



**UNIVERSIDAD MICHUACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Departamento de Estructuras

FUNCIONES ELÁSTICAS DE RESPUESTA ESTRUCTURAL DE PUENTES TÍPICOS



Tesis para obtener el título de:

LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL

Presenta:

YOATZIN LÓPEZ CASILLAS

Asesor de Tesis:

Dr. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

Morelia, Michoacán. **DICIEMBRE 2010**

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

ÍNDICE

OBJETIVO	1
INTRODUCCIÓN	2
I) METODOLOGÍAS PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SISMICO EN PUENTES	3
II) CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES DE LONGITUD INTERMEDIA EN MÉXICO .	6
II.1) PROYECTOS TIPO	6
II.2) REPORTES SIPUMEX.....	11
II.3) VISITAS A VARIOS PUENTES DEL PAÍS.....	12
III) CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	16
III.1) ACELEROGRAMAS Y ESPECTROS DE RESPUESTA.....	17
IV) DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES	24
IV.1) DESCRIPCIÓN DE LAS COMPONENTES DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	26
IV.2) Cargas de diseño.....	30
IV.3) SISMICIDAD DE LA ZONA.....	34
V) ANÁLISIS EN LA HISTORIA DEL TIEMPO DE LOS PUENTES.	39
VI) FUNCIONES DE LA RESPUESTA SÍSMICA	47
VI.1) MODELO CON ALTURA DE PILAS DE 5 METROS.....	48
VI.2) MODELO CON ALTURA DE PILAS DE 10 METROS.....	53
VI.3) MODELO CON ALTURA DE PILAS DE 15 METROS.....	58
CONCLUSIONES	64
REFERENCIAS	65
ANEXO	66

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

OBJETIVO

El objetivo fundamental de este trabajo es determinar expresiones analíticas de la respuesta elástica estructural de puentes típicos del país que permitan evaluar la demanda de desplazamiento, de la distorsión angular, del cortante en pilas y del momento flexionante en la base de las pilas, como función de la intensidad sísmica.

INTRODUCCIÓN

Una parte fundamental de una carretera son los puentes, ya que estos permiten conectar zonas que cruzan accidentes naturales. Los puentes suelen presentar daños producto de las acciones que actúan sobre ellos. Dichos daños se deben considerar para determinar si el camino tiene la seguridad mínima para continuar en uso. Para evaluar si el puente es transitable se debe verificar el tipo de tráfico que circula y su velocidad. Una vez determinada la magnitud de daños estructurales en puentes, así como en sus sistemas y componentes estructurales, se puede determinar el costo y tiempo de reparación de la estructura.

En estudios recientes la evaluación de daños sísmicos en puentes se ha realizado cualitativamente, para así llevar a cabo una investigación donde se proporcione una base para evaluar rápida y confiablemente la capacidad de un puente típico de una carretera después de un sismo.

En este tipo de estudios ya mencionados se utilizan enfoques probabilísticos basados en el rendimiento (PEER) que proporcionan la evaluación del puente en tres estados límite (Mackie y Stodjadinovic, 2006): de reparación, de interrupción del tráfico y colapso. La base de datos del desempeño de los elementos estructurales (por medio de la evaluación probabilística) y las herramientas de análisis de confiabilidad fueron usadas para relacionar las medidas de demanda ingenieriles y las medidas de daño. Así mismo, para describir los estados límite en términos de medidas de daño fueron desarrolladas un gran número de variables de decisión, las cuales deben estar correlacionadas con dichos estados límite.

Los estados límite a los que se refieren algunos autores son (Mackie y Stodjadinovic, 2006):
1) *Estado límite de reparación*: donde se evalúa cuánto cuesta la reparación de un puente.

2) *Estado límite del tráfico*: donde se evalúa la magnitud de carga de tráfico que puede pasar con seguridad sobre un puente dañado.

3) *Estado límite de colapso*: donde se puede evaluar si el puente es transitable o no.

Estos estados límites para puentes carreteros son formulados en dos niveles: el nivel de daño de componentes y el nivel de daño del sistema, el primero está dirigido al daño de elementos estructurales del puente después del sismo y sus correspondientes costos o tiempos de reparación (pérdidas directas). El segundo está dirigido al rendimiento general del puente en un escenario post-sismo, donde dicho rendimiento está en función de la capacidad de carga del puente, el cierre de carriles, cargas por eje y límites de velocidad, lo que llamamos pérdidas indirecta o de funcionalidad.

I) METODOLOGÍAS PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SISMICO EN PUENTES

La estimación de daños en puentes tiene como característica principal la determinación de pérdidas financieras ocasionadas por temblores en estructuras, de manera que para obtener dicha estimación estocástica se recomienda realizar un *Análisis de peligro* en donde se evalúa el peligro sísmico "in situ" de la estructura. Con esta información se generan medidas de intensidad (IM) para representar los distintos niveles de peligro. Se hace posteriormente una *Estimación de la demanda estructural* para determinar la capacidad de respuesta al aumentar la aceleración del suelo, identificada como parámetros de demanda ingenieriles (EDP). Posteriormente, se puede realizar un *Análisis de Daño y de costo-reparación* que toma en cuenta los parámetros de demanda ingenieriles mencionados. De esta manera se determinan los daños en la estructura y sus componentes que a su vez nos permiten cuantificar los costos de reparación de dichos daños. Por último, se puede realizar una *Estimación de pérdida* en donde se lleva a cabo la evaluación directa e indirecta de las pérdidas financieras para un determinado nivel de movimiento. Estudios recientes han demostrado que es posible utilizar este tipo de metodologías probabilísticas de evaluación de riesgos para así predecir las pérdidas financieras (Mander, 1999).

En este trabajo se estudia la relación de medidas de intensidad y los parámetros de demanda ingenieriles para diferentes puentes tipo, con la finalidad de obtener curvas en donde se puedan conocer las demandas estructurales como función de parámetros de la demanda sísmica. Con esto, se podría evaluar directamente la respuesta esperada como función de la medida de intensidad seleccionada, sin necesidad de análisis en la historia del tiempo para conducir estudios de vulnerabilidad sísmica.

Por lo anterior hablaremos de algunos de estos métodos que son recomendados debido a la experiencia de sus autores y como podremos observar éstos parten de la misma metodología. La descripción siguiente se basa en el análisis realizado por Galván (2008) y Madrigal (2009).

Comenzaremos con lo descrito por Corsanero y Petrini (1990) quienes clasificaron su metodología de acuerdo a la forma de interpretar y determinar la vulnerabilidad sísmica:

Método directo: Es donde se determina directa y de una sola vez el daño ocasionado por un sismo. Este método puede subdividirse en tipológicos y mecánicos.

Método indirecto: Se determina la vulnerabilidad o daño para relacionarlo con la intensidad sísmica.

Método convencional: En este método se relacionan la vulnerabilidad de la estructura en estudio con la vulnerabilidad relativa de las estructuras ubicadas en zonas de igual sismicidad.

Método híbrido: Es una combinación de los métodos anteriores e incluye el criterio de varios expertos.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Otra metodología es la propuesta por Dolce (1994) quien considera tres métodos basados en la metodología de Corsanero y Petrini (1990):

Método estadístico: Se basa en un análisis estadístico de las construcciones caracterizadas por los daños de entrada.

Método mecánico: Se estudian parámetros de importancia para el comportamiento dinámico de las estructuras, como es la ductilidad.

Método basado en juicios de expertos: lleva a cabo una evaluación cualitativa y cuantitativa de los factores que influyen en la respuesta sísmica de las estructuras.

Con base en lo anterior, Dolce engloba los métodos en dos categorías: cuantitativos y cualitativos. Los primeros establecen las probabilidades de daño o relaciones deterministas equivalentes en términos numéricos, y los segundos recurren a descripciones cualitativas a través de términos como vulnerabilidad media o alta.

Por último, la metodología descrita por Kappos (1994) identifica tres métodos:

Métodos empíricos: Están basados en la experiencia del comportamiento sísmico y en las deficiencias sísmicas potenciales y se utilizan cuando la información es limitada, cuando no se necesita un análisis muy detallado o para evaluaciones preliminares. Este método se complementa con el método de categorización o caracterización que clasifica las estructuras en función de su tipología en clases de vulnerabilidad debido a la experiencia sobre el desempeño de edificaciones similares en sismos relevantes. Un ejemplo de este tipo de métodos es la propuesta por EMS-98 (Günthal, 1998).

Método de inspección y puntaje: Caracteriza e identifica las principales deficiencias sísmicas de una edificación atribuyendo valores numéricos a cada componente de la misma de los cuales al obtener su importancia relativa se determina un índice de vulnerabilidad. En relación a lo anterior este tipo de métodos son suficientes para determinar el nivel de daño en zonas de sismicidad moderada, debido a que en edificaciones que evidencien una considerable y significativa vulnerabilidad es recomendable complementarlo con otro tipo de método analítico o experimental. Un ejemplo de este método es el desarrollado por el Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT, 1990).

Método analítico o teórico: En esta categoría se encuentran los métodos más refinados que se realizan con modelos analíticos. Son métodos muy completos y costosos debido al grado de sofisticación de la evaluación, la calidad de la información y la representación de los modelos empleados. Este método evalúa principalmente la capacidad estimada de las estructuras a los movimientos del terreno utilizando modelos mecánicos de respuesta estructural e involucrando las características geométricas y mecánicas de los elementos.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Método experimental: Este tipo de métodos emplea ensayos dinámicos para determinar las propiedades de las estructuras y sus componentes. Los resultados que se obtienen no son determinantes, pero permiten orientar sobre el estado de la edificación y sus posibles efectos después de un sismo. Los ensayos son realizados generalmente *in situ* involucrando aspectos tan importantes como la interacción suelo-estructura, la incidencia de los elementos no estructurales, etc.

Una vez revisados los métodos anteriores podemos decir que para obtener un estudio completo y de menor incertidumbre es recomendable utilizar una combinación de métodos analíticos y experimentales para que el análisis de vulnerabilidad sea lo más completo posible.

Un procedimiento de análisis rápido de vulnerabilidad sísmica es el establecer bases para desarrollar *curvas de fragilidad*, las cuales se obtienen para varios estados límite de daño, que para un “puente estándar” (en este caso un puente de longitud intermedia), son necesarias las siguientes fuentes:

- a) Información de las características del puente y su localización geográfica.
- b) Información sobre los sismos de la zona donde se encuentra el puente (acelerogramas, magnitudes, etc.).
- c) Mapas geológicos de los tipos de suelo del lugar para evaluar posibles amplificaciones del movimiento.

Con esta metodología es posible determinar la probabilidad de que una intensidad dada del sismo ocasione una respuesta máxima y/o un estado límite de daño. Una curva de fragilidad normalmente incorpora la incertidumbre y aleatoriedad de la capacidad de un puente y de la demanda del movimiento del suelo.

Al aplicar este método de curvas de fragilidad es evidente que existe una amplia gama de posibles resultados de desempeño, ya que la capacidad estructural y la demanda sísmica son variables aleatorias. Por esta razón se deben asignar distribuciones de probabilidad a estos parámetros que permitan obtener la llamada curva de fragilidad, dada por una distribución de probabilidad acumulada.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

II) CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES DE LONGITUD INTERMEDIA EN MÉXICO

Existen varias formas para conocer la tipología de los puentes carreteros en un sitio. En México se puede recurrir a los Proyectos tipo, a la información proporcionada por el Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX) y a la información generada con visitas al campo. Se describe a continuación algunos de los resultados proporcionados por Jara y col. (2009).

II.1) Proyectos Tipo

Los Proyectos tipo fue la información más utilizada en los años 60's y hasta parte de los 80's para la construcción de puentes de longitud pequeña e intermedia en México. Fue dividida en tres partes de acuerdo a sus lineamientos de construcción y a la época de su publicación. Es necesario señalar que la descripción detallada en estos Proyectos tipo solo se refiere a la superestructura, ya que la subestructura descrita está formada solo de pilas y estribos de tercera clase, de los cuales su altura está en función de la longitud del claro y al tipo de superestructura.

Tabla 1. Características de los puentes de la primera publicación de los Proyectos tipo que es la publicación más antigua (SOP, 1966).

Tipo de Superestructura	Longitud del claro (m)	Altura de pilas y estribos (m)
Losas macizas	6 a 10	4 a 10
2 Trabes de concreto reforzado	8 a 32	6 a 14
3 Trabes de concreto reforzado	8 a 16	
Trabes de concreto presforzado	30 a 45	-----
Trabes de acero presforzado	30 a 45	-----

NOTA: Este tipo de puentes se diseñaron con un ancho de 8 metros y una carga viva de diseño de HS-15 para cualquier tipo de superestructura.

Los tipos de apoyos utilizados en este primer volumen de los Proyectos tipo fueron los apoyos de plomo, apoyos de neopreno y apoyos de acero. A continuación se muestran como están formados dichos apoyos.

Tipos de apoyos de plomo y sus dimensiones (figuras 1 y 2).

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

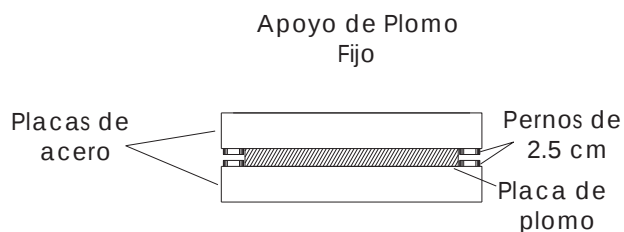


Figura 1. Características del apoyo de plomo fijo.

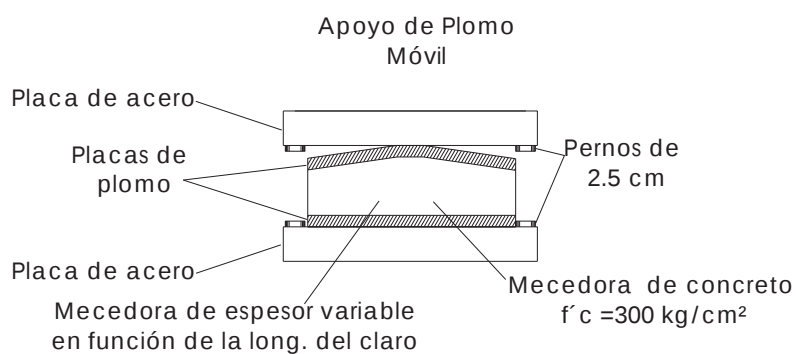


Figura 2. Características del apoyo de plomo móvil.

Tabla 2. Dimensiones para los apoyos de plomo según la longitud del claro.

Tipo de placa	Dimensiones de la placa (cm)	Longitud del claro (m)
Acero	20 X 38	18
Plomo	18 X 38	
Acero	54 X 30	32
Plomo	54 X 18	

Tipos de apoyos de neopreno y sus dimensiones (figura 3 y 4).



Figura 3. Características del apoyo de neopreno fijo.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

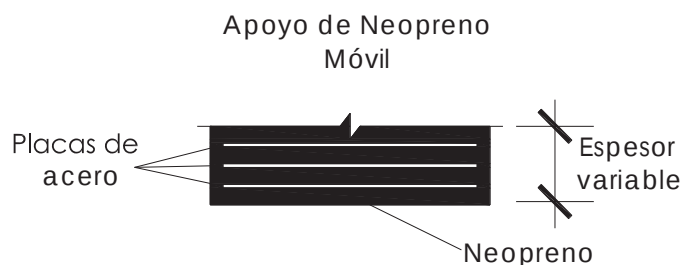


Figura 4. Características del apoyo de neopreno móvil.

Tipos de apoyos de acero y sus dimensiones (figura 5 y 6).

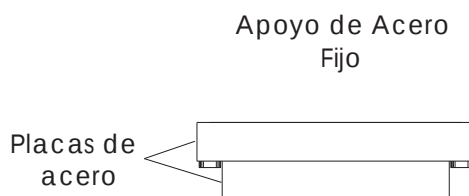


Figura 5. Características del apoyo de acero fijo.

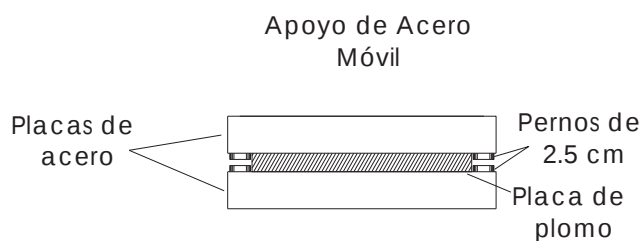


Figura 6. Características del apoyo de acero móvil.

Tabla 3. Longitud de asiento para apoyos de acero según la longitud del claro.

Longitud de asiento (cm)	Longitud del claro (m)
61	8
77	30

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Ahora comentaremos los cambios que se realizaron en el segundo volumen de los Proyectos tipo (SAHOP, 1980). Los cambios fueron notorios en los tipos de apoyos, la carga viva de diseño, tipos de superestructura e infraestructura, así como en la altura de estribos y pilas.

Tabla 4. Características de los puentes segunda publicación de los Proyectos tipo (SAHOP, 1980).

Tipo de superestructura	Longitud del claro (m)	Ancho total del claro (m)	Carga viva de diseño	Altura de estribos (m)	Altura de pilas (m)
Losas macizas	8 a 14	8	HS-15	-----	-----
Losas planas macizas		10	HS-20	5.3 a 13	4 a 12
Losas planas aligeradas	14 a 18	8	HS-15	-----	-----
		10	HS-20	-----	-----
Losa con dos nervaduras	15 a 28	8	HS-15	5 a 12.7	6 a 14
		10	HS-20		

NOTA: Las pilas y estribos son construidos de mampostería de tercera clase, estos últimos también son construidos con aleros de mampostería.

En esta segunda parte de los Proyectos tipo sólo se utilizaron apoyos de neopreno vulcanizado con las siguientes características.

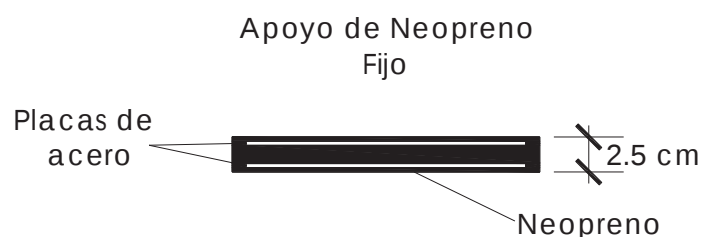


Figura 7. Características del apoyo de neopreno fijo de la segunda publicación de los Proyectos tipo.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

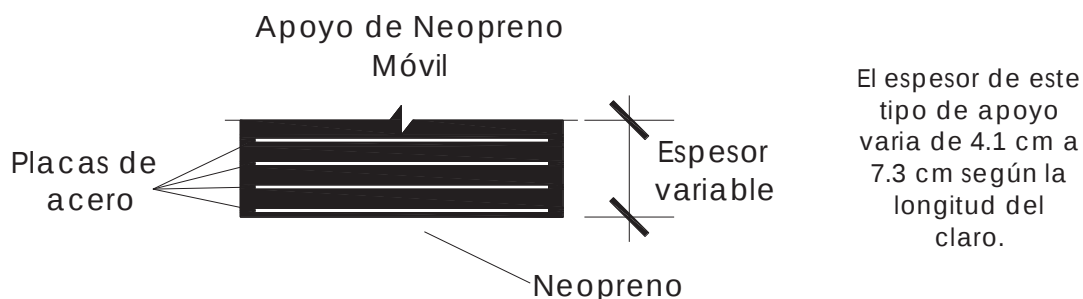


Figura 8. Características del apoyo de neopreno móvil de la segunda publicación de los Proyectos tipo.

Tabla 5. Longitud de asiento para apoyos de neopreno según la longitud del claro.

Longitud de asiento (cm)	Longitud del claro (m)
58	8
79	28

Como ya se mencionó con anterioridad en este volumen se integró el diseño de la infraestructura dependiendo del tipo de puente.

Tabla 6. Tipos y características de la infraestructura.

Tipo de infraestructura	Dimensiones (m)	Tipo de material
Cilindros huecos	4, 4.5 y 5	De concreto con un $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$.
Pilotes de sección cuadrada	0.40 X 0.50	De distintos materiales de acuerdo a la resistencia del suelo (suave, medio y duro).

En la tercera publicación de estos Proyectos tipo se hace referencia a lo siguiente:

Tabla 7. Características de los puentes de la tercera publicación de los Proyectos tipo.

Tipo de superestructura	Ancho total del claro (m)	Numero de trabes	Longitud del claro (m)
Losas macizas	10	De 4 y 7	De 15 y 30

NOTA: Las losas se apoyan en trabes postensadas y pretensadas tipo AASHTO.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Es importante señalar que todos los puentes que se realizaron basándose en estos Proyectos tipo carecen de topes sísmicos, ya que estos elementos no existen en los proyectos. Por esto, tales puentes no tienen un elemento que restrinja el desplazamiento lateral excesivo de la superestructura.

Otra característica de la que se habla en estos proyectos tipo es la calidad de los materiales que representan una parte importante al considerar la vulnerabilidad sísmica. Esta calidad del material depende del tipo de elemento estructural y de la fecha de construcción. Dependiendo del tipo de elemento se tiene una resistencia a la compresión (f'_c) de 200 a 350 kg/cm², un esfuerzo a la fluencia (f_y) de 2300 a 4200 kg/cm² y de 19000 kg/cm² en caso de ser una trabe de concreto presforzado.

II.2) Reportes SIPUMEX

Una forma para conocer el estado de los puentes es con la ayuda de un método que utiliza un procedimiento de inspección visual para determinar las condiciones y demandas de rehabilitación. Por esta razón se creó el SIPUMEX (Sistema de Puentes Mexicanos) que proporciona información general del estado físico que tienen los puentes en el momento de la visita. Jara, y col (2009) obtuvieron reportes donde se muestran características de 6500 puentes en 12 Estados distintos del país, de los cuales la mayoría están ubicados en sitios de mayor actividad sísmica (Costa del Pacífico). Aunque en los reportes SIPUMEX los principales problemas no están asociados a eventos sísmicos, se reportan variables como: daños por incremento de cargas, efectos del medio ambiente, defectos de construcción, edad, inadecuado mantenimiento o la falta de éste. Todo esto debe considerarse en un análisis, ya que estos deterioros disminuyen la respuesta sísmica y por consiguiente aumentan su vulnerabilidad ante cualquier sismo importante.

Con relación a los reportes de SIPUMEX se observó que alrededor del 80 % de los puentes se construyeron entre 1941 y 1980. Los puentes de longitud de 15 a 45 m representan casi el 50 % del total de los puentes estudiados. La longitud del claro mayor del 44 % de los puentes es de entre 10 y 25 m. El 73 % tiene pilas de mampostería y estribos de mampostería. El 53 % tiene apoyos de cartón asfáltico y el 34 % apoyo de neopreno. La mayoría de los puentes (54 %) presentan una altura máxima de la subestructura menor a 5m, pero un 32 % de puentes miden de 5 a 10 m de altura.

Con la información de los reportes de SIPUMEX podemos observar deficiencias en los puentes y el año de su construcción que proporciona información de cargas de diseño y procedimientos constructivos utilizados. Además, la edad del puente influye en su desempeño como ya se mencionó con anterioridad.

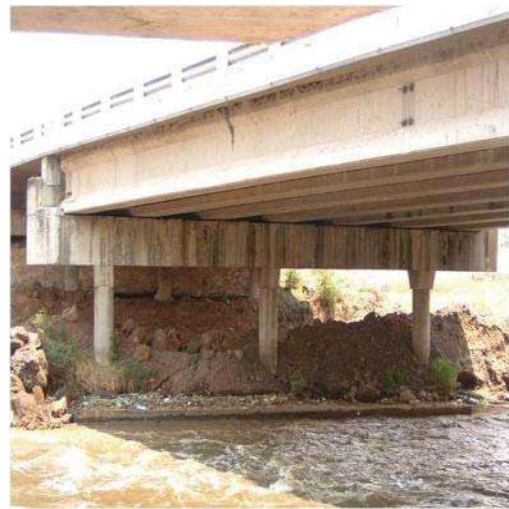
Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

II.3) Visitas a varios puentes del país

La información de las visitas hechas a puentes fueron obtenidas de la misma referencia (Jara y col., 2009). Estas visitas muestran que una buena parte de los puentes de la red carretera nacional son de longitud intermedia con las características que a continuación se mencionan.



Fotografías 1 y 2. Puente ubicado en la carretera Maravatío-Atzacomulco.

