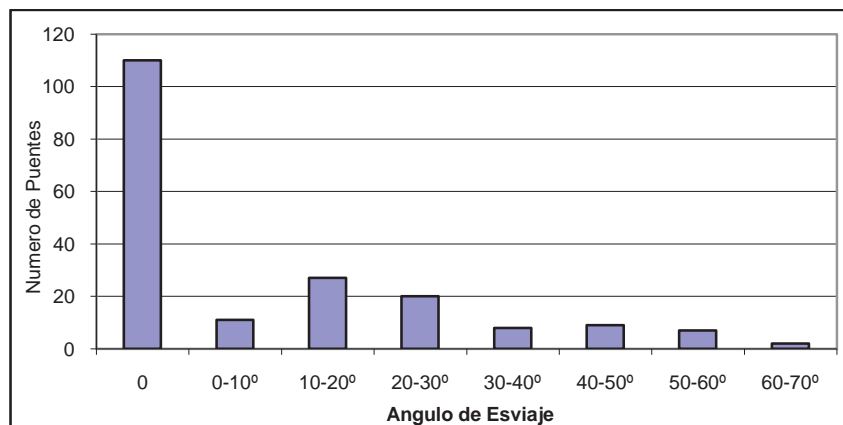
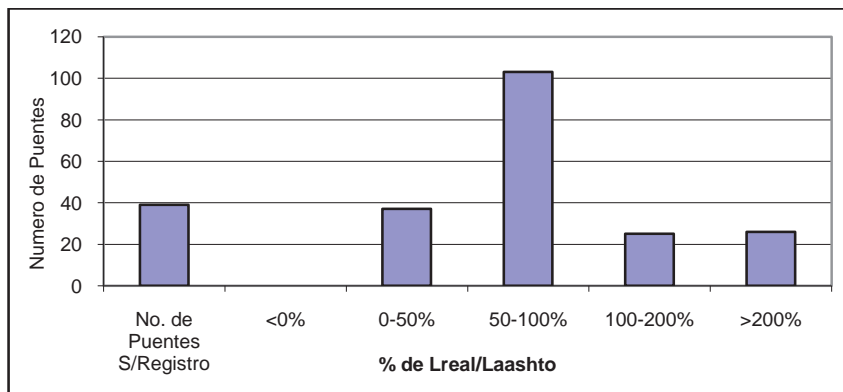
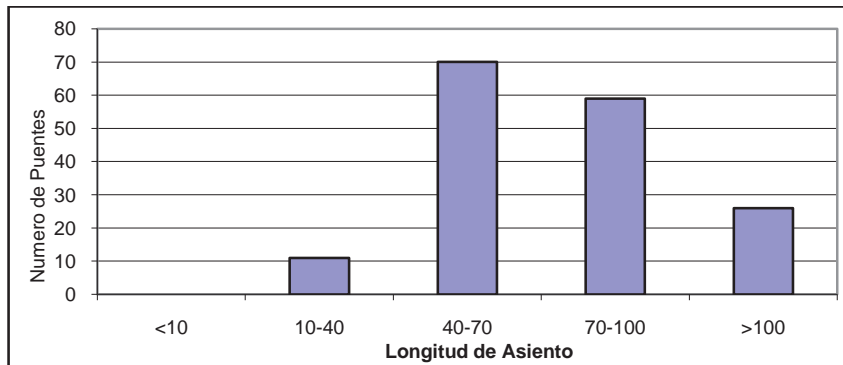
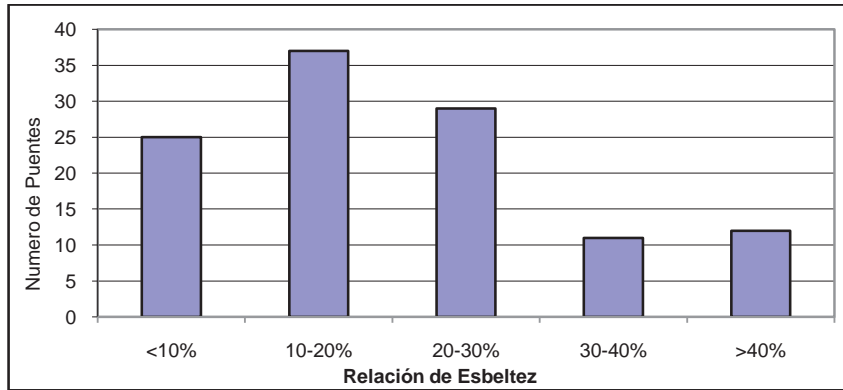
A continuación se presentan las características de los puentes de forma estadística.



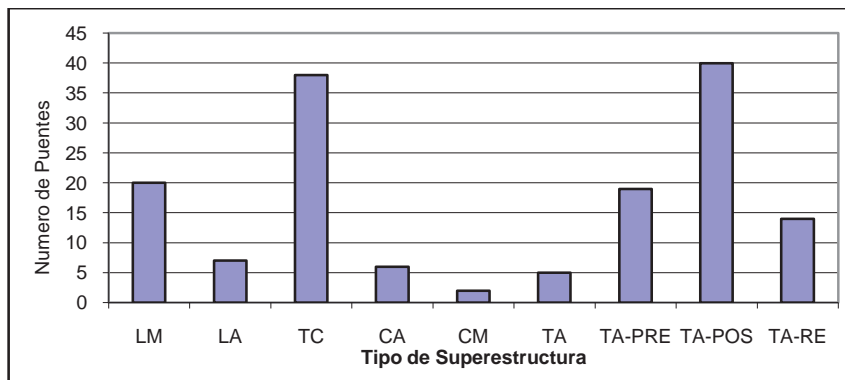
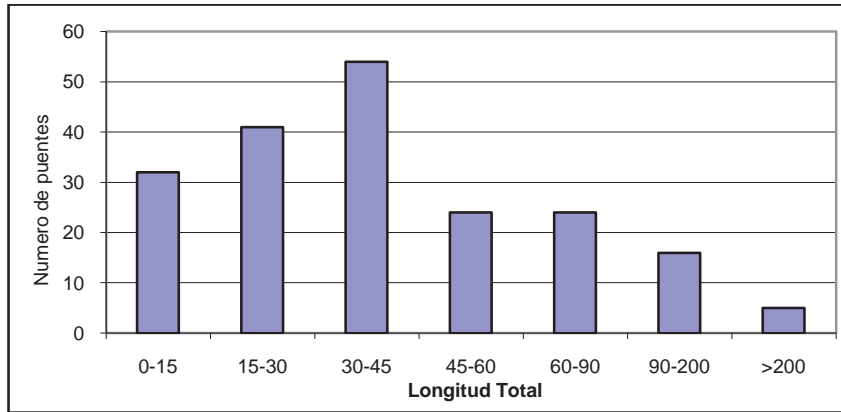
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



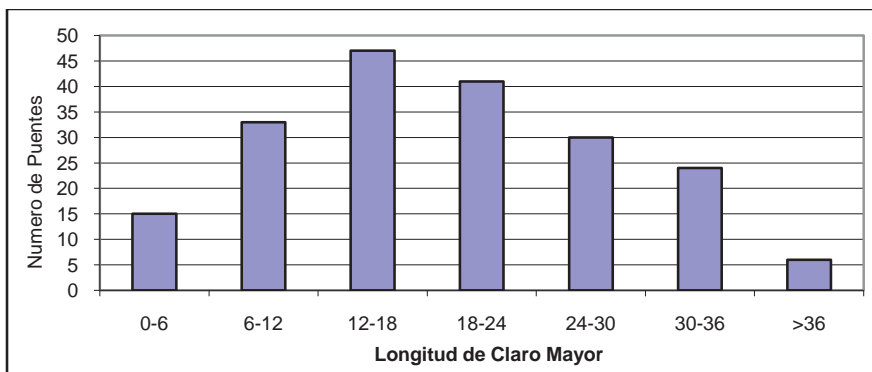
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



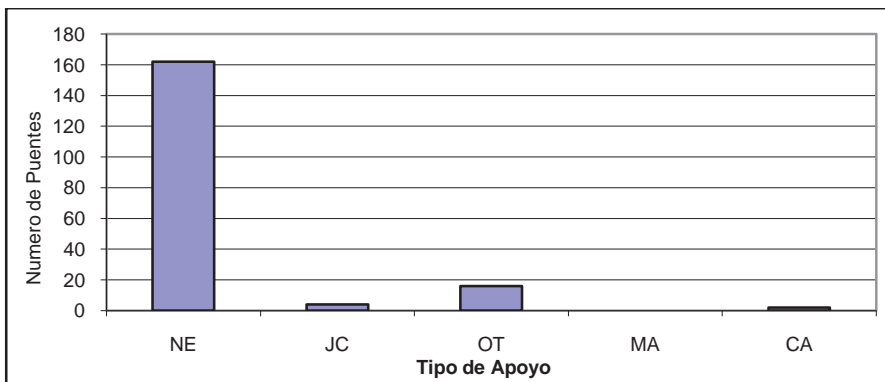
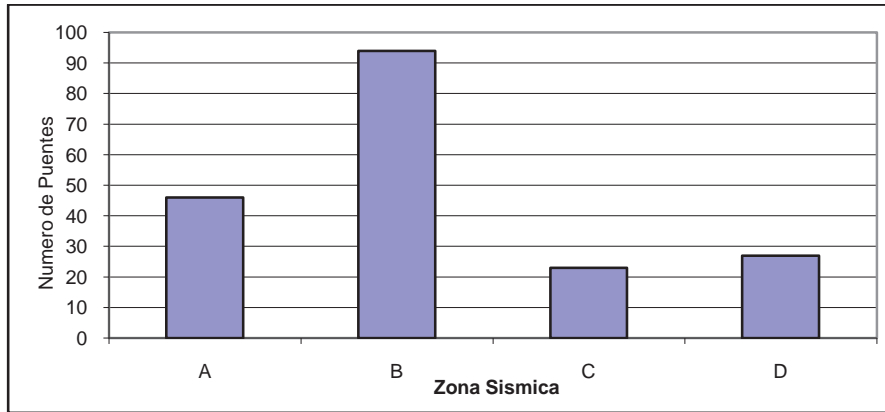
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



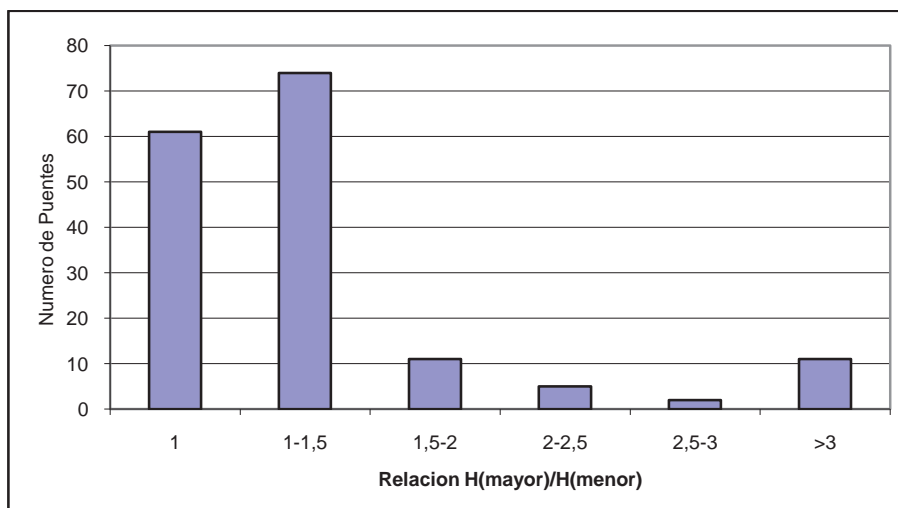
Tipo de Subestructura	Clave
Losa maciza	LM
Losa aligerada	LA
Tabletas de concreto	TC
Cajón	CA
Cajón múltiple	CM
Trabes ashto	TA
Trabes ashto presforzada	TA-PRE
Trabes ashto postensada	TA-POS
Trabes ashto reforzada	TA-RE
Trabes concreto reforzado	TR-CR
Trabes metalicas tipo "I"	TM
Losa/viga	Losa/viga
Tridilosa	TR
Otros	OT



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



Tipo de apoyo	Clave
Neopreno	NE
Junta de construcción	JC
Otro	OT
Mecedoras de acero	MA
Cartón asfaltado	CA



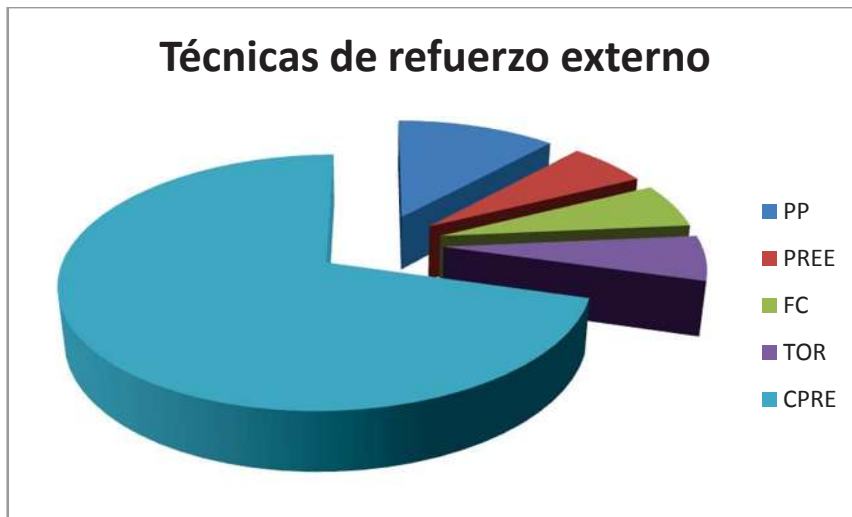
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Como complemento se anexa a continuación algunas gráficas que muestran el tipo de reparaciones que se han efectuado en algunos de los puentes.



Tipo de apoyo	Clave
Ampliación de pilas	AP
Ampliación de estribos	AE
Encamisado de pilas	EP
Encamisado de estribos	EE
Ampliación superestructura	ASE
Refuerzo Externo	RE
Ampliación Cimentación	AC
Cambio Superestructura	CSE
Cambio Cimentación	CC

Refuerzo externo	Clave
Placas y pernos en traves	PP
Presfuerzo externo en traves	PREE
Refuerzo en traves con fibra de carbón	FC
Colocación de torones	TOR
Colocación de cables de presfuerzo	CPRE



Para elaborar las gráficas que aquí se presentan se utilizó la información recolectada de un total de 204 puentes, representando a las 4 zonas sísmicas.

Capítulo 5

Modelos estructurales

Hasta este punto hemos definido una serie de conceptos que son útiles para comprender la evaluación sísmica de estructuras, ahora abriremos paso a la parte fundamental del trabajo, que es aplicar los criterios de evaluación a estructuras reales. Por razones obvias sería muy complicado trabajar directamente con las estructuras, por ello recurriremos a la elaboración de modelos analíticos que nos permitan simular el comportamiento de dichas estructuras sin recurrir a las originales. No obstante si es necesario tomar la estructura original como fuente de información para la elaboración de los modelos, de manera que estos sean lo más representativo posible.

Para la realización de los modelos se hizo uso del software *SAP 2000 Versión 11* por ser una herramienta bastante útil para realizar los análisis que se requieren para este trabajo. En el siguiente apartado se describen los aspectos que intervienen en el modelo de los puentes, de manera que se comprenda mejor la concepción del puente como elemento de análisis.

5.1 Descripción de los modelos

Puente “Ignacio Chávez”

Descripción General del puente

El puente Ignacio Chávez es un puente simplemente apoyado que está formado por 16 claros de 30m de longitud, dando como resultado una longitud total de 480m. La superestructura consiste en 6 traveses AASHTO tipo IV separados a 2.40m entre sí que se extienden a todo lo largo del puente, y cuyas dimensiones son las siguientes:

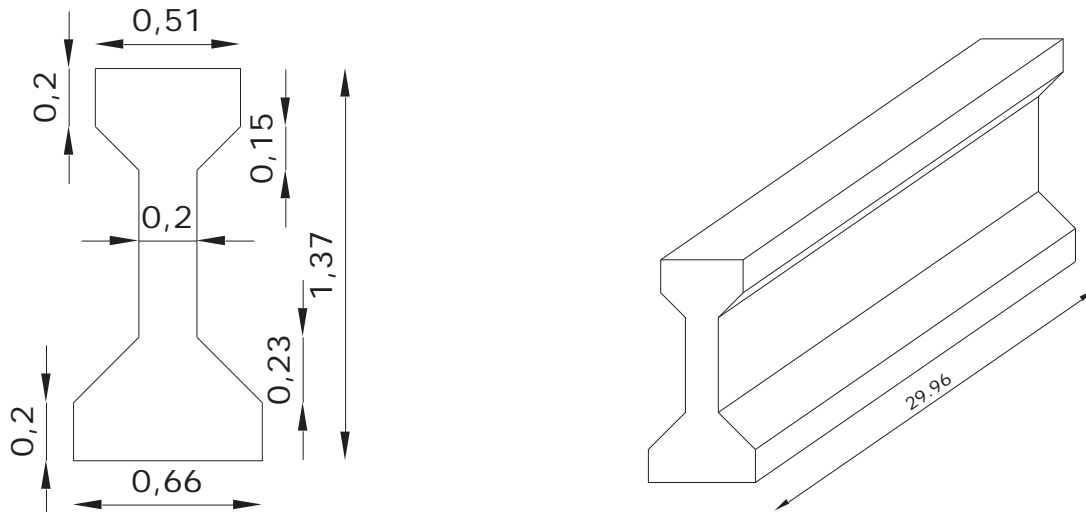


Figura 5. Trabe AASHTO tipo IV

La superestructura se encuentra apoyada sobre apoyos integrales de neopreno de las siguientes características:

El apoyo 1 está formado por cuatro capas de neopreno de 1.3cm y tres de acero de 0.3cm, mientras que el apoyo 2 está formado por cinco capas de neopreno y cuatro de acero de los mismos espesores, haciendo así al apoyo 1 de 4.1cm de espesor y al apoyo 2 de 5.7cm (Figura 6).

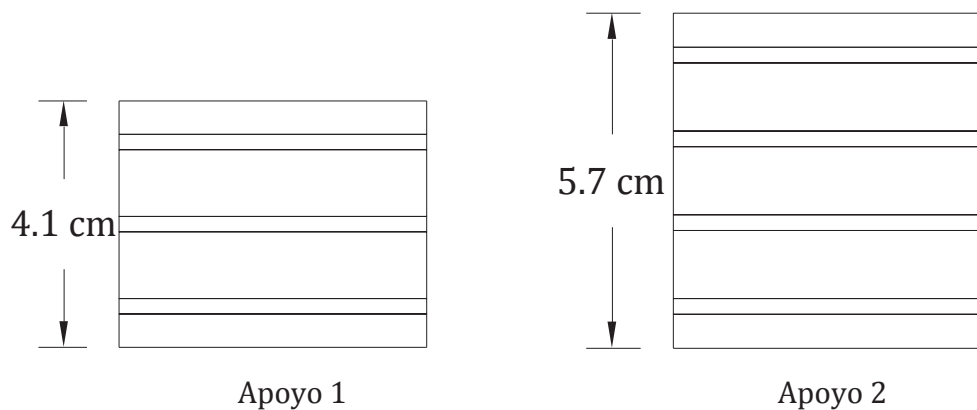


Figura 6. Características de los apoyos de neopreno

Teniendo en cuenta que los apoyos tienen un módulo de rigidez al cortante de 100 Ton/m² y las características geométricas mencionadas, se procedió a calcular las rigideces laterales con la siguiente expresión:

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

$$k = \frac{GA}{h} \quad \text{Ecuación 29}$$

Donde: G = Módulo de rigidez al cortante

A = Área del apoyo

h = Espesor efectivo de neopreno (sin placas de acero)

Sustituyendo:

$$k_1 = \frac{100 \cdot 0.3^2}{0.032} = 281.25 \quad (\text{Ton}/m) \quad k_1 = \frac{100 \cdot 0.3^2}{0.045} = 200 \quad (\text{Ton}/m)$$



Figura 7. Vista panorámica del puente

La subestructura a su vez está conformada por un conjunto de pilas formadas por muros de concreto reforzado de sección rectangular con remates semiesféricos de las siguientes dimensiones:

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

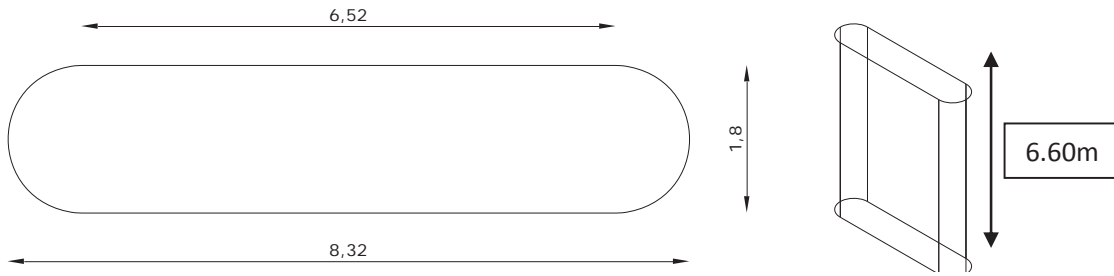


Figura 8. Sección transversal pilas

La altura de las pilas es de 6.60m desde su cimentación y sobre ellas descansa el cabezal de sección transversal rectangular; dicho cabezal tiene un peralte total de 1.52m y en su parte superior aloja la los apoyos sobre los que apoyan las traveses.

Localización

El puente Dr. Ignacio Chávez se encuentra en el municipio de Lázaro Cárdenas, al sur del estado de Michoacán. Forma parte de la carretera Morelia-Lázaro Cárdenas y beneficia a más de 450,000 habitantes pertenecientes a los municipios de Lázaro Cárdenas en Michoacán y La Unión en el estado de Guerrero, dando una mayor fluidez al tránsito, además de impulsar el desarrollo de la zona industrial del Puerto de Lázaro Cárdenas hacia el interior del estado.



Figura 9. Macrolocalización y Microlocalización

Descripción detallada del Modelo

En el desarrollo del modelo se realizaron algunas simplificaciones y consideraciones específicas que se describen a continuación. Para proceder de una forma ordenada partiremos de la formación de cada uno de los elementos del puente, finalizando con la aplicación de las cargas que serán utilizadas en la simulación.

Pilas. Inicialmente se modelaron como elementos tipo sólido utilizando elemento finito, logrando de manera muy precisa una gran semejanza con la forma real de la pila; sin embargo lejos de representar una ventaja vuelve el análisis mucho más complejo, provocando que el tiempo de análisis se prolongue demasiado. Lo anterior llevó a la necesidad de elaborar un modelo más simplificado, donde los elementos están modelados como elementos tipo barra de sección transversal constante.

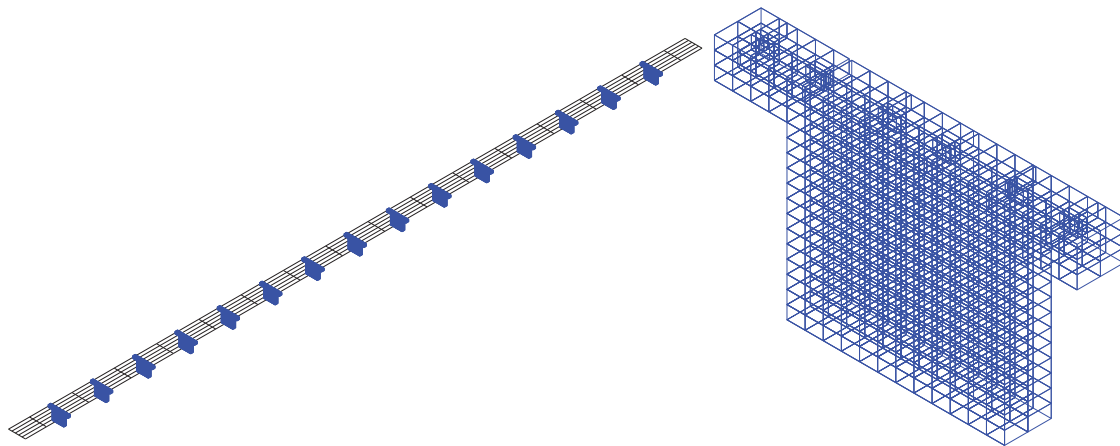


Figura 10. Modelo de 16 claros utilizando sólidos zoom de la Pila

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

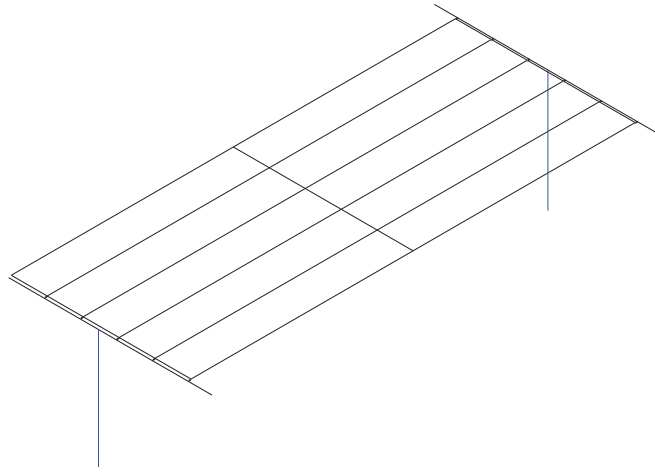


Figura 11. Modelo simplificado de un solo claro



Figura 12. Vista frontal de pilas

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Ambos modelos fueron evaluados previo a su utilización para determinar la confiabilidad del modelo simplificado. Para lograrlo se obtuvieron las formas modales en ambos modelos determinando los modos principales en las 3 direcciones y comparando sus periodos correspondientes. Los resultados se pueden observar en la siguiente tabla:

Modos principales en las 3 direcciones							
Modelo sólidos				Modelo barras			
Periodo	UX	UY	UZ	Periodo	UX	UY	UZ
1.1320	0.24227			1.1622	0.35601		
1.1388		0.31051		1.1606		0.41494	
0.9104			0.01134	0.9229			0.20663

Tabla 8. Modos de vibrar de los modelos

Como se puede observar en los periodos de ambos modelos, el modelo simplificado arroja resultados suficientemente confiables para ser utilizado como modelo de análisis; por lo tanto la descripción del modelo se reduce a describir el modelo simplificado. En el nuevo modelo se encontró además que es posible considerar un solo claro para el análisis, debido a que todos los claros son simplemente apoyados y las pilas del puente tienen prácticamente la misma altura.