Características del puente:

- ✓ Trabes tipo AASHTO.
- ✓ Apoyado en pilas de sección circular.
- ✓ Cabezal de sección rectangular.
- ✓ Apoyos de neopreno.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas



Fotografías 3 y 4. Puente ubicado en el kilometro 24 sobre el río Lerma, tramo Atlacomulco-Toluca.
Características del puente:

- ✓ Trabes tipo AASHTO.
- ✓ Apoyado en pilas de sección rectangular.
- ✓ Cabezal de sección rectangular.
- ✓ Apoyos de neopreno.
- ✓ Con tres claros, claro principal de 30 a 35 metros.
- ✓ Diafragma de sección rectangular.



Fotografías 5 y 6. Puente ubicado en el kilometro 451-452, carretera México-Guadalajara.
Características del puente:

- ✓ Trabes tipo AASHTO.
- ✓ Apoyado en pilas de sección circular.
- ✓ Cabezal de sección rectangular.
- ✓ Apoyos de neopreno.
- ✓ Con tres claros.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas



Fotografías 7 y 8. Puente A la Lima ubicado en la carretera Manzanillo-Lázaro Cárdenas.
Características del puente:

- ✓ Traveses tipo AASHTO..
- ✓ Apoyado en pilas de sección circular.
- ✓ Cabezal de sección rectangular.
- ✓ Con tres claros.



Fotografías 9 y 10. Puente ubicado en la presa La Cañada en el kilometro 451-452, carretera México-Guadalajara.

Características del puente:

- ✓ Traveses tipo AASHTO.
- ✓ Apoyado en pilas de sección circular.
- ✓ Cabezal de sección rectangular.
- ✓ Apoyos de neopreno.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Con base en toda la información anterior se concluye que una tipología de puentes de longitud intermedia muy frecuente en el país es aquella formada por superestructuras con losa de concreto apoyada sobre traveses tipo AASHTO y subestructura formada por pilas de marcos con columnas rectangulares o circulares. Por esta razón para el estudio de vulnerabilidad sísmica se eligió un puente tipo con las características de estos puentes. En el capítulo IV se presentará de forma detallada la subestructura y superestructura del puente de longitud intermedia que se utilizó en este estudio.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

III) CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

Primero se escogieron un conjunto de sismos con magnitud mayor o igual a 6.5 que ocurrieron a lo largo de la costa del Pacífico mexicano, de los cuales se obtuvieron los acelerogramas de las estaciones ubicadas en suelo duro. De estos sismos se escogieron sólo cuatro debido a que estos presentan el mayor número de estaciones y por consiguiente mayor número de registros de dicho evento. Las características de dichos movimientos se presentan en la tabla 8.

Tabla 8. Fecha de los sismos, su magnitud y localización.

Fecha (dd/mm/aaaa)	Magnitud (Ms)	Localización
25/04/1989 	6.8	Costa de Guerrero (Región Ometepec).
24/10/1993 	6.6	Costa de Guerrero- Oaxaca (Región Ometepec).
14/09/1995 	7.3	Costa de Guerrero- Oaxaca (Región Ometepec).
09/10/1995 	7.3	Costa Norte de Colima y Costa Suroeste de Jalisco.

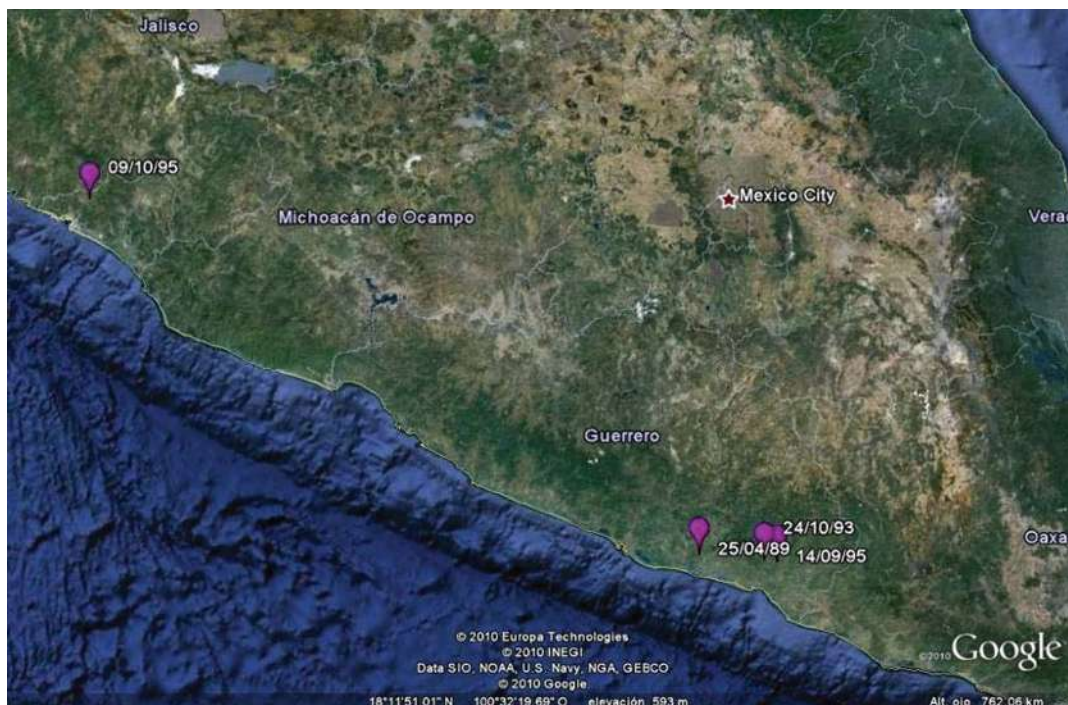


Figura 9. Localización del hipocentro de los cuatro sismos elegidos.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

III.1) Acelerogramas y espectros de respuesta

De cada estación se obtuvo su acelerograma en función del tiempo de muestreo. Se obtuvieron los espectros de respuesta elásticos de cada acelerograma, donde se utilizaron los siguientes parámetros:

Periodo inicial (T_i) = 0.1 s

Periodo final (T_F) = 5 s

Porcentaje de amortiguamiento (ξ) = 5 %

Incremento de periodo = 0.1 s

Una vez obtenidos todos los espectros de respuesta de cada acelerograma, se escogieron las estaciones de acuerdo con los siguientes criterios:

- 1) Estaciones con la aceleración (A_{MAX}) y pseudoaceleración ($S_{a MAX}$) máxima.
- 2) Estaciones ubicadas perpendicularmente a la costa.
- 3) Estaciones cercanas del epicentro.

Con base en lo anterior las estaciones escogidas de cada sismo se muestran en las tablas 9, 10, 11 y 12, y en las imágenes 2, 3, 4 y 5 su localización.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Tabla 9. Características de las estaciones del sismo del 25 de Abril de 1989.

FECHA	ESTACIÓN	A _{MAX} (cm/s ²)	S _a MAX (cm/s ²)
25/04/1989 	↓ ACAP890425	104.39	216.98
	↓ COYC890425	85.08	182.56
	↓ CPDR890425	102.53	199.66
	↓ MSAS890425	111.97	340.51
	↓ OCTT890425	196.01	506.14
	↓ PARS890425	96.31	337.33
	↓ SMR2890425	107.19	468.12
	↓ VIGA890425	345.94	847.25
	↓ VNTA890425	33.68	102.86
	↓ XALT890425	47.61	101.72

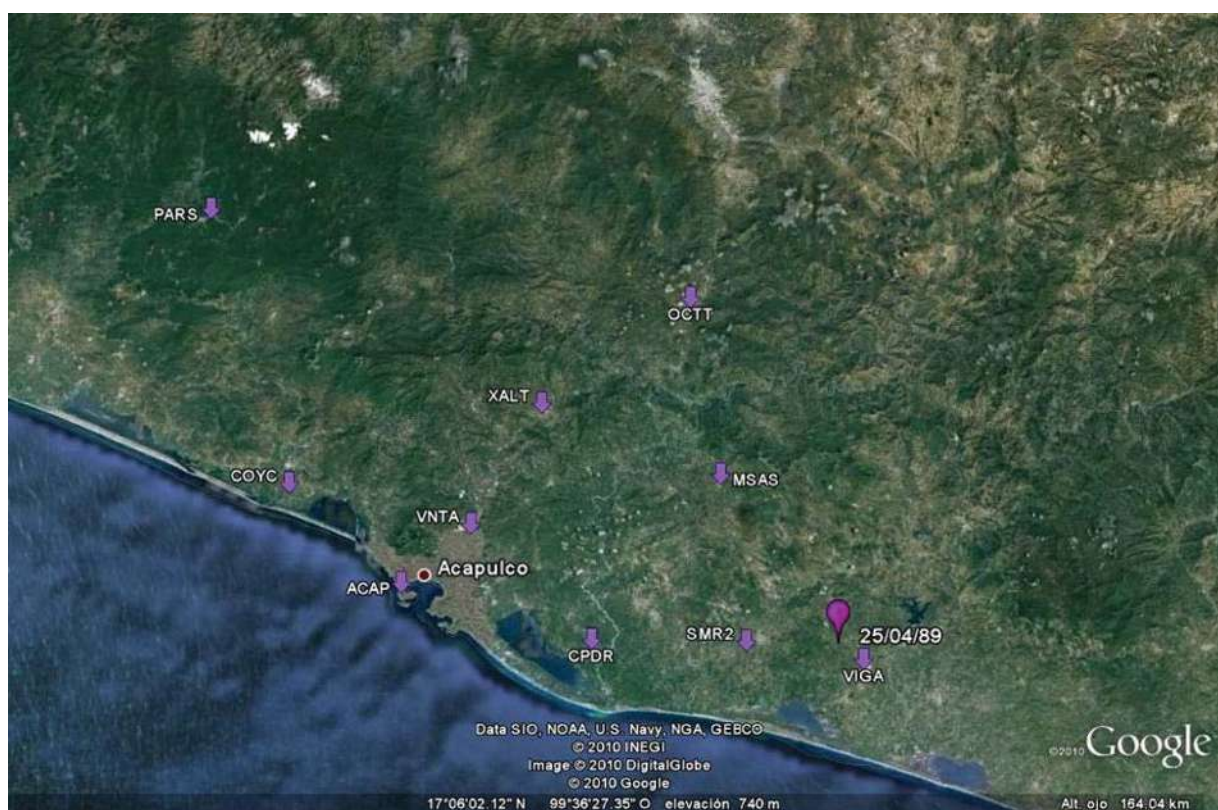


Figura 10. Localización del sismo del 25 de Abril de 1989 y sus estaciones.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Tabla 10. Características de las estaciones del sismo del 24 de Octubre de 1993.

FECHA	ESTACIÓN	A _{MAX} (cm/s ²)	S _a MAX (cm/s ²)
24/10/1993 	↓ ACAJ931024	28.56	57.12
	↓ ACAN931024	24.57	59.25
	↓ COPL931024	197.78	594.72
	↓ CPDR931024	60.29	119.66
	↓ OCLL931024	18.18	57.61
	↓ OCTT931024	65.08	270.23
	↓ POZU931024	43.09	184.71
	↓ PTQL931024	13.4	50.02
	↓ SMR2931024	62.21	195.25
	↓ VIGA931024	304.1	1006.54

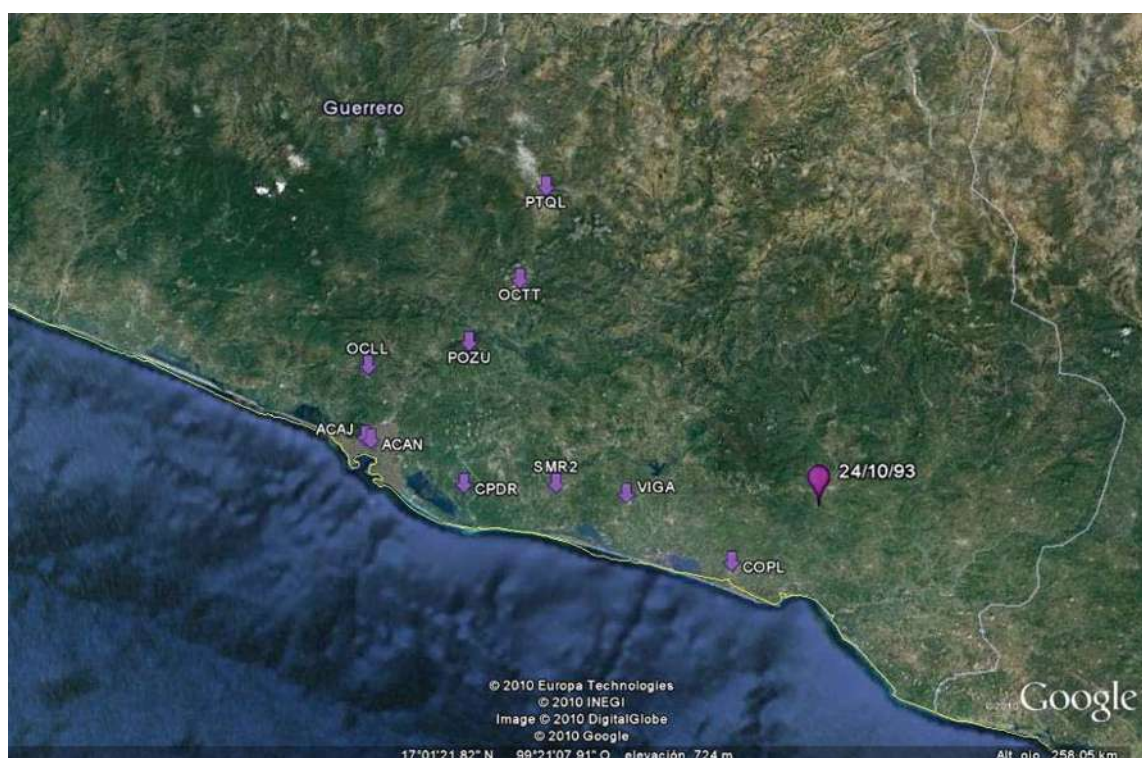


Figura 11. Localización del sismo del 24 de Octubre de 1993 y sus estaciones.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Tabla 11. Características de las estaciones del sismo del 14 de Septiembre de 1995.

FECHA	ESTACIÓN	A _{MAX} (cm/s ²)	S _a MAX (cm/s ²)
14/09/1995 	↓ CHIL950914	20.42	59.26
	↓ COPL950914	70.82	198.89
	↓ OCTT950914	59.34	252.93
	↓ POZU950914	41.681	66.72
	↓ RICA950914	49.353	139.54
	↓ VIGA950914	100.35	298.55

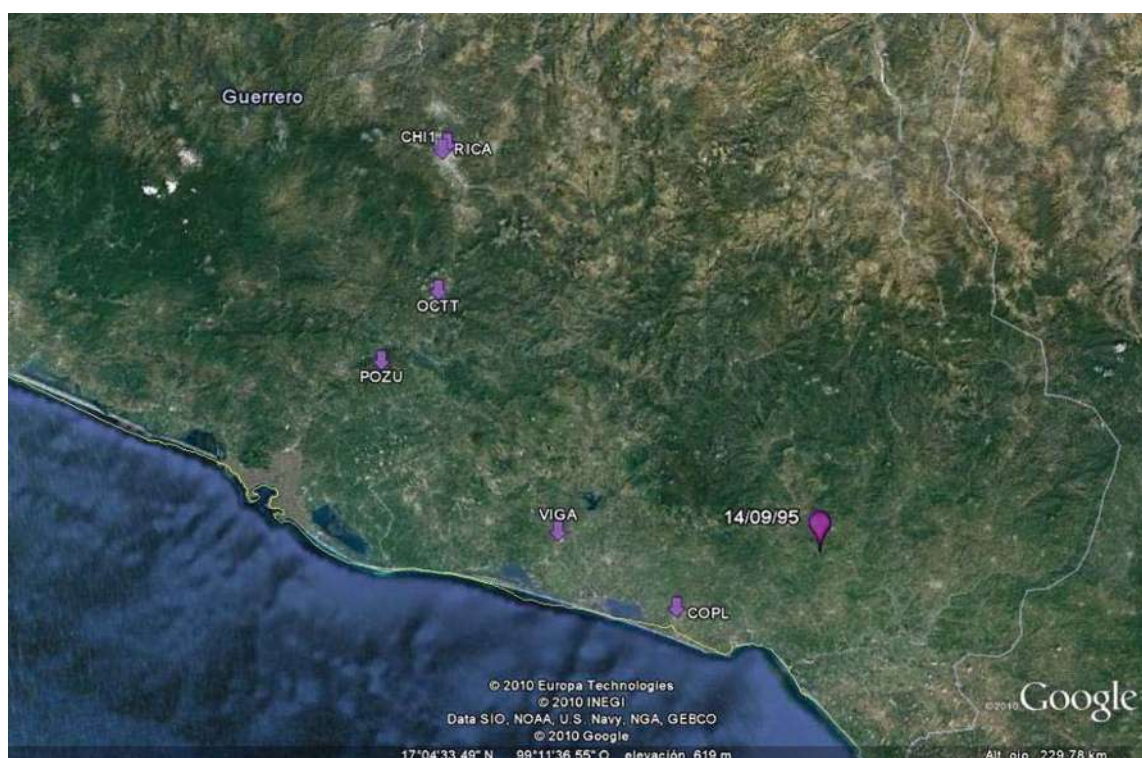


Figura 12. Localización del sismo del 14 de Septiembre de 1995 y sus estaciones.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Tabla 12. Características de las estaciones del sismo del 9 de Octubre de 1995.

FECHA	ESTACIÓN	AMAX (cm/s²)	Sa MAX (cm/s²)
09/10/1995 	 MANZA951009	387.103	1407.04

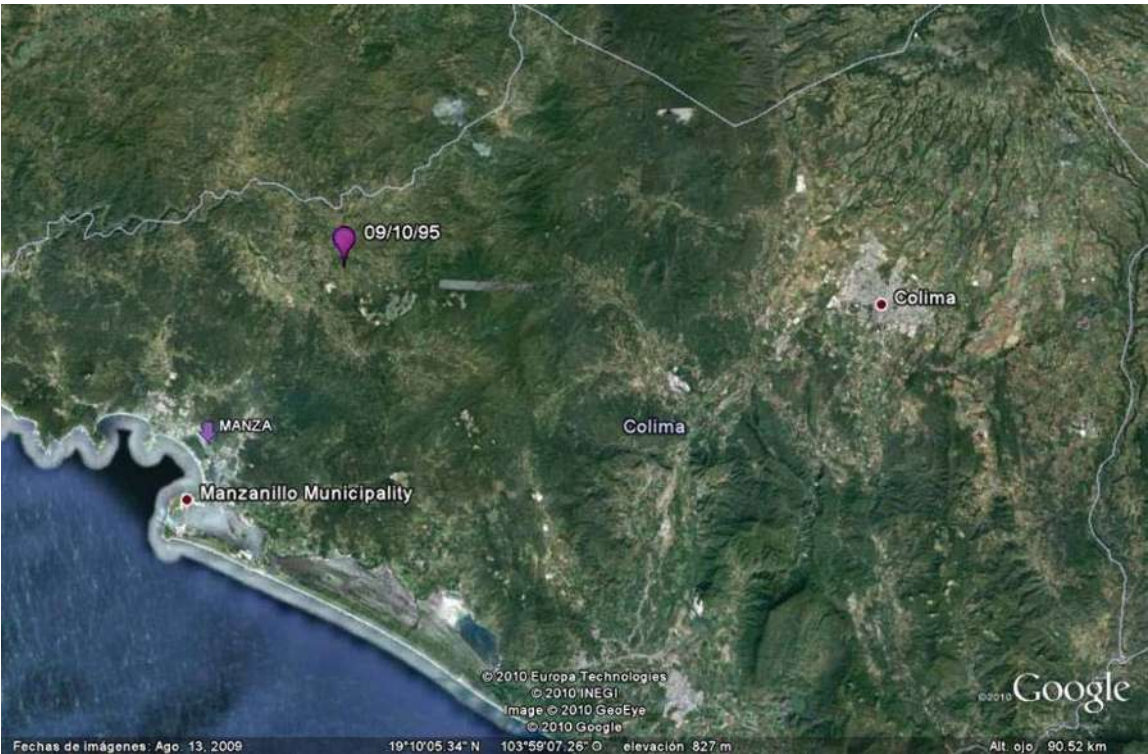


Figura 13. Localización del sismo del 9 de Octubre de 1995 y sus estaciones.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

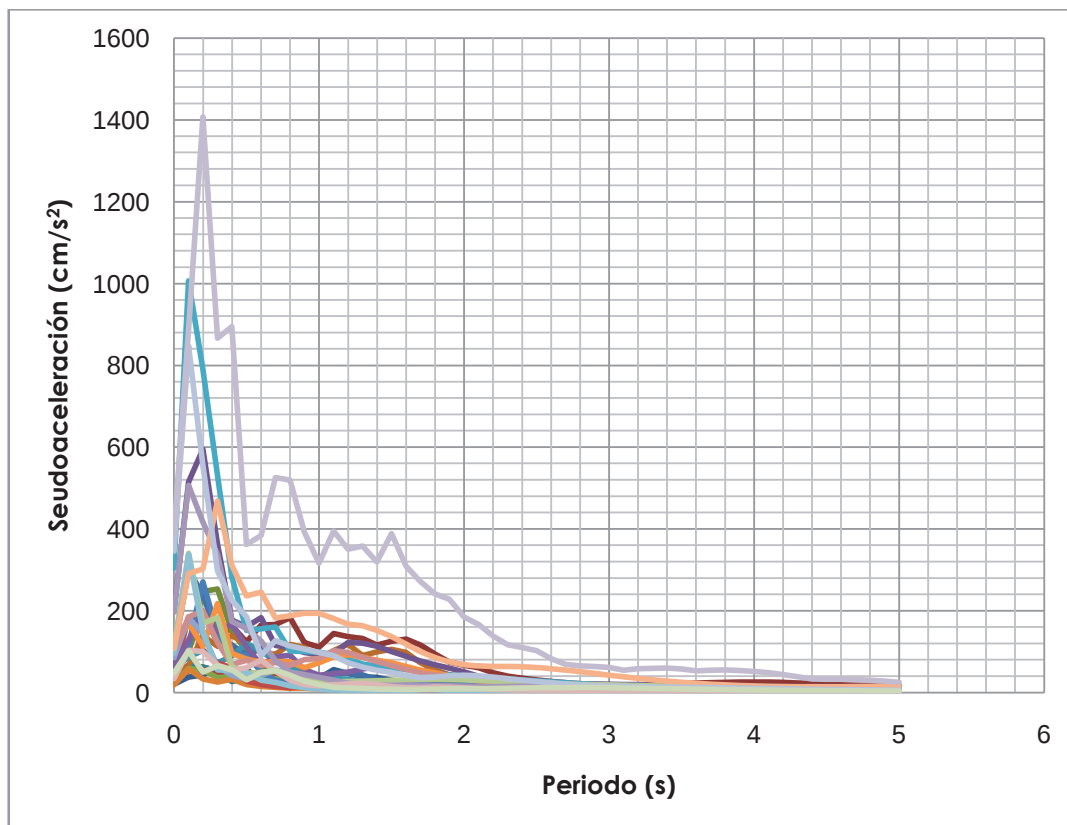


Figura 14. Espectros de respuesta de las 27 estaciones elegidas (sin escalar).

Los acelerogramas y espectros de respuesta de cada una de las 27 estaciones se utilizaron sin escalar y escalados para dos periodos de retorno (tabla 13). El escalamiento se realizó para la aceleración máxima del terreno (A_{max}), para la amplitud del espectro de respuesta de mayor seudoaceleración y para la amplitud de un espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 475 años, asociada al periodo del primer modo de cada uno de los modelos estructurales (5, 10 y 15 metros de altura de pilas).

Tabla 13. Escalas para los acelerogramas.

Tipo de escalamiento	Aceleración máxima (cm/s^2)
$T_R = 475$ años.	$A_{max} = 610$
$T_R = 72$ años.	$A_{max} = 215$
Espectro de respuesta VIGA931024	$S_a \text{ MAX} = 1006.54$
Espectro PU, $T_{PUENTE \ 5m} = 0.83$ s.	$S_{aPU} = 725.90$
Espectro PU, $T_{PUENTE \ 10m} = 1.06$ s.	$S_{aPU} = 580.72$
Espectro PU, $T_{PUENTE \ 15m} = 1.32$ s.	$S_{aPU} = 518.82$

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Cada acelerograma se multiplicó por la constante (K) de escalamiento para obtener nuevos acelerogramas y nuevos espectros de respuesta.

$$K = \frac{\text{Aceleración máxima del suelo ó del periodo del puente (para el } T_{\text{puente}}) \text{ ó pseudoaceleración máx.}}{\text{Acel}_{\text{MAX}} \text{ del acelerograma ó } S_a \text{ de cada espectro de respuesta (para el } T_{\text{puente}}) \text{ ó } S_{a \text{ MAX}} \text{ de cada espectro de respuesta.}}$$

Ejemplo de cómo se escalaron los acelerogramas.

Δt (segundos)	Aceleración (cm/s ²)
0	K (A ₁)
0.1	K (A ₂)
0.2	K (A ₃)
⋮	⋮

Los modelos escalados se presentan en el ANEXO de este documento. A continuación se describe el proceso seguido para obtener las curvas de respuesta para los modelos sin escalar.

IV) DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Como se comentó en el Capítulo III los puentes que más comúnmente se encuentran en las carreteras del país son los puentes simplemente apoyados de longitud intermedia, por esta razón este tipo de puente fue el modelo que se empleó para este estudio de comportamiento sísmico. En este capítulo se hablará de las componentes estructurales del modelo que se utilizó para este estudio.

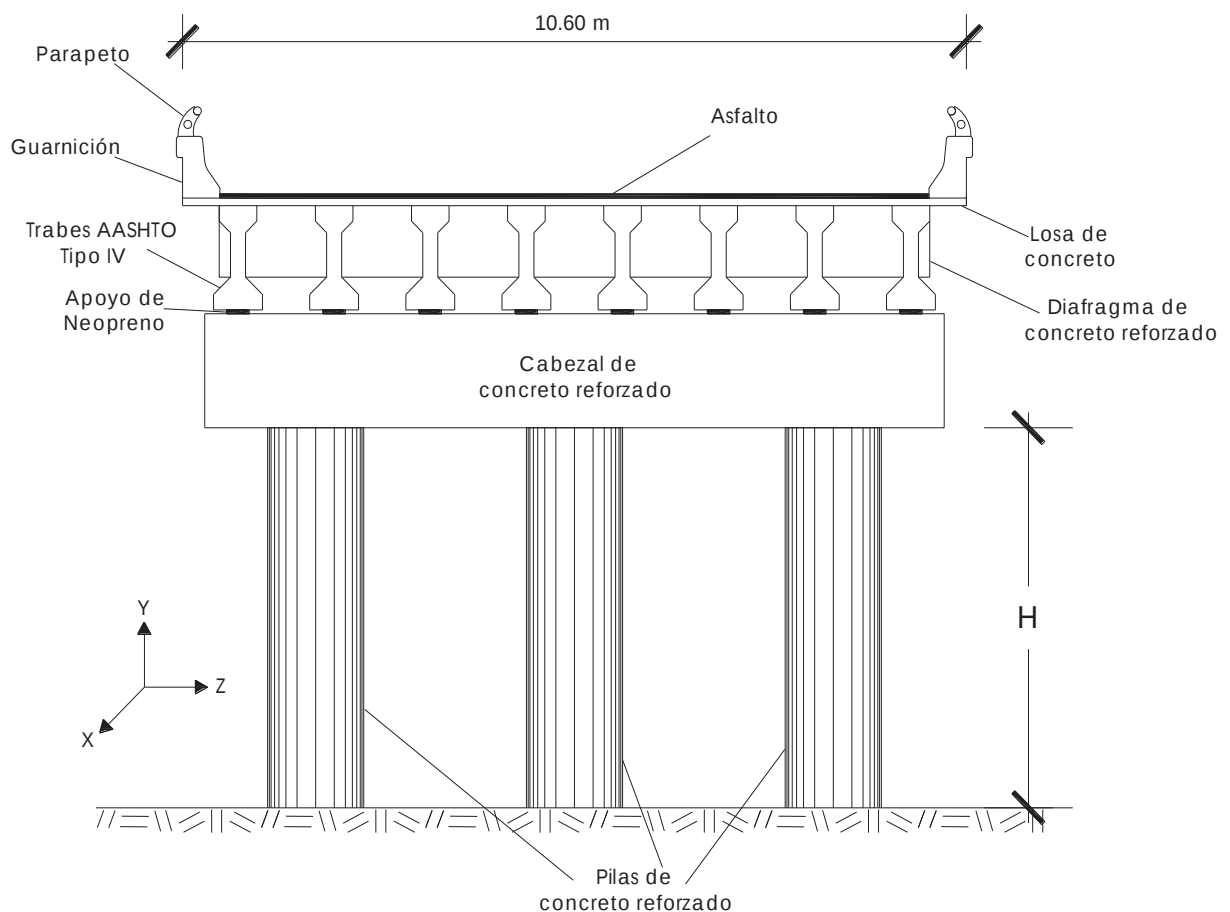


Figura 15. Sección transversal del puente de longitud intermedia.

NOTA: La altura H de las pilas varía de 5 m, 10 m y 15 m.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

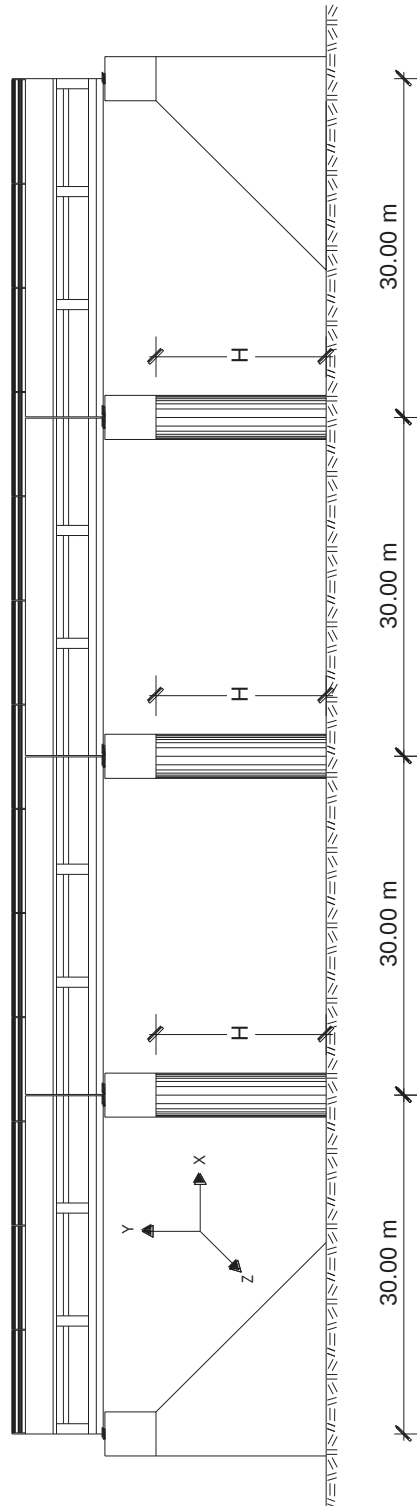


Figura 16. Perfil longitudinal del puente de longitud intermedia

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

IV.1) Descripción de las componentes del modelo estructural.

A continuación se muestran las secciones transversales y armado de acero de cada uno de los elementos que conforman la superestructura y la subestructura del puente de longitud intermedia. Estas componentes del puente se escogieron con base en lo descrito en el capítulo II.

Trabe o nervadura.

Para definir esta componente se utilizó la trabe Tipo IV de concreto presforzado definida por las Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO, 2002). Esta nervadura se usa típicamente para longitud de claros como los mostrados en la figura anterior. En el siguiente esquema se muestra la composición de este tipo de trabes.

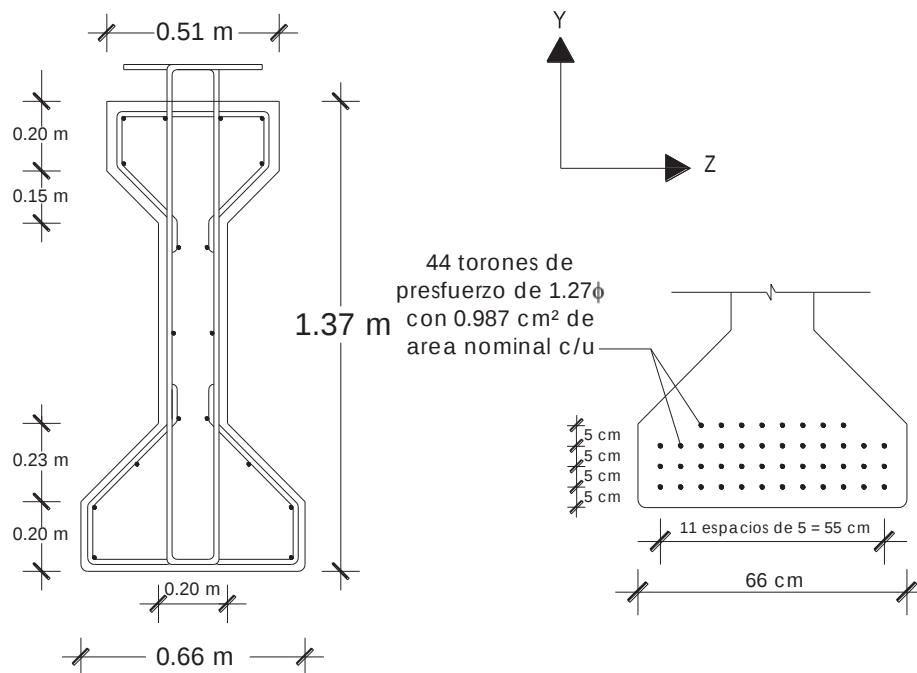


Figura 17. Características de la sección transversal de la trabe AASHTO tipo IV.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Pilas.

Los modelos de los puentes fueron analizados con el programa SAP 2000. Se consideraron las cargas gravitacionales que tienen los puentes y las acciones sísmicas localizando las estructuras en las cercanías de la costa del pacífico en México. Al realizar el diseño de las pilas de concreto reforzado se obtuvo un área de acero (A_s) de 259.34 cm^2 y se representó esta área de acero con 52 varillas del No. 8 y para el zuncho se usaron varillas del No. 4 como se muestra en el siguiente esquema.

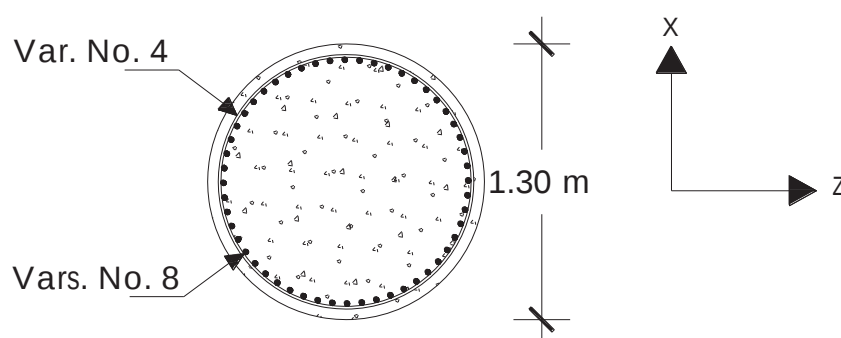


Figura 18. Características de la sección transversal de las pilas.

Cabezal.

El cabezal, diseñado también con el programa SAP2000, es de concreto reforzado con un área de acero (A_s) de 52.09 cm^2 y para representarla se utilizaron 10 varillas del No. 8; también se usaron 2 varillas del No. 5 en cada uno de los costados del cabezal ya que tiene un peralte superior a los 60 cm, en el caso de los estribos se usaron varillas del No. 4.

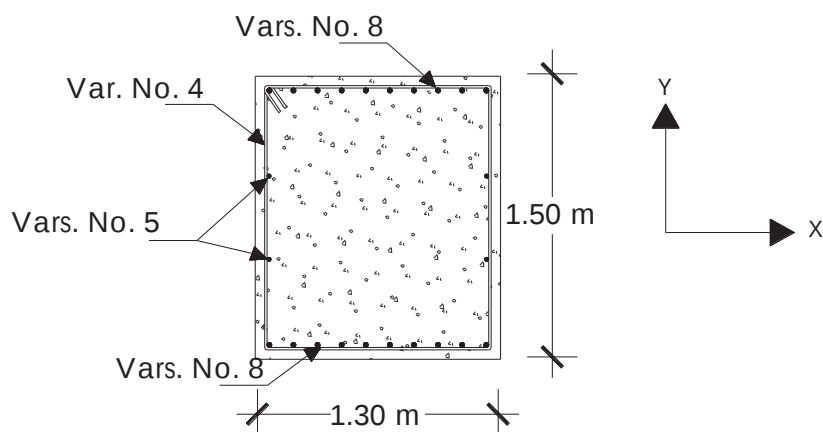


Figura 19. Características de la sección transversal del cabezal.

Diafragma.

Al igual que las dos componentes anteriores el diafragma es de concreto reforzado con un área de acero (A_s) de 7.35 cm^2 , para lo cual se utilizaron 4 varillas del No. 8; también se usaron 2 varillas del No. 5 en cada uno de los costados del cabezal ya que tiene una dimensión superior a los 60 cm, en el caso de los estribos se usaron varillas del No. 4.

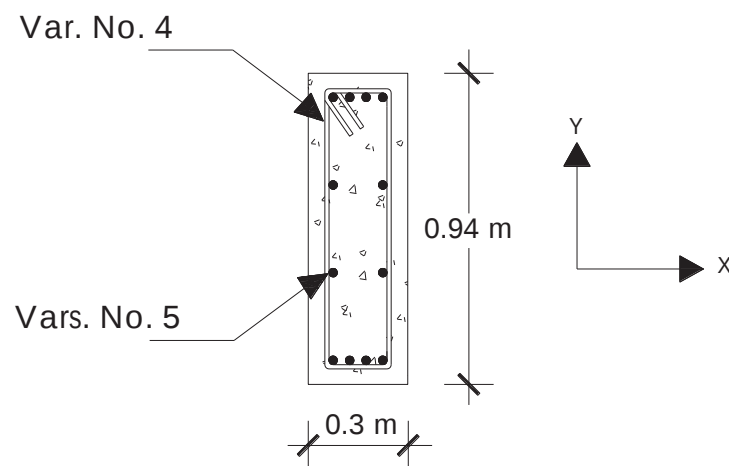


Figura 20. Características de la sección transversal del diafragma.

Apoyos de neopreno.

Los apoyos que se eligieron para el puente fueron los de neopreno vulcanizado con placas de acero. El espesor del neopreno es de 1.3 cm y el espesor de cada placa de acero de 0.30 cm.

Para obtener la rigidez de los apoyos se utilizó la siguiente ecuación:

$$K = \frac{GA}{h}$$

Donde:

K = Rigidez del apoyo (Ton/m).

G = Modulo de rigidez a cortante (100 Ton/m^2).

A = Área del apoyo (30cm X 30 cm).

h = espesor efectivo del neopreno (sin placas de acero).

En los siguientes esquemas (figura 21 y 22) se muestran las características de dichos apoyos.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

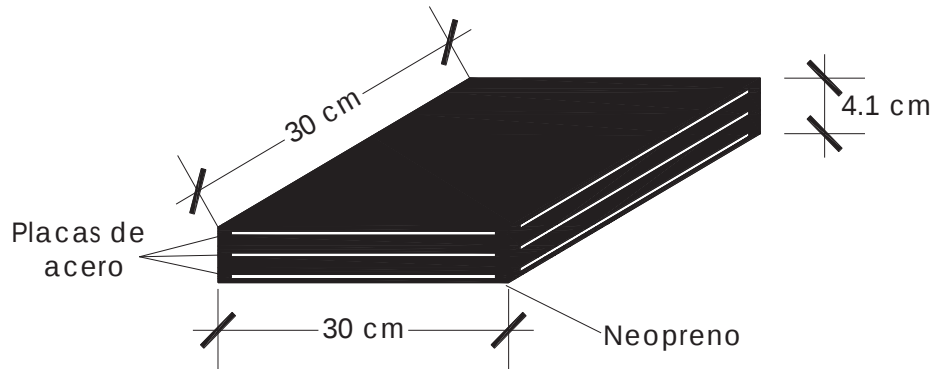


Figura 21. Características del apoyo de neopreno fijo.

$$h = 4.1 \text{ cm} - [(3 \text{ placas de acero})(0.30 \text{ cm})] = 3.2 \text{ cm} = 0.032 \text{ m}$$

$$K_{\text{FIJO}} = \frac{(100 \text{ Ton/m}^2)(0.30 \text{ cm})^2}{0.032 \text{ m}} = 281.25 \text{ Ton/m}$$

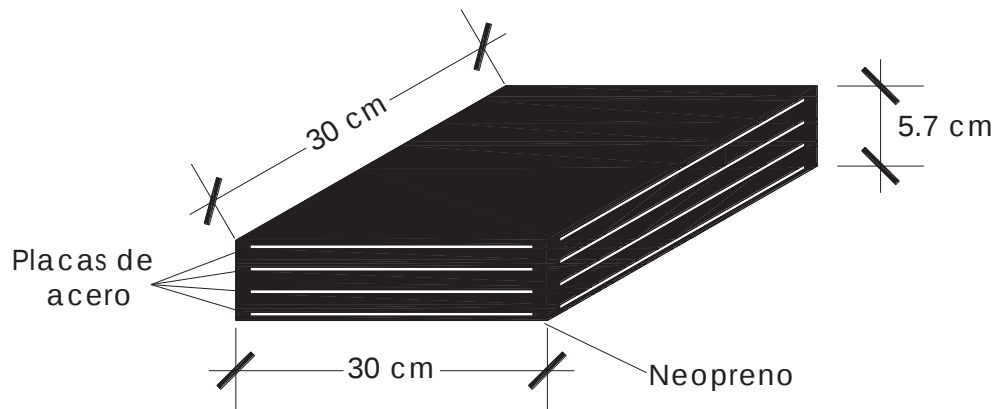


Figura 22. Características del apoyo de neopreno móvil.

$$h = 5.7 \text{ cm} - [(4 \text{ placas de acero})(0.30 \text{ cm})] = 4.5 \text{ cm} = 0.045 \text{ m}$$

$$K_{\text{MÓVIL}} = \frac{(100 \text{ Ton/m}^2)(0.30 \text{ cm})^2}{0.045 \text{ m}} = 200 \text{ Ton/m}$$

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Todos los puentes simplemente apoyados tienen en uno de sus lados un apoyo fijo y del otro un apoyo móvil. En los puentes en México, ambos apoyos suelen ser del mismo material y la distinción entre uno fijo y uno móvil se da a través del espesor de este. La disposición de los apoyos fijos y móviles en los modelos estudiados fue la siguiente (ver figura 23).

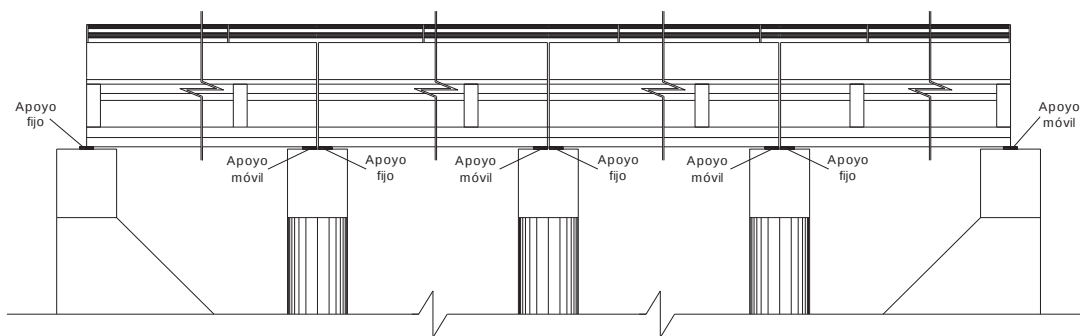


Figura 23. Posición de los apoyos de neopreno.

IV.2) Cargas de diseño.

Carga muerta (D).

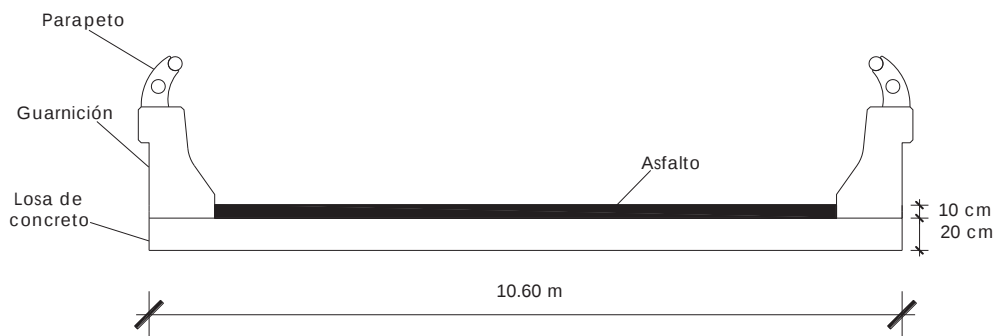


Figura 24. Dimensiones del puente de la sección transversal.

Ancho total de calzada = 10.6 m

Espesor de la losa de concreto = 20 cm (el peso propio de la losa de concreto se determinó automáticamente por el software SAP). Adicionalmente, se agregó a la carga muerta el peso de los parapetos, guarnición y peso del asfalto.

Peso específico del asfalto = 2.2 Ton/m³

Espesor de diseño del asfalto = 10 cm

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Peso total del asfalto = $(2.2 \text{ Ton/m}^3 \times 0.10 \text{ m}) = \mathbf{0.22 \text{ Ton/m}^2}$

Peso del parapeto y guarnición = 1 Ton/m

Peso total de parapeto y guarnición = $(1 \text{ Ton/m} \times 30 \text{ m} \times 2) = 60 \text{ Ton}$

$$= \frac{60 \text{ Ton}}{(30 \text{ m})(10.6 \text{ m})} = \mathbf{0.189 \text{ Ton/m}^2}$$

Peso adicional al peso propio de la losa de concreto = $\mathbf{0.409 \text{ Ton/m}^2}$

Carga viva (L_L).

En los siguientes esquemas (Figura 19, 20 y 21) se muestran los tres vehículos y su configuración de cargas que se utilizaron para el diseño del puente considerando las Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO, 2002) y los vehículos que actualmente circulan en la red carretera nacional.

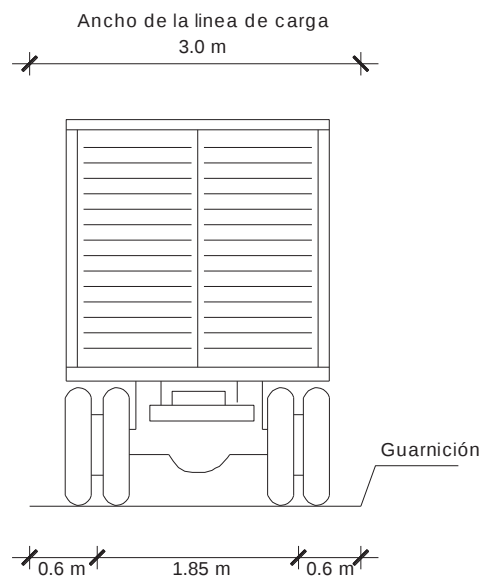


Figura 25. Dimensiones transversales de los vehículos.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

HS-20

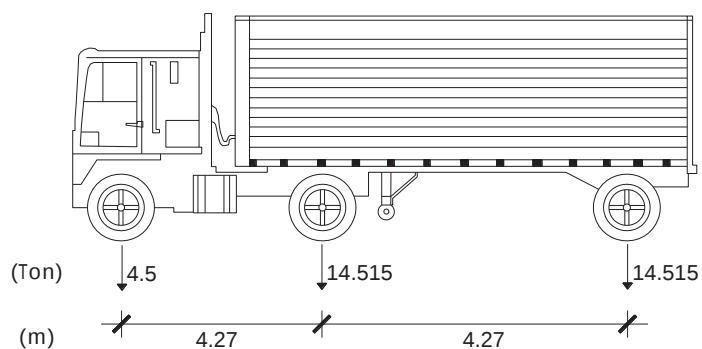


Figura 26. Características del vehículo tipo HS-20.

T3-S3

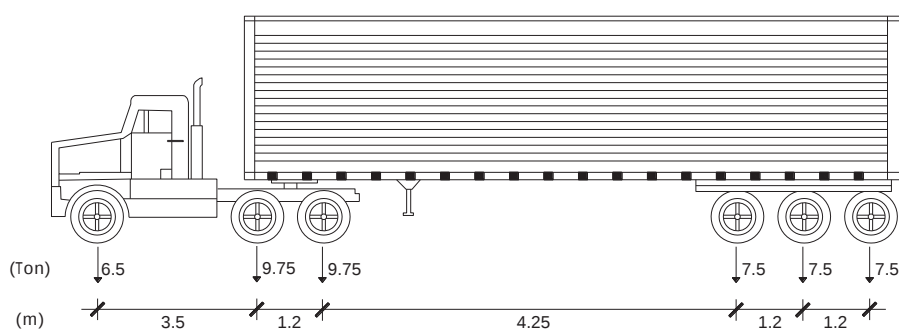


Figura 27. Características del vehículo tipo T3-S3.