Regresando a la descripción de las pilas, estas fueron modeladas como elementos de concreto reforzado con las siguientes propiedades:

$f_c = 250\text{kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad = $1,581,139 \text{ t/m}^3$
Peso volumétrico = 2.4 t/m^3

Tabla 9. Propiedades del concreto en pilas

Cabezal. Análogo a las pilas, el cabezal se modeló también como un elemento tipo barra de sección transversal constante. El material del cabezal corresponde a un concreto reforzado con calidad de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ cuyas propiedades fueron previamente descritas (Tabla 9).



Figura 13. Vista lateral del cabezal

Apoyos. El software utilizado en la modelación permite simular los apoyos integrales de neopreno mediante elementos tipo link. A estos elementos es posible asignarles propiedades de rigidez en los distintos grados de libertad según sea necesario, que para el caso de los apoyos de neopreno es en las 3 direcciones de desplazamiento. Este puente cuenta con apoyos cuyas rigideces son 286.88 kg/cm y 204.00 kg/cm para apoyo fijo y móvil respectivamente en la dirección transversal y longitudinal, mientras que en la dirección vertical se asignó un valor de 5000 kg/cm para simular la gran rigidez que este tipo de apoyos tienen en esta dirección.

Los apoyos están colocados en el puente de manera que en los estribos se cuenta con apoyo móvil, mientras que en las pilas se tiene ambos, separados a una distancia de 35 cm y dispuestos de la siguiente manera:

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

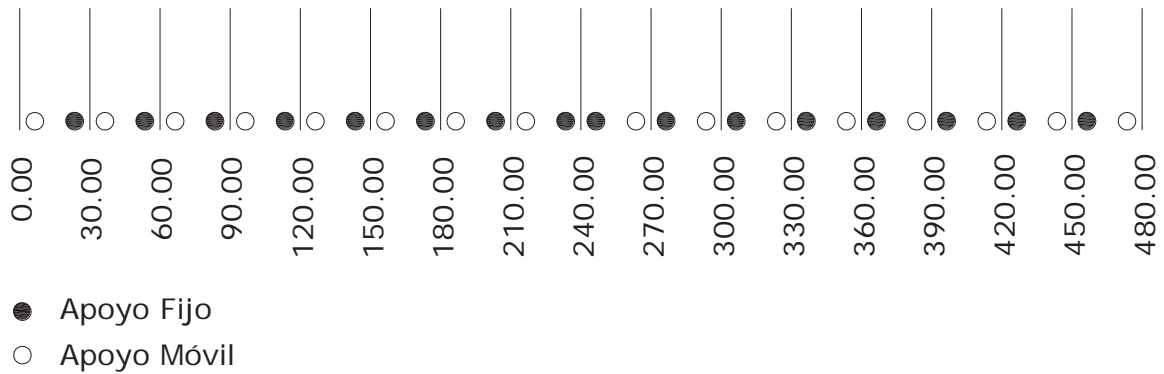


Figura 14. Disposición de los apoyos

Trabes. Las trabes son elementos que por su función, generalmente se modelan como elementos tipo barra y esta no es la excepción. Gracias a que el software utilizado cuenta con secciones de trabe AASHTO precargadas, únicamente hay que asignar las propiedades de la trabe deseada a las barras dibujadas en el modelo del puente que para este caso es una AASHTO tipo IV. Este tipo de trabes al ser elementos precolados y presforzados cuentan con una calidad de materiales superior al concreto colado en sitio, por lo tanto sus propiedades también son diferentes:

$f_c = 350\text{kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad = $1,870,829 \text{ t/m}^3$
Peso volumétrico = 2.4 t/m^3

Tabla 10. Propiedades del concreto en trabes



Figura 15. Vista inferior y lateral de las traves

Diafragmas. El puente cuenta con 3 diafragmas por claro, dos en los apoyos y uno al centro, que le aportan rigidez lateral a la superestructura. Estos elementos se modelaron como elementos tipo barra, también de concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ cuyas dimensiones son las siguientes:

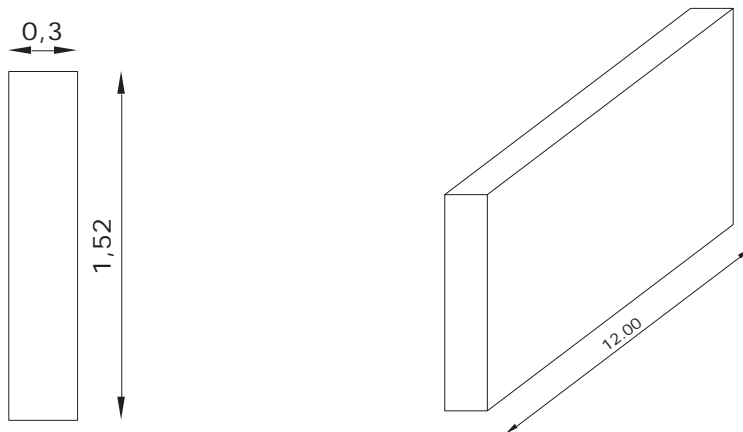


Figura 16. Dimensiones diafragmas

En la Figura 16 se pueden observar los diafragmas intermedios.

Juntas de dilatación. Aunque su función no es precisamente aportar capacidad a la estructura, si influyen enormemente en la funcionalidad del puente al absorber los esfuerzos generados por las deformaciones térmicas. Por la razón anterior fueron considerados en el modelo, generando un espacio libre de 4cm en la unión de las traves sobre la pila.

Otros elementos. Para obtener un modelo más realista es necesario considerar el peso de elementos como la losa de concreto, la carpeta asfáltica y el parapeto. Estas cargas se representan como uniformemente repartidas y se aplicaron sobre las trabes para representar un peso adicional al modelo. Adicionalmente del peso que añade a la estructura, la losa le aporta ciertas propiedades de tablero al puente; esto significa que al ser un elemento plano de espesor relativamente pequeño y de longitud importante, aporta una rigidez lateral a la estructura. Para representar esta rigidez adicional se asigna al modelo lo que el software define como Diaphragm Constraint.

Esta propiedad permite que un conjunto de nodos queden unidos por un cuerpo rígido, y como consecuencia de ello todos se desplacen en la misma dirección con igual magnitud. Al asignar estas propiedades a todos los nodos que forman la superestructura de un claro, se logra simular el efecto de la losa.

Cargas vehiculares. Para el análisis que se desea realizar es necesario considerar la carga viva a que estará sujeta el puente, es decir la carga vehicular. Previo a la aplicación de estas cargas es necesario definir las líneas de acción de las mismas, es decir los ejes sobre los cuales se considera que se concentra la carga. Para puentes simplemente apoyados el vehículo tipo T3-S2-R4 de la clasificación correspondiente a la S.C.T. (Figura 17) es el que rige para diseño y por esta razón se utilizó para el modelo.

Configuración	Tipo de Carretera	Longitud máxima	P.B.
9 ejes y 34 llantas	A4 y A2	31.00 m	66.50 ton
	B4 y B2	28.50 m	66.50 ton
	C	23.50 m	58.00 ton

P.B. = Peso bruto máximo

Tabla 11. Características del vehículo T3-S2-R4

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

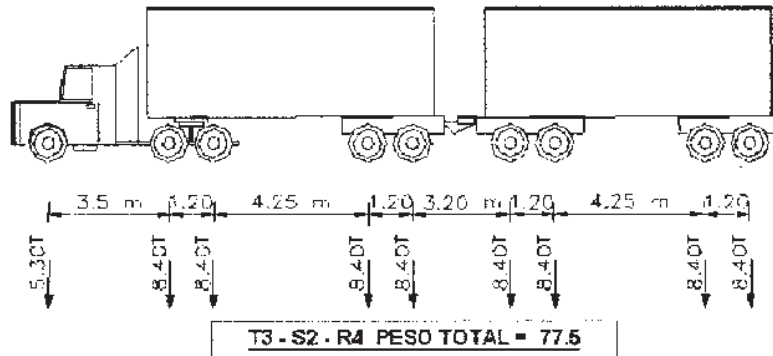


Figura 17. Vehículo T3-S2-R4

Formas Modales del puente

Una vez concluida la modelación del puente y el análisis de las mediciones de vibración ambiental, podemos proceder a comparar las formas modales de ambos análisis y determinar si los modelos son aptos de utilizarse para calcular el espectro de capacidad de las estructuras.

Formas modales del modelo del puente Ignacio Chávez					
Número de Modo	Periodo (sec)	Frecuencia (rad)	Desplazamientos		
			UX	UY	UZ
Modo 1	0.83262	7.54628199	4.311E-18	0.559235	7.418E-06
Modo 2	0.832261	7.54953711	0.497492	5.307E-18	4.376E-19
Modo 3	0.715675	8.77938353	1.74E-19	0.000012	0.363108
Modo 4	0.633145	9.92376992	0.000053	0	7.971E-20
Modo 5	0.626141	10.034777	2.745E-19	0.000185	5.574E-09
Modo 6	0.555573	11.3093784	0.021306	0	6.392E-19
Modo 7	0.441145	14.2429027	1.38E-07	0	0
Modo 8	0.373974	16.8011287	3.853E-20	5.479E-07	0.000249
Modo 9	0.29494	21.3032661	8.544E-07	8.462E-20	8.335E-19
Modo 10	0.215298	29.1836678	2.185E-16	1.897E-08	3.391E-06
Modo 11	0.209664	29.9678786	4.163E-15	3.267E-07	1.45E-13
Modo 12	0.193802	32.4206422	6.901E-15	0.000025	2.558E-13
Modo 13	0.1694	37.0908224	1.905E-09	1.022E-17	1.124E-16
Modo 14	0.160654	39.1100459	9.66E-17	0.197745	7.002E-07
Modo 15	0.159322	39.4370226	1.384E-18	0.241692	1.651E-06
Modo 16	0.151189	41.5584818	1.181E-15	1.406E-06	0.061826
Modo 17	0.143218	43.8714778	0.000276	1.345E-16	6.851E-15

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Modo 18	0.13679	45.9330748	5.914E-16	3.441E-08	0.019675
Modo 19	0.12333	50.9461227	8.698E-08	1.335E-16	1.328E-14
Modo 20	0.121881	51.551803	4.199E-15	2.136E-07	1.391E-10
Modo 21	0.112513	55.844083	2.326E-14	7.637E-09	0.139295
Modo 22	0.110975	56.6180248	1.125E-15	3.121E-08	8.988E-10
Modo 23	0.110751	56.7325379	0.000557	6.86E-17	2.229E-17
Modo 24	0.104723	59.9981409	0.000018	2.892E-19	1.823E-14
Modo 25	0.103315	60.815809	1.37E-10	6.351E-18	1.655E-16
Modo 26	0.095988	65.4580292	4.536E-14	3.069E-11	0.003321
Modo 27	0.081232	77.3486472	7.153E-10	5.238E-15	2.403E-13
Modo 28	0.080675	77.8826812	2.868E-11	1.033E-15	2.527E-16
Modo 29	0.079788	78.7484999	3.198E-14	2.324E-08	3.103E-13
Modo 30	0.076583	82.0441261	5.033E-09	3.773E-15	8.236E-14

Tabla 12. Formas modales del puente Ignacio Chávez

Cuando se comenzó a comparar los periodos entre el modelo y los registros no coincidían en su totalidad, hasta que se encontró que se estaban comparando modos distintos. Los modos principales de las mediciones de vibración ambiental corresponden a la flexión de la losa porque fue ahí donde se colocaron los aparatos, mientras que los modos de los modelos corresponden a un movimiento más general del puente en la dirección transversal y longitudinal.

Para que sea posible comparar los modos fue necesario hacer un tercer modelo del puente Ignacio Chávez, cuya losa quedara representada con elemento finito, de forma que los modos principales correspondan a la flexión de la misma. Recordemos que en el modelo original la losa no se representó físicamente, sino que se le asignó al modelo propiedades de tablero para simular su comportamiento. Este último modelo solo se utilizó para valorar los modelos anteriores y no para la evaluación sísmica del puente.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

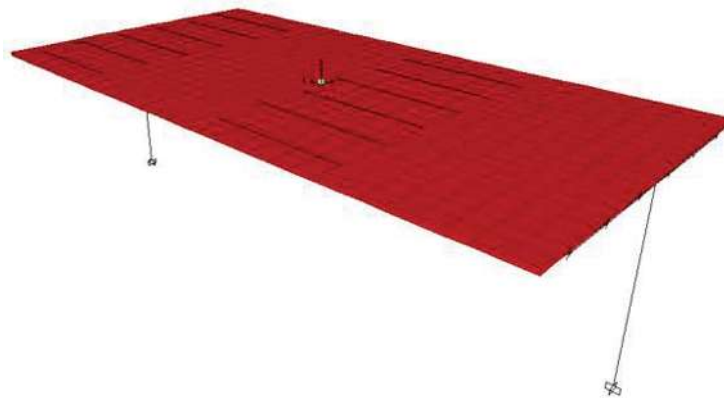


Figura 18. Modelado de la losa como elemento finito

En la siguiente tabla se puede comparar los periodos encontrados durante las mediciones de vibración ambiental en los puentes con los periodos encontrados en los modelos analíticos. Primeramente se obtuvieron los desplazamientos de los modelos analíticos en las 3 direcciones para después identificar los periodos en que existe similitud con los canales correspondientes a la misma dirección de los registros de vibración ambiental.

Formas modales en el Modelo Analítico				Periodos fundamentales de las mediciones de vibración ambiental									
No. Modo	Desplazamientos			Periodo (s)	Transversal (X)			Longitudinal (Y)			Vertical (Z)		
	UX	UY	UZ		Canales 1-4-7-10			Canales 2-5-8-11			Canales 3-6-9-12		
1	4.3E-18	0.55923	7.4E-06	0.8326				0.837	0.872	0.837			
2	0.49749	5.3E-18	4.3E-19	0.8323	0.872	0.837	0.837						
3	1.7E-19	0.00001	0.3631	0.7157							0.785	0.739	0.748
4	0.00005	0	7.9E-20	0.6331	0.661	0.641	0.654						
5	2.7E-19	0.00018	5.5E-09	0.6261				0.634	0.628	0.628			
6	0.0213	0	6.3E-19	0.5556	0.523	0.551	0.556						
7	1.3E-07	0	0	0.4411	0.433	0.442	0.442						
8	3.8E-20	5.4E-07	0.00024	0.3740							0.371	0.359	0.349
9	8.5E-07	8.4E-20	8.3E-19	0.2949	0.302	0.288	0.299						
10	2.1E-16	1.8E-08	3.4E-06	0.2153							0.216	0.213	0.213

Tabla 13. Valoración del modelo del puente “Ignacio Chávez”

Se puede observar que para los primeros 10 periodos modos existe una congruencia muy alta, razón por la cual se acepta trabajar con los modelos analíticos para la obtención de los espectros de capacidad.

Puente "Los Llanos"

Descripción General del puente

El puente Los Llanos es un puente simplemente apoyado que está formado por 4 claros de dimensiones 31.30m, 32.43m, 33.00m, 32.40m que dan como resultado una longitud total de 129.13m. La superestructura está formada por 2 traveses precolados de sección rectangular separadas a 5.30m entre sí de las siguientes dimensiones:

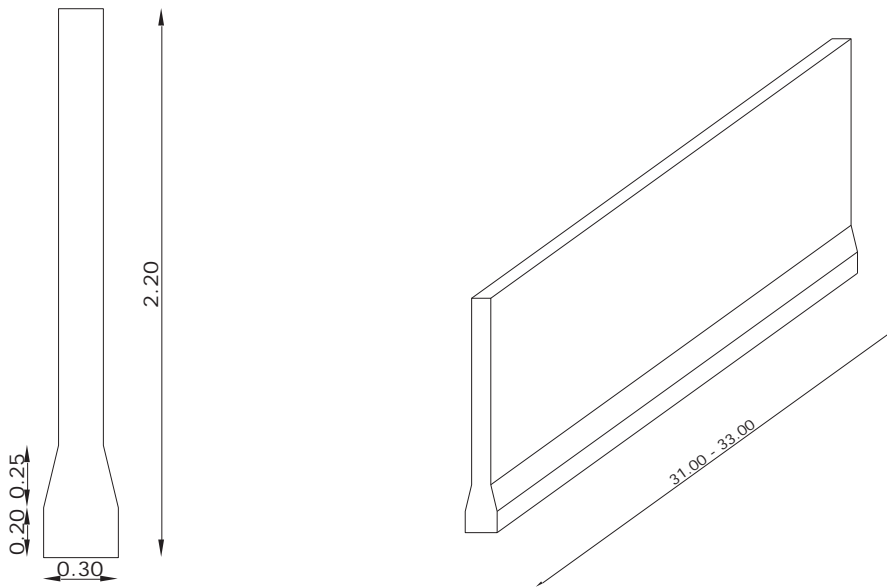


Figura 19. Dimensiones trabe original



Figura 20. Vista panorámica del puente

La superestructura está apoyada sobre apoyos integrales de neopreno.

En este caso la subestructura está formada por pilas de concreto reforzado de sección circular, cuya altura es variable a lo largo del puente.

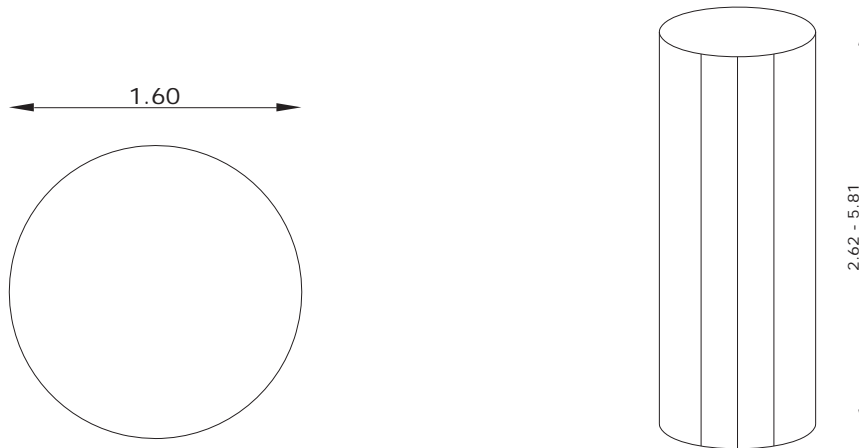


Figura 21. Dimensiones pilas

El cabezal también es de concreto reforzado y su forma es irregular, como se aprecia en la Figura 20.

Descripción detallada del Modelo

Bajo el criterio de modelo simplificado del puente Ignacio Chávez y la confiabilidad en su aplicación, se considera viable trabajar de forma análoga con el puente los Llanos; es decir utilizando un modelo de barras que simplifique el análisis. En este caso por ser un puente de 4 claros, el análisis se vuelve mucho más simple, por lo cual no existe la necesidad de reducirlo a un solo claro como se hizo con el puente Ignacio Chávez, además de que en este caso las pilas son de diferente longitud.

Pilas. Como ya se mencionó el puente Los llanos está soportado por 3 pilas, que están formadas por una columna de sección circular. Estas pilas se modelaron como elementos barra de concreto reforzado colados en sitio, cuyas propiedades corresponden a un concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (Tabla 9). La sección transversal de las pilas corresponde a un círculo de 1.6m de diámetro.



Figura 22. Vista frontal de la pila y el cabezal

Por razones de topografía la altura de las pilas es variable y por supuesto debe ser considerado en el modelo. La distribución de las alturas es como sigue:

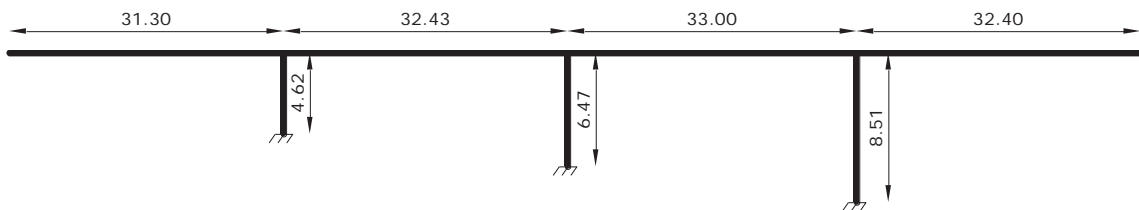


Figura 23. Altura de pilas

Cabezal. Al ser las pilas elementos de sección circular, se produce un cambio de sección importante en el cabezal que dificulta su representación en el modelo. Como solución a este problema se propone que el cabezal se modele como un elemento barra de sección transversal constante que sea equivalente al existente. Finalmente el cabezal quedó representado de la siguiente manera:

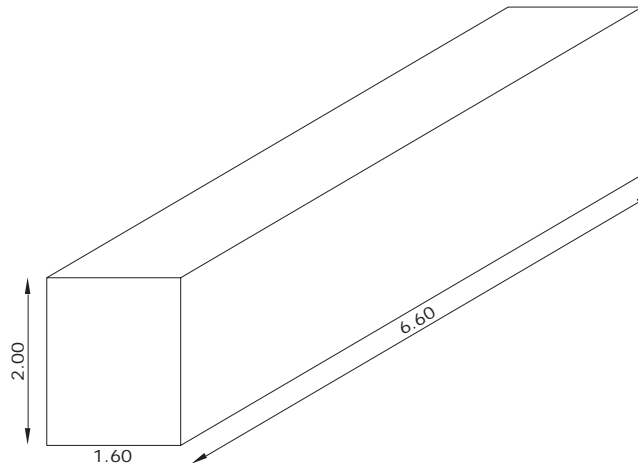


Figura 24. Cabezal simplificado

Apoyos. Los apoyos están representados en el modelo como elementos tipo link. Este tipo de apoyos son muy comerciales hoy en día, así que es muy común que se encuentren apoyos iguales en puentes diferentes. Este caso es uno de ellos pues los apoyos son del mismo tipo que en el puente Ignacio Chávez, cuyas características ya fueron descritas.

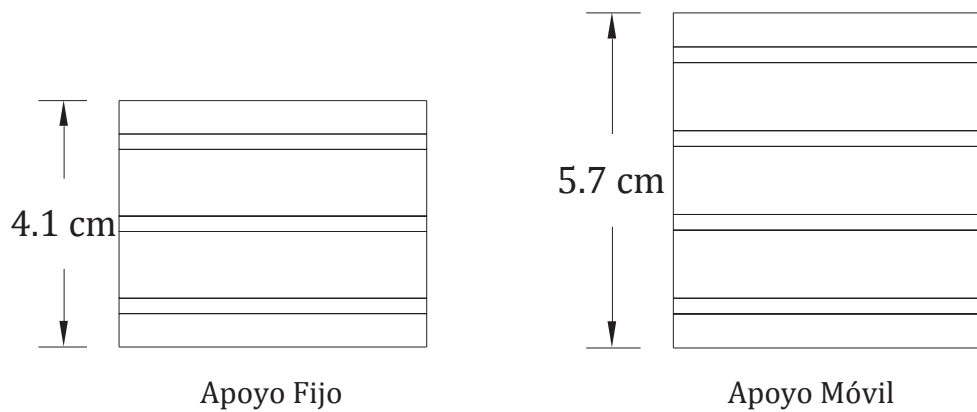


Figura 25. Características de los apoyos de neopreno

La disposición de los apoyos es tal que los estribos disponen de un apoyo móvil, mientras que las pilas como es lógico disponen de ambos.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

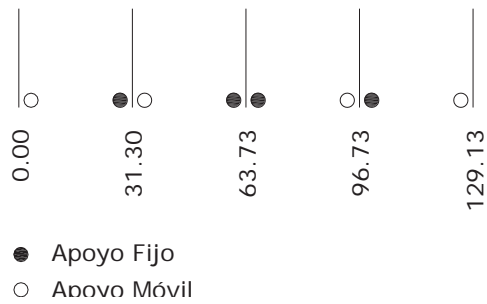


Figura 26 Disposición de los apoyos

Trabes. La superestructura está formada por 2 trabes de concreto reforzado de sección rectangular que se amplían en la base. Al ser precoladas y presforzadas, la calidad del concreto es de $f'c = 350\text{kg/cm}^2$, cuyas propiedades ya fueron presentadas (Tabla 10). Por simplicidad en el análisis se consideró una sección completamente rectangular, sin la ampliación dando como resultado las siguientes dimensiones equivalentes:

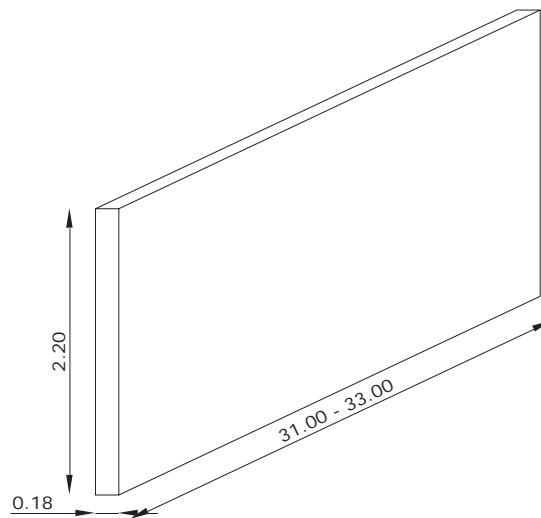


Figura 27. Trabe utilizada en el modelo

Diafragmas. El puente Los Llanos dispone de un conjunto de diafragmas que le aportan rigidez lateral a la estructura. Para cumplir con esta función se colocaron un total de 5 diafragmas por claro, encontrándose dos situados en los apoyos y los tres restantes distribuidos de manera equidistante en la zona intermedia. Al tener longitud de claro distintas, el espaciamiento entre diafragmas varía desde los 7.825m hasta los 8.25m.