T3-S2-R4

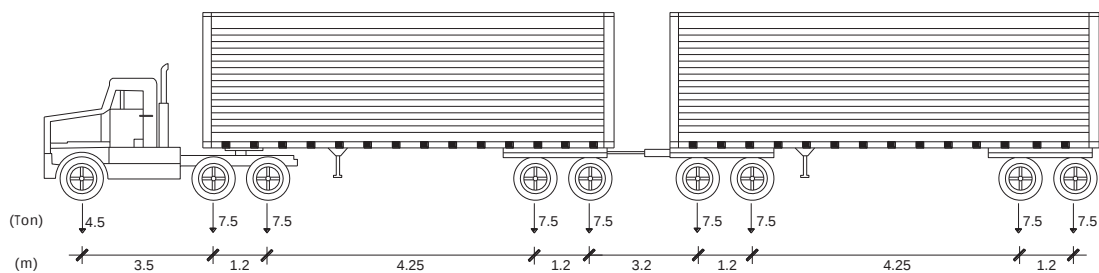


Figura 28. Características del vehículo tipo T3-S2-R4.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Combinaciones de carga.

Para las combinaciones de carga se utilizó lo recomendado por las Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO, 2002), de las cuales se obtuvieron las siguientes ecuaciones de acuerdo a la combinaciones de cargas y fuerzas a la que se sometió el puente.

✓ En general para cargas permanentes,

$$\text{Group (X)} = \gamma[\beta_D D + \beta_L (L_L + I)]$$

Donde,

γ = Factor de carga con valor igual a 1.3 para el Grupo X.

β_D = Coeficiente con valor igual 1.0 para miembros en flexión y tensión.

D = Carga muerta.

β_L = Factor de carga para cargas vivas, con valor de 1.67 para el Grupo X.

L_L = Carga viva.

$$I = \text{Carga viva de impacto} = \frac{50}{L+125}$$

L = Longitud del claro en pies (98.43 ft).

$$I = \frac{50}{98.43 \text{ ft} + 125} = 0.224$$

✓ Combinación de cargas con sismo,

$$\text{Group (VII)} = \gamma[\beta_D D + \beta_{EQ} EQ]$$

Donde,

γ = Factor de carga con valor igual a 1.3 para el Grupo VII.

β_D = Coeficiente con valor igual 1.0 para miembros en flexión y tensión.

β_{EQ} = Coeficiente con valor de 1.0 para el Grupo VII.

EQ = Sismo.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

La primera combinación considerando sólo las cargas permanentes, es

$$\text{Grupo X} = 1.3D + 1.3 * 1.67(1.224 L_L)$$

$$\text{Grupo X} = 1.3D + 2.66 L_L$$

Y para la combinación de carga con sismo, tenemos

$$\text{Grupo VII}_X = 1.3D + 1.3EQ_X + 0.3EQ_Y$$

$$\text{Grupo VII}_Y = 1.3D + 0.3EQ_X + 1.3EQ_Y$$

IV.3) Sismicidad de la zona

De acuerdo con la versión anterior del Manual de Diseño de Obras Civiles sección Diseño por sismo de la CFE (MOC, 1993), la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas para fines de diseño sísmico la zona sísmica que corresponde a este estudio es la D (zona de mayor intensidad sísmica) debido a que los sismos que se eligieron se encuentran localizados en la costa del pacifico.

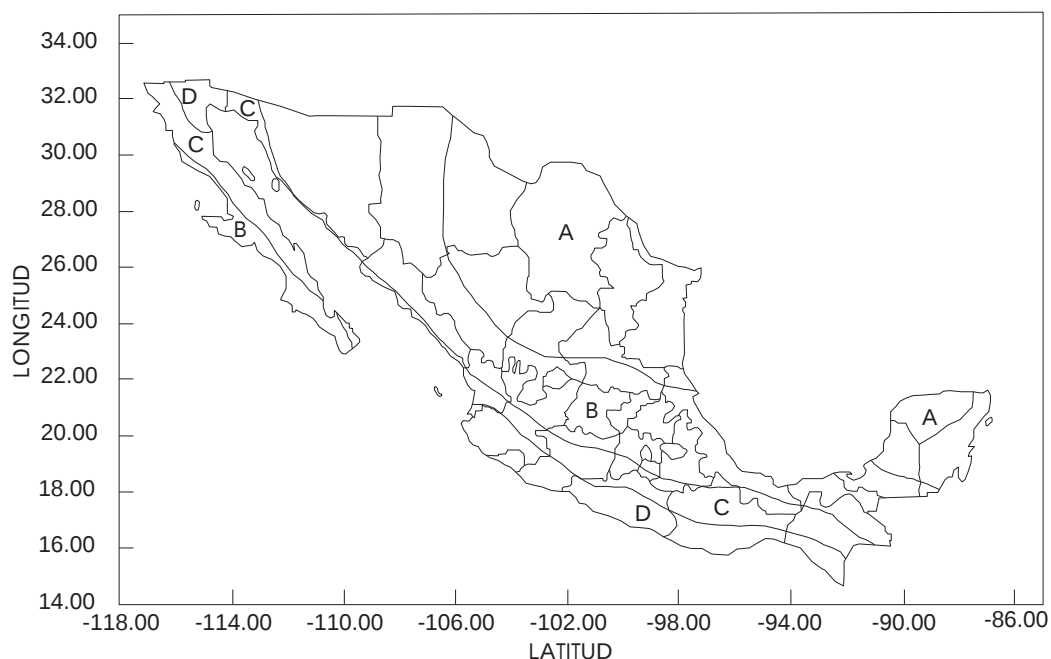


Figura 29. Regionalización sísmica de la Republica Mexicana.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Se consideró que el terreno de cimentación es Tipo I con la tabla siguiente obtenemos los valores del espectro de diseño.

Tabla 14. Espectros de diseño para estructuras del grupo B.

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

NOTA: a_0 es el coeficiente de aceleración del terreno, c coeficiente sísmico, T el periodo natural de interés, T_a y T_b son dos periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño, r un exponente que define la parte curva del espectro de diseño.

Como los puentes carreteros son considerados estructuras del Grupo A los valores de las ordenadas espectrales (c/Q) deben multiplicarse por 1.5 (Factor de importancia) con el fin de tener en cuenta la importancia de la estructura. Como el tipo de estructura que se está empleando de acuerdo al mismo Manual ya mencionado es del Tipo 7 (Puentes) se tomará como valor del Factor de Comportamiento Sísmico (Q) igual 2, ya que la subestructura está formada por pilas de concreto reforzado.

Para las ordenadas del espectro de diseño sísmico se tomo en cuenta que $T > T_b$ por lo tanto se utilizó la ecuación (1).

$$a = c \left[\frac{T_b}{T} \right]^r \quad [1]$$

Con los valores y la ecuación anterior se obtuvo el espectro de diseño como se puede observar en la figura 30.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

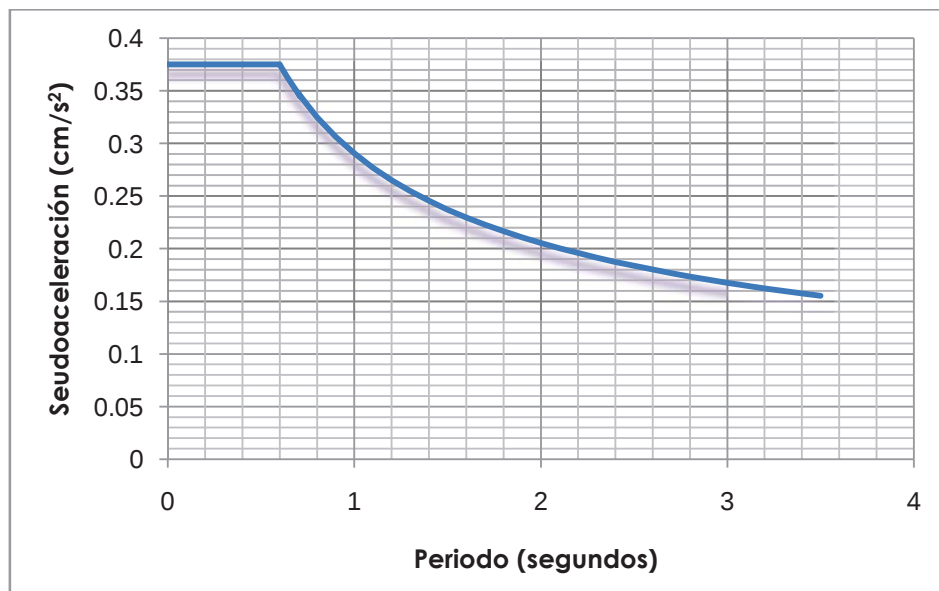


Figura 30. Espectro de diseño para la Zona D y tipo de suelo I.

La nueva versión del Manual de Obras Civiles de la CFE (MOC, 2008) desaparece las zonas sísmicas del país y las sustituye con un mapa en que, dadas las coordenadas geográficas, se obtienen los espectros de diseño sin reducir. El proceso para obtener el espectro reducido en roca se muestra, como un ejemplo, para dos lugares cercanos a la costa del pacífico: el primero en la ciudad de Lázaro Cárdenas y el segundo en la frontera de los estados de Michoacán y Guerrero. En ambos casos, el factor de sobrerresistencia fue de 1.5, el factor reductor por ductilidad de 2.0 y el factor de importancia de 1.5.

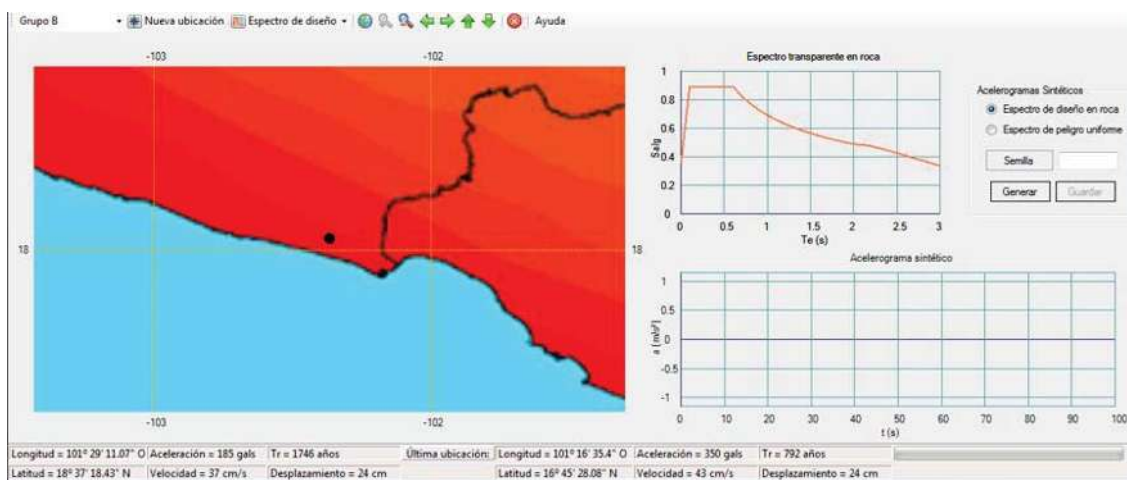


Figura 31. Ubicación del espectro de diseño en la Ciudad Lázaro Cárdenas (MOC, 2008).

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

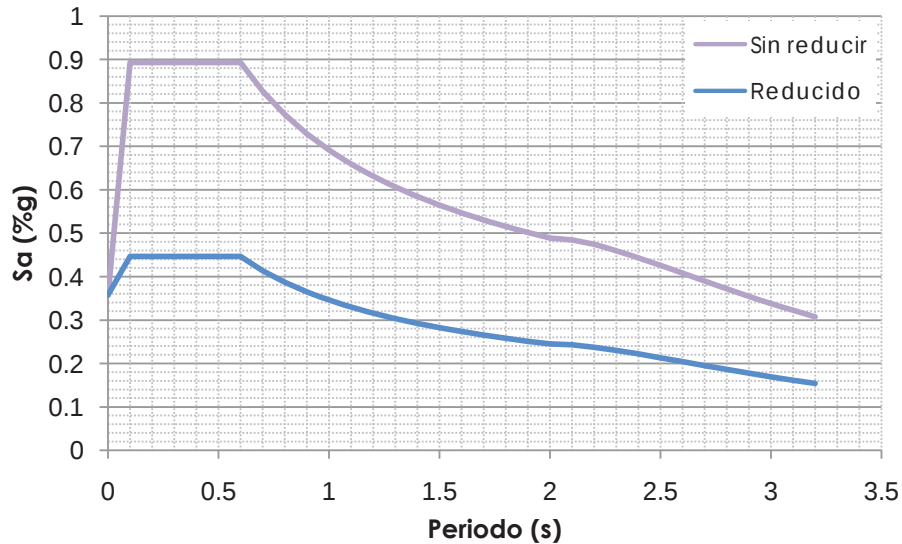


Figura 32. Espectro de diseño en la Ciudad Lázaro Cárdenas (MOC, 2008).

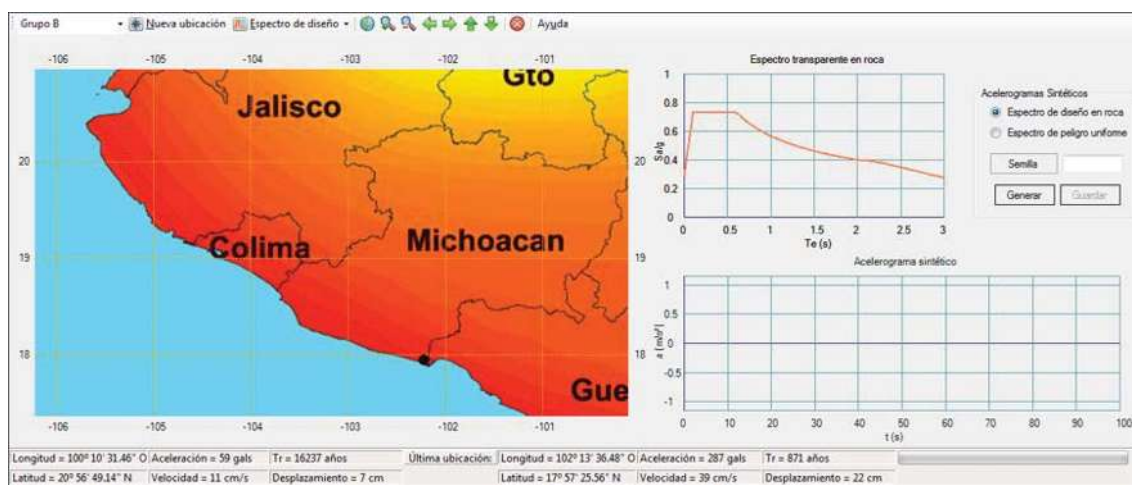


Figura 33. Ubicación del espectro de diseño en la costa entre Michoacán y Guerrero (MOC, 2008).

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

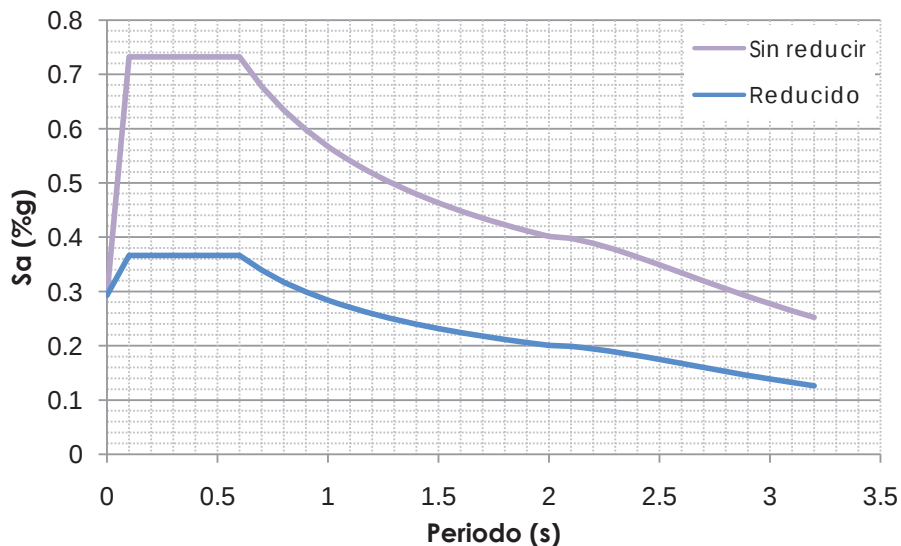


Figura 34. Espectro de diseño en la costa entre Michoacán y Guerrero (MOC, 2008).

Como se observa los espectros de diseño reducidos obtenidos del nuevo Manual de Obras Civiles de la CFE (MOC, 2008) no varían demasiado con respecto al espectro de diseño obtenido del antiguo Manual, por esta razón se utilizó el espectro de diseño de la figura 30, ya que la nueva versión aun no era publicada cuando se realizó este estudio.

V) ANÁLISIS EN LA HISTORIA DEL TIEMPO DE LOS PUENTES.

La respuesta sísmica de una estructura depende directamente de las propiedades dinámicas de esta, que son las frecuencias de vibrar y sus correspondientes formas modales. En general todas las estructuras existentes tienen varios grados de libertad y existen tantas frecuencias y formas modales como grados de libertad. La *ecuación de valores y vectores característicos*, permite obtener las frecuencias y formas modales; la deducción de dicha ecuación se hace con base en lo siguiente.

Las ecuaciones de equilibrio dinámico para sistemas de más de un grado de libertad se pueden obtener con base en el estudio de un sistema de dos grados de libertad (figura 24).

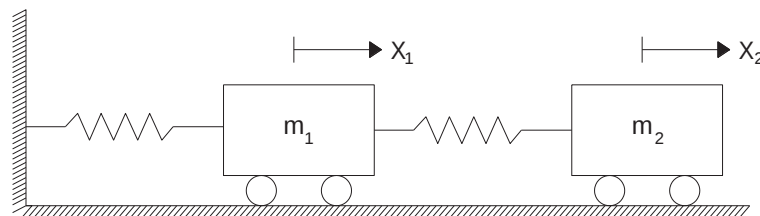
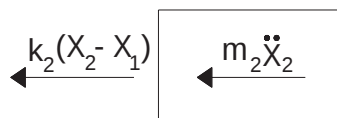


Figura 35. Modelo de un sistema de dos grados de libertad sin amortiguamiento.

Dadas las condiciones iniciales de tal forma que se origine movimiento del sistema, para un instante "t" cualquiera, se tiene el siguiente diagrama de cuerpo libre:

Masa 2

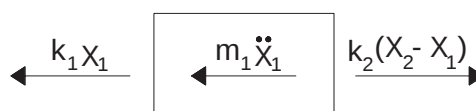


Haciendo suma de fuerzas en dirección x y considerando positivo de derecha a izquierda,

$$m_2 \ddot{X}_2 - k_2 X_1 + k_2 X_2 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

El diagrama de cuerpo libre de la masa 1 es,

Masa 1



Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Similarmente al caso anterior, haciendo suma de fuerzas en dirección x,

$$m_1 \ddot{X}_1 + (k_1 + k_2)X_1 - k_2 X_2 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Si se escriben matricialmente las ecuaciones anteriores tenemos,

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{X}_1 \\ \ddot{X}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$
$$[M] \{\ddot{X}\} + [K] \{X\} = \{0\}$$

Se propone la solución siguiente para resolver este sistema de ecuaciones:

$$X_1(t) = c_1 f(t) \dots \dots \dots (3)$$

$$X_2(t) = c_2 f(t) \dots \dots \dots (4)$$

Sustituyendo las soluciones anteriores en (1) y (2) resultan,

$$\frac{f''(t)}{f(t)} = -\frac{(-k_2 c_1 + k_2 c_2)}{m_2 c_2} \dots \dots \dots (5)$$

$$\frac{f''(t)}{f(t)} = -\frac{c_1(k_1 + k_2) - k_2 c_2}{m_1 c_1} \dots \dots \dots (6)$$

En la ecuación (5) y (6), los términos a la izquierda de las ecuaciones son iguales, por lo tanto los términos de la derecha también lo son y además son constantes.

Si llamamos a esta constante $-\omega^2$ tenemos,

$$\frac{f''(t)}{f(t)} = -\omega^2$$

A partir de esta se llega a la ecuación $f''(t) + \omega^2 f(t) = 0$, que describe el movimiento de un S1GL en vibración libre sin amortiguamiento, cuya solución es,

$$f(t) = c_3 \cos \omega t + c_4 \sin \omega t$$

que se puede escribir como,

$$f(t) = c_5 \sin \omega(t + \alpha)$$

Si sustituimos esta ecuación en (3) y (4), haciendo $c_1 \cdot c_5 = a_1$ y $c_2 \cdot c_5 = a_2$, tenemos,

$$X_1(t) = a_1 \sin \omega(t + \alpha)$$

$$X_2(t) = a_2 \sin \omega(t + \alpha)$$

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Si sustituimos las ecuaciones anteriores en la ecuación (1) y (2), con sus respectivas derivadas, llegamos a lo siguiente:

$$-m_2 a_2 \omega^2 - k_2 a_1 + k_2 a_2 = 0 \dots \dots \dots (7)$$

$$-m_1 a_1 \omega^2 + (k_1 + k_2) a_1 + k_2 a_2 = 0 \dots \dots \dots (8)$$

Estas ecuaciones se pueden escribir matricialmente como:

$$\left\{ \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \right\} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$
$$\{[K] - \omega^2 [M]\} \{a\} = \{0\}$$

Donde:

[K] = Matriz de rigideces

[M] = Matriz de masas

ω^2 = Frecuencias de vibrar

a = Amplitudes modales

La ecuación anterior se conoce como *valores y vectores característicos*, donde los valores característicos son las frecuencias de vibrar y los vectores característicos corresponden a los diferentes modos de vibrar de la estructura.

En la ecuación de valores y vectores característicos, la matriz de rigideces es una matriz cuadrada y su tamaño está en función del número de grados de libertad que tenga la estructura. De esta manera, el número de frecuencias de vibrar y amplitudes modales que se obtengan de esta ecuación es el mismo número de grados de libertad. Estas propiedades dinámicas se obtuvieron con el software SAP2000.

Los modos de vibrar de los puentes de 5, 10 y 15 metros de altura de pilas se muestran en los siguientes esquemas. Se presentan los tres primeros modos y sus periodos para cada uno de estos puentes.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

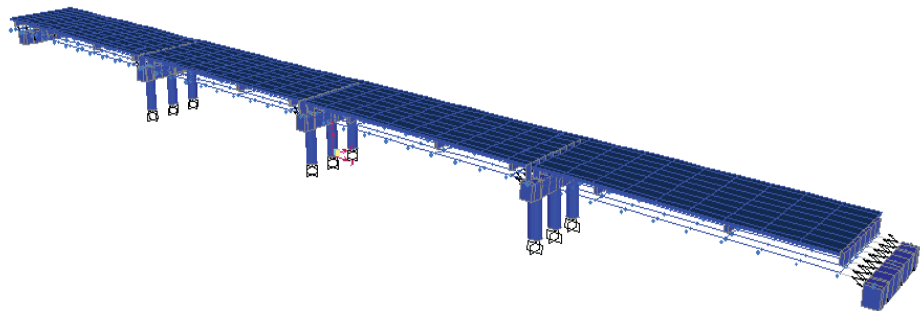
Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Puente con altura de pilas de 5 metros

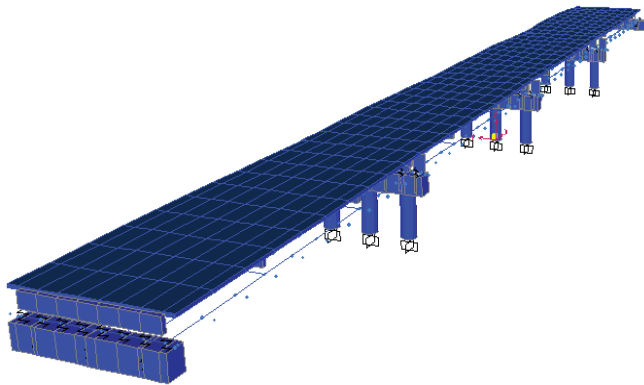
Dirección longitudinal (Y)

Modo 1
 $T = 0.83 \text{ s.}$



Dirección transversal (X)

Modo 2
 $T = 0.83 \text{ s.}$



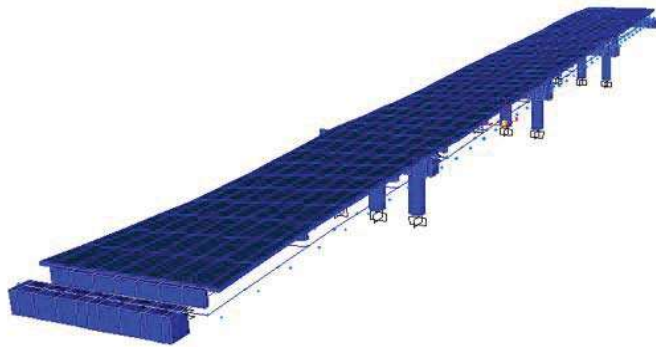
Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

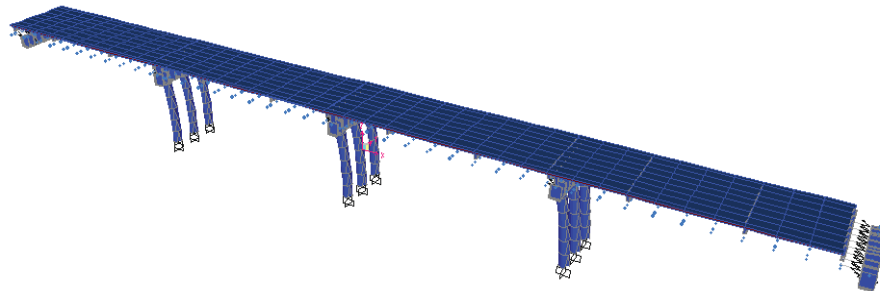
Rotación alrededor del eje vertical

Modo 3
 $T = 0.78 \text{ s.}$



Puente con altura de pilas de 10 metros.
Dirección longitudinal (Y)

Modo 1
 $T = 1.06 \text{ s.}$



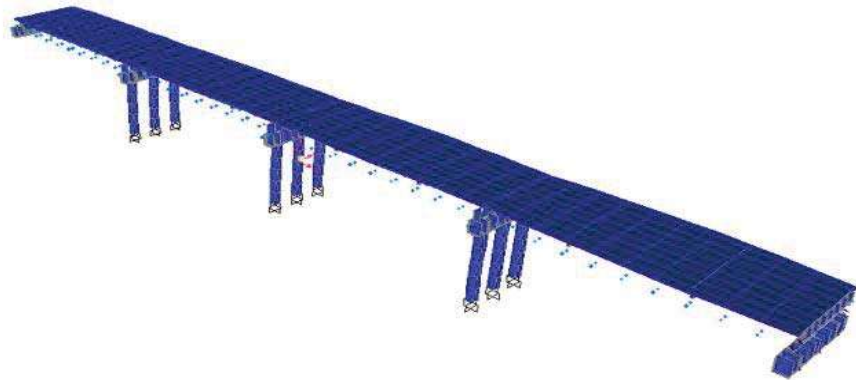
Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

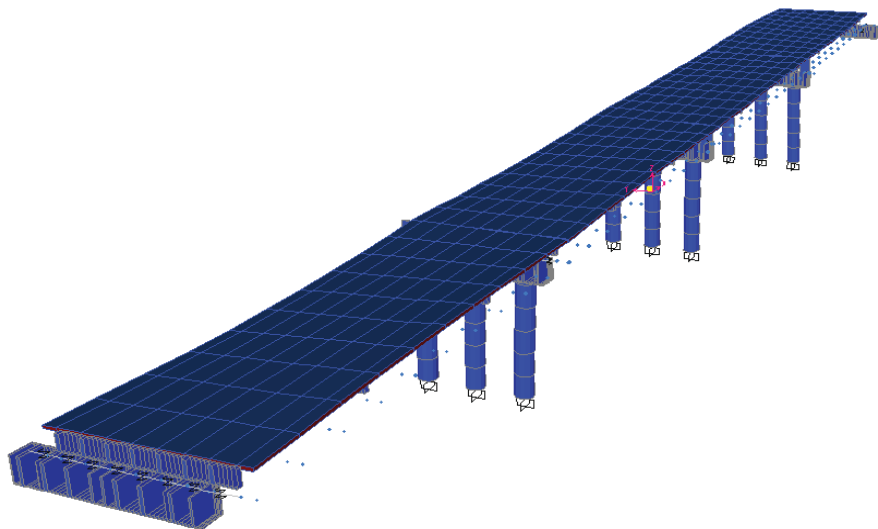
Dirección transversal (X)

Modo 2
 $T = 0.92 \text{ s.}$



Rotación alrededor del eje vertical

Modo 3
 $T = 0.81 \text{ s.}$



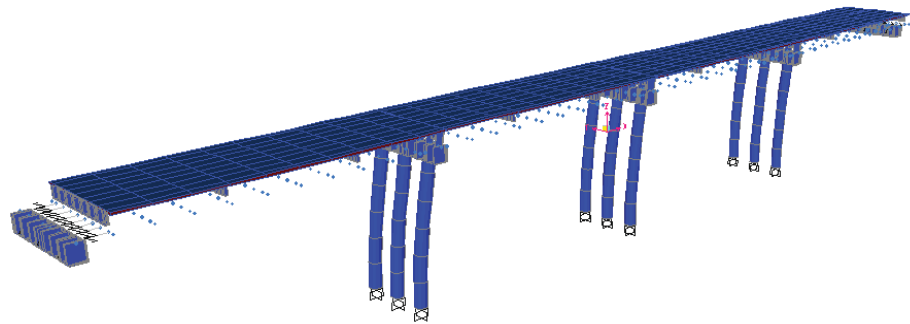
Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

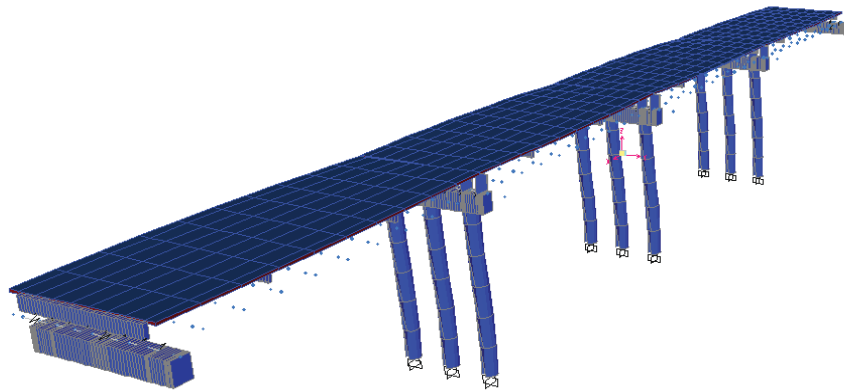
Puente con altura de pilas de 15 metros.
Dirección longitudinal (Y)

Modo 1
 $T = 1.32 \text{ s}$



Dirección transversal (X)

Modo 2
 $T = 1.10 \text{ s}$



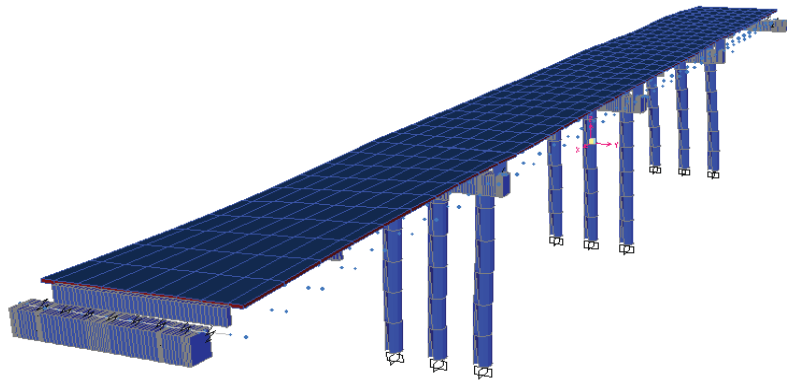
Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Rotación alrededor del eje vertical

Modo 3
 $T = 0.87$ s.



VI) FUNCIONES DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Para obtener la respuesta sísmica, los modelos estructurales se sometieron al conjunto de señales sísmicas ya mencionadas y se obtuvieron valores medios de la respuesta de los puentes. Las variables que se cuantificaron fueron: los desplazamientos laterales, las distorsiones angulares (definidas como el desplazamiento entre la altura de las pilas) y las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes en las pilas. Las componentes seleccionadas para representar dichas curvas se muestran en las figuras 25 y 26. Es importante señalar que sólo se presentan algunas de las curvas obtenidas, ya que su distribución y su tendencia es muy similar en los casos no mostrados.

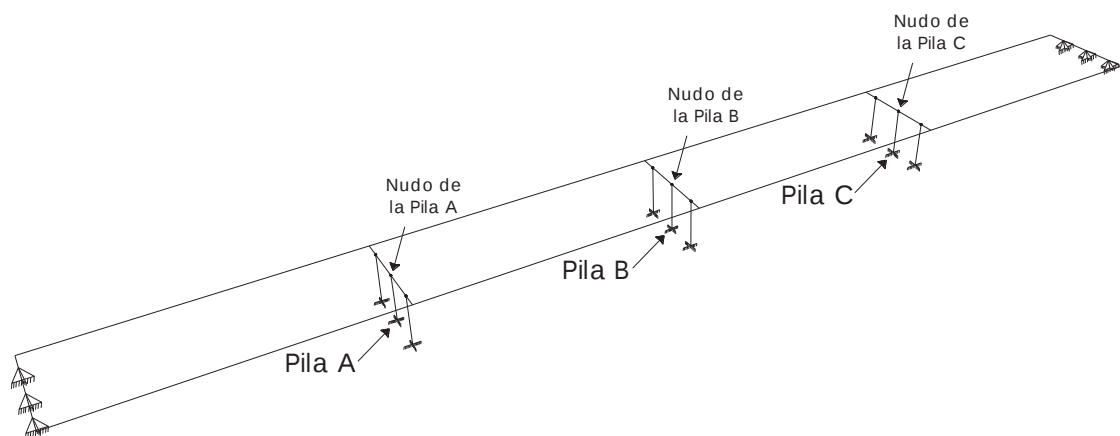


Figura 36. Nudos y elementos estructurales en los que se determinó la respuesta sísmica.

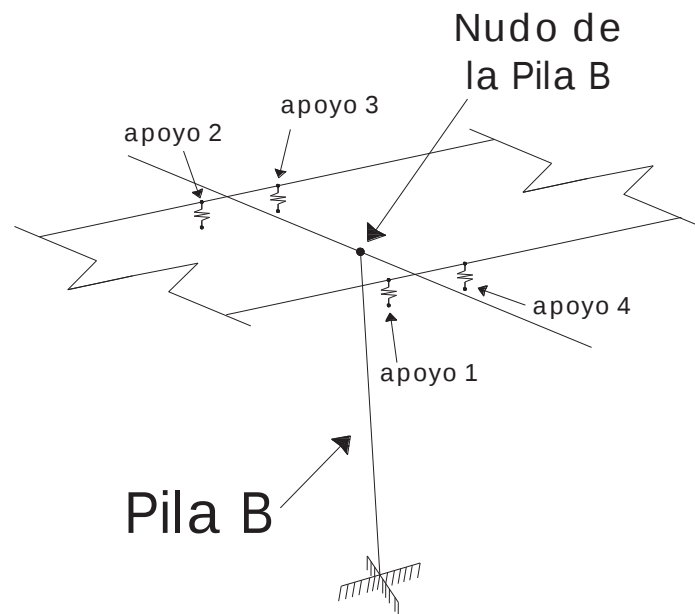


Figura 37. Apoyos en los que se determinó la respuesta sísmica

VI.1) Modelo con altura de pilas de 5 metros

En las figuras siguientes se muestran los resultados del comportamiento del puente con altura de pilas de cinco metros. Se realizó un análisis de historia en el tiempo, en donde cada uno de los puntos mostrados en las figuras corresponde a la respuesta máxima del puente sometido a una de las señales sísmicas. Esto significa que cada una de las figuras tiene un total de 27 puntos que muestran la tendencia de la respuesta analizada.

Las figuras siguientes presentan el cortante máximo (ver figura 38), el desplazamiento máximo (ver figura 39) y la distorsión angular máxima (ver figura 40) en dirección longitudinal, generado en el apoyo 3 del puente. Como se observa en las figuras, las demandas crecen al incrementar la aceleración máxima del suelo ($A_{m\acute{a}x}$). En las mismas figuras se muestran las curvas de ajuste de los datos obtenidos. De acuerdo con la tendencia observada, se ajustó una curva exponencial que relaciona las demandas en este apoyo con la intensidad sísmica, $A_{m\acute{a}x}$.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

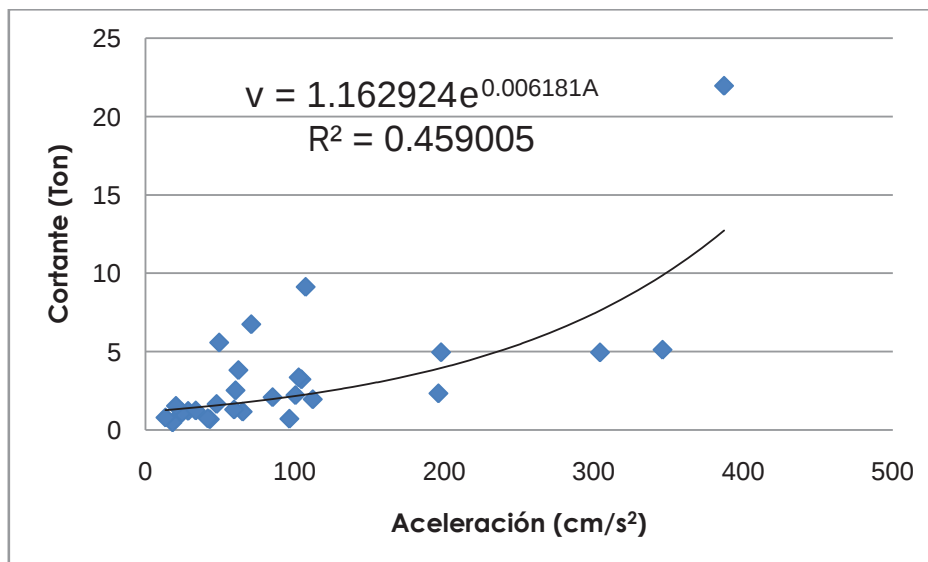


Figura 38. Cortante del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

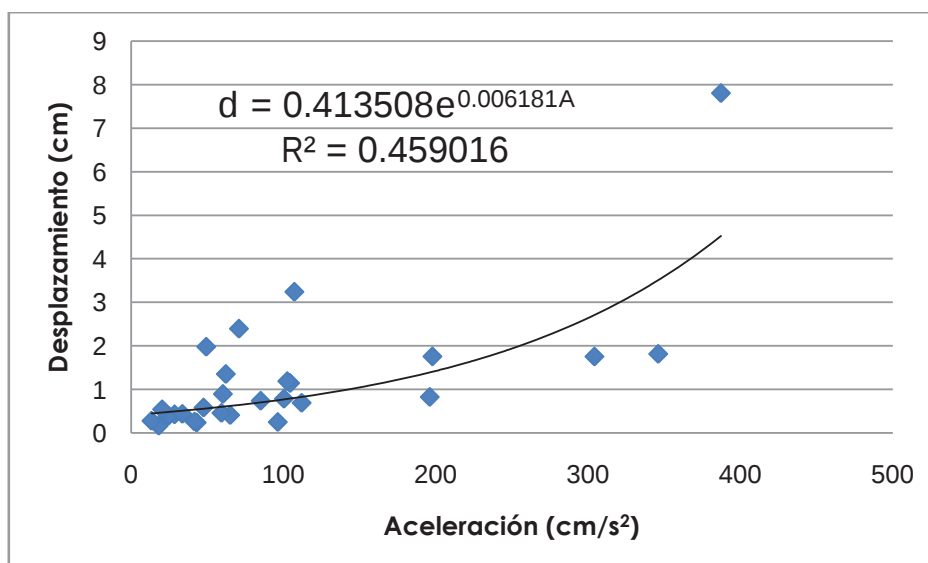


Figura 39. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

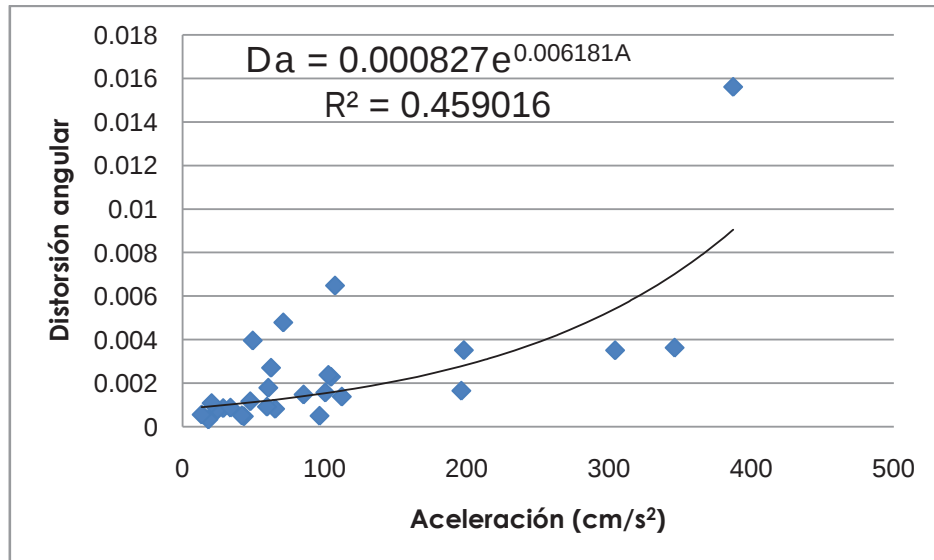


Figura 40. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Las figuras 41 y 42 muestran el desplazamiento máximo y la distorsión angular en dirección longitudinal, respectivamente generados en el nudo A. Como se observa en las figuras, las demandas crecen al incrementar la aceleración máxima del suelo ($A_{máx}$). También se muestran las curvas de ajuste de los datos obtenidos. De acuerdo con la tendencia observada, se ajustó una curva exponencial que relaciona las demandas en este nudo con la intensidad sísmica, $A_{máx}$.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

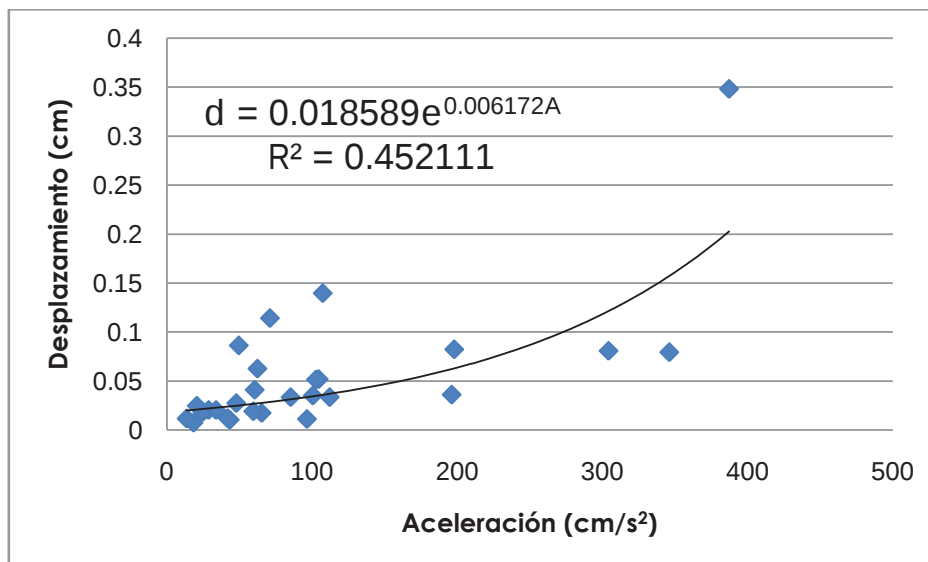


Figura 41. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

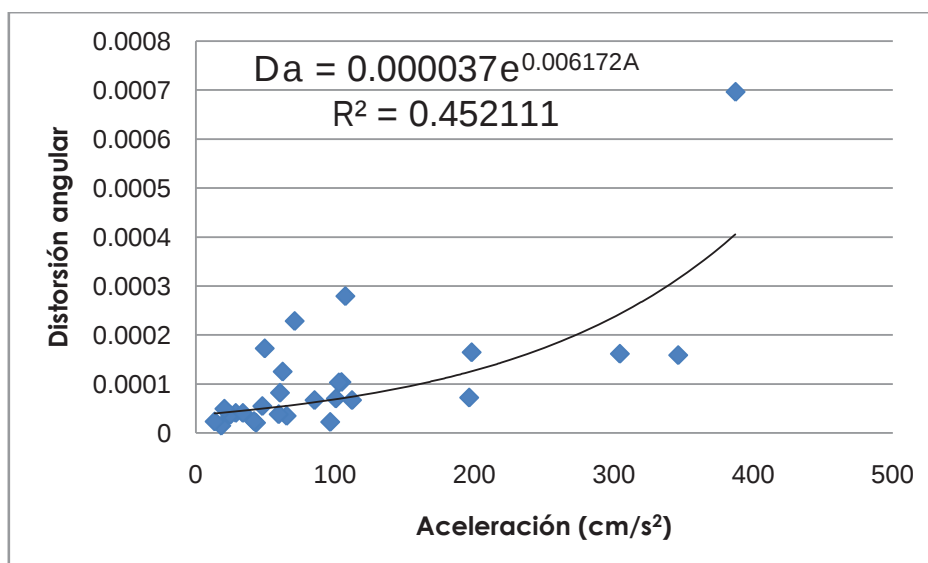


Figura 42. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

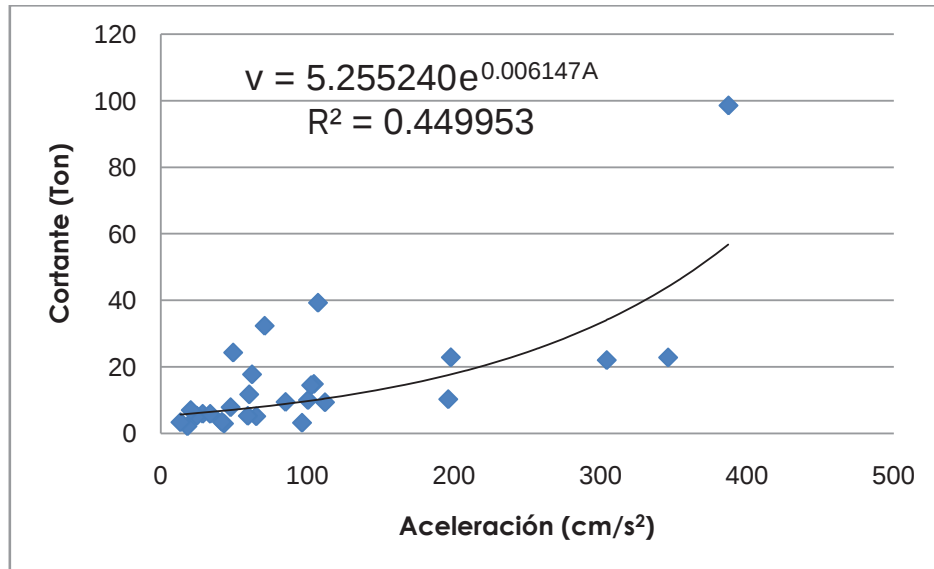


Figura 43. Cortante de la pila A en dirección longitudinal del puente.