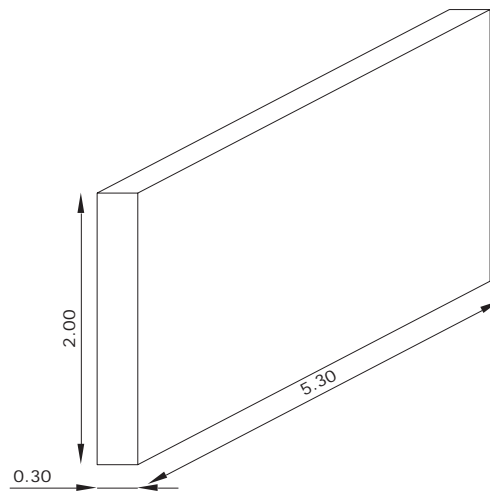


Figura 28. Geometría de diafragma



Figura 29. Distribución de los diafragmas

Juntas de dilatación. Las juntas también fueron representadas en el modelo mediante un espaciamiento de 4cm en la unión de la superestructura.

Otros elementos. Para complementar el modelo es necesario considerar elementos como la losa, el parapeto y la carpeta asfáltica, que además de representar peso propio tienen efectos importantes en el comportamiento de la estructura. La losa en particular tiene un efecto importante al aportar a la estructura propiedades de tablero como ya se explicó en el modelo anterior.

Cargas vehiculares. Por tratarse de un puente simplemente apoyado con una longitud de claro relativamente pequeña, la carga viva está regida por el vehículo T3-S2-R4. Las características de este vehículo están definidas en la Tabla 11. Finalmente la carga viva queda representada en el modelo como una serie de cargas puntuales aplicadas según los ejes del vehículo, como se muestra en la siguiente figura:

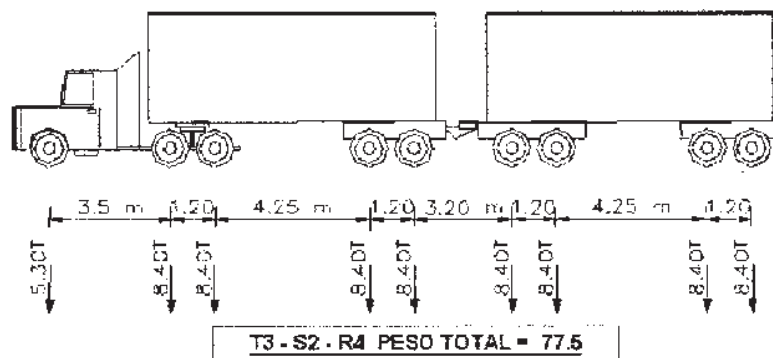


Figura 30. Vehículo T3-S2-R4

Una vez en conjunto todos sus componentes, el modelo del puente queda finalizado. Posteriormente será necesario adicionar elementos al modelo para realizar análisis específicos. Sin embargo tal como se encuentra hasta este momento es útil para obtener algunos resultados como son sus propiedades dinámicas.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

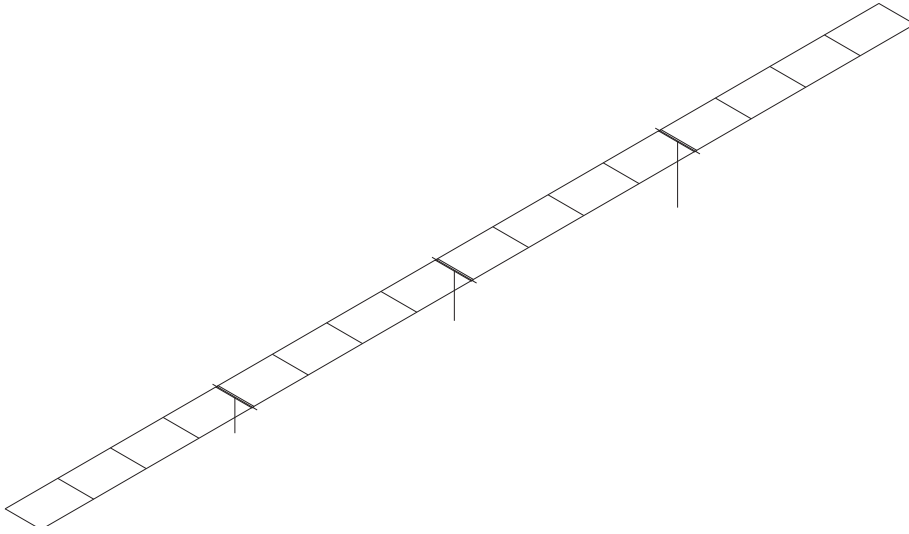


Figura 31. Modelo completo

5.2 Métodos de Análisis

El análisis de estructuras es una actividad necesaria para el diseño de estructuras nuevas así como para la revisión de las ya existentes con el objetivo de determinar los elementos mecánicos a que están sometidas. Es precisamente ahí donde radica la importancia de conocer los métodos de análisis que se ajusten a las necesidades particulares de cada caso. Existe un gran número de metodologías de análisis que permiten obtener resultados bastante confiables y que se han mantenido vigentes hasta al grado de ser ampliamente utilizadas como herramientas de uso común.

Básicamente los métodos de análisis estáticos y dinámicos de estructuras se pueden clasificar en lineales y no lineales como función del estado de comportamiento de la estructura bajo ciertas condiciones. En un análisis lineal las propiedades estructurales, tales como la rigidez o el amortiguamiento permanecen constantes en el tiempo. De tal forma que los desplazamientos, los esfuerzos y las reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas. En un análisis no lineal las propiedades pueden variar en el tiempo según la carga y/o la deformación. Consecuentemente la respuesta estructural no es proporcional a la magnitud de las cargas aplicadas.

En la actualidad los códigos sísmicos, así como las metodologías de diseño están basados en el análisis elástico de las estructuras. Para considerar el efecto de la no linealidad, es común utilizar factores de reducción en los espectro de diseño para formar uno equivalente. Cuando la respuesta inelástica o no lineal es significativa los métodos comúnmente utilizados en el análisis lineal deben utilizarse con sumo cuidado. Desde hace algunos años ha habido un incremento sustancial en la utilización de metodologías para realizar análisis de estructuras cuyo comportamiento es no lineal. Todo esto se debe al avance informático, que ha permitido la programación de algoritmos de solución cuya aplicación se veía limitada por el alto grado de complejidad en su solución y el tiempo de cómputo requerido en estos análisis.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Dentro de los análisis lineales podemos mencionar el análisis estático, el análisis modal, el análisis de historia en el tiempo, entre otros; mientras que en los análisis no lineales, se encuentra el análisis estático no lineal y el análisis no lineal de historia en el tiempo.

En la tabla siguiente se indica de forma general las consideraciones del software en la aplicación de los análisis:

	Análisis lineal	Análisis no lineal
Propiedades estructurales (Rigidez, amortiguamiento, etc.)	Permanecen constantes durante el análisis.	Pueden variar según el tiempo y la deformación producida por la aplicación de carga.
Respuesta de la estructura	Tanto las deformaciones como los esfuerzos son directamente proporcionales a la magnitud de la(s) carga(s) aplicada(s).	Debido a la variación de las propiedades, y a las condiciones iniciales de que se parte, no se cumple con esa proporcionalidad.

Tabla 14. Aspectos que toma en cuenta el software durante el análisis

A manera de lograr un mejor entendimiento de las metodologías de análisis, a continuación se describen brevemente aquellas que son más comúnmente utilizadas.

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 es representada por una carga lateral equivalente que produzca los mismos esfuerzos y deformaciones que el sismo al que representa. Tomando como base el primer modo de vibrar se hace la distribución de la fuerza lateral a través de la altura de la estructura, para finalmente calcular las fuerzas y los desplazamientos internos.

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 equivalente. La acción sísmica se modela utilizando un análisis modal o uno de historia en el tiempo. Cuando se utiliza el análisis modal se supone que la respuesta dinámica de la estructura puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibrar de la misma, usando el espectro de respuesta elástico lineal. Se consideran únicamente los modos que contribuyen significativamente en la respuesta de la estructura. La mayoría de los códigos sísmicos considera que se debe utilizar el número de modos necesarios para alcanzar un factor de participación de masas del 90%.

En el caso de utilizar un análisis de historia en el tiempo, se realiza una evaluación paso a paso de la estructura utilizando registros ya sean reales o artificiales. En ambos casos el cálculo de las fuerzas y los desplazamientos internos se calculan utilizando el análisis estático lineal.

Parte fundamental de este trabajo es encontrar los espectros de capacidad de los puentes en estudio y para ello será necesario utilizar métodos de análisis no lineales. Los métodos a utilizar quedan definidos por la versatilidad del software para su aplicación, de los que destacan el análisis estático no lineal o Pushover y el método paso a paso. Haciendo uso de ambas metodologías se determinará la respuesta dinámica de las estructuras bajo condiciones de carga específicas.

5.3 Análisis estático no lineal (Pushover)

En los últimos años se ha presentado un incremento en la utilización del análisis Pushover como herramienta para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras. Gran parte de estos estudios se han hecho bajo los criterios que dictan los códigos de la ATC40 y FEMA273, sin embargo existen otros más. En general todos los criterios tienen en común que las características no lineales de la estructura (*fuerza-deformación*) son representadas por una curva de capacidad (*Pushover*). Se considera que el análisis Pushover es más cercano a la respuesta esperada para estimar la vulnerabilidad de las estructuras, que los procedimientos lineales que comúnmente se presentan en los códigos.

Actualmente existen tres métodos principales para el análisis estático no lineal: el método del espectro de capacidad, que utiliza la intersección de la curva de capacidad con el espectro de respuesta reducido para estimar el desplazamiento máximo (ATC40); el método del coeficiente de desplazamiento (FEMA273) y por último el método de la secante (Ciudad de los Ángeles, División 95). A pesar de ser procesos distintos, se considera que los resultados obtenidos son en general muy similares. (Kim et. al. 1999).

El método del espectro de capacidad (ATC-40) es el que se ajusta mejor para la realización de este proyecto, debido a que se cuenta con la información necesaria para su aplicación, como son la geometría de la estructura que nos permitirá determinar la distribución de fuerzas que es la base para obtener el espectro de capacidad. Así como la información de la demanda sísmica de la zona, representada por registros acelerográficos.

La metodología se basa en la representación conjunta del espectro de capacidad con el espectro de respuesta para predecir el comportamiento de la estructura. La capacidad se determina con base en un análisis Pushover que utiliza un amortiguamiento efectivo como función del desplazamiento del sistema.

El pushover consiste en aplicar carga lateral a la estructura siguiendo una distribución bien definida, a su vez que desprecia la influencia de la carga vertical del sismo. Aunque existen diversas formas de formar la distribución de fuerzas, el método del espectro de capacidad utiliza la distribución de la primera forma modal para empujar el modelo. Una vez aplicadas las cargas se calcula el cortante en la base, así como el desplazamiento en el nivel superior para cada variación de carga en el tiempo.

A la curva que se forma de graficar el cortante en la base con los desplazamientos se le conoce como *curva de capacidad*. Posteriormente esta curva se transforma en espectro de capacidad utilizando parámetros modales. Se calcula además para cada desplazamiento el amortiguamiento viscoso equivalente asociado a la energía de disipación histerética. La demanda se grafica también con las unidades del espectro, es decir, en formato de desplazamiento-aceleración.

Ya que se cuenta con la curva de capacidad y de demanda, estos se dibujan en una sola gráfica. Si ambas curvas se cruzan para un desplazamiento adecuado, la estructura tendrá un buen desempeño, en caso contrario se deben modificar características de la estructura e iniciar de nuevo el proceso.

Análisis dinámico no lineal

Al aplicar este método la estructura se modela de forma similar al análisis dinámico lineal, sólo que considerando de manera directa la respuesta inelástica de los elementos estructurales. Hoy en día representa la metodología de análisis más exacta y a su vez más compleja y por ello la dificultad en su aplicación es mayor. Al incluir un mayor número de variables en el modelo, su aplicación debe realizarse con mucho mayor cuidado que los demás métodos. Su aplicación se limita al uso de software computacional muy sofisticado que requiere que la persona quien lo utiliza tenga la suficiente experiencia que le brinde el criterio adecuado en la interpretación de los resultados.

A pesar de todas las incertidumbres y del alto costo en su aplicación a causa del alto número de registros de historia en el tiempo que requiere para su aplicación, del análisis dinámico no lineal se pueden obtener resultados de gran importancia como la respuesta detallada de la estructura bajo la acción de un sismo, así como la propagación de los daños esperados y la manera en que la estructura disipa la energía que produce el evento sísmico.

Curva y espectro de capacidad

Como se mencionó, la capacidad de una estructura se representa por una curva de capacidad definida como la relación de la fuerza cortante y el desplazamiento lateral que esta le genera. En el análisis no lineal es necesario transformar estas curvas en espectros para realizar la superposición con el espectro de capacidad. Una forma de transformar la curva es la siguiente:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad \text{Ecuación 30}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{sup}}{PF_1 * \phi_{1,sup}} \quad \text{Ecuación 31}$$

donde:

S_a = Seudoaceleración

S_d = Desplazamiento espectral

V = Cortante basal

W = Peso total

α_1 = Masa efectiva del primer modo de vibrar

Δ_{sup} = Desplazamiento en el nivel superior de la estructura

PF_1 = Factor de participación modal (Γ)

$\Phi_{1,\text{sup}}$ = Desplazamiento modal en el nivel superior de la estructura

De esta forma la superposición de la capacidad y la demanda queda de la forma siguiente:

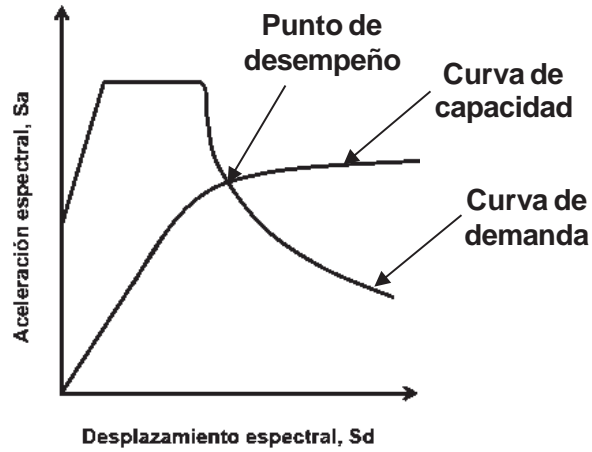


Figura 32. Espectro de capacidad y de respuesta

A la intersección de ambos espectros se le conoce como punto de desempeño.

5.4 Análisis paso a paso

Para facilitar la comprensión del método paso a paso se considera un modelo de un grado de libertad, cuyo diagrama de cuerpo libre es el siguiente:

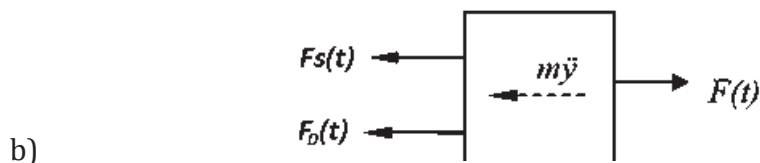
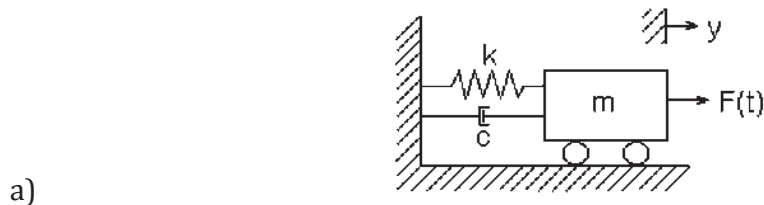


Figura 33. a) Modelo de un sistema de un grado de libertad.

b) Diagrama de cuerpo libre del sistema de un grado de libertad.

El equilibrio dinámico se establece de hacer suma de fuerzas en la dirección de movimiento, estos es, de la fuerza de amortiguamiento $F_D(t)$, la fuerza de inercia $F_I(t)$, la fuerza en el resorte $F_S(t)$ y la fuerza exterior $F(t)$, quedando el equilibrio de fuerzas en el instante t_i como:

$$F_I(t_i) + F_D(t_i) + F_S(t_i) = F(t_i) \quad \text{Ecuación 32}$$

que para un tiempo Δt , adopta la forma:

$$F_I(t_i + \Delta t) + F_D(t_i + \Delta t) + F_S(t_i + \Delta t) = F(t_i + \Delta t) \quad \text{Ecuación 33}$$

Restando la $F_I(t_i) + F_D(t_i) + F_S(t_i) = F(t_i)$ Ecuación 32 de

la ecuación $F_I(t_i + \Delta t) + F_D(t_i + \Delta t) + F_S(t_i + \Delta t) = F(t_i + \Delta t)$ Ecuación 33

resulta la siguiente ecuación diferencial que queda en función de los incrementos:

$$\Delta F_I + \Delta F_D + \Delta F_S = \Delta F_i \quad \text{Ecuación 34}$$

Donde las fuerzas incrementales se definen como:

$$\Delta F_I = F_I(t_i + \Delta t) - F_I(t_i)$$

$$\Delta F_D = F_D(t_i + \Delta t) - F_D(t_i)$$

$$\Delta F_S = F_S(t_i + \Delta t) - F_S(t_i)$$

$$\Delta F_i = F(t_i + \Delta t) - F(t_i) \quad \text{Ecuación 35}$$

Si suponemos que la fuerza de amortiguamiento es función de la velocidad y la fuerza en el resorte es función del desplazamiento, mientras que la fuerza de inercia permanece proporcional a la aceleración, las fuerzas incrementales de la $\Delta F_i = F(t_i + \Delta t) - F(t_i)$ Ecuación 35 se pueden expresar como:

$$\Delta F_I = m\Delta\ddot{y}_i \quad \text{Ecuación 36}$$

$$\Delta F_D = c_i\Delta\dot{y}_i \quad \text{Ecuación 37}$$

$$\Delta F_s = k_i \Delta y_i \quad \text{Ecuación 38}$$

donde el desplazamiento incremental Δy , la velocidad incremental $\Delta \dot{y}$ y la aceleración incremental $\Delta \ddot{y}$ están dados por:

$$\Delta y_i = y(t_i + \Delta t) - y(t_i) \quad \text{Ecuación 39}$$

$$\Delta \dot{y}_i = \dot{y}(t_i + \Delta t) - \dot{y}(t_i) \quad \text{Ecuación 40}$$

$$\Delta \ddot{y}_i = \ddot{y}(t_i + \Delta t) - \ddot{y}(t_i) \quad \text{Ecuación 41}$$

El coeficiente k_i de las ecuaciones anteriores se define como la derivada, con respecto al desplazamiento, de la fuerza del resorte calculada en el tiempo presente t_i , es decir

$$k_i = \left(\frac{dF_s}{dy} \right)_{y=y_i} \quad \text{Ecuación 42}$$

De forma análoga el coeficiente c_i se define como la derivada, con respecto a la velocidad, de la fuerza de amortiguamiento calculada en el tiempo presente t_i , es decir

$$c_i = \left(\frac{dF_D}{d\dot{y}} \right)_{\dot{y}=\dot{y}_i} \quad \text{Ecuación 43}$$

La sustitución de la $\Delta F_I = m\Delta \ddot{y}_i$ Ecuación 37 y la $36\Delta F_D = c_i\Delta \dot{y}_i$ Ecuación 37y la $\Delta F_s = k_i\Delta y_i$ Ecuación 38 en la $\Delta F_I + \Delta F_D + \Delta F_s = \Delta F_i$ Ecuación 34 da como resultado la siguiente ecuación:

$$m\Delta \ddot{y}_i + c_i\dot{y}_i + k_i\Delta y_i = \Delta F_i \quad \text{Ecuación 44}$$

donde los coeficientes c_i y k_i , son calculados para la velocidad y el desplazamiento que se presentan en el instante t_i . La suposición de que los coeficientes permanecen constantes durante el incremento del tiempo hace que la $m\Delta \ddot{y}_i + c_i\dot{y}_i + k_i\Delta y_i = \Delta F_i$ Ecuación 44 sea aproximada.

Integración de la ecuación no lineal del movimiento

Uno de los métodos más efectivos para resolver la ecuación no lineal del movimiento es sin duda el de integración paso a paso. En este método se calcula la respuesta para incrementos de tiempo sucesivos Δt que comúnmente son de la misma duración. Se establecen las condiciones de equilibrio dinámico al comienzo de cada intervalo y se calcula la respuesta para un incremento Δt , donde se supone que los coeficientes $k(y)$ y $c(\dot{y})$ permanecen constantes durante todo el intervalo. Las características no lineales de los coeficientes se consideran en el momento de hacer el recálculo al inicio de cada incremento de tiempo. Por lo tanto, la respuesta se obtiene utilizando el desplazamiento y la velocidad calculados al final del intervalo como condiciones iniciales del intervalo siguiente.

Existen diversos procedimientos para llevar a cabo el análisis paso a paso de la $m\Delta\ddot{y}_i + c_i\dot{y}_i + k_i\Delta y_i = \Delta F_i$ Ecuación 44. Los más comúnmente utilizados son el *método de aceleración constante* y el *método de aceleración lineal*. En el primero de ellos se hace la suposición de que la aceleración permanece constante durante el intervalo de tiempo Δt , mientras que el segundo supone que la aceleración varía linealmente durante dicho intervalo. Por esta razón el método de aceleración constante es más simple, así como menos exacto que el método de aceleración lineal. Sin embargo, el primero de ellos es un método incondicionalmente estable, razón por lo que se utiliza más que el segundo.

Capítulo 6

Espectros de Capacidad de puentes

6.1 Descripción de un espectro de capacidad

Para obtener el espectro de capacidad de una estructura, se necesita transformar (punto a punto) la curva de capacidad a coordenadas espectrales. El espectro de capacidad es la representación de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales conocido como ADRS (*Acceleration-Displacement-Response-Spectra*) o curva AD (*Aceleración desplazamiento*). Esta curva relaciona la aceleración espectral o pseudoaceleración con el desplazamiento espectral. También se puede relacionar la aceleración espectral ó el desplazamiento espectral con el periodo. Para llevar a cabo esta transformación, se necesita conocer las propiedades dinámicas de la estructura: modos de vibrar y el factor de participación. Por lo que el primer paso es hacer un análisis modal de la estructura.

Una forma de transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad es a través de las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad \text{Ecuación 45}$$

$$S_d = \frac{\Delta}{PF_1 * \phi_1} \quad \text{Ecuación 46}$$

Donde S_a y S_d son la aceleración y el desplazamiento espectral, V es el cortante en la base, W es la masa total, α_1 es la masa efectiva del primer modo de vibrar, Δ es el desplazamiento en la parte superior de la pila, PF_1 es el factor de participación modal y Φ_1 es el desplazamiento modal en la parte superior de la pila. En estas ecuaciones S_a representa la aceleración que sufre la masa desplazada según el modo fundamental, de igual forma, S_d es el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento en la parte superior de la pila es Δ .

6.2 Espectro de demanda

El punto clave de la estimación del daño esperado en una estructura sometida a una acción sísmica es la determinación del máximo desplazamiento espectral que éste va a experimentar. El método del espectro de capacidad permite la obtención de ésta respuesta máxima a través del punto de desempeño. Esta metodología es la que adoptó el código (ATC-40). Este método está implementado en una potente herramienta de cálculo estructural como es el programa SAP2000, que es el software que se utiliza en este trabajo.

El espectro de demanda es la representación de la acción sísmica y se basa en el espectro de respuesta de diseño, de la zona en estudio, con 5% de amortiguamiento. Para nuestro caso se utilizará como espectro de demanda aquellos originados de un conjunto de acelerogramas correspondientes a sismos ocurridos en la zona donde se localizan los puentes. Pero eso ya se definirá más tarde.