El valor de cortante máximo de la curva ajustada (ver figura 43) conduce a relaciones cortante-peso del puente (V/W) relativamente pequeños ($59/2795=0.021$). Incluso, el valor de cortante más grande obtenido con los análisis de historia en el tiempo proporciona también un valor pequeño de esta relación ($98/2795=0.035$). Para las pilas también se obtuvieron los momentos producidos en ellas (ver figura 44), así como una curva de ajuste y una ecuación exponencial que aumenta con relación a la $A_{m\acute{a}x}$.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

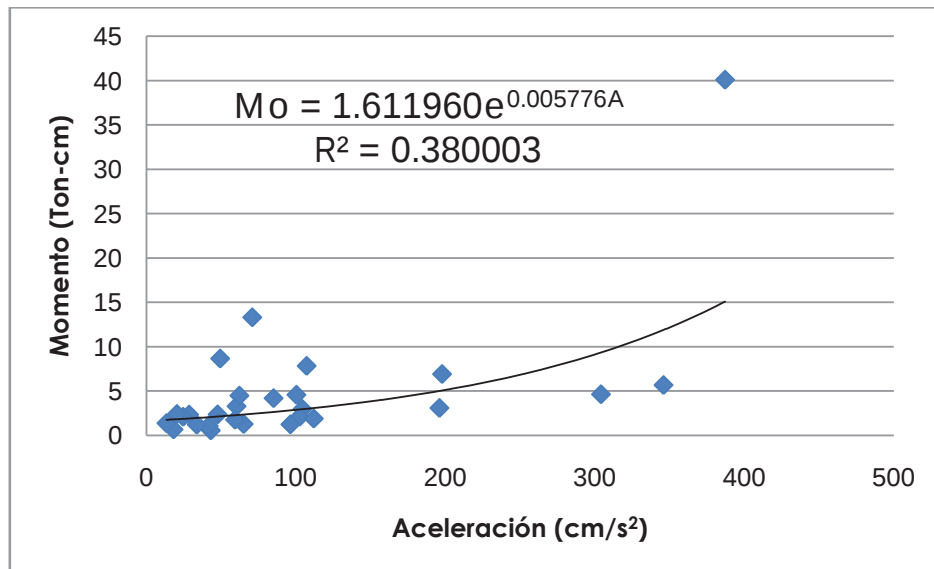


Figura 44. Momento de la pila A en dirección longitudinal del puente.

VI.2) Modelo con altura de pilas de 10 metros

Para el comportamiento del puente con altura de pilas de diez metros, se realizó un análisis de historia en el tiempo, en donde cada uno de los puntos mostrados en las figuras siguientes corresponde a la respuesta máxima del puente sometido a una de las señales sísmicas. Lo anterior se refiere a que cada una de las figuras tiene un total de 27 puntos que muestran la tendencia de la respuesta analizada.

Las siguientes tres figuras presentan el cortante máximo (ver figura 45), el desplazamiento máximo (ver figura 46) y la distorsión angular máxima (ver figura 47) en dirección longitudinal, generado en el apoyo 3 del puente. Como se observa en las figuras, las demandas crecen al incrementar la aceleración máxima del suelo ($A_{\text{máx}}$). En las mismas figuras se muestran las curvas de ajuste de los datos obtenidos. De acuerdo con la tendencia observada, se ajustó una curva exponencial que relaciona las demandas en este apoyo con la intensidad sísmica, $A_{\text{máx}}$.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

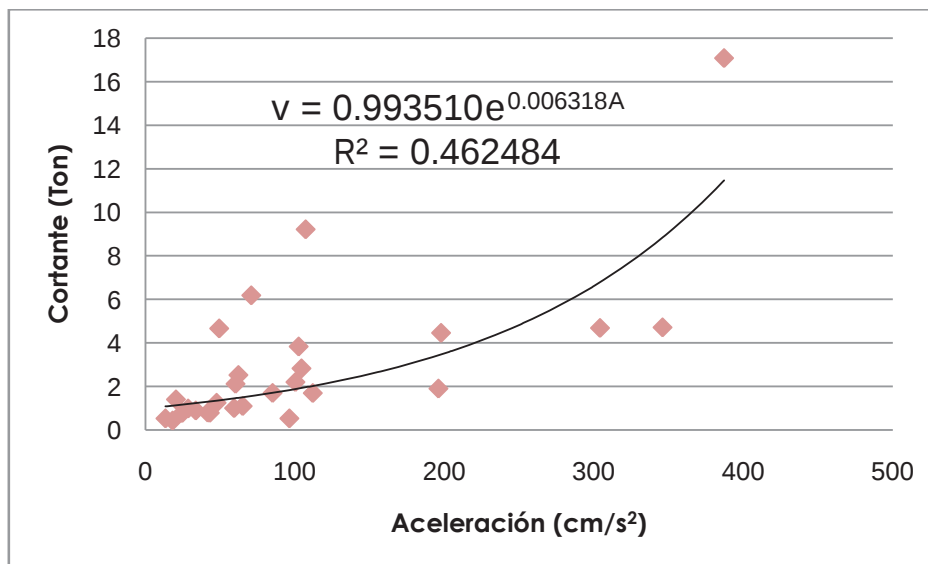


Figura 45. Cortante del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

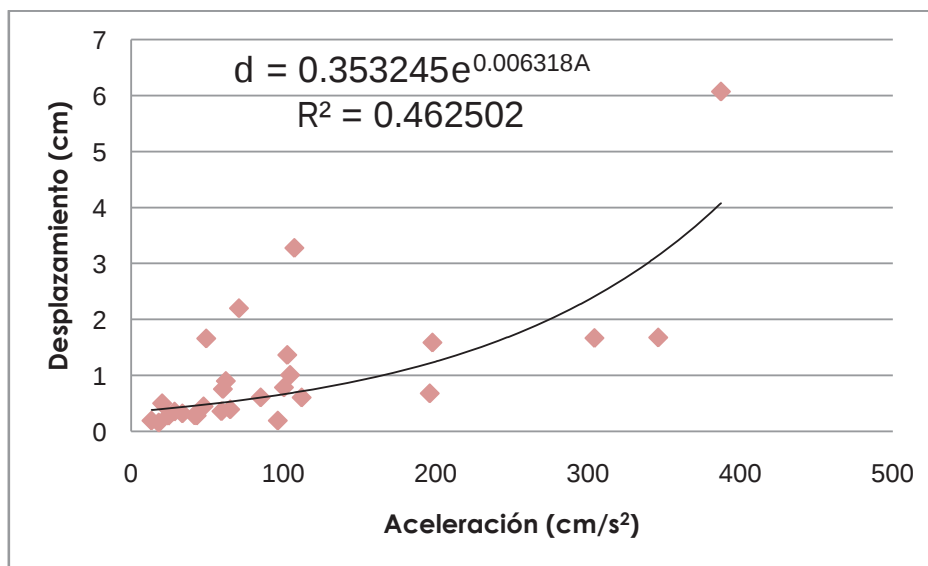


Figura 46. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

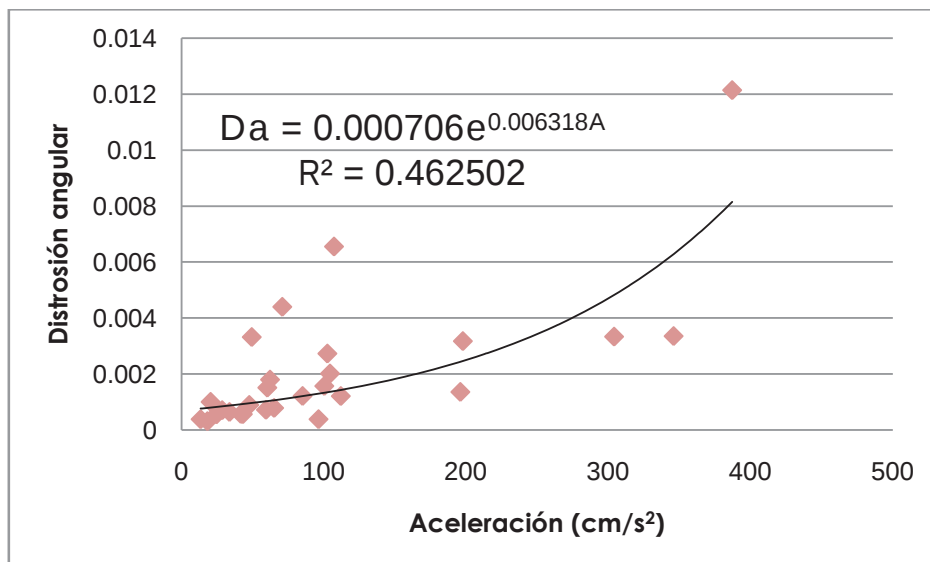


Figura 47. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Las dos figuras siguientes muestran el desplazamiento máximo (ver figura 48) y la distorsión angular en dirección longitudinal (ver figura 49), respectivamente generados en el nudo A. Como se observa en las figuras, las demandas crecen similarmente al caso anterior al incrementar la aceleración máxima del suelo ($A_{m\acute{a}x}$). También se muestran las curvas de ajuste de los datos obtenidos. De acuerdo con la tendencia observada, se ajustó una curva exponencial que relaciona las demandas en este nudo con la intensidad sísmica, $A_{m\acute{a}x}$.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

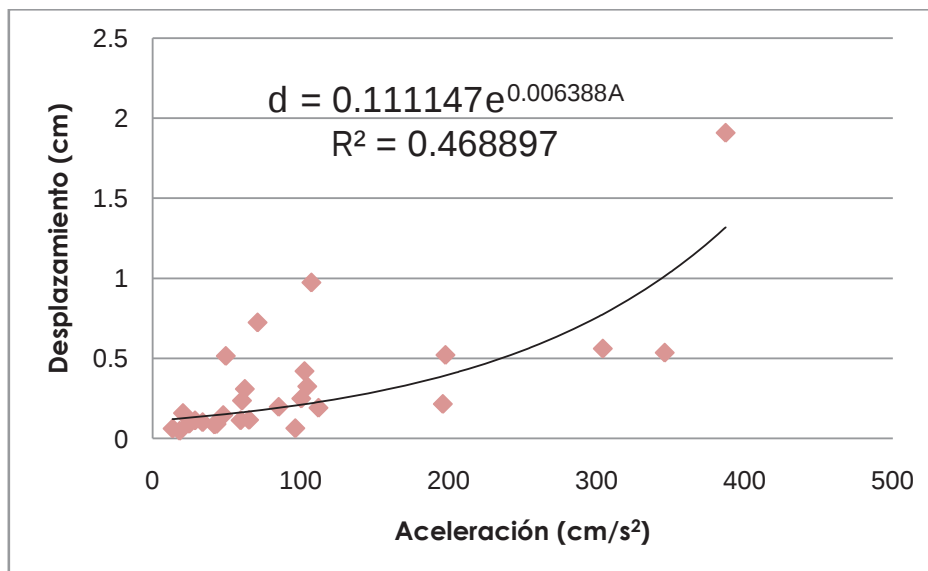


Figura 48. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

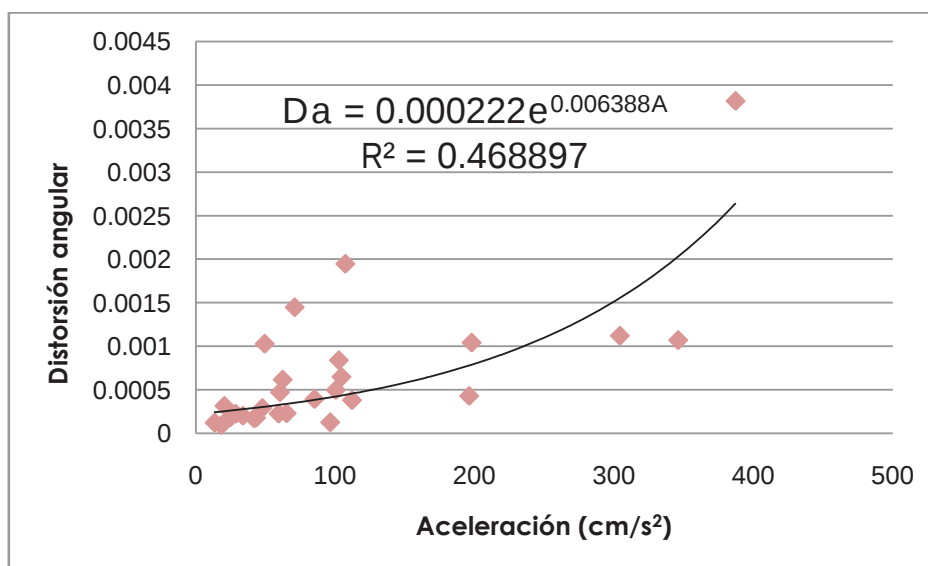


Figura 49. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

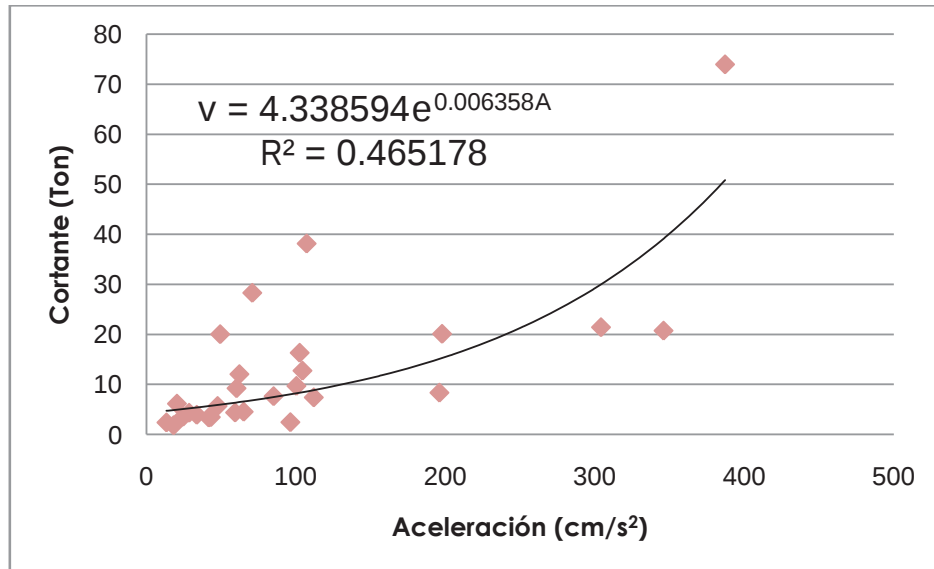


Figura 50. Cortante de la pila A en dirección longitudinal del puente.

El valor de cortante máximo de la curva ajustada (ver figura 50) conduce a relaciones cortante-peso del puente (V/W) relativamente pequeños ($51/2938 = 0.017$). Para las pilas también se obtuvieron los momentos producidos en ellas (ver figura 51), así como una curva de ajuste y una ecuación exponencial que aumenta con relación a la $A_{\text{máx}}$.

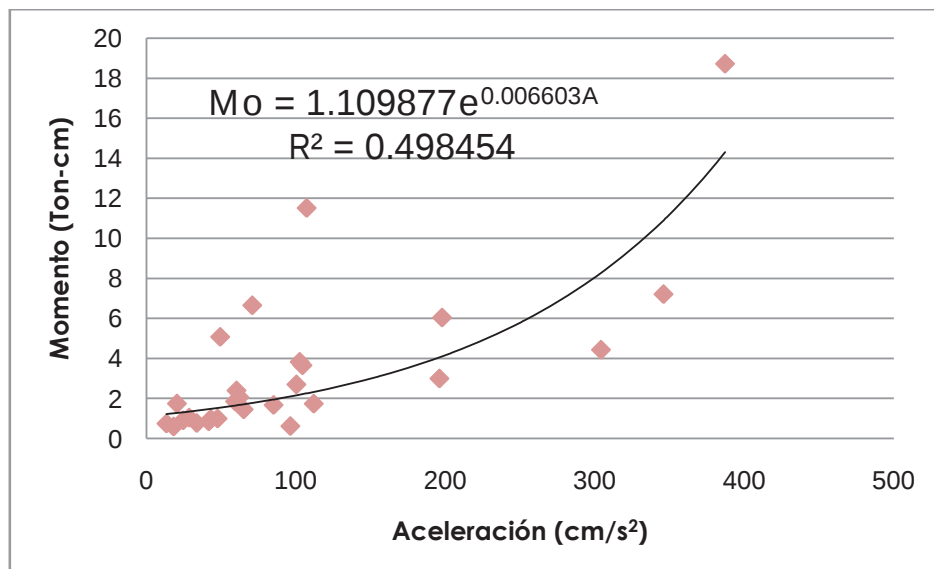


Figura 51. Momento de la pila A en dirección longitudinal del puente.

VI.3) Modelo con altura de pilas de 15 metros

Con respecto al comportamiento del puente con altura de pilas de quince metros y su análisis de historia en el tiempo, en donde cada uno de los puntos mostrados en las figuras corresponde a la respuesta máxima del puente sometido a una de las señales sísmicas. Debido a esto cada una de las figuras tiene un total de 27 puntos que muestran la tendencia de la respuesta analizada.

A continuación se presentan el cortante máximo (ver figura 52), el desplazamiento máximo (ver figura 53) y la distorsión angular máxima (ver figura 54) en dirección longitudinal, generado en el apoyo 3 del puente. Como se observa en las figuras, las demandas crecen al incrementar la aceleración máxima del suelo ($A_{\text{máx}}$), al igual que las curvas de ajuste de los datos obtenidos. De acuerdo con la tendencia observada, se ajustó una curva exponencial que relaciona las demandas en este apoyo con la intensidad sísmica, $A_{\text{máx}}$.

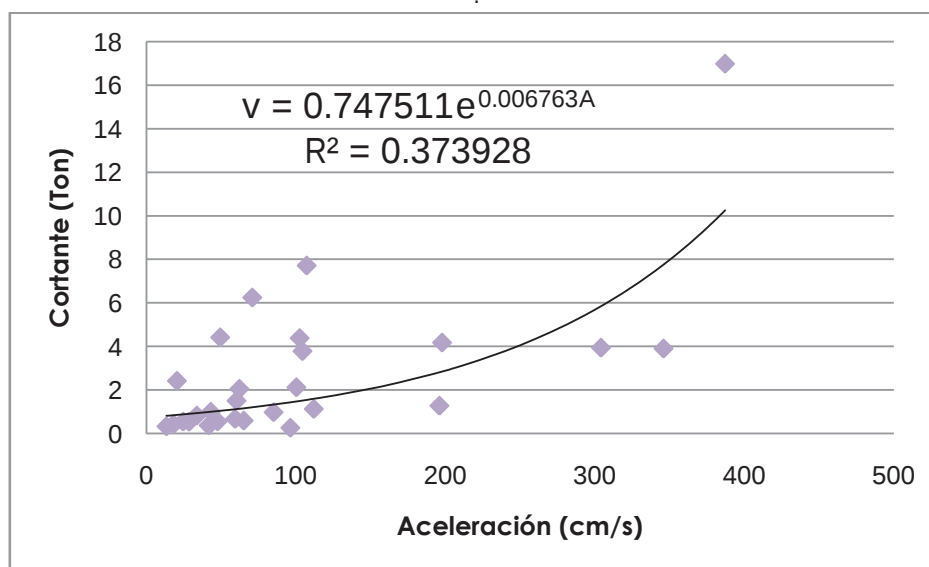


Figura 52. Cortante del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

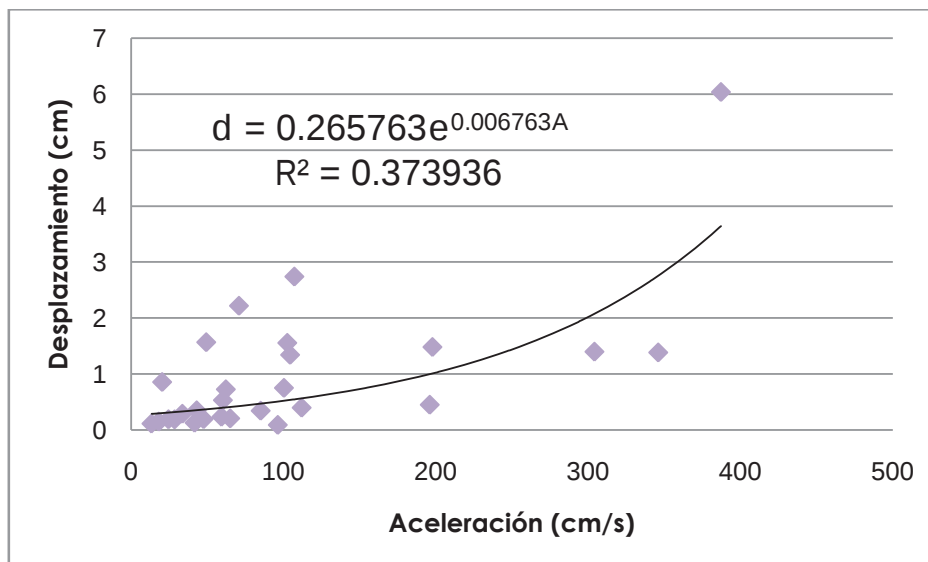


Figura 53. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

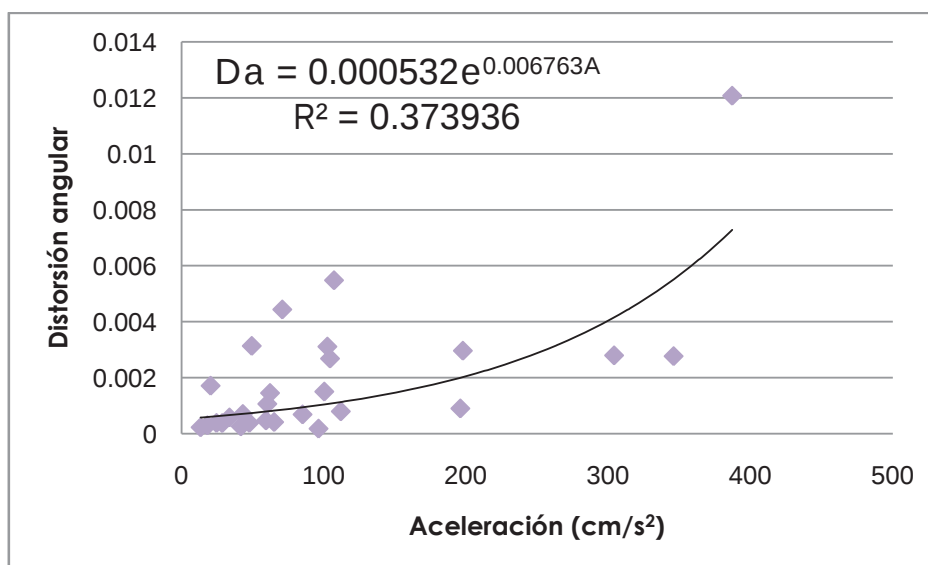


Figura 54. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

En la figura 55 se muestra el desplazamiento máximo y en la figura 56 la distorsión angular en dirección longitudinal, generados en el nudo A. Nuevamente, las demandas crecen al incrementar la aceleración máxima del suelo ($A_{\text{máx}}$). Se muestran también las curvas de ajuste de los datos obtenidos. Se ajustó similarmente a los casos anteriores, una curva exponencial que relaciona las demandas en este nudo con la intensidad sísmica, $A_{\text{máx}}$.

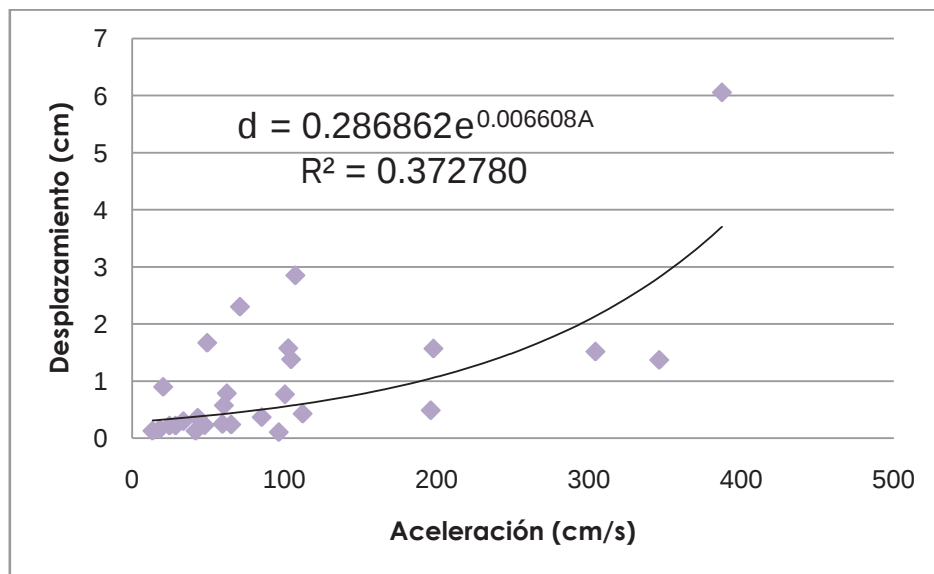


Figura 55. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

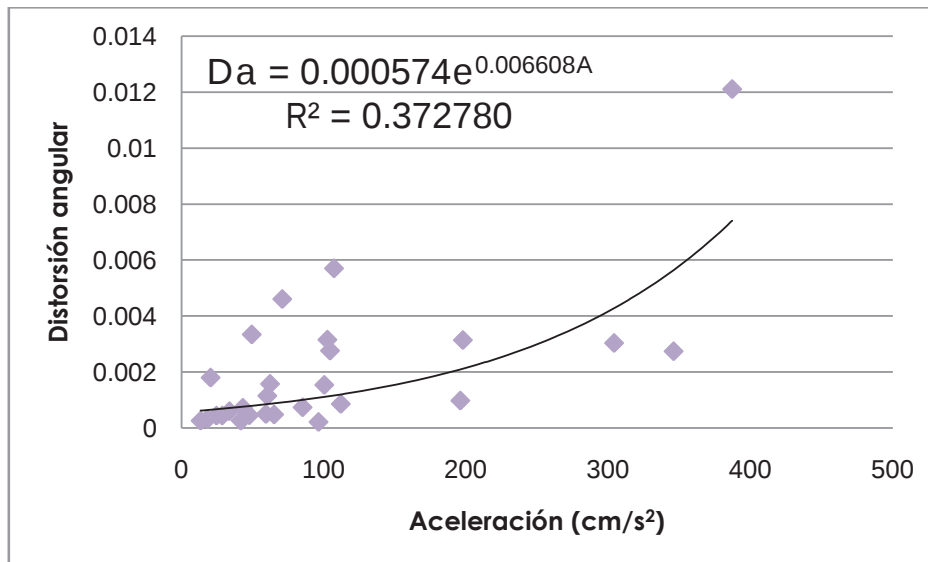


Figura 56. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

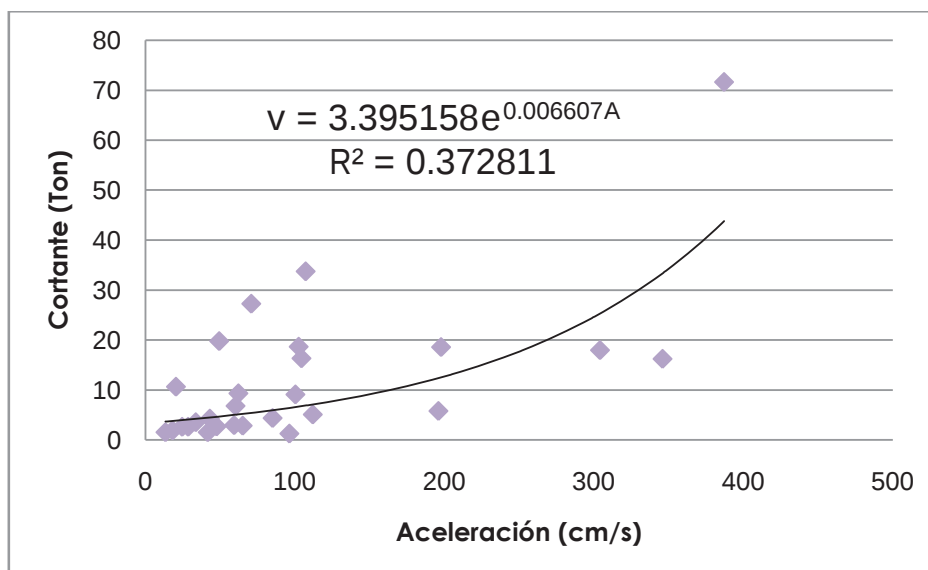


Figura 57. Cortante de la pila A en dirección longitudinal del puente.

El valor de cortante máximo de la curva ajustada (ver figura 57) conduce a relaciones cortante-peso del puente (V/W) relativamente pequeños ($43/3081 = 0.014$). Para las pilas también se obtuvieron los momentos producidos en ellas (ver figura 58), así como una curva de ajuste y una ecuación exponencial que aumenta con relación a la $A_{\text{máx}}$.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

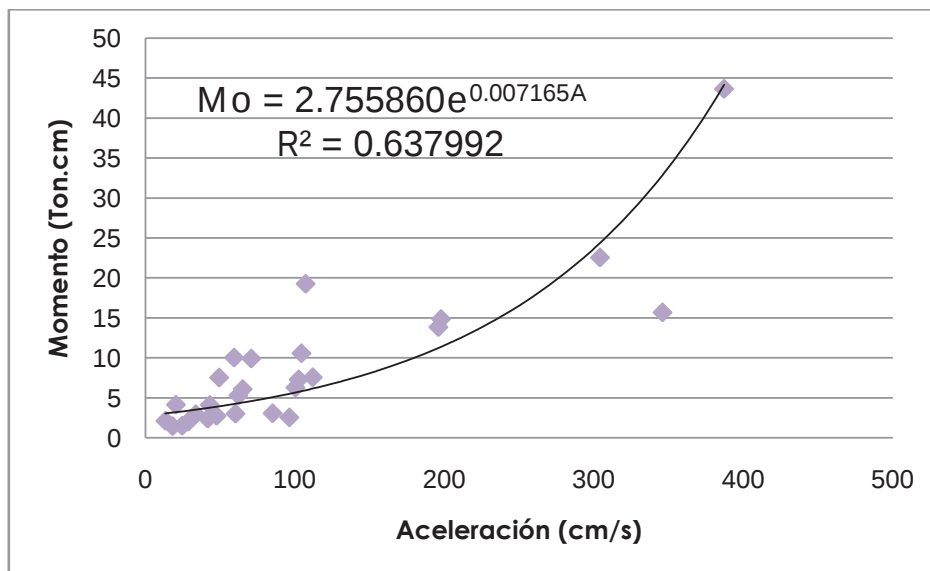


Figura 58. Momento de la pila A en dirección longitudinal del puente.

Como se mostró con anterioridad en las curvas obtenidas para los modelos con altura de pilas de 5 metros, 10 metros y 15 metros las distorsiones angulares del nudo superior de la columna de la pila (figura 7, 14 y 21) tienen sus límites en valores aceptables de acuerdo con lo señalado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, donde se menciona que la distorsión angular debe de encontrarse en los límites de 0.006 a 0.012. A continuación se muestra en la figura 59 la comparación de la distorsión angular de los tres modelos.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

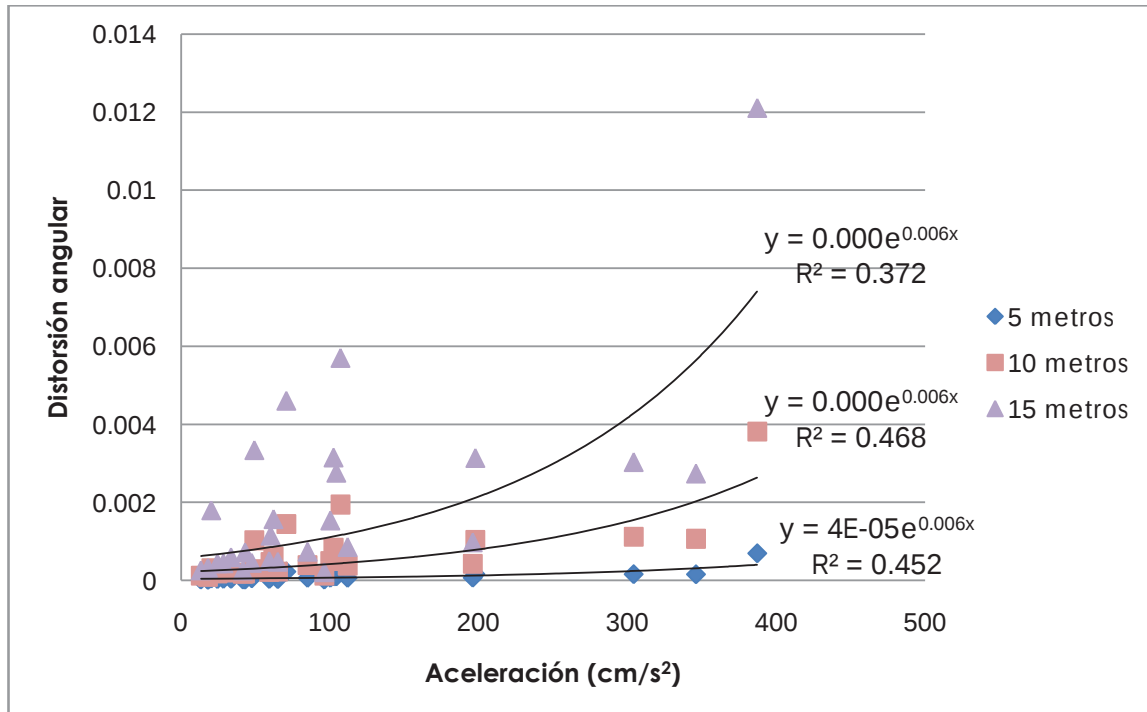


Figura 59. Comparación de la distorsión angular de los tres modelos de puentes.

De igual forma las curvas ajustadas de la demanda de fuerza cortante en la pila para los tres modelos (figura 8, 15 y 22) dividida entre el peso del puente (medida indirecta del coeficiente sísmico), muestra que la demanda sísmica para los modelos es pequeña con relación al coeficiente sísmico que se eligió en el capítulo IV, ya que el valor máximo que se obtuvo es de 0.0210.

Las ecuaciones anteriores relacionan la demanda sísmica elástica con la aceleración máxima del terreno. Estas expresiones proporcionan una estimación preliminar de la respuesta sísmica esperada en puentes con las características de los aquí estudiados como función de la medida de intensidad seleccionada para caracterizar los eventos sísmicos. Las ecuaciones se obtuvieron de acuerdo con la distribución de los valores obtenidos y a su línea de tendencia. Como se observa dicha tendencia es exponencial.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

CONCLUSIONES

Se presentaron algunos de los resultados correspondientes a la obtención de funciones analíticas de la respuesta sísmica de estructuras típicas de puentes carreteros de nuestro país. Se observa que la respuesta estructural varía exponencialmente como función de la intensidad sísmica cuantificada en términos de la aceleración máxima del terreno.

Las ecuaciones obtenidas reducen enormemente los análisis conducentes para determinar la vulnerabilidad sísmica de puentes, ya que estas funciones permiten cuantificar, cuando el comportamiento es elástico, la respuesta esperada con solamente conocer la aceleración máxima del terreno, evitando con esto los análisis en la historia del tiempo para un conjunto de señales sísmicas, que normalmente requieren un número importante de horas de cómputo.

El conocer funciones de la respuesta sísmica como función de una medida de intensidad de los temblores permite continuar con estudios que cuantifiquen el daño esperado y las consecuencias económicas cuando este se presenta. Adicionalmente, estimar el daño permite establecer criterios de acción pre-sismo y post-sismo a las instituciones responsables de la protección civil en un sitio o una región.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

REFERENCIAS

Lee, D. J. (1994), "Bridge Bearings and Expansion Joints", E & FN Spon, Londres, Inglaterra.

Mander, J. B., Sicar, J., and Damjanovic, I. (2008), "Loss Modeling for Pricing Catastrophic Bonds", Technical Report of Texas Transportation Institute, Texas A & M University System College Station, Texas 77843-31305.

Mander, J. B. (1999), "Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges", Research Progress and Accomplishments, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State of University New York, Buffalo, New York.

Mackie, K. R., and Stojadinovic, B. (2006), "Post-earthquake Function of Highway Overpass Bridges", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 35.

Jara, J. M., y Col (2009), "Desarrollo de un procedimiento para reducir la vulnerabilidad sísmica de puentes en México", Informe Técnico para el CONACYT.

MOC (1993), "Diseño por sismo", Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.

MOC (2008), "Diseño por sismo", Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.

AASHTO (2002), "17th Standard Specifications for Highway Bridges", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

Galván (2008), "Vulnerabilidad sísmica del Puente Infiernillo II", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH.

Madrigal (2009), "Capacidad y demanda sísmica del Puente Infiernillo II", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

ANEXO

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Como se mencionó anteriormente los acelerogramas y espectros de respuesta se escalaron con diferentes criterios; a continuación se presentan los espectros de respuesta escalados (figura 60, 61 y 62) de las 27 estaciones. Sólo se presentan las figuras de los espectros escalados para las aceleraciones del suelo y la pseudoaceleración máxima del espectro.

En las dos siguientes figuras se presentan los espectros escalados para dos aceleraciones máximas del terreno. La primera para un periodo de retorno de 475 años y la segunda para un periodo de retorno de 72 años. El primer caso puede considerarse como un sismo de los considerados de diseño de un reglamento y el segundo como un sismo para condiciones de servicio.

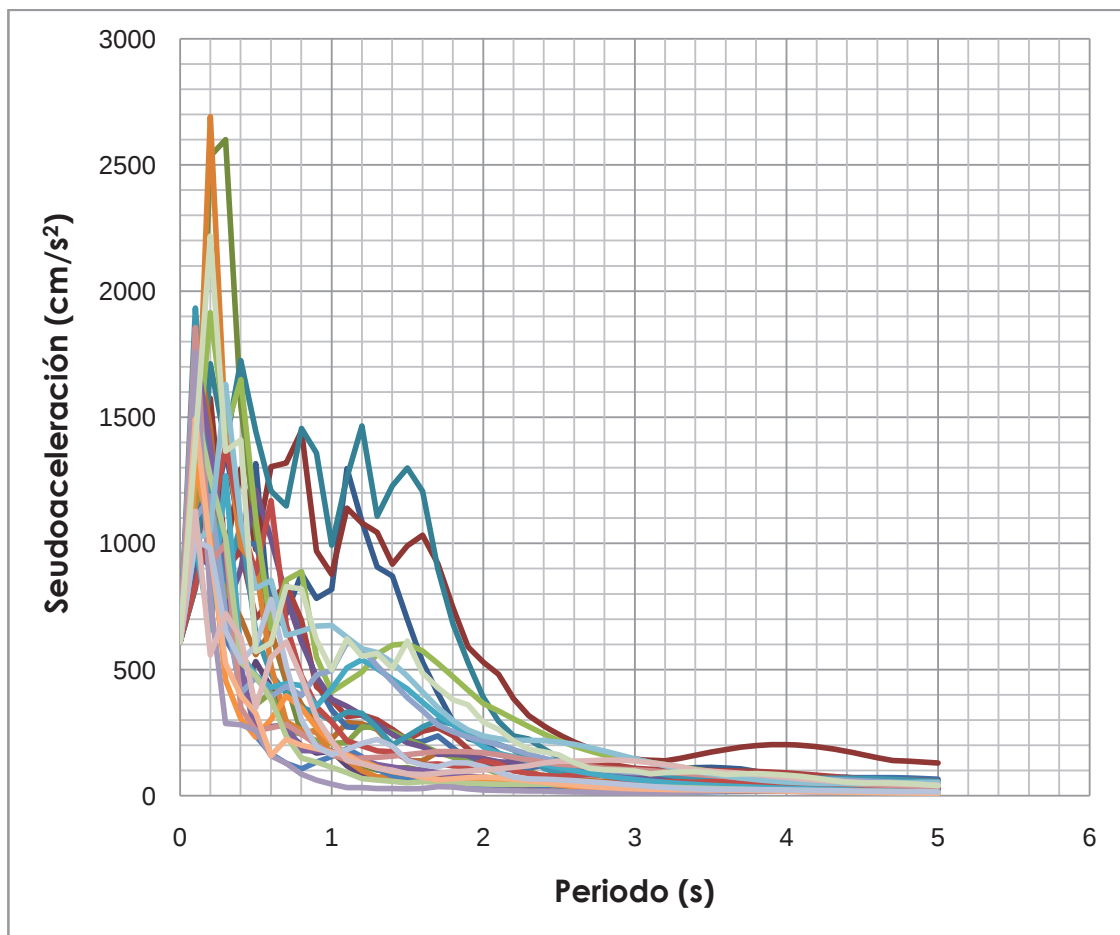


Figura 60. Espectros de respuesta escalados para un $T_R = 475$ años.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

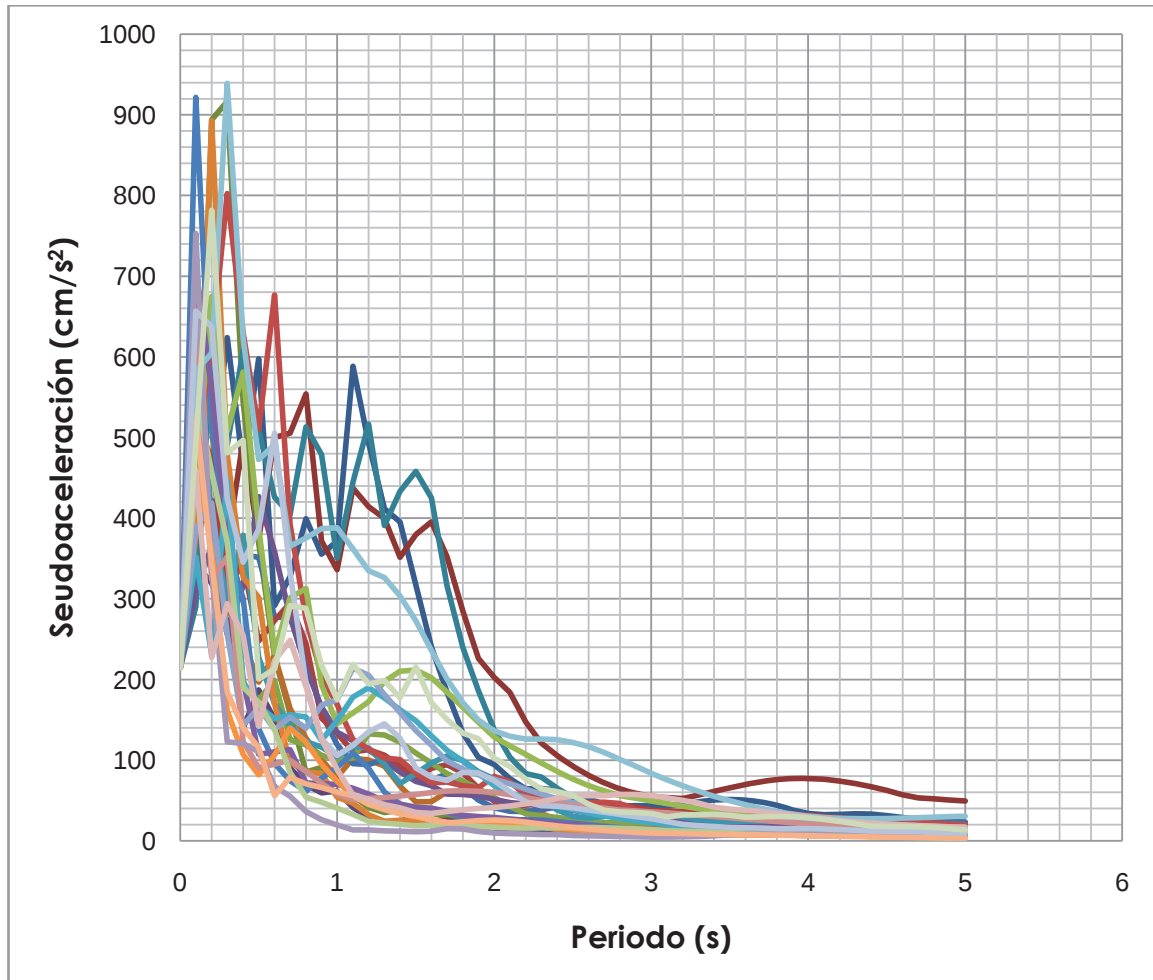


Figura 61. Espectros de respuesta escalados para un $T_R = 72$ años.

Cuando se escala con respecto a la aceleración máxima espectral del registro de mayor respuesta se obtienen los espectros que se muestran en la figura 62. En este caso, todos los espectros alcanzan la misma amplitud máxima aunque inician con aceleraciones máximas del terreno distintas.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

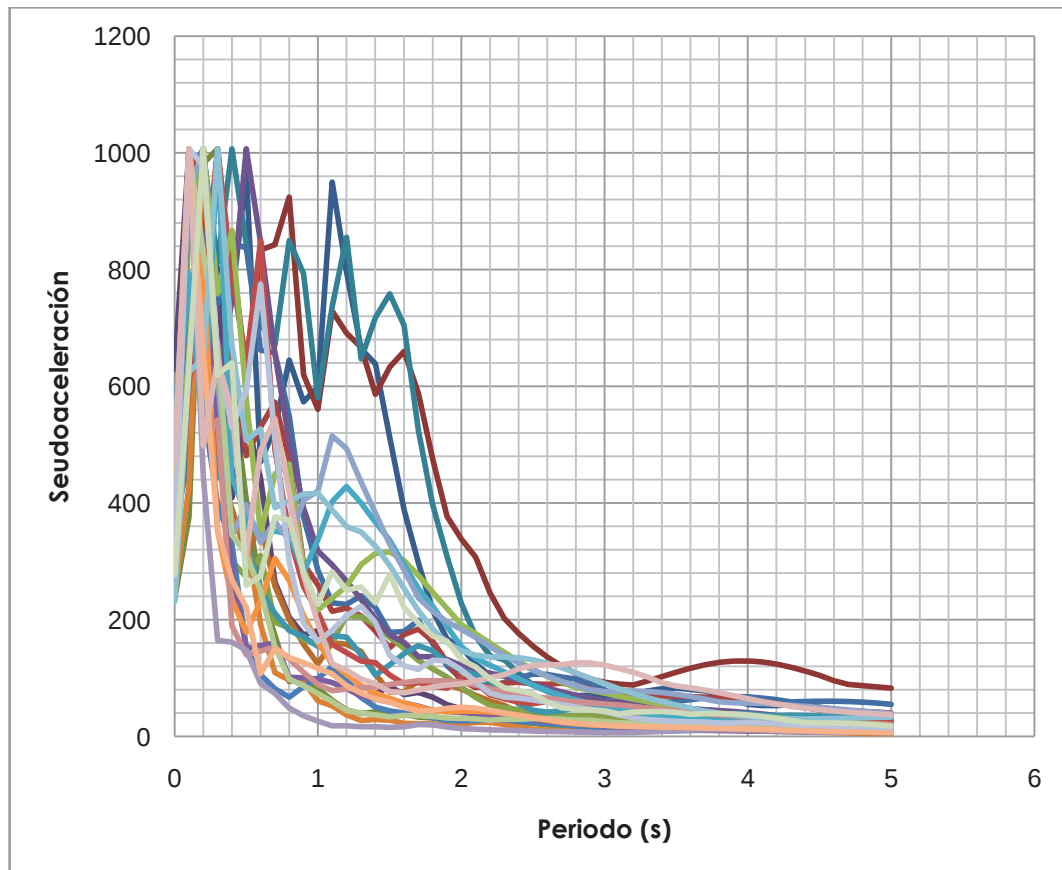


Figura 62. Espectros de respuesta escalados para la $S_a \text{ MAX}$ del espectro de respuesta de la estación sísmica VIGA931024.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Demanda sísmica para el modelo del puente con altura de pilas de 5 metros.

Modelo escalado para un $T_R = 72$ años.