6.3 Análisis de los resultados

Una vez que se demostró la validez de los modelos y los métodos de análisis, procedemos a calcular lo que nos interesa, los resultados. Para analizar la respuesta de los puentes, se debe obtener la curva de capacidad, que 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 como 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 para absorber una acción lateral como lo es un sismo.

Durante el análisis, el cortante en la base va incrementando progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas laterales, similar a la de las fuerzas sísmicas estáticas, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibrar.

Es por ello que para encontrar el valor de la carga lateral se utilizó el análisis estático lineal. En el caso del puente Ignacio Chávez la altura de las pilas es igual, por ello únicamente se realizó el análisis estático para una de ellas.

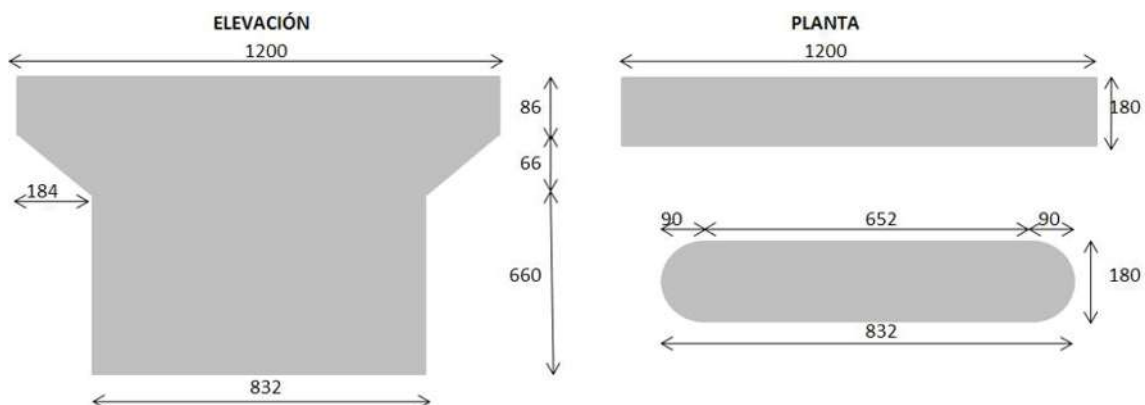


Figura 34. Geometría utilizada en el análisis estático

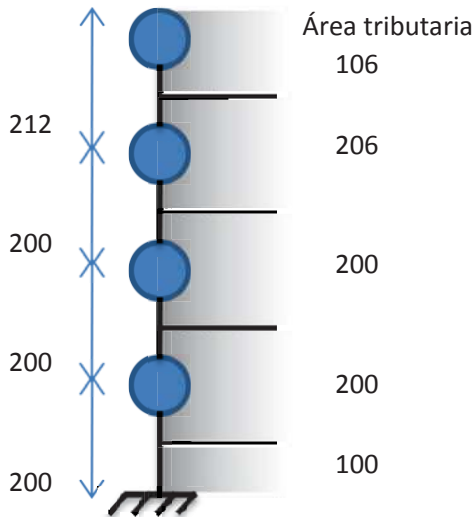
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

PILA		CABEZAL	
Volúmen	94.253 m ³	Volúmen	30.646 m ³
Peso Vol.	2.4 t/m ³	Peso Vol.	2.4 t/m ³
Peso	226.206 t	Peso	73.551 t
Peso/mL	34.274 t/mL	Peso/mL	48.389 t/mL

Para $0 < h < 6.6$

Para $6.6 < h < 8.12$

Modelo de Análisis



W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i
51.292 t	8.12 m	416.490	12.781
83.690 t	6.00 m	502.142	15.409
68.547 t	4.00 m	274.189	8.414
68.547 t	2.00 m	137.095	4.207
$\Sigma =$		272.077 t	1329.916

Terreno	Tipo II
Zona	B
c =	0.3
Q =	2
c/Q =	0.15

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \frac{C}{Q} \sum W_i$$

A diferencia del puente Ignacio Chávez, el puente los Llanos está formado por pilas de distinta altura, por lo que es necesario realizar el análisis estático para encontrar la distribución de las cargas en cada una de ellas. Las características del suelo y la zona son las mismas que para el puente Ignacio Chávez.

Pila 1

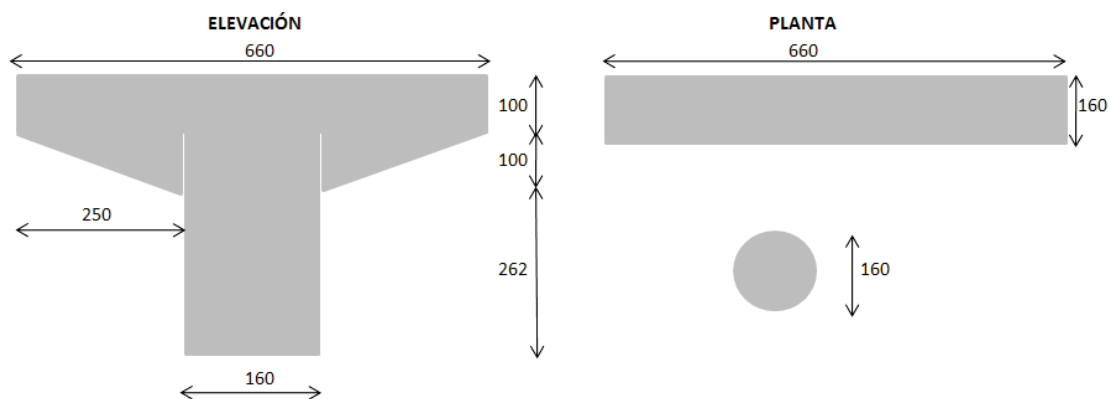


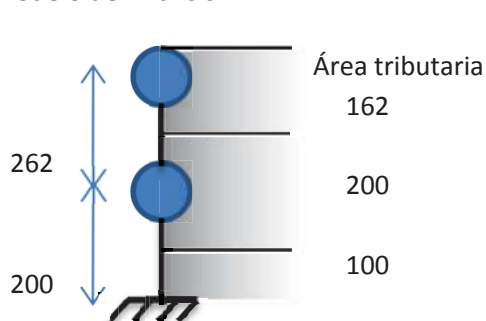
Figura 35. Geometría de la pila 1

PILA		CABEZAL	
Volúmen	5.268 m ³	Volúmen	17.120 m ³
Peso Vol.	2.4 t/m ³	Peso Vol.	2.4 t/m ³
Peso	12.643 t	Peso	41.088 t
Peso/mL	4.825 t/mL	Peso/mL	20.544 t/mL

Para $0 < h < 2.62$

Para $2.62 < h < 4.62$

Modelo de Análisis



W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i
35.115 t	4.62 m	162.231	6.382
15.624 t	2.00 m	31.248	1.229
$\Sigma =$			
50.739 t		193.479	

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Pila 2

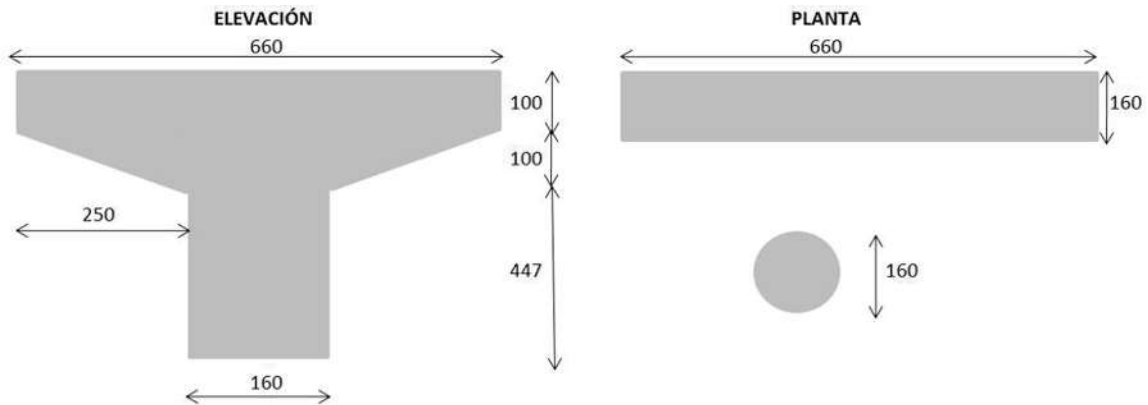


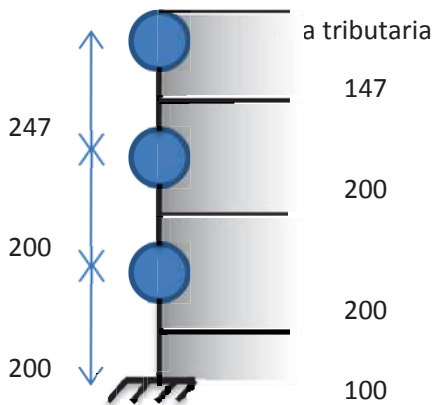
Figura 36. Geometría de la pila 2

PILA		CABEZAL	
Volúmen	8.987 m ³	Volúmen	17.120 m ³
Peso Vol.	2.4 t/m ³	Peso Vol.	2.4 t/m ³
Peso	21.570 t	Peso	41.088 t
Peso/mL	4.825 t/mL	Peso/mL	20.544 t/mL

Para $0 < h < 4.47$

Para $4.47 < h < 6.47$

Modelo de Análisis



W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i
30.200 t	6.47 m	195.392	5.914
17.982 t	4.00 m	71.927	2.177
9.651 t	2.00 m	19.302	0.584
$\Sigma =$		286.621	

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Pila 3

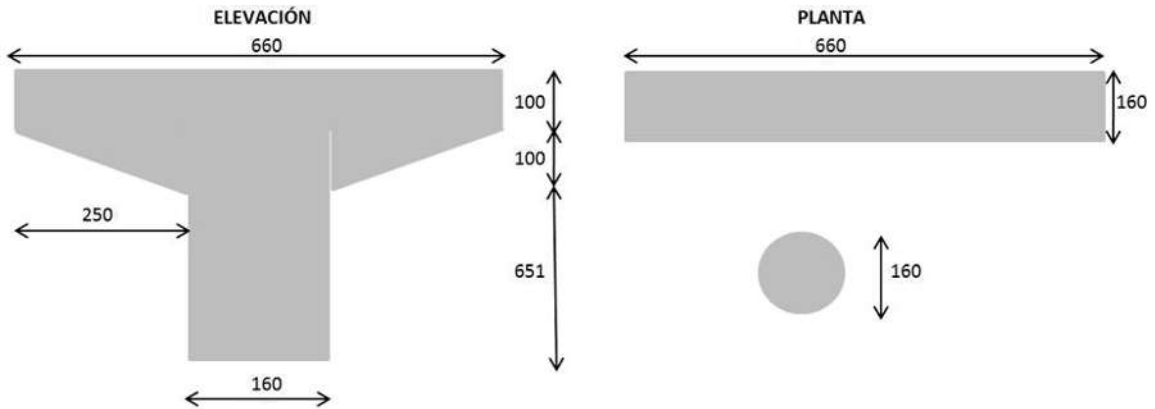


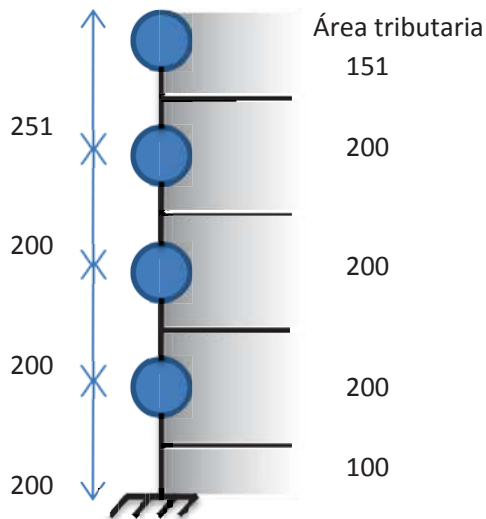
Figura 37. Geometría de la pila 4

PILA		CABEZAL	
Volúmen	13.089 m ³	Volúmen	17.120 m ³
Peso Vol.	2.4 t/m ³	Peso Vol.	2.4 t/m ³
Peso	31.414 t	Peso	41.088 t
Peso/mL	4.825 t/mL	Peso/mL	20.544 t/mL

Para $0 < h < 4.62$

Para $4.62 < h < 6.62$

Modelo de Análisis



W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i
31.021 t	8.51 m	263.992	6.291
17.353 t	6.00 m	104.118	2.481
9.651 t	4.00 m	38.604	0.920
9.651 t	2.00 m	19.302	0.460
$\Sigma =$		67.676 t	426.017

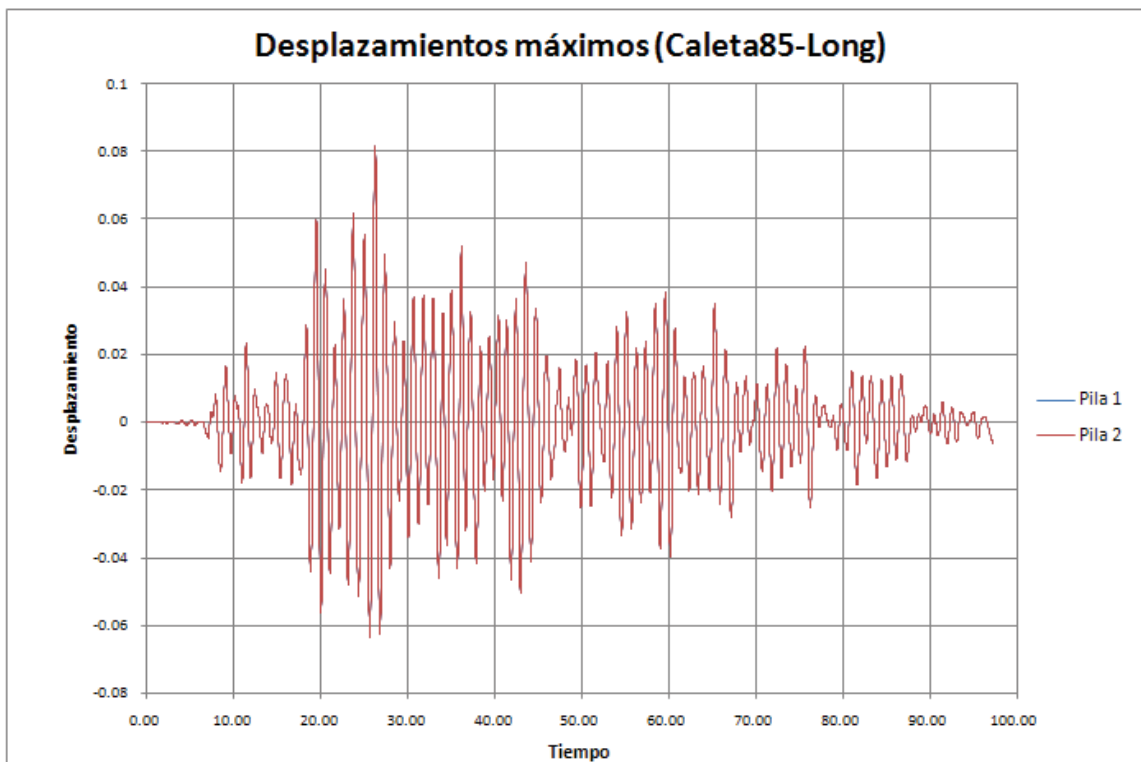
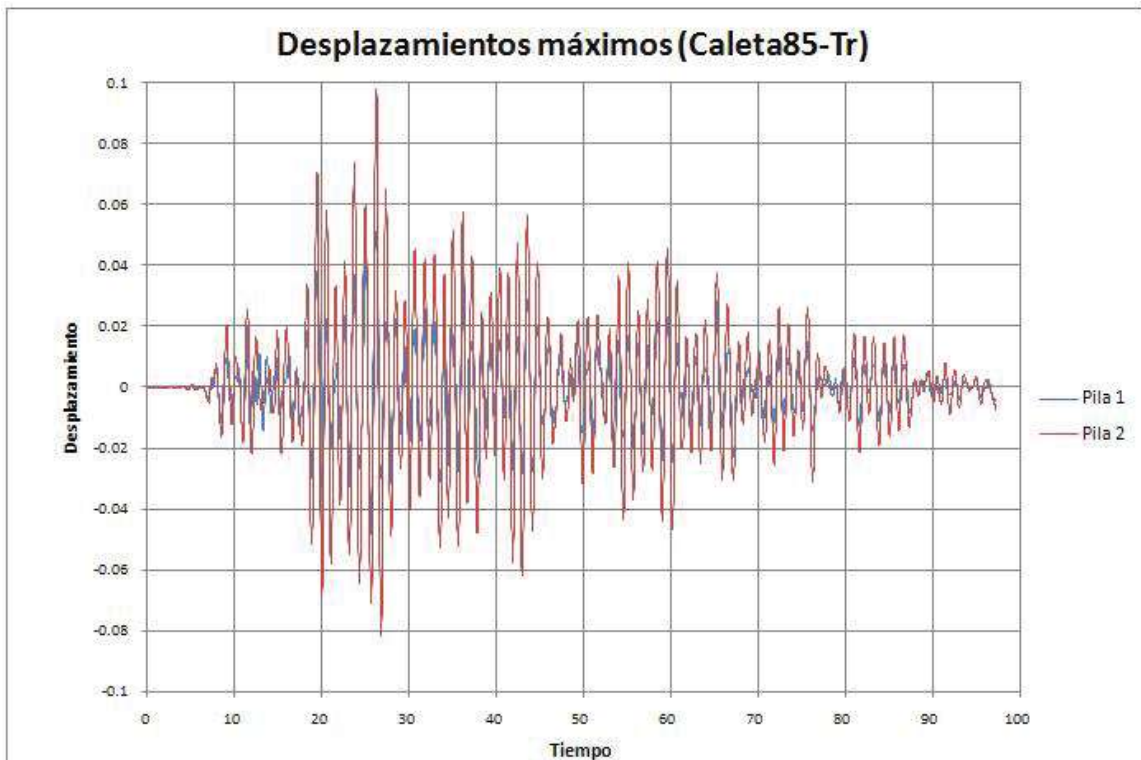
Una vez calculada la magnitud de las cargas se aplican en el modelo a las alturas que se especifican en el modelo de masas. Una de las causas por las que se eligió utilizar el software SAP 2000 es porque permite realizar análisis Pushover de manera muy sencilla. No obstante hay que tener mucho cuidado en la aplicación de la carga lateral, así como en definir la localización de las articulaciones plásticas, que para este caso se colocaron en la base de las pilas.

Ya que se tenga la curva de capacidad, hay que calcular el espectro de capacidad como ya se definió al inicio del capítulo.

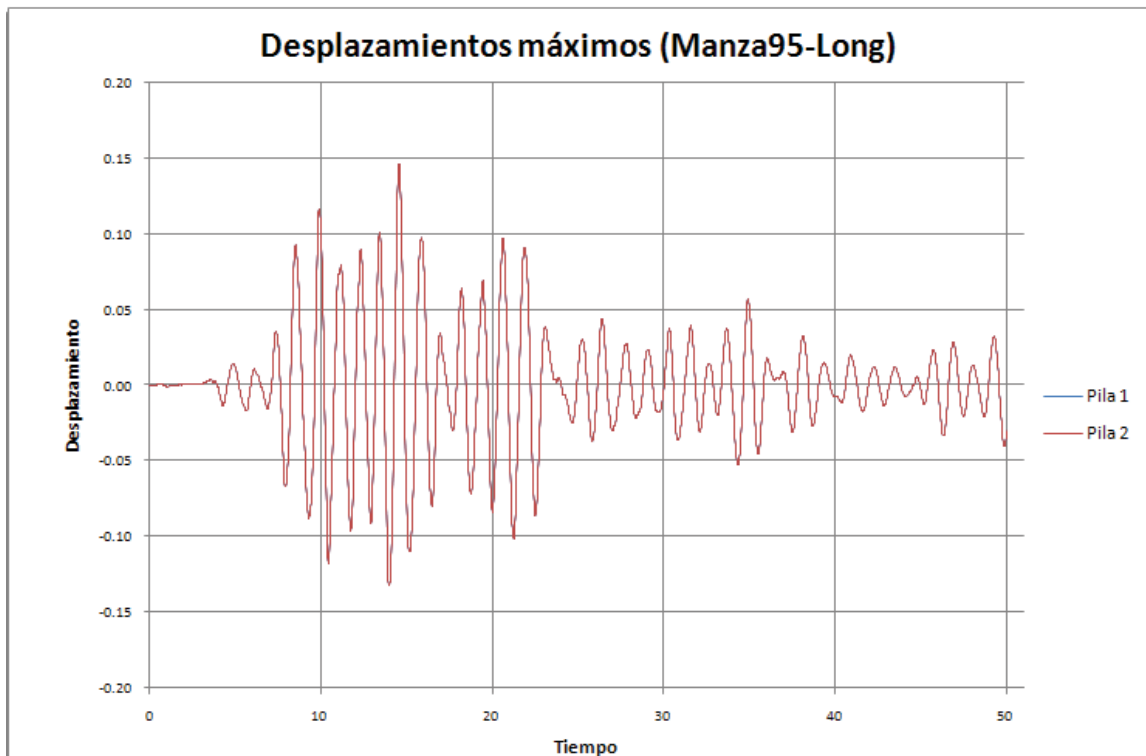
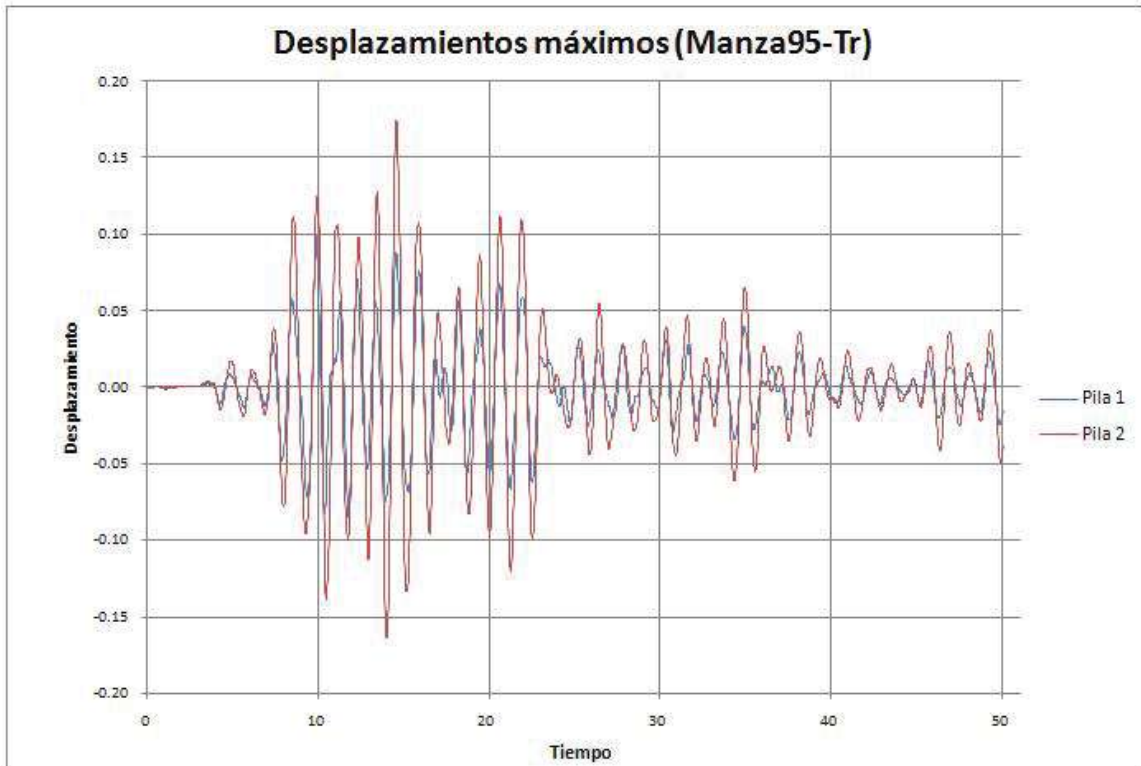
La otra parte del análisis sísmico corresponde al espectro de demanda, el cual se obtendrá a partir de registros acelerográficos. Dichos acelerogramas fueron generados por 2 sismos registrados en 3 diferentes lugares: el de 1985 en las estaciones de Unión y Caleta y el de 1995 en la estación de Manzanillo. El análisis correspondiente a los acelerogramas debe realizarse tanto en la dirección longitudinal como en la transversal, para que represente de una forma más completa el sismo al que corresponde.

Una vez que se han dado de alta los acelerogramas en el modelo, podemos obtener información relacionada con el puente, como es el cortante en la base y el desplazamiento máximo de las pilas en las 2 direcciones. Esta información es útil para transformar la curva de capacidad en espectro de capacidad, así como para representar el comportamiento de los puentes en el momento en que ocurrieron los eventos. Por ser una gran cantidad de información es más práctico presentarlo en forma de gráficas como sigue.

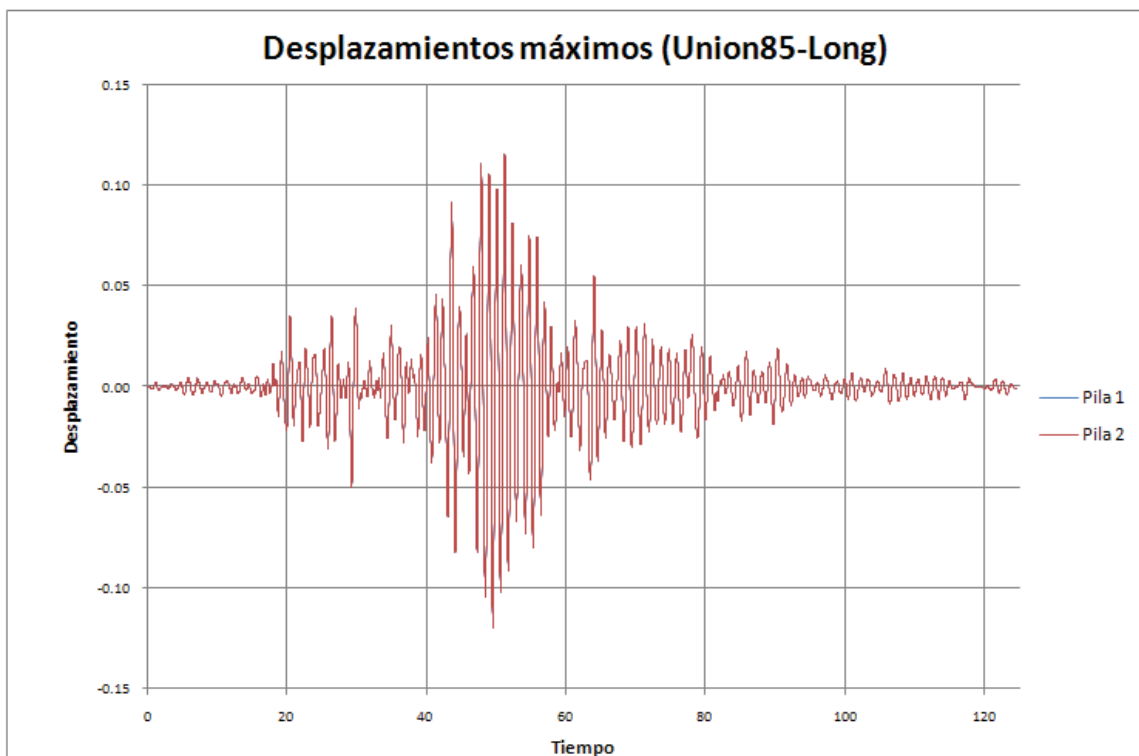
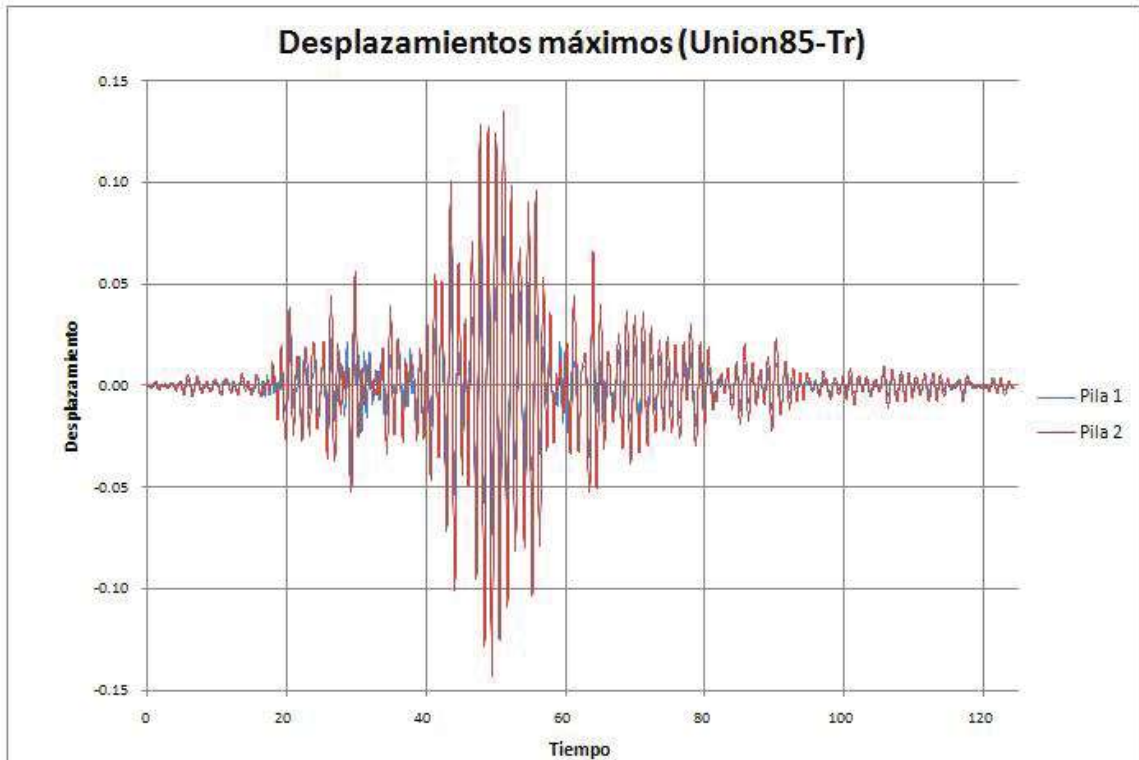
IGNACIO CHÁVEZ



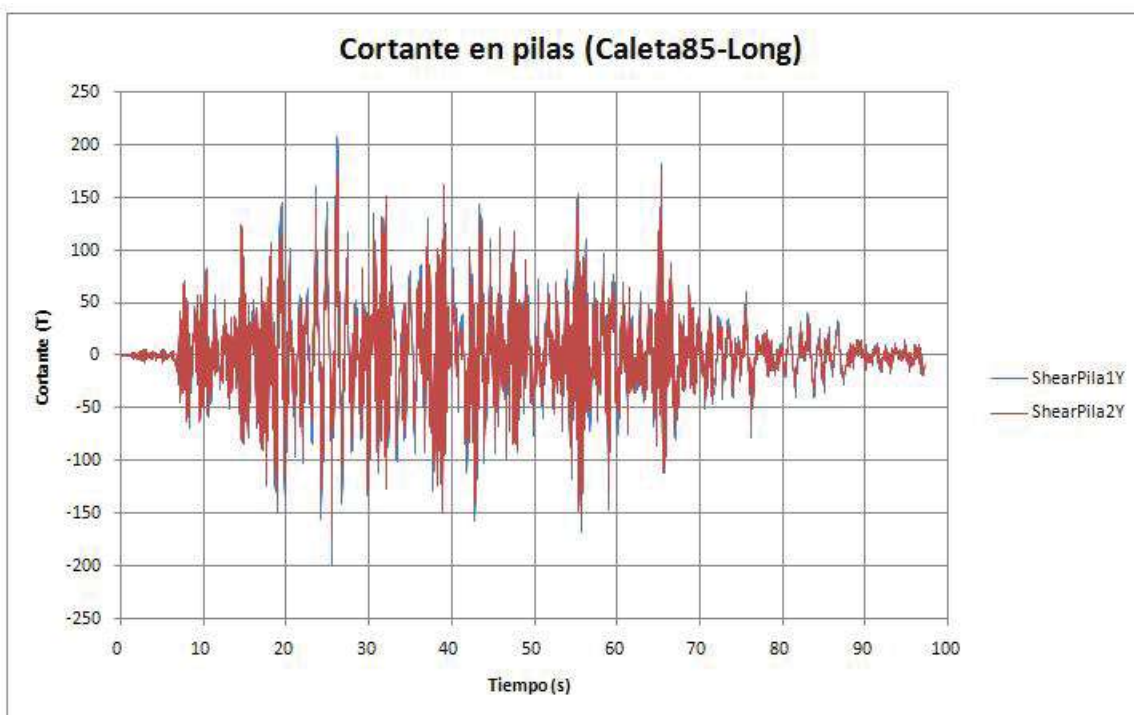
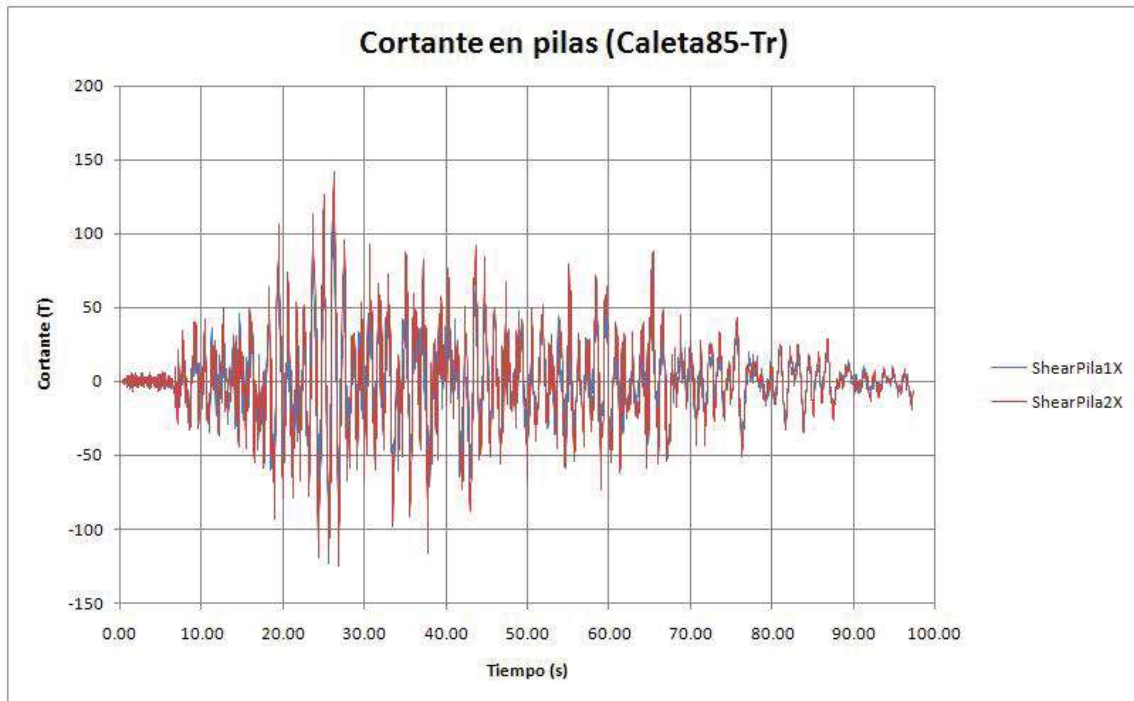
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



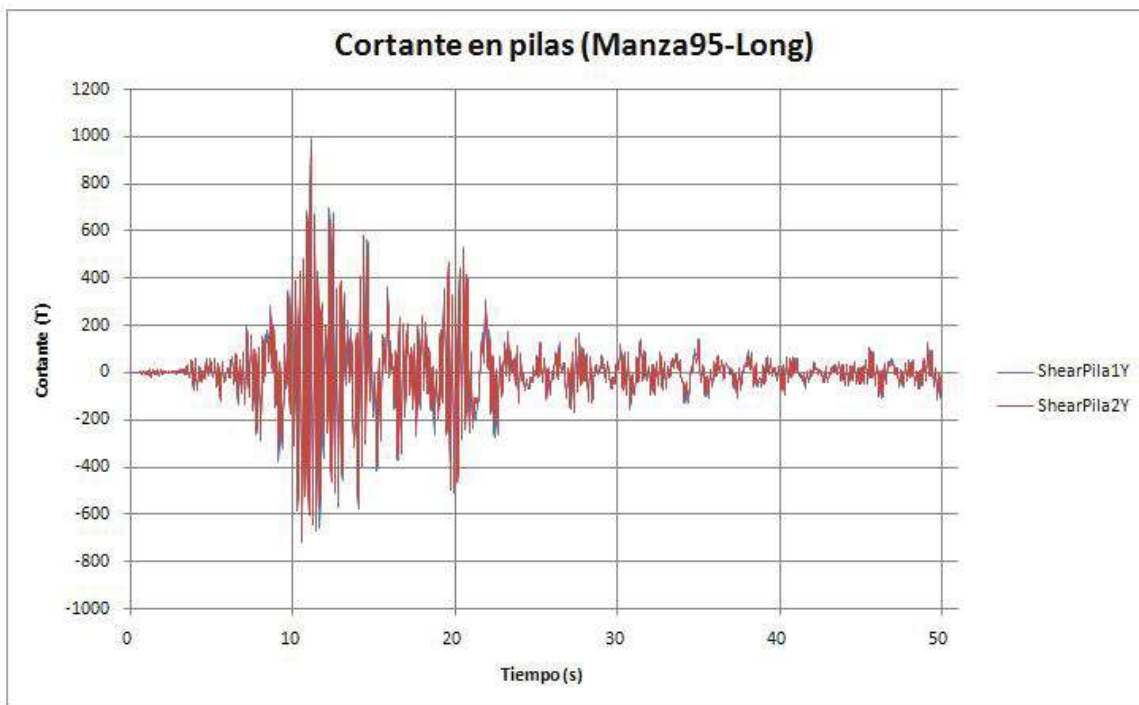
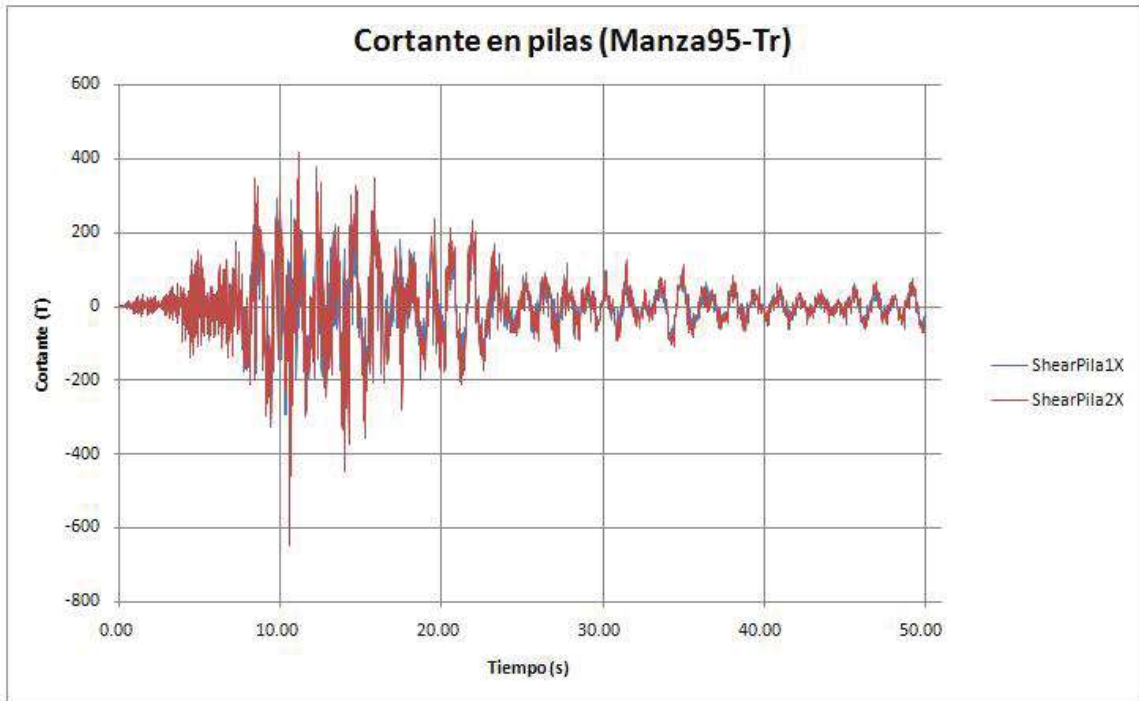
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



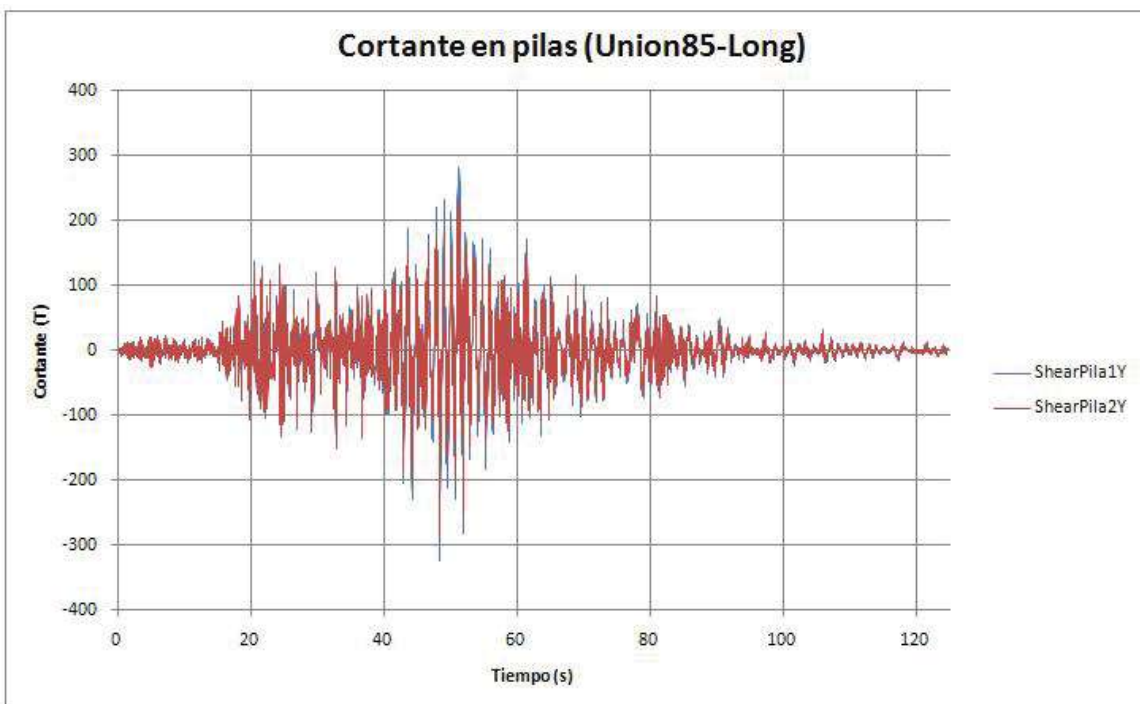
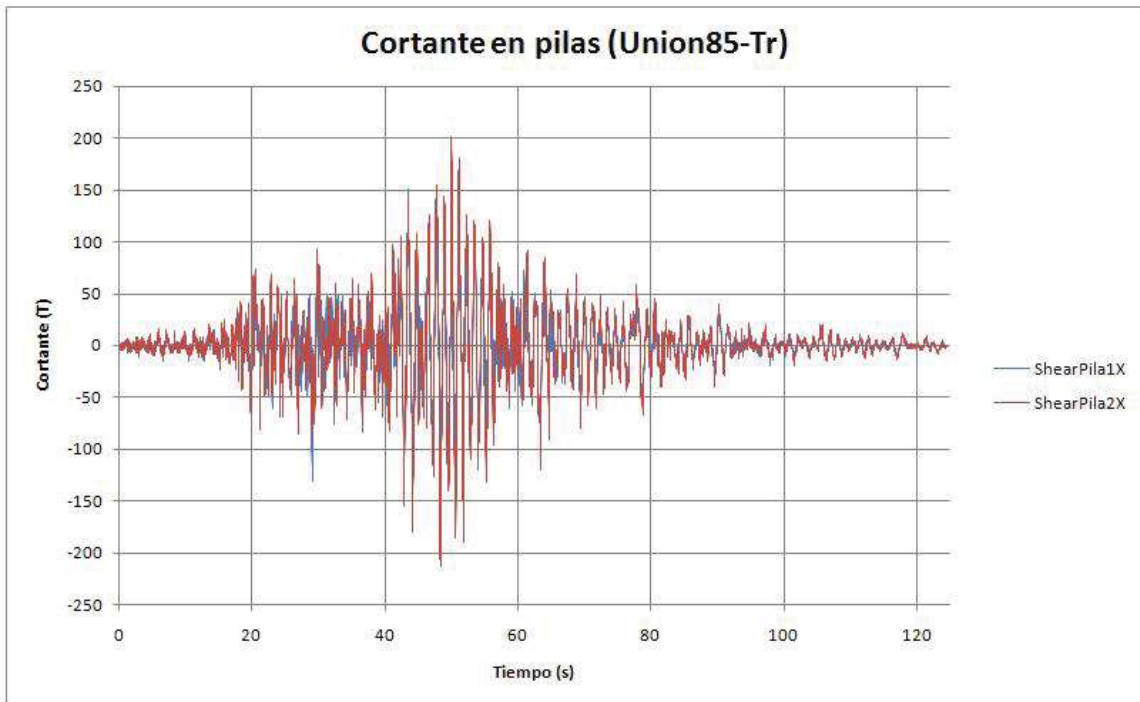
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Tabla 15. Resumen de los valores máximos y promedios de cortante en la base y desplazamiento máximo del puente Ignacio Chávez.

Análisis	Caleta85Tr		Análisis	Caleta85Lo	
Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.	Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.
1	0.05137	122.86988	1	0.08164	207.7101
2	0.09819	142.08939	2	0.08164	174.60142

Análisis	Manza95Tr		Análisis	Manza95Lo	
Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.	Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.
1	0.09871	557.73718	1	0.14628	992.43765
2	0.17499	649.56847	2	0.14628	954.97542

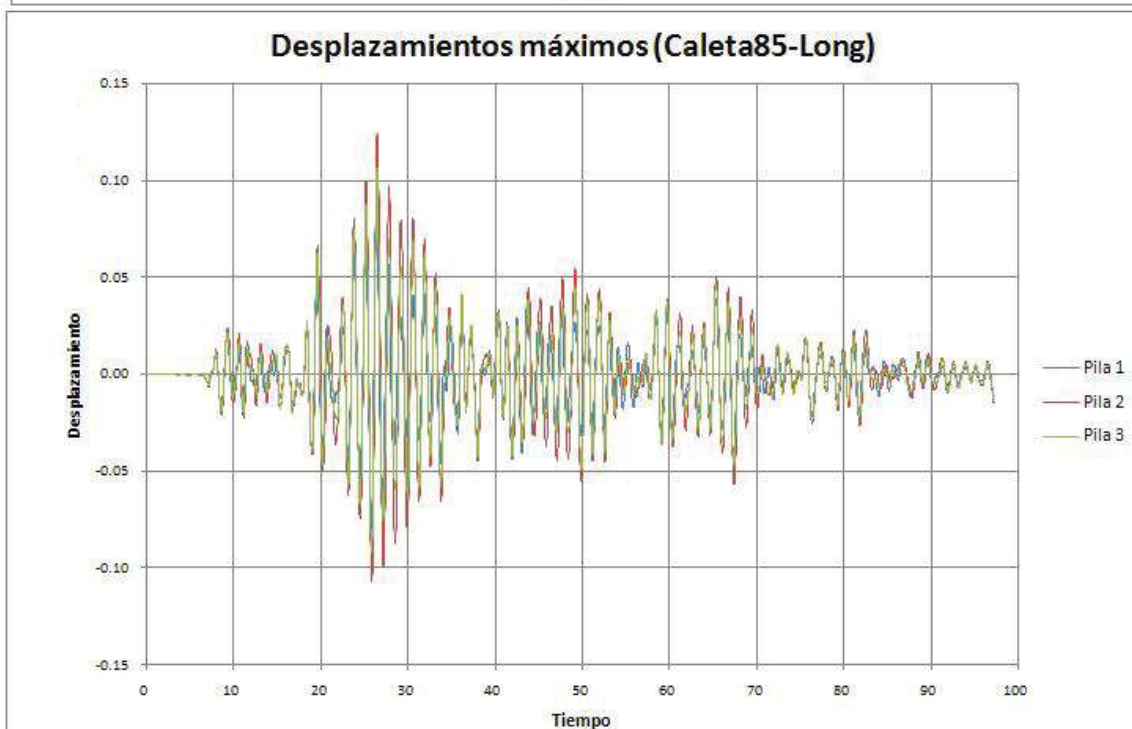
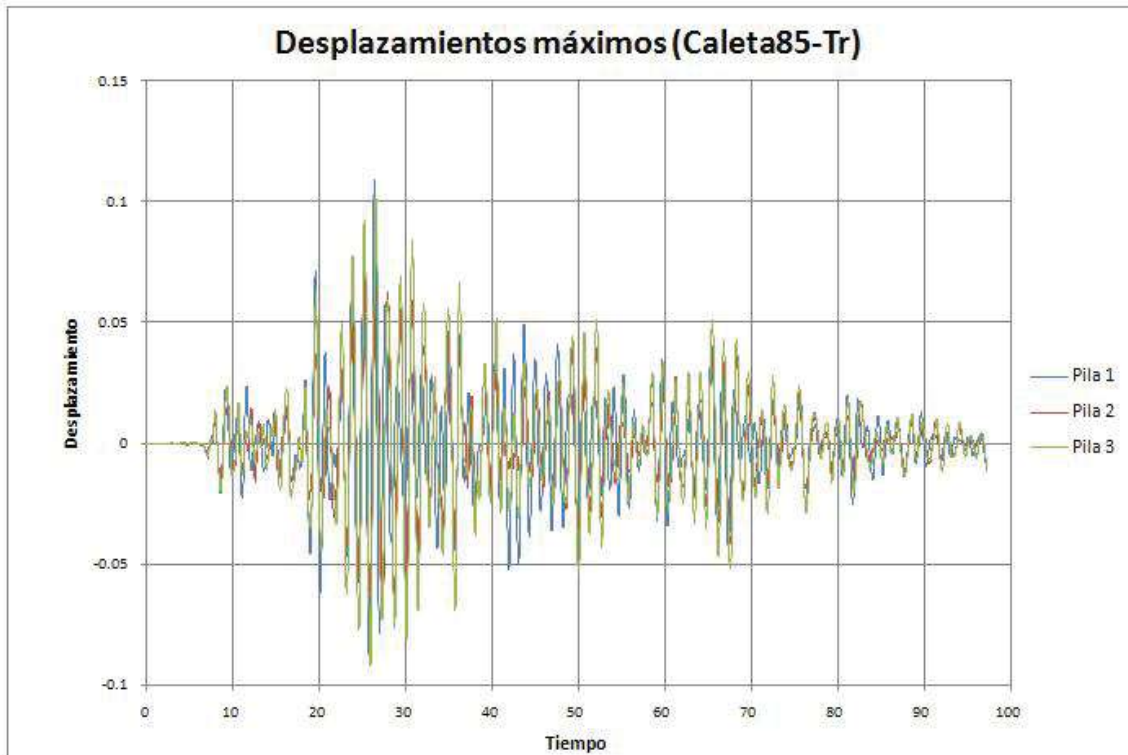
Análisis	Union85Tr		Análisis	Union85Lo	
Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.	Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.
1	0.0735	163.67722	1	0.11959	324.65818
2	0.14256	212.86077	2	0.11959	281.58049

El desplazamiento máximo se presenta en la pila	2	
El cortante máximo se presenta en la pila	2	En la dirección transversal
El cortante máximo se presenta en la pila	1	En la dirección longitudinal

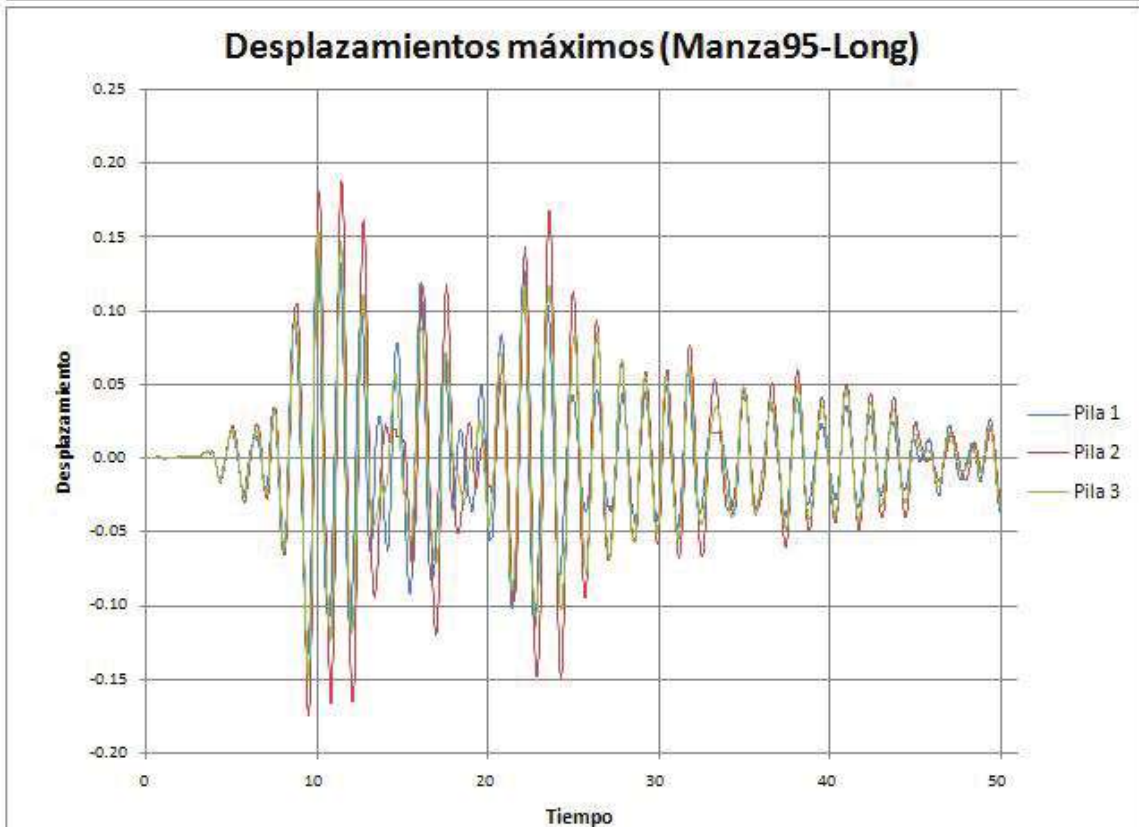
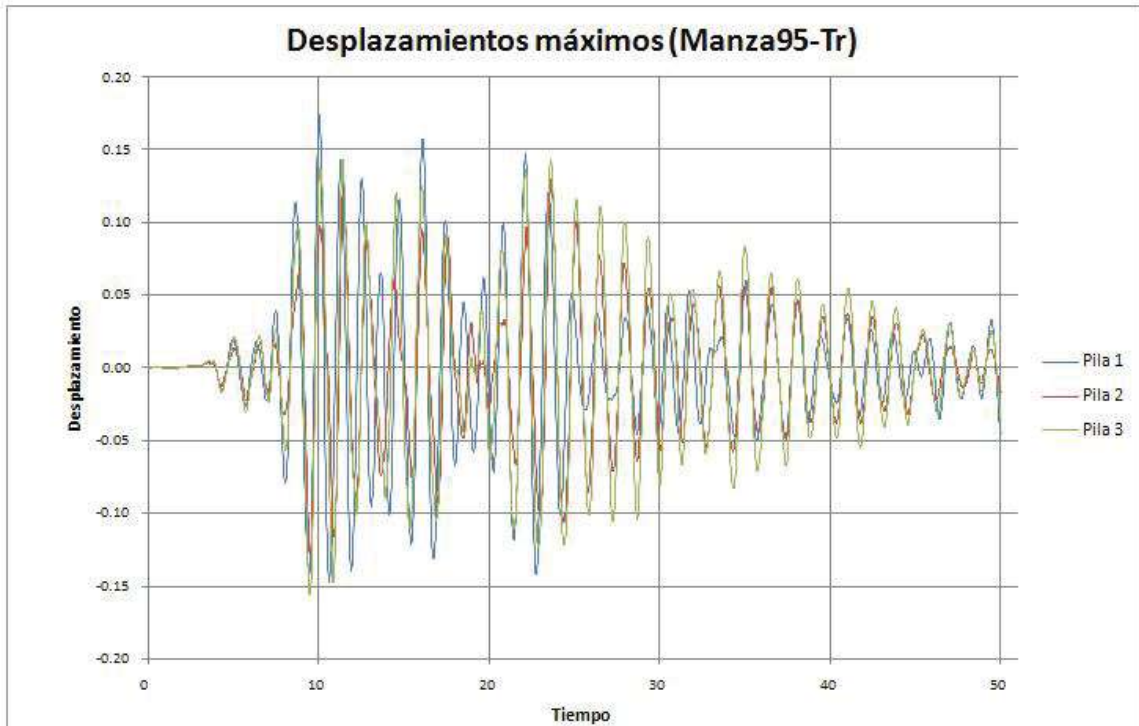
PROMEDIOS (Transversal)			PROMEDIOS (Longitudinal)		
Pila	Desp. Máx.	Cortante máx	Pila	Desp. Máx.	Cortante máx
1	0.07453	281.42809	1	0.11584	508.26864
2	0.13858	334.83954	2	0.11584	470.38578

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

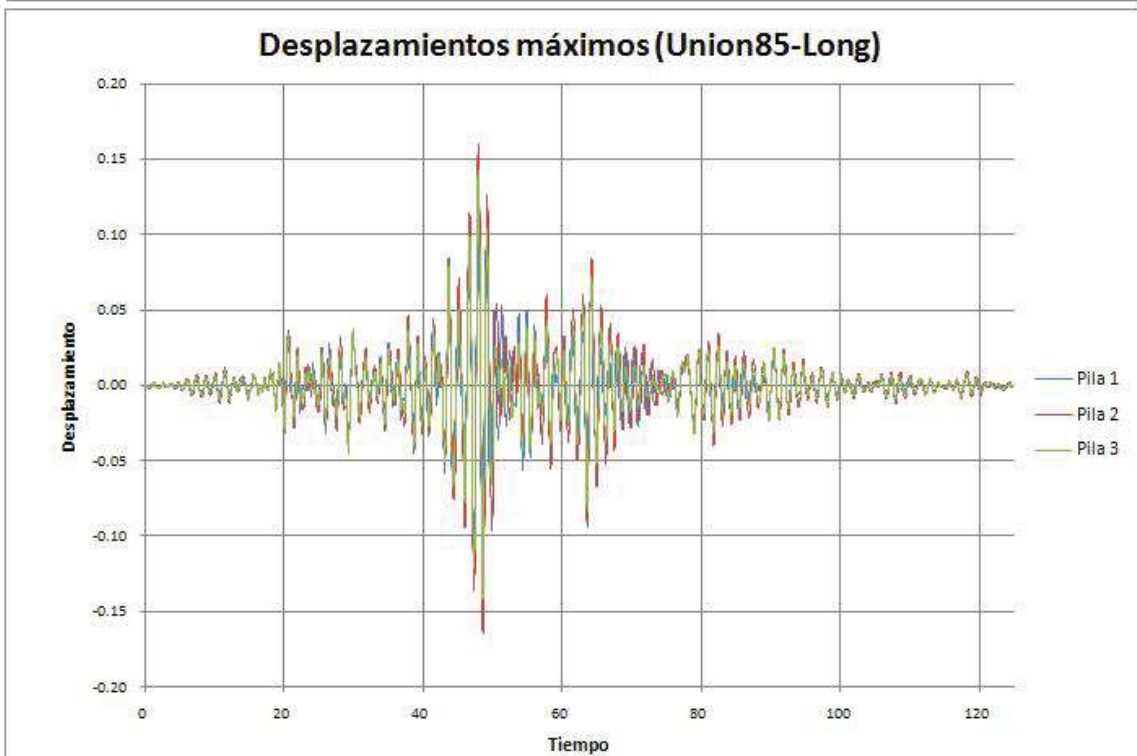
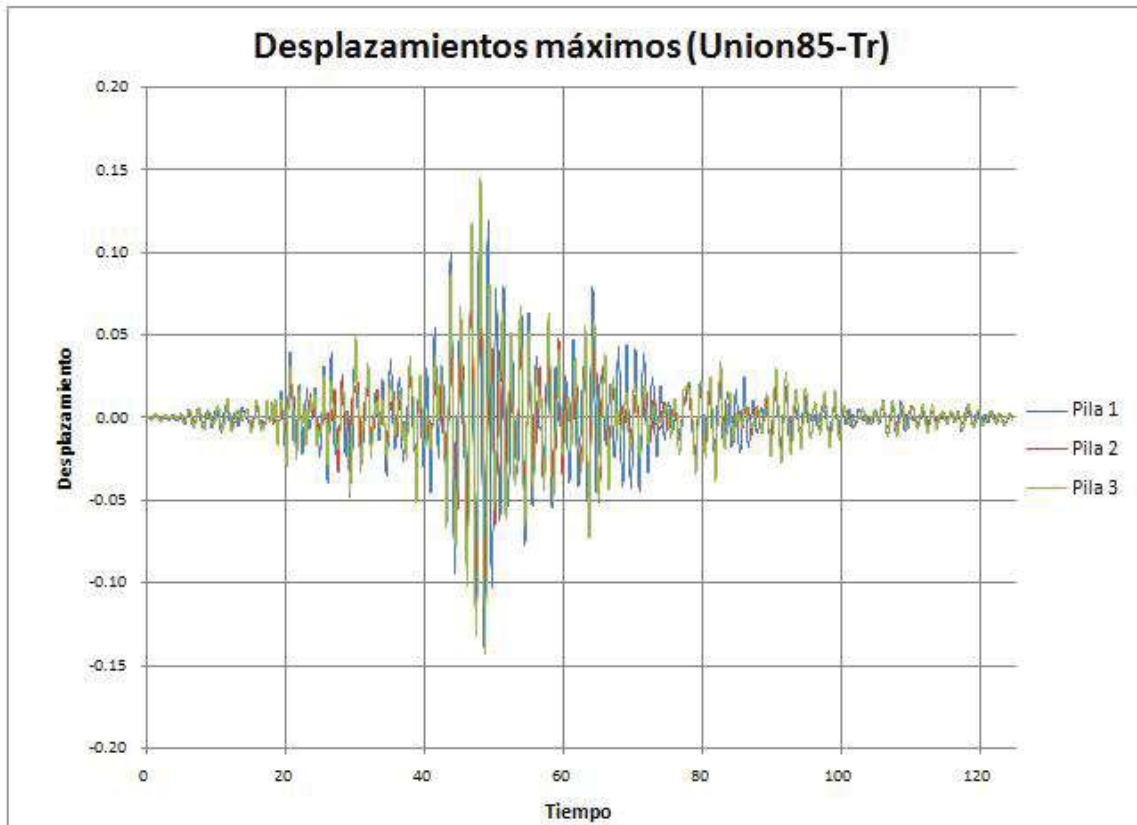
LOS LLANOS



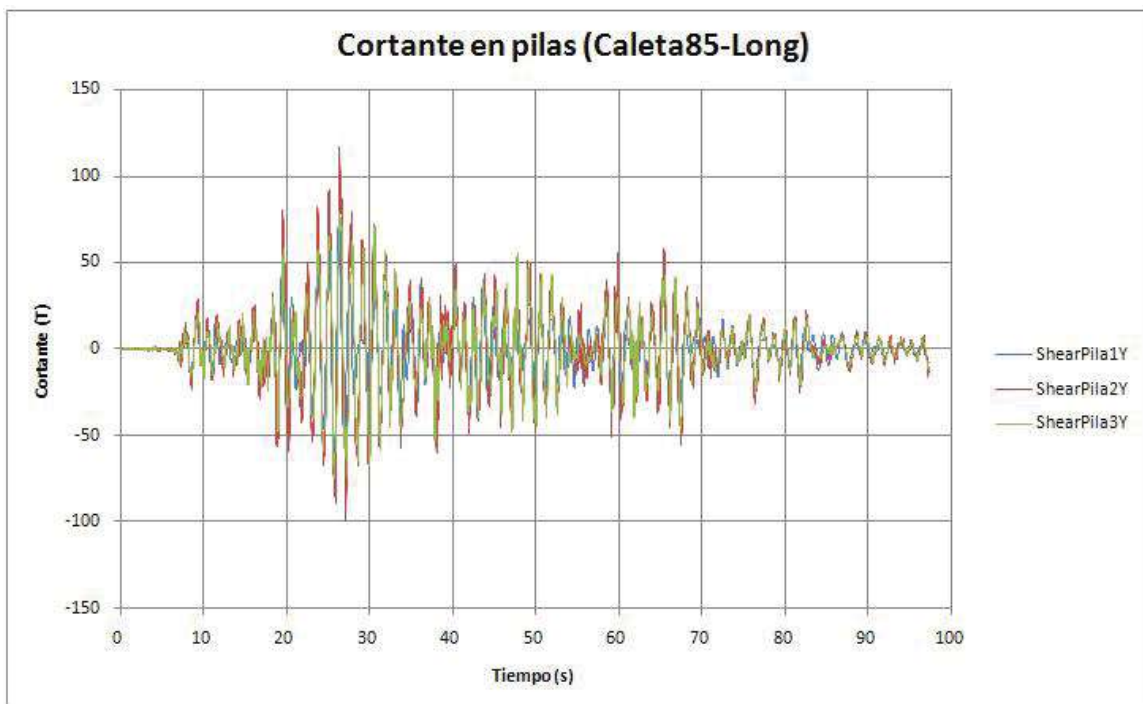
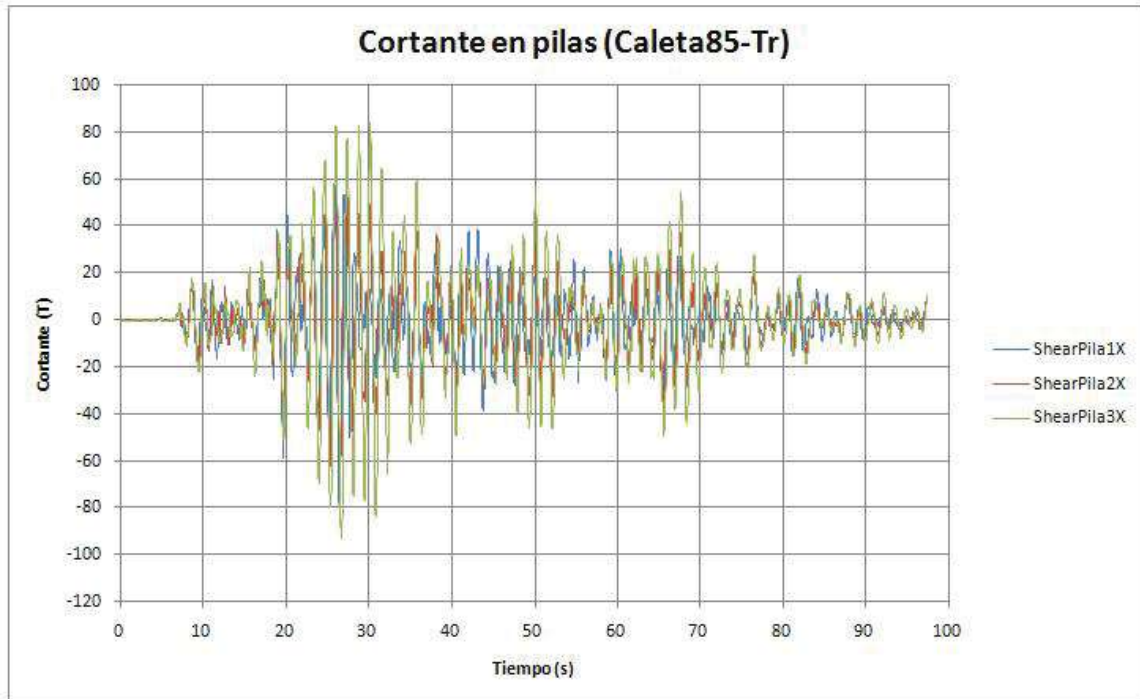
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



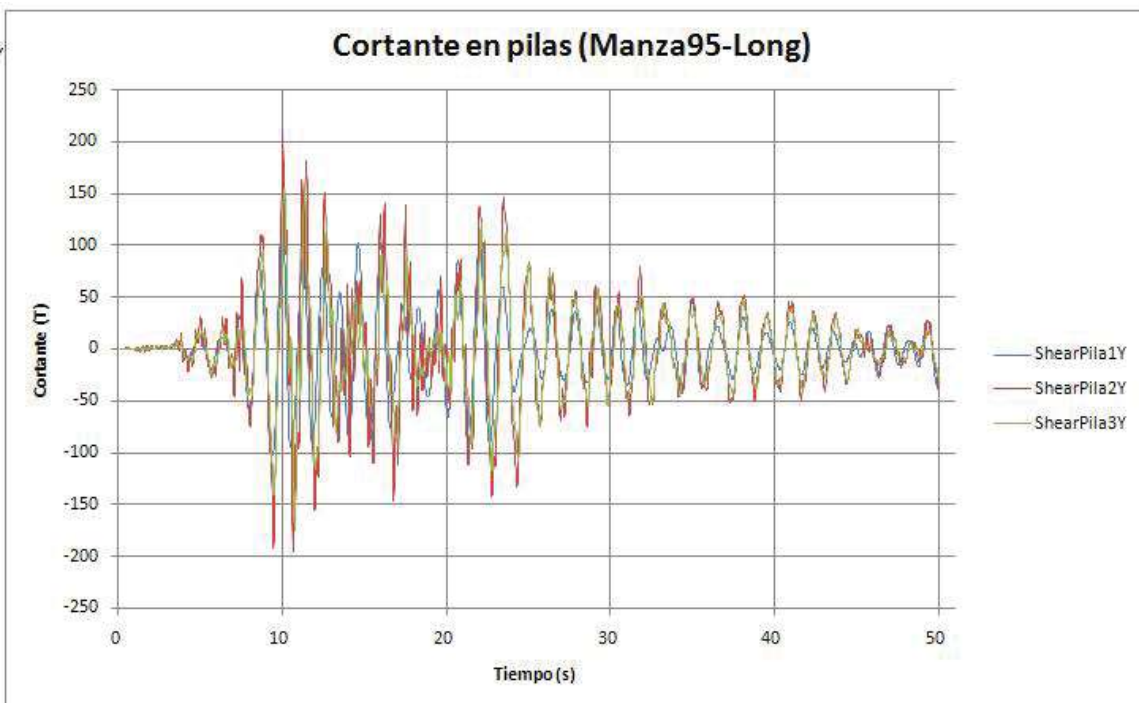
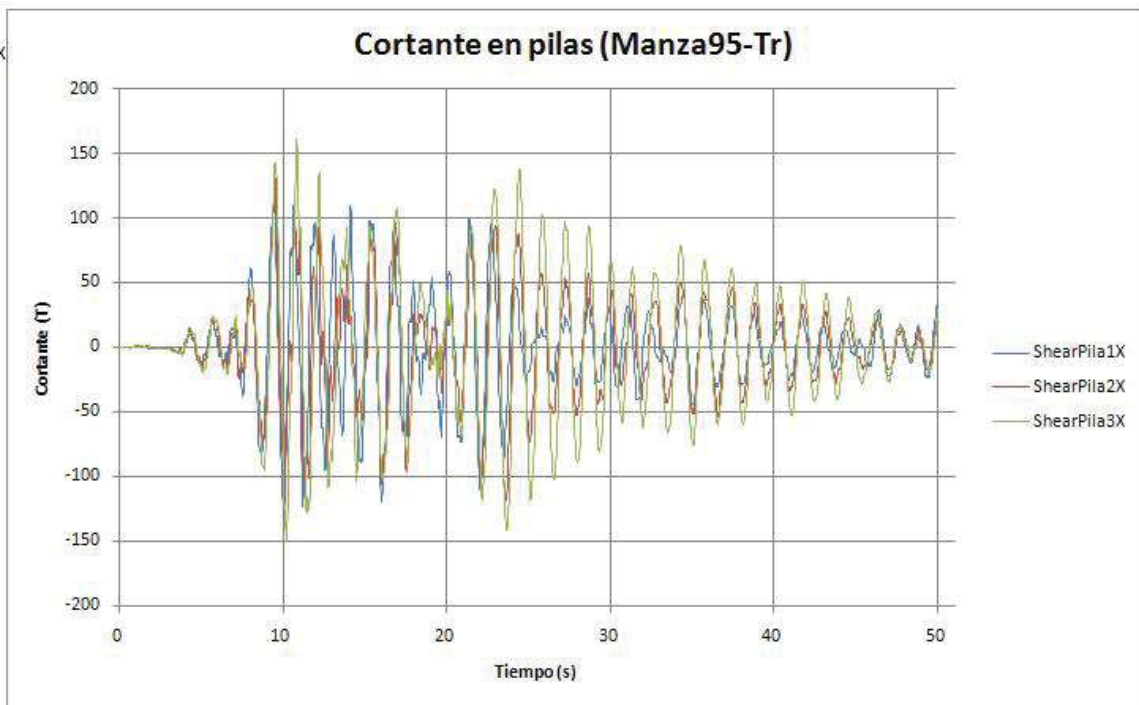
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



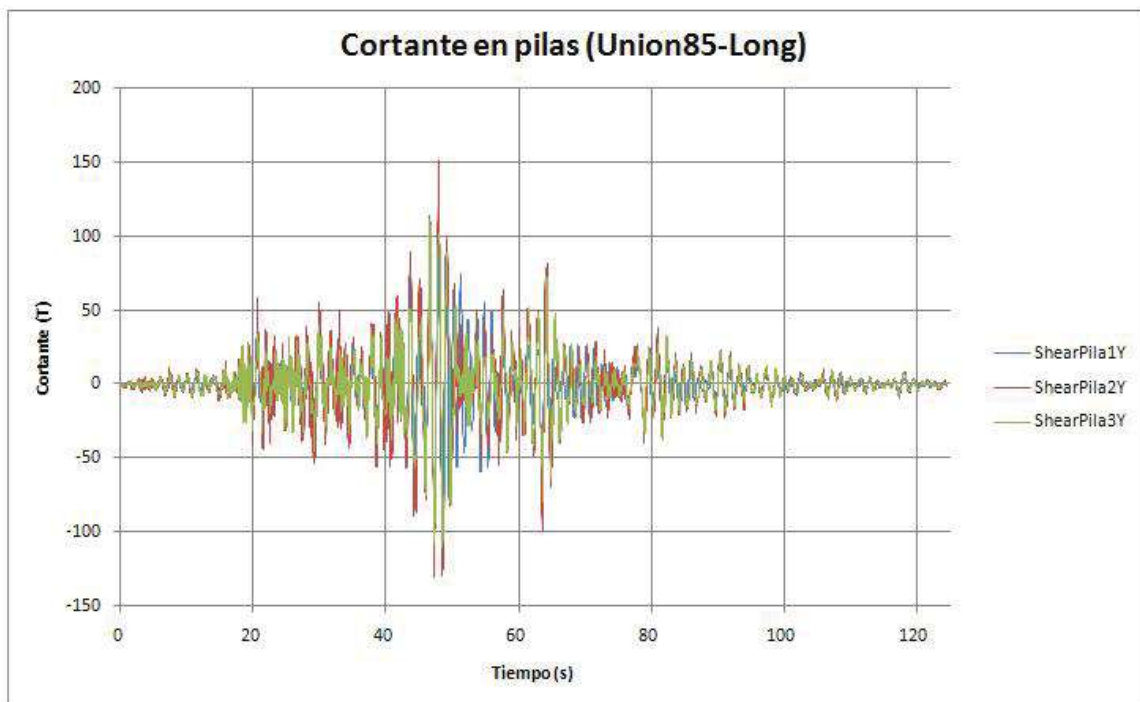
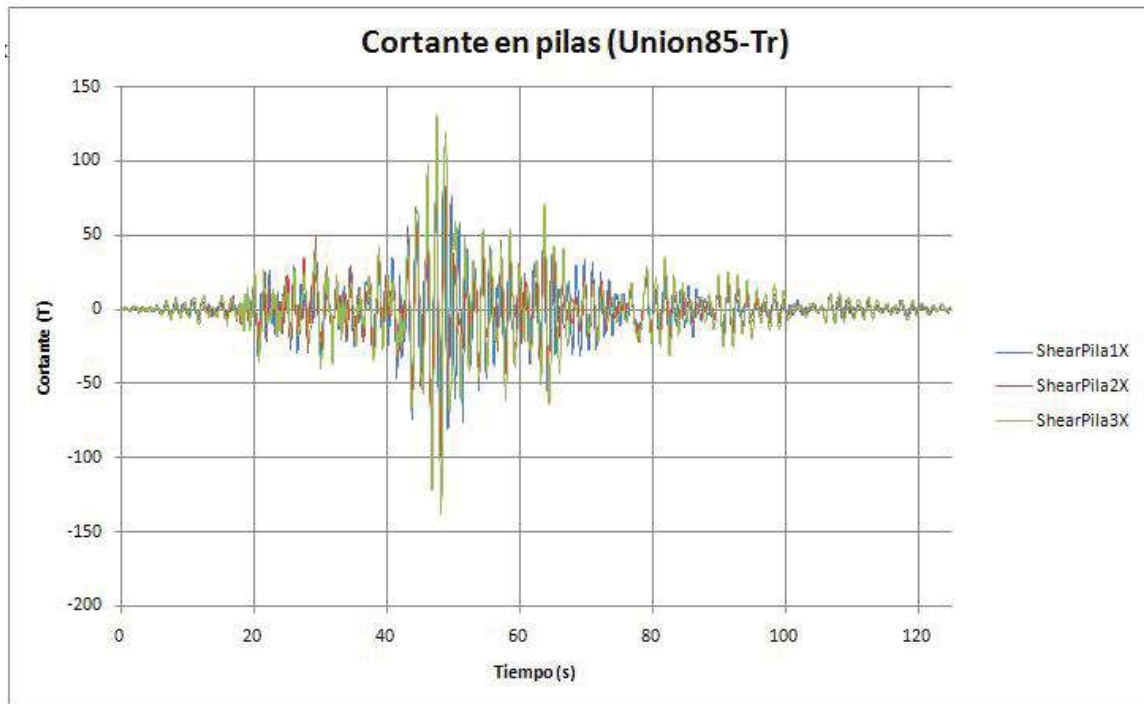
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Tabla 16. Resumen de los valores máximos y promedios de cortante en la base y desplazamiento máximo del puente Los Llanos.

Análisis	Caleta85Tr		Análisis	Caleta85Lo	
Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.	Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.
1	0.10924	83.01296	1	0.09735	81.43947
2	0.07129	62.28324	2	0.12409	116.73415
3	0.10123	93.12451	3	0.10648	79.25913

Análisis	Manza85Tr		Análisis	Manza85Lo	
Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.	Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.
1	0.17435	130.23878	1	0.14798	120.93241
2	0.12983	130.86907	2	0.18865	205.48869
3	0.15588	160.71658	3	0.1543	175.0466

Análisis	Union85Tr		Análisis	Union85Lo	
Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.	Pila	Desp. Máximo	Cortante base máx.
1	0.13932	101.27314	1	0.12487	106.04549
2	0.09902	96.20444	2	0.16425	151.13364
3	0.14523	138.50963	3	0.14262	111.69689

El desplazamiento máximo se presenta en las pilas	1 y 3	en la dirección transversal
El desplazamiento máximo se presenta en la pila	2	en la dirección longitudinal
El cortante máximo se presenta en la pila	3	en la dirección transversal

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

El cortante máximo se presenta en la pila			2	en la dirección longitudinal	
PROMEDIOS (Transversal)			PROMEDIOS (Longitudinal)		
Pila	Desp. Máx.	Cortante máx	Pila	Desp. Máx.	Cortante máx
1	0.14097	104.84163	1	0.12340	102.80579
2	0.10005	96.45225	2	0.15900	157.78549
3	0.13411	130.78357	3	0.13447	122.00087

Como puede observarse en el resumen del puente Ignacio Chávez, existe una diferencia en la magnitud de los cortantes a pesar de que se trata de una estructura regular incluso en la altura de las pilas. Principalmente se debe a la diferencia de rigidez que hay en los apoyos. De igual forma en el puente Los Llanos, tanto los desplazamientos como los cortantes son diferentes en cada una de las pilas, porque la altura es distinta.

Para formar los espectros de demanda a partir de los acelerogramas, no se utilizan los registros actuales, pues necesitamos evaluar los puentes para probables eventos de mayor magnitud. Cumpliendo con ese criterio se consideran sismos con un periodo de retorno de 1000 años, que corresponde a un evento capaz de producir una aceleración máxima de 500cm/s^2 , valor que se obtuvo en estudios recientes para la zona sísmica "D".

Para definir el sismo de 1000 años vamos a tomar como base los acelerogramas que ya conocemos, de manera que sigan la misma distribución solo que a una escala mayor. Esto quiere decir que la mayor aceleración registrada en los 3 acelerogramas será el equivalente a 500cm/s^2 y todos los demás valores de aceleración se obtendrán mediante una regla de tres.

De acuerdo a lo anterior tenemos que las máximas aceleraciones registradas para cada uno de los eventos son:

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

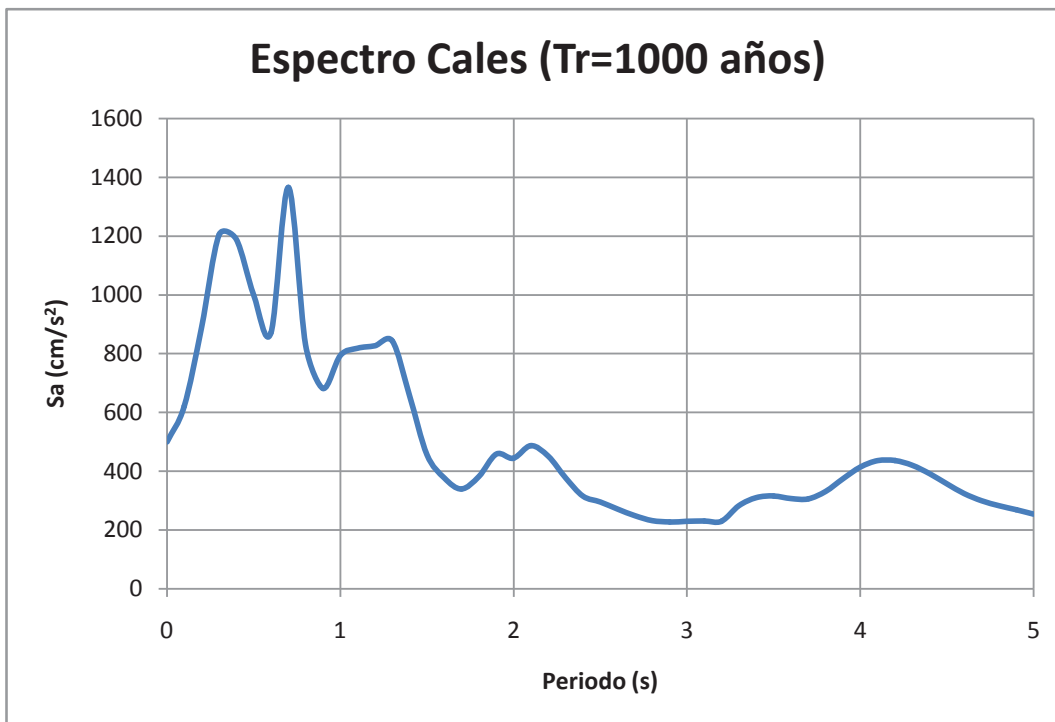
	Aceleración máxima registrada cm/s ²	Factor ajuste
Manzanillo 1995	387.1026	1.2916
Cales 1985	140.834	3.5503
Unión 1985	137.829	3.6277

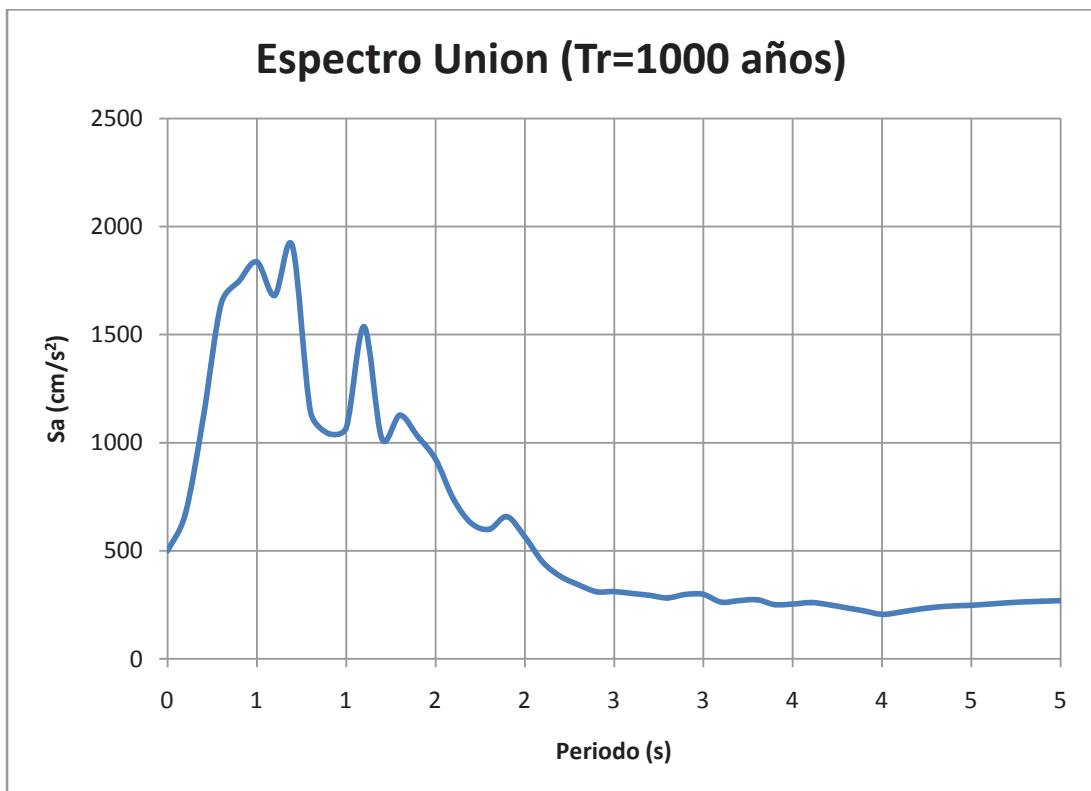
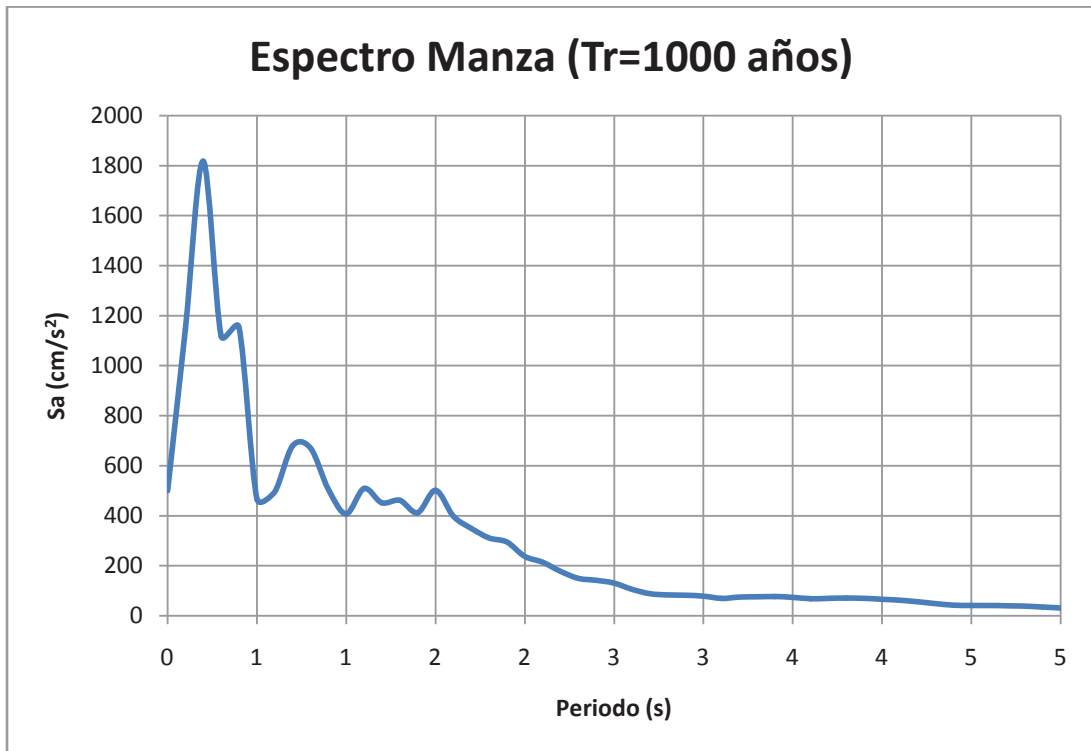
Tabla 17. Factor de ajuste para el sismo de 1000 años

Para hacer la conversión al sismo de 1000 años se calculó un factor de ajuste para cada acelerograma, que será por el cual se afecten las aceleraciones que formaran el nuevo espectro. Este factor se afectará directamente en el software.

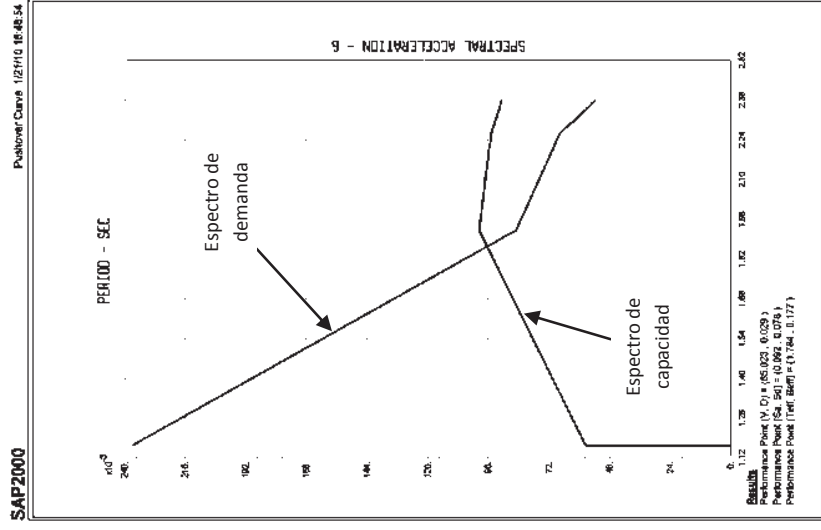
Espectros de demanda

Originalmente se formaron los espectros utilizando los acelerogramas actuales; una vez calculados dichos espectros se afectaron por el factor de ajuste para finalmente quedar de esta forma:

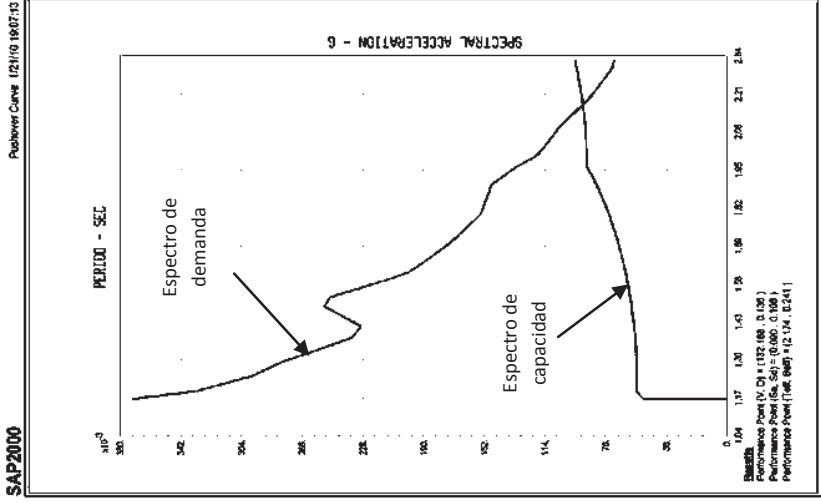




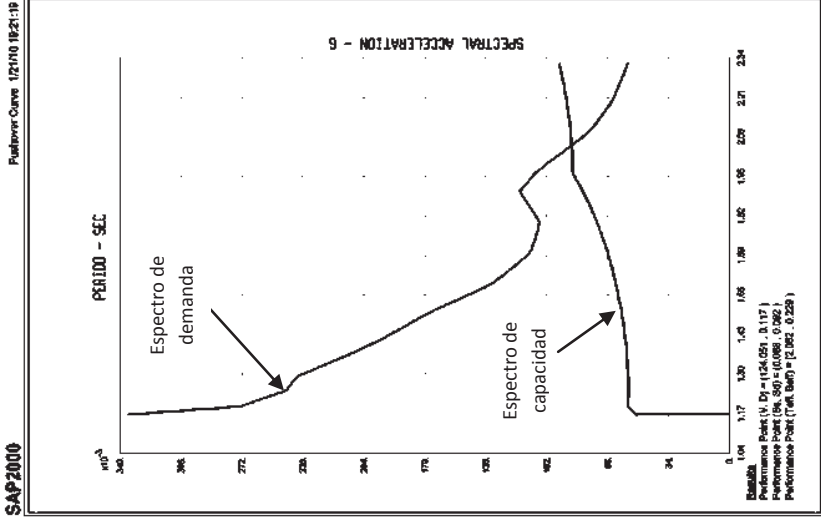
Finalmente se superpone el espectro de demanda con el espectro de capacidad en un solo gráfico para observar el comportamiento de la estructura bajo las condiciones de demanda tanto de los sismos registrados, como de los de 1000 años.



Dirección longitudinal, Espectro Caleta



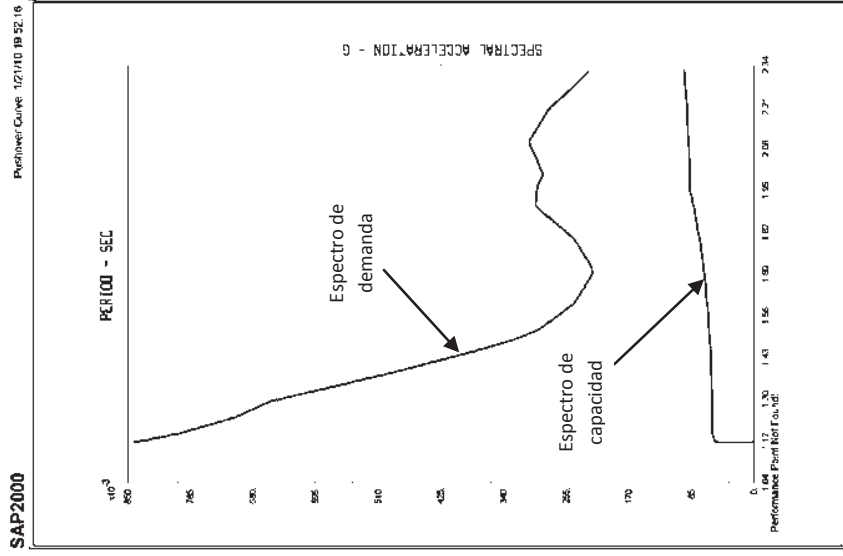
Dirección longitudinal, Espectro Manzanillo



Dirección longitudinal, Espectro Unión

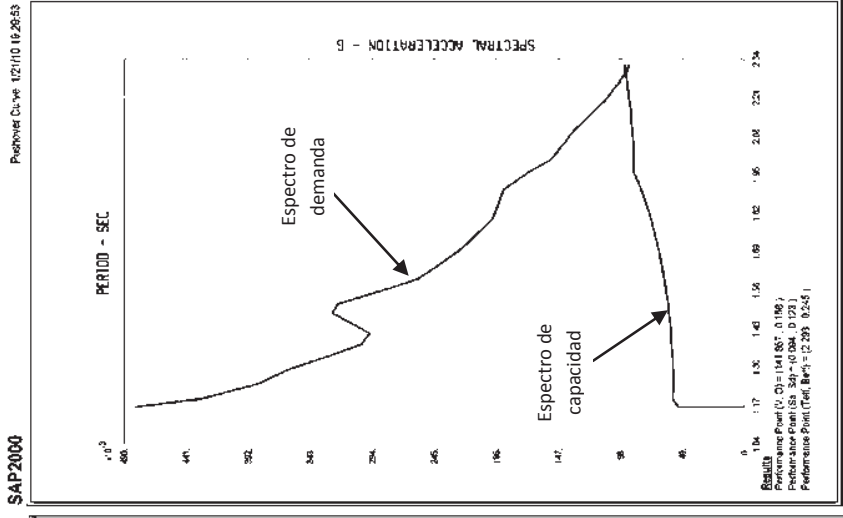
Puente "Los Llanos"

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



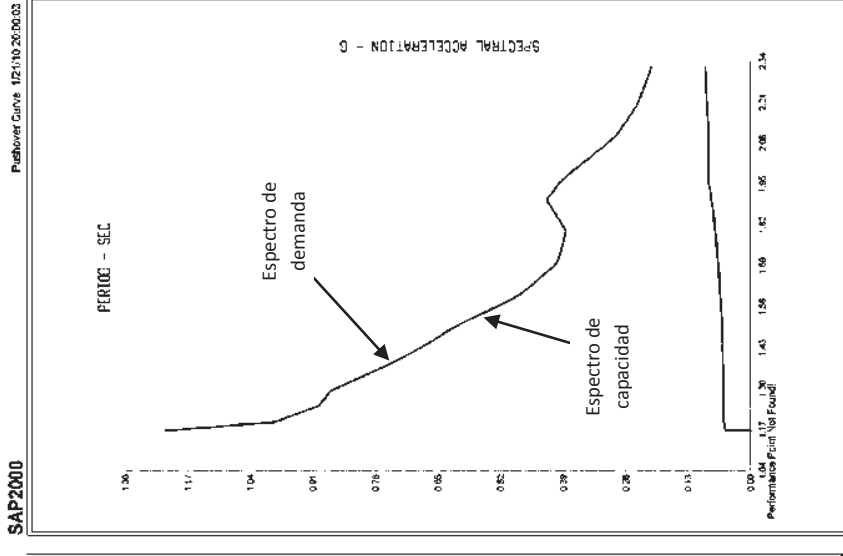
Dirección longitudinal

Espectro Caleta Tr=1000



Dirección longitudinal

Espectro Manzanillo Tr=1000

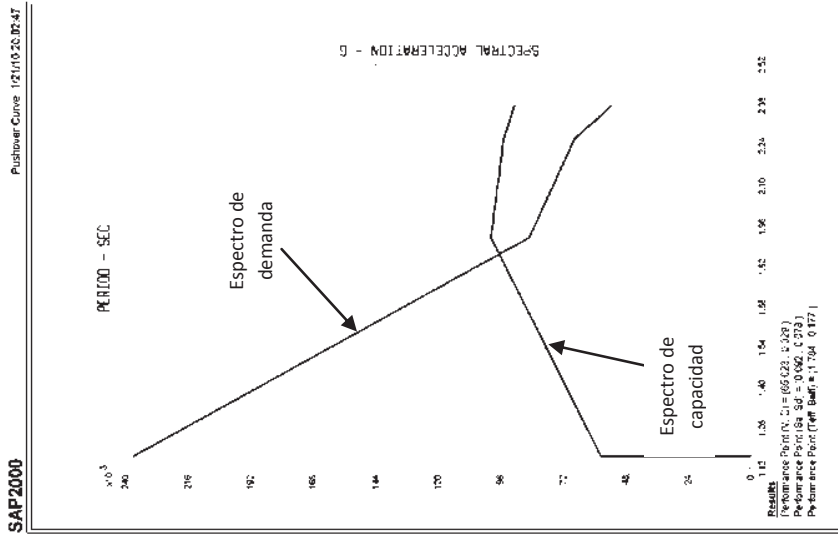


Dirección longitudinal

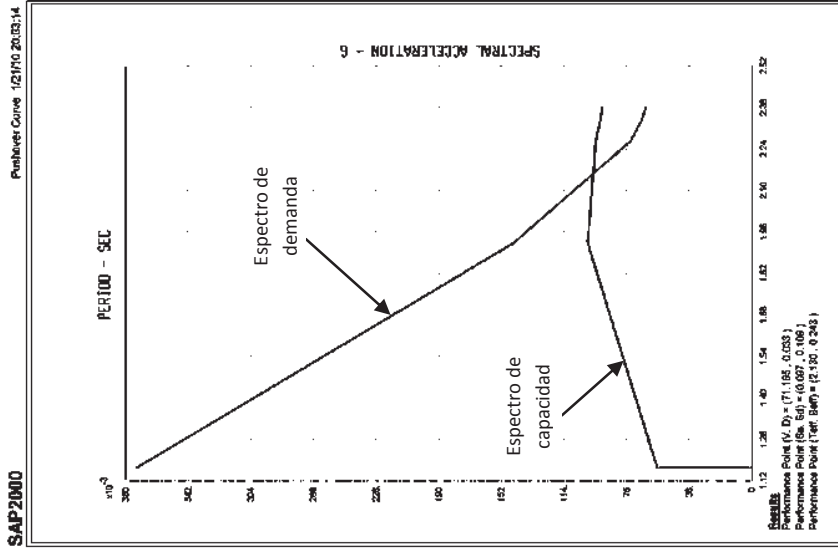
Espectro Unión Tr=1000

Puente "Los Llanos"

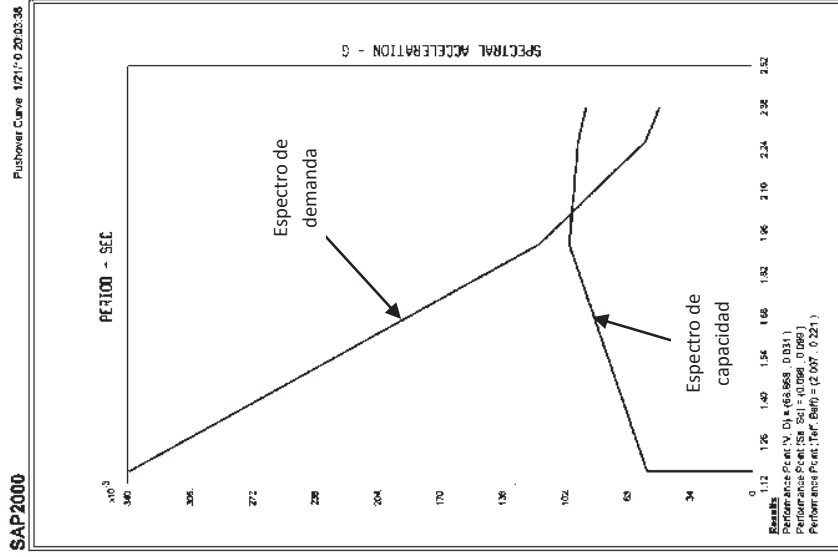
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



Dirección transversal, Espectro Galea



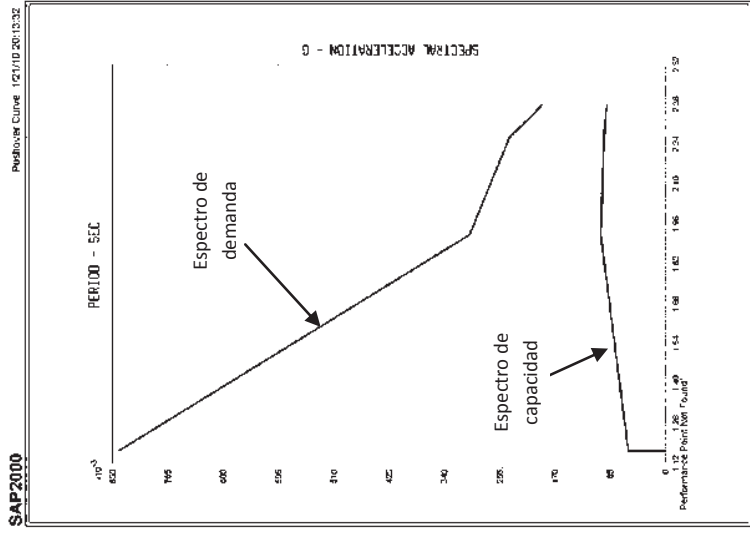
Dirección transversal, Espectro Manzanillo



Dirección transversal, Espectro Unión

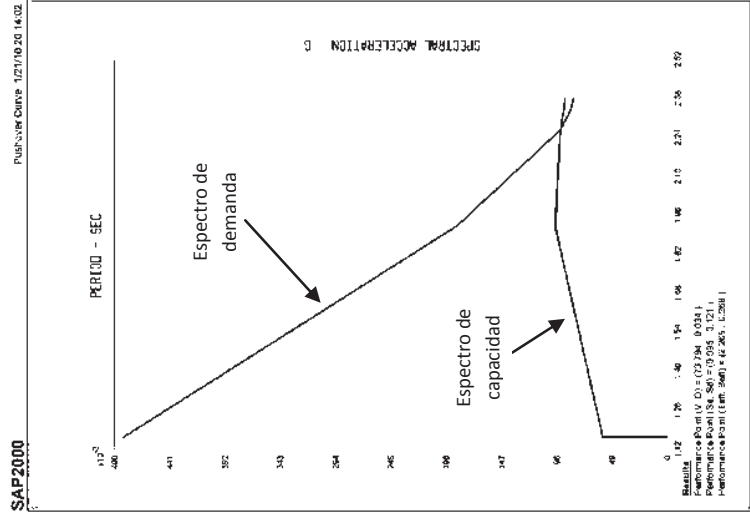
Puente "Los Llanos"

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



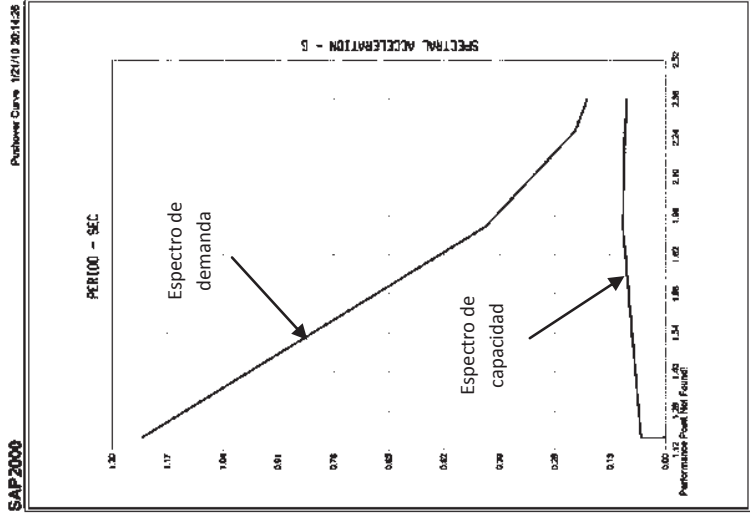
Dirección transversal

Espectro Caleta Tr=1000



Dirección transversal

Espectro Manzanillo Tr=1000

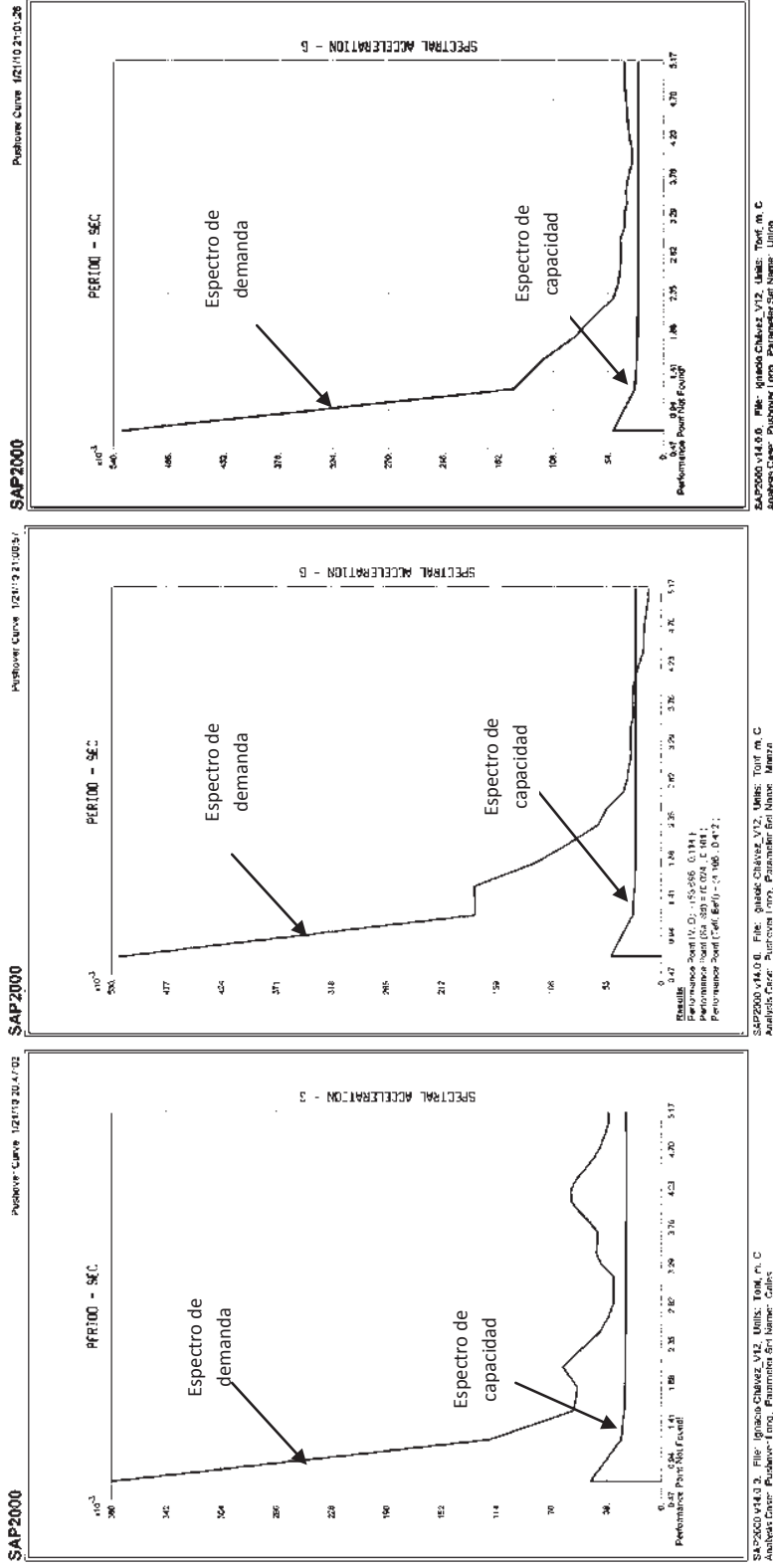


Dirección transversal

Espectro Unión Tr=1000

Puente "Los Llanos"

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



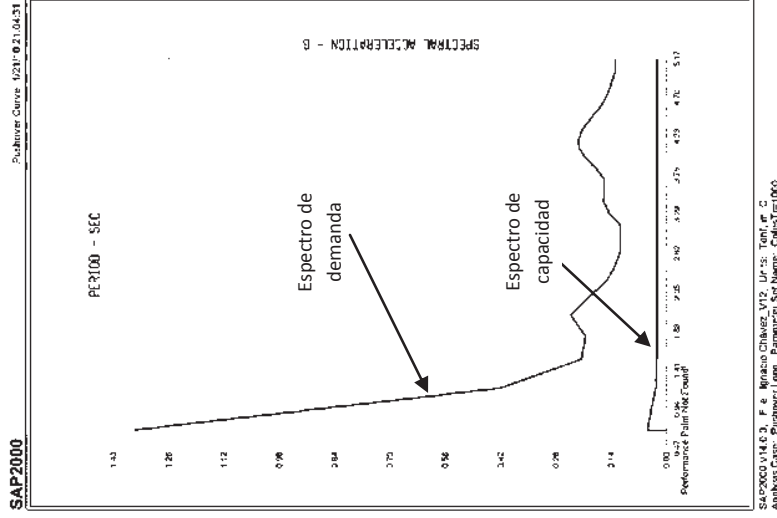
Dirección longitudinal, Espectro Caleta

Dirección longitudinal, Espectro Manzanillo

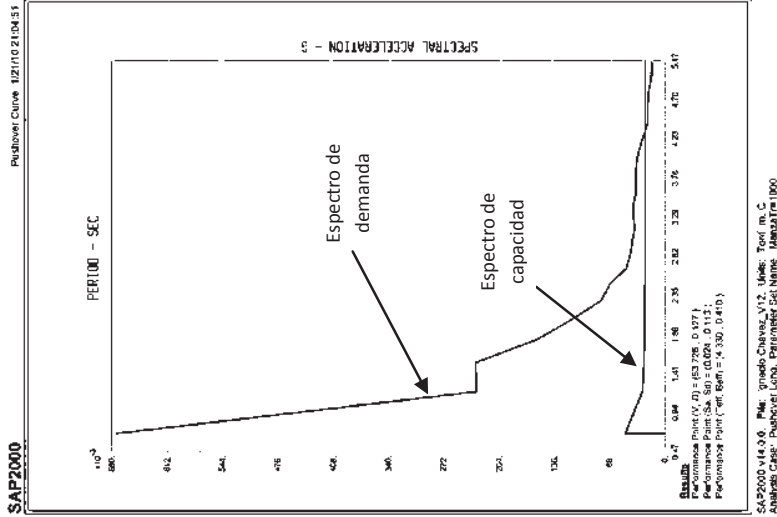
Dirección longitudinal, Espectro Unión

Puente "Ignacio Chávez"

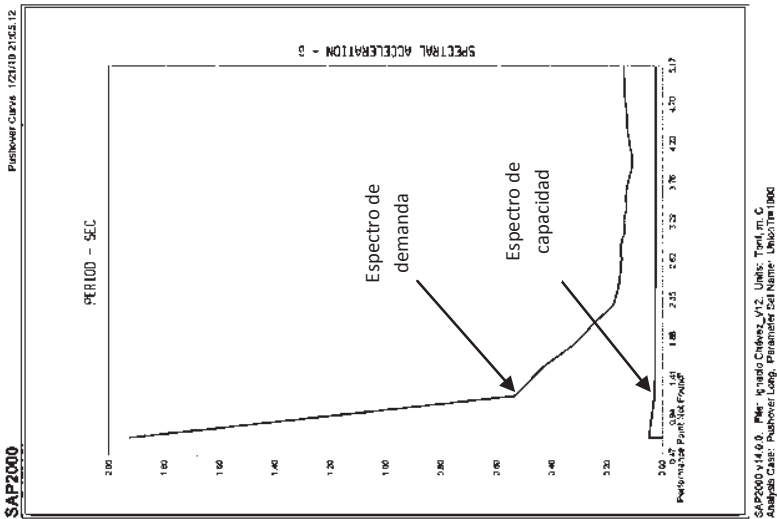
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



Dirección longitudinal
Espectro Caleta Tr=1000



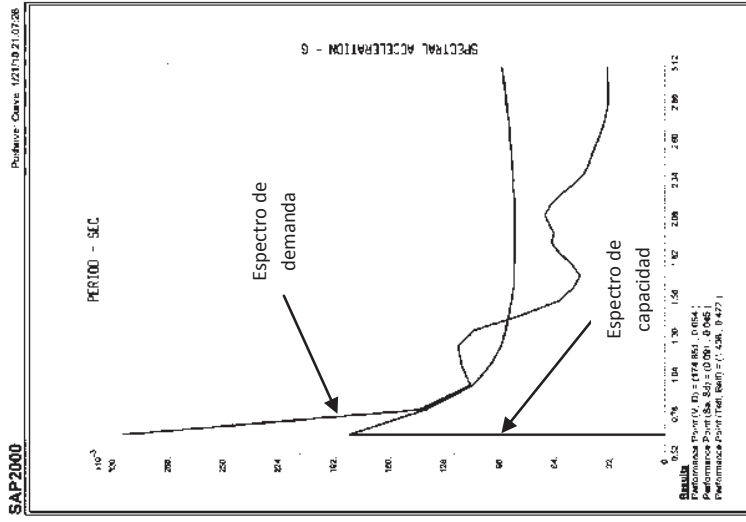
Dirección longitudinal
Espectro Manzanillo Tr=1000



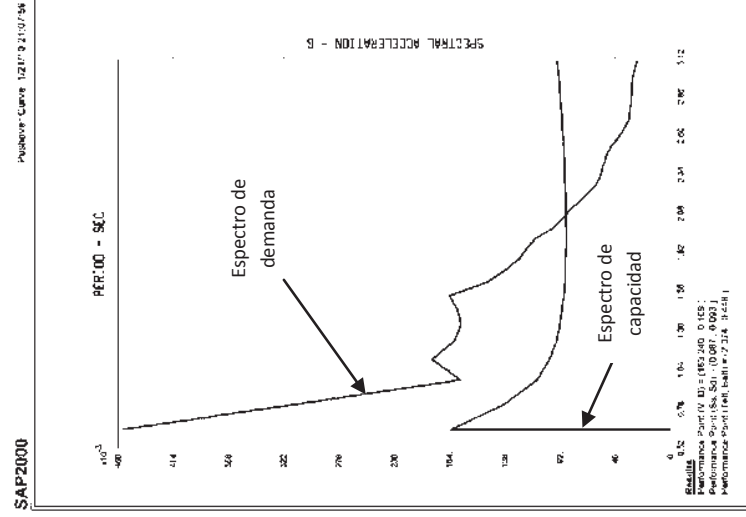
Dirección longitudinal
Espectro Unión Tr=1000

Puente "Ignacio Chávez"

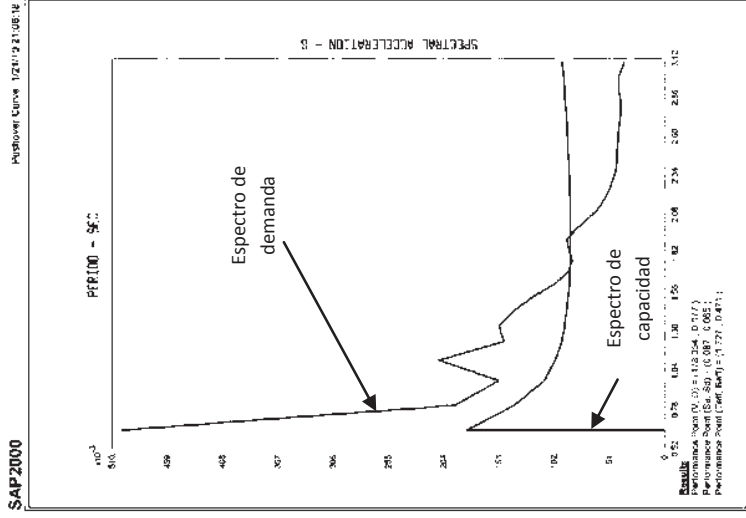
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



Dirección transversal, Espectro Caleta



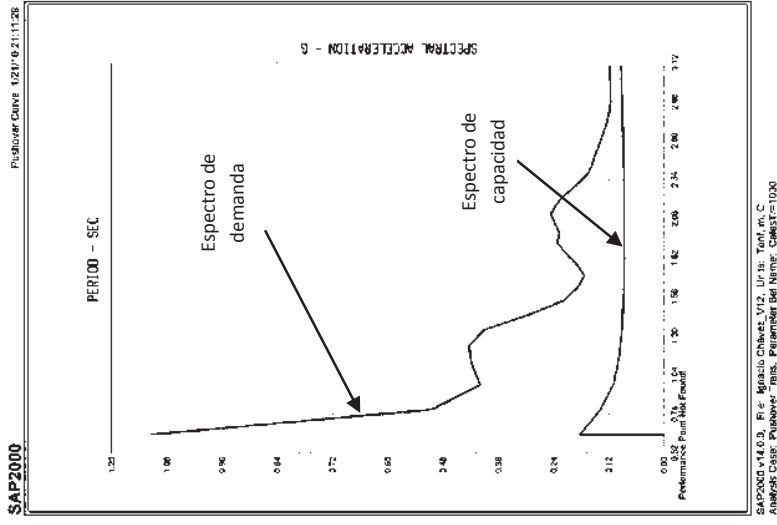
Dirección transversal, Espectro Manzanillo



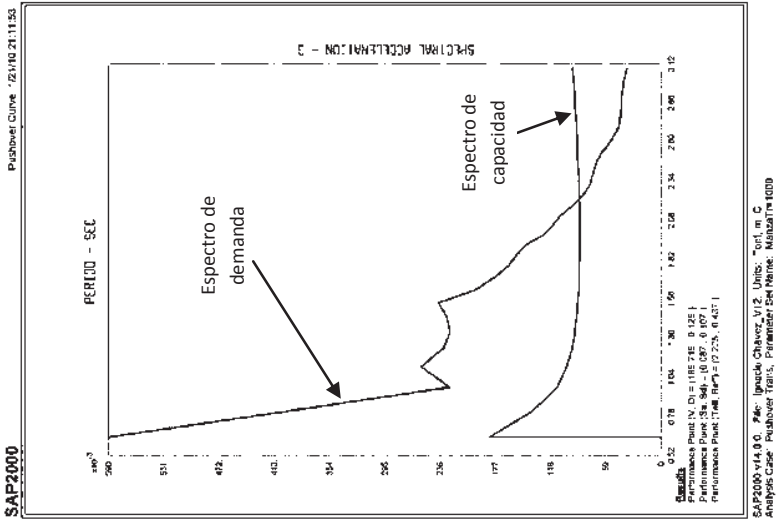
Dirección transversal, Espectro Unión

Puente "Ignacio Chávez"

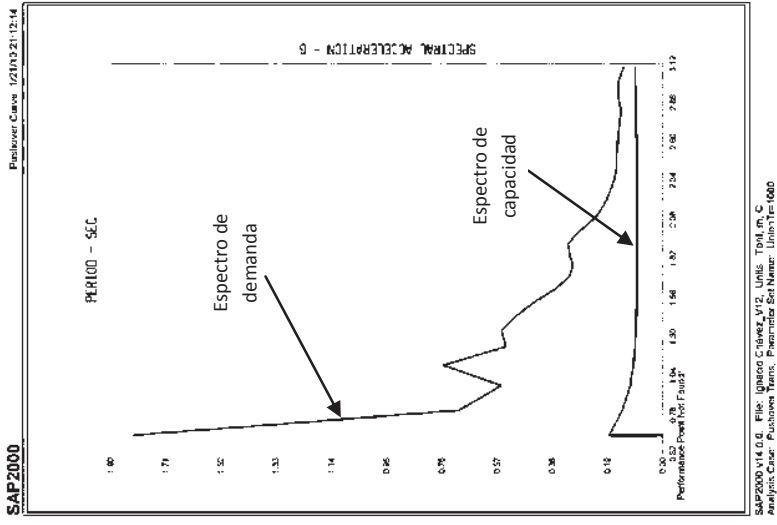
EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO



Dirección transversal
Espectro Caleta Tr=1000



Dirección transversal
Espectro Manzanillo Tr=1000



Dirección transversal
Espectro Unión Tr=1000

Puente "Ignacio Chávez"

Punto de desempeño

Al superponer el espectro de capacidad y el de demanda se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros. Este punto se conoce como punto de desempeño (performance point). El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el sismo de demanda. Cuando el punto de desempeño se presenta durante el rango elástico del espectro de capacidad se dice que la estructura tiene un buen comportamiento. Caso contrario cuando se presenta en el rango plástico se considera que la estructura no tiene un buen comportamiento sísmico.

Conclusiones

De forma general el comportamiento de los puentes bajo la acción de los sismos ocurridos en 1985 y 1995 no es muy bueno pues el punto de desempeño queda localizado en el rango inelástico. En cuanto al desempeño cuando son sometidos al sismo de 1000 años se observa que en ocasiones ni siquiera se cruzan los espectros y cuando lo hacen también es en el rango inelástico. Con esto se demuestra que los puentes que actualmente están construidos en México son altamente vulnerables a fallar bajo la acción de los sismos de la zona y que a pesar de que pasan satisfactoriamente las evaluaciones que realizan los programas federales, no están teniendo un buen desempeño sísmico.

Referencias

Computers and Structures, SAP2000. (2009). *Analysis Reference Manual*. Berkeley, California: Computers and Structures.

Echeverría, B. (2006). *Obtención de las propiedades dinámicas de 4 puentes tipo PIV*. Morelia Michoacán.

Hart, G.C., Wong, K. (2000). *Structural Dynamics for Structural Engineers*. Los Ángeles, USA: John Wiley & Sons, Inc.

Humar, J. L. (2002). *Dynamics of Structures*. Berkeley, Ottawa, Canada: A.A. Balkema Publishers.

Jara, J. M., Jara, M. (2007). *Peligro sísmico*. Morelia, Michoacán: U.M.S.N.H.

Michel, C., Guéguen, P. *Seismic vulnerability assessment using ambient vibrations: method and validation*. France.

Michel, C., Guéguen, P., Yves-Bard, P. *Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions*. Paris, France.

Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

Paz, M. (1997). *Structural Dynamics, Theory and computation*. Louisville, KY: Chapman y Hall

Wang, Y., Loh, K. J., Lynch, J.P., Fraser, M., Law K., Elgamal, A. (2006). *Vibration monitoring of the voigt bridge using wired and wireless monitoring systems*. California, USA.