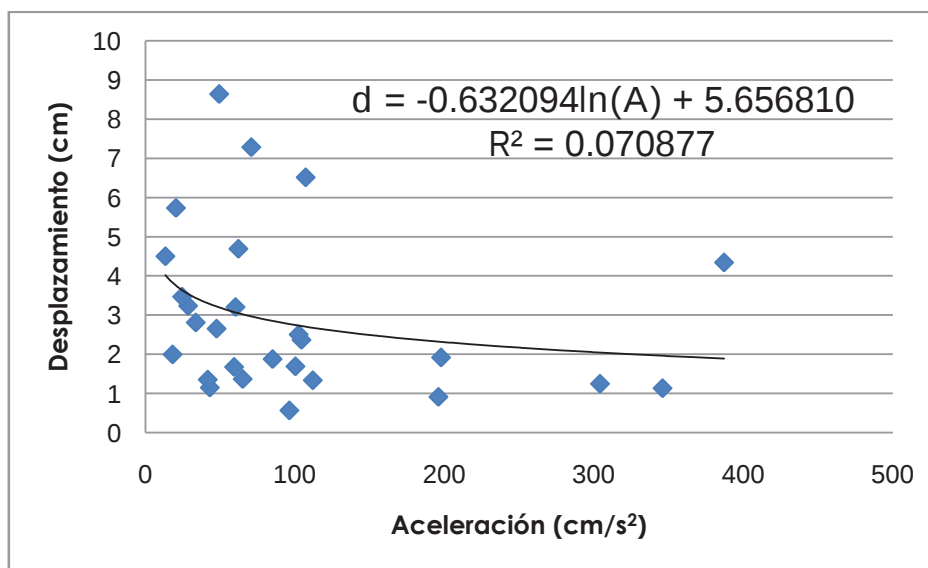


Figura 63. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

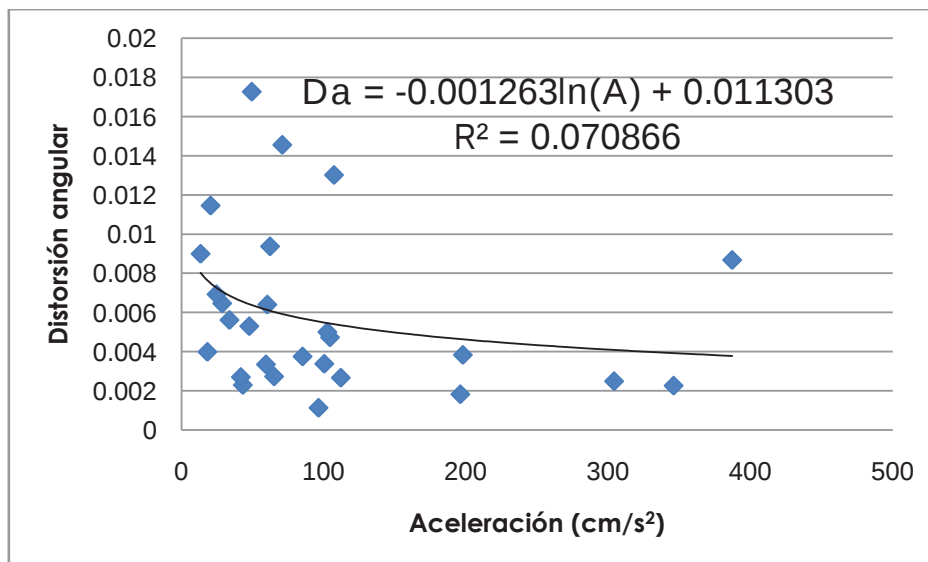


Figura 64. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

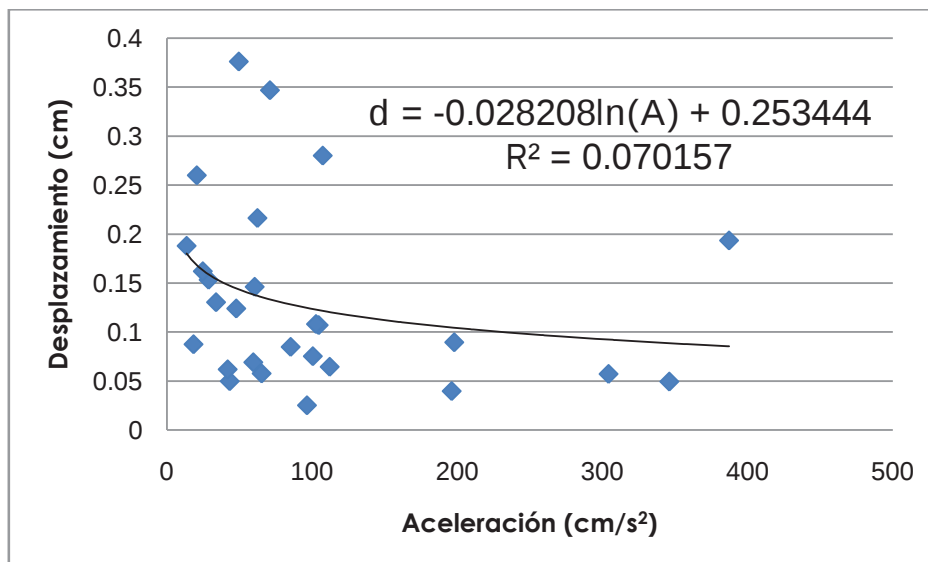


Figura 65. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

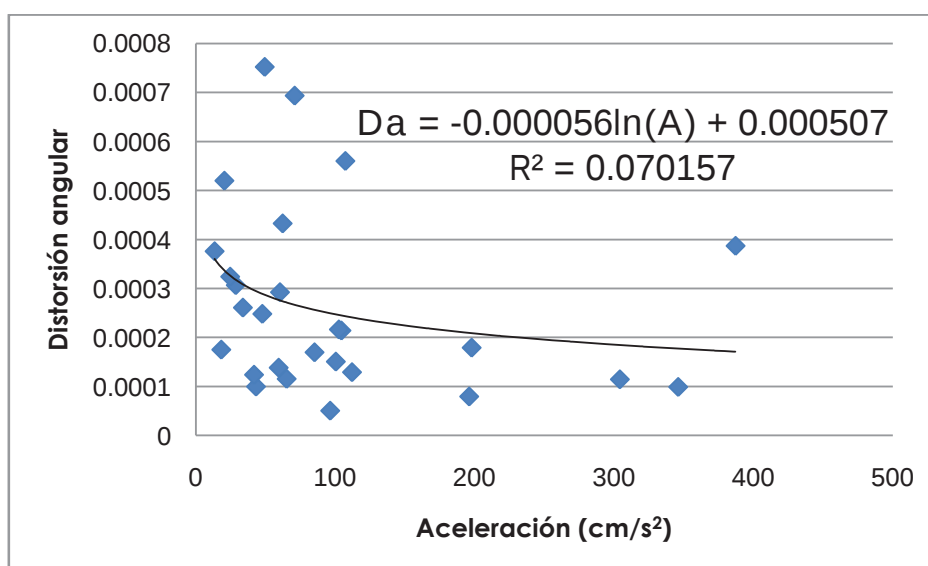


Figura 66. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Modelo escalado para un $T_R = 475$ años.

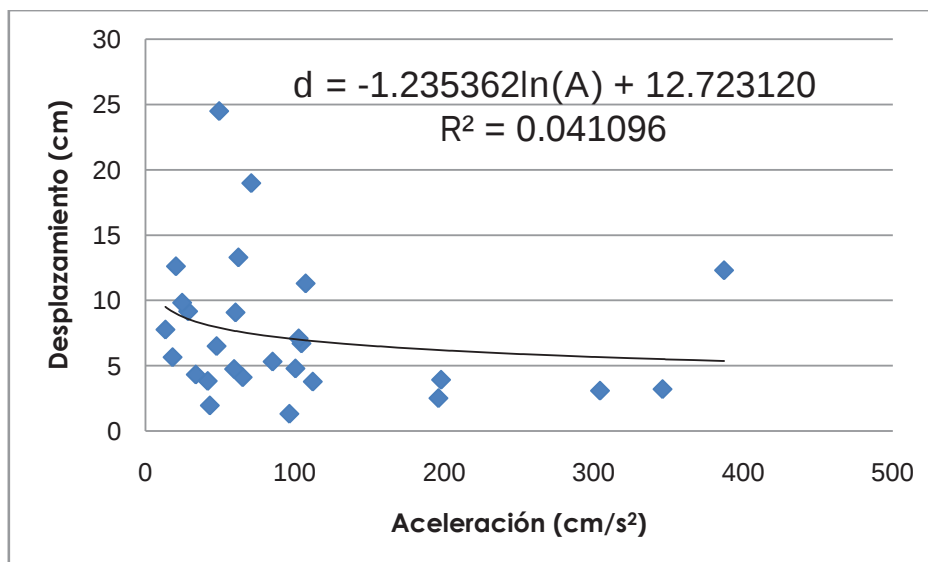


Figura 67. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

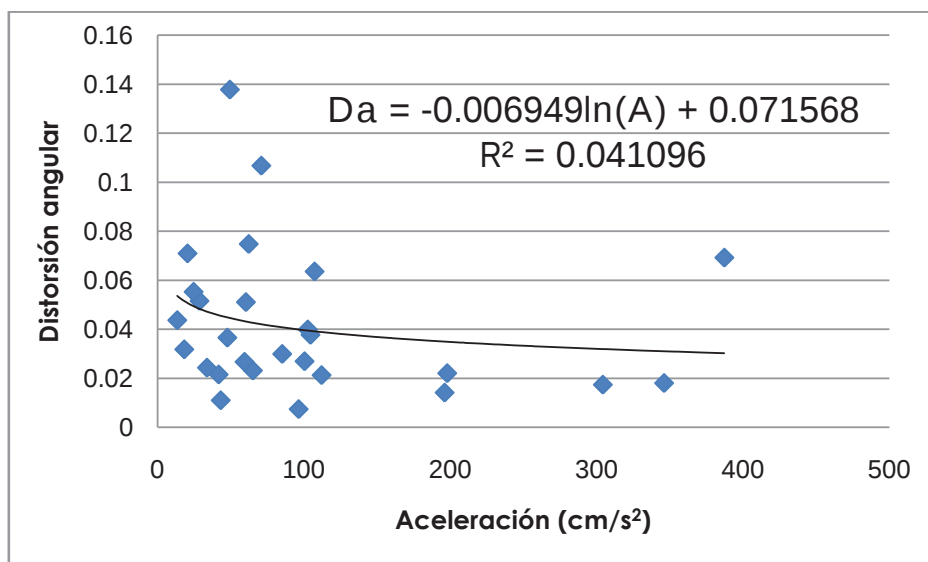


Figura 68. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

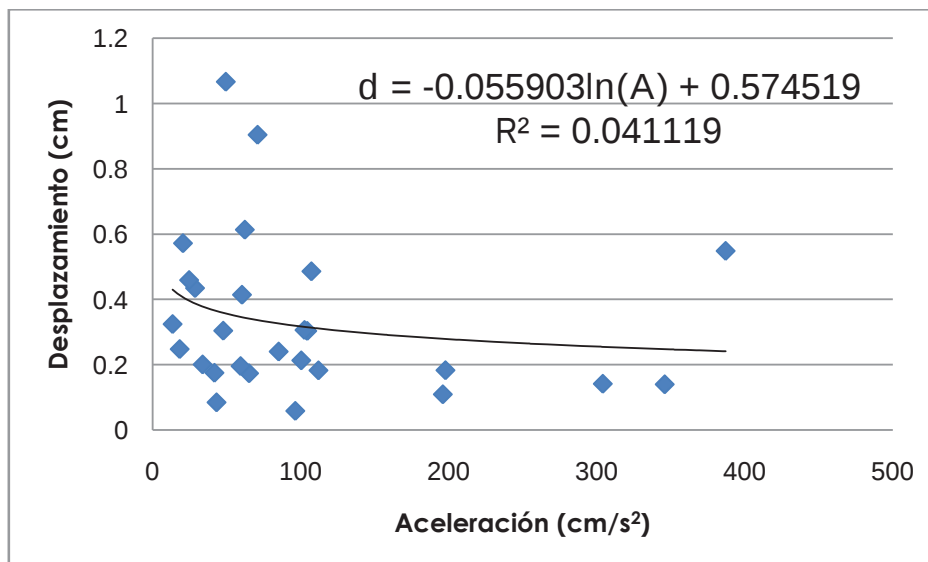


Figura 69. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

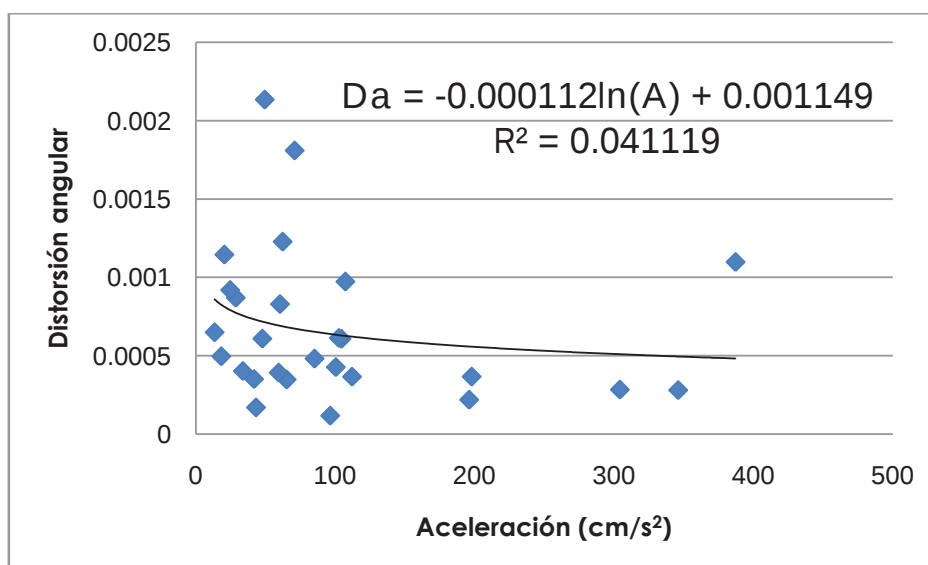


Figura 70. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Modelos escalados con la seudoaceleración máxima del registro de mayor amplitud.

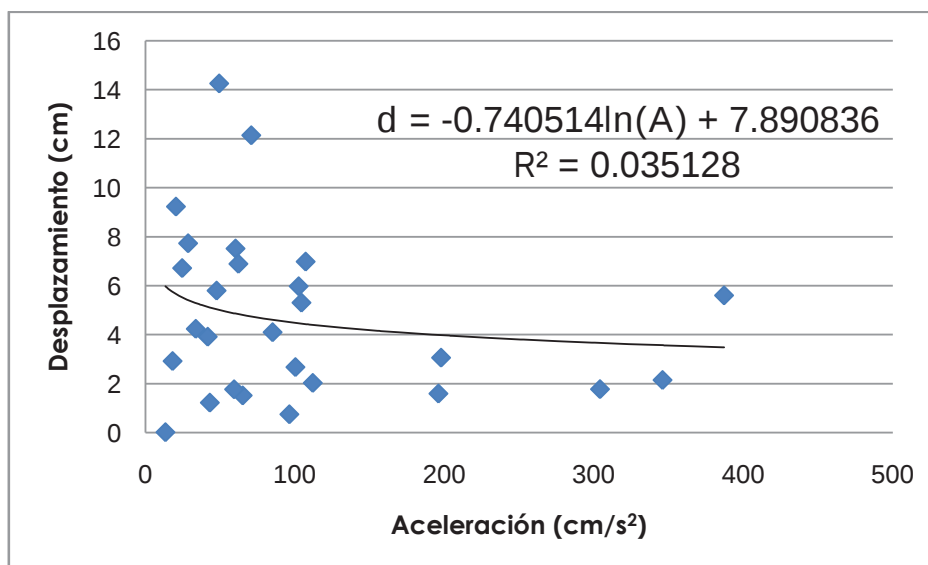


Figura 71. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

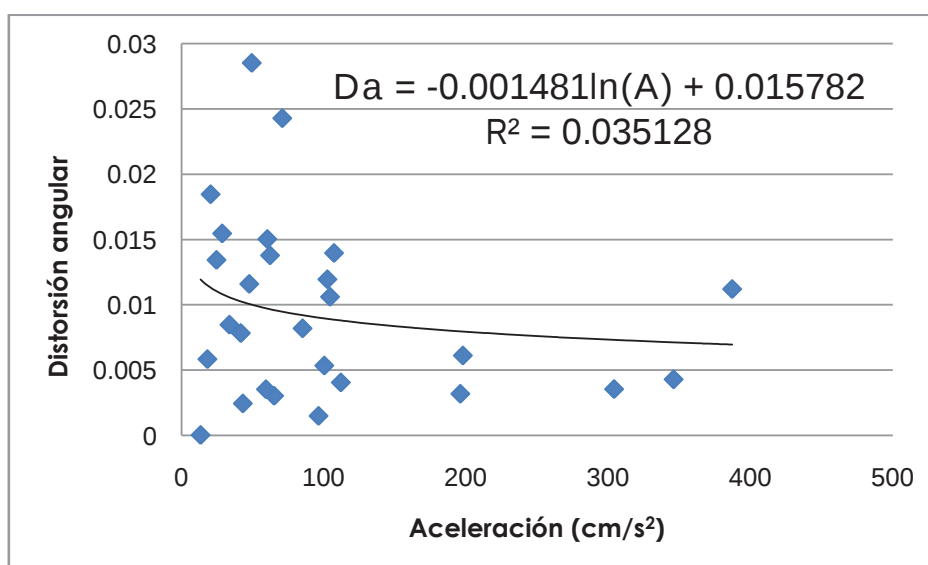


Figura 72. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

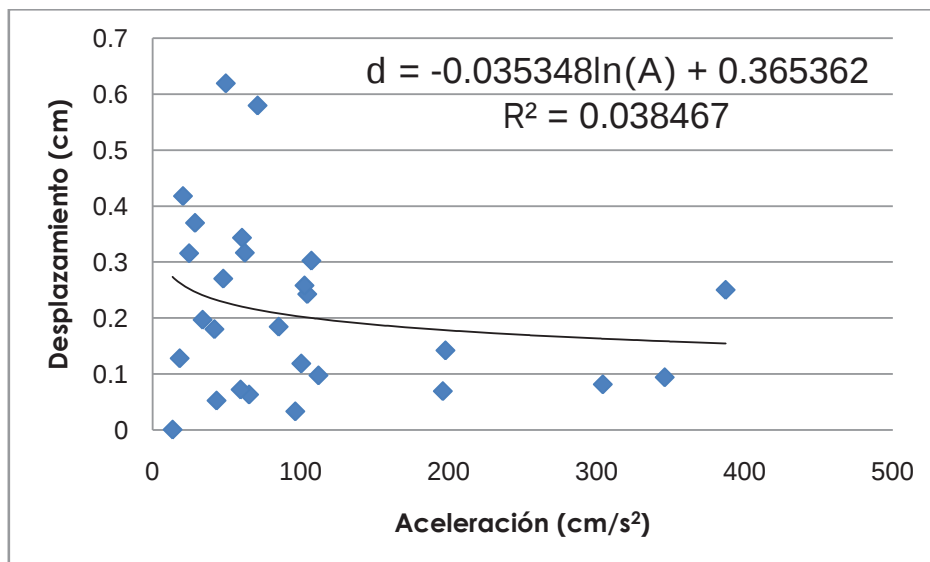


Figura 73. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

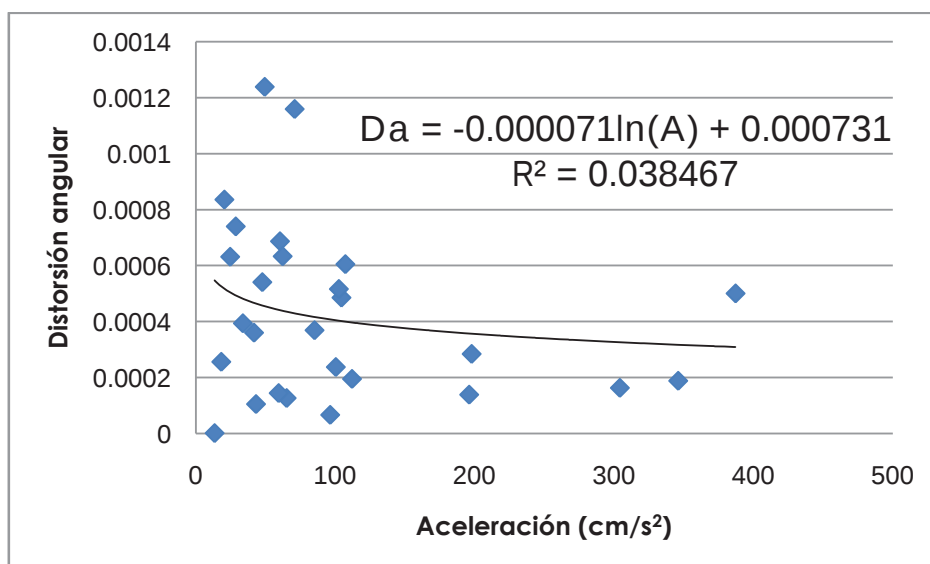


Figura 74. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Demanda sísmica para el modelo del puente con altura de pilas de 10 metros.

Modelo escalado para un $T_R = 72$ años.

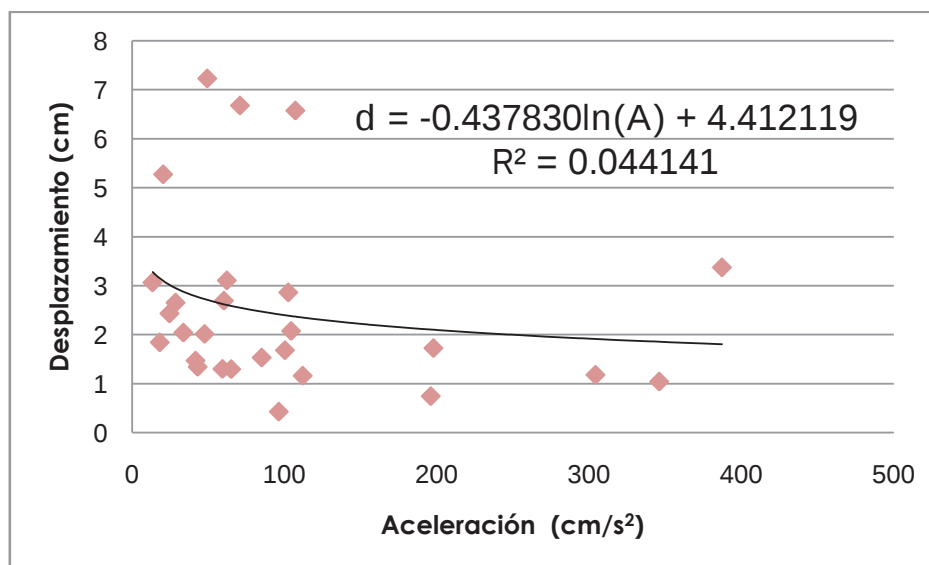


Figura 75. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

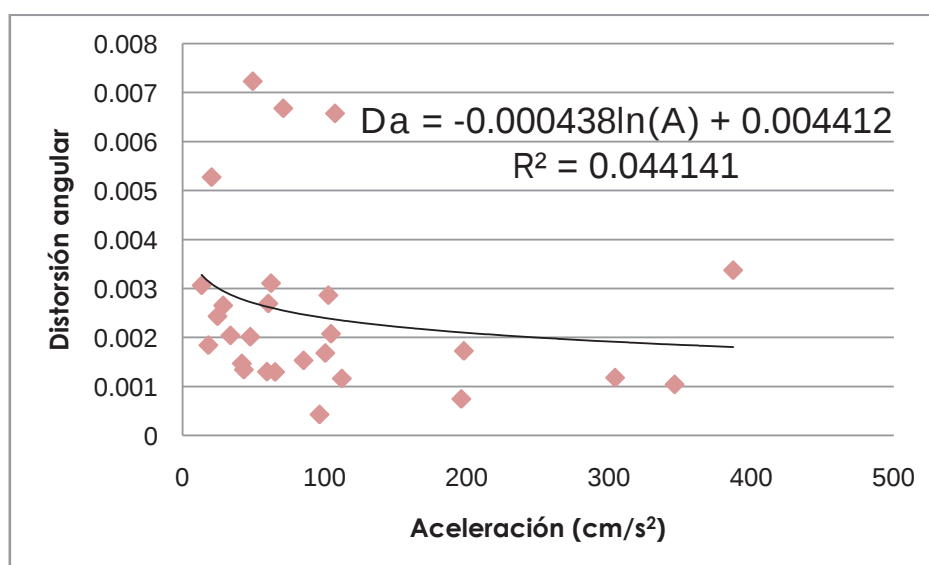


Figura 76. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

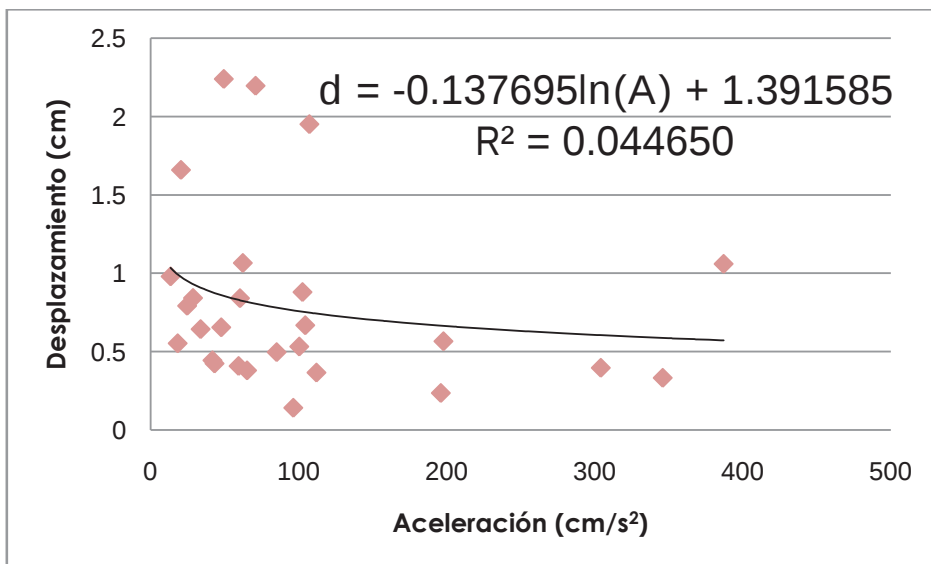


Figura 77. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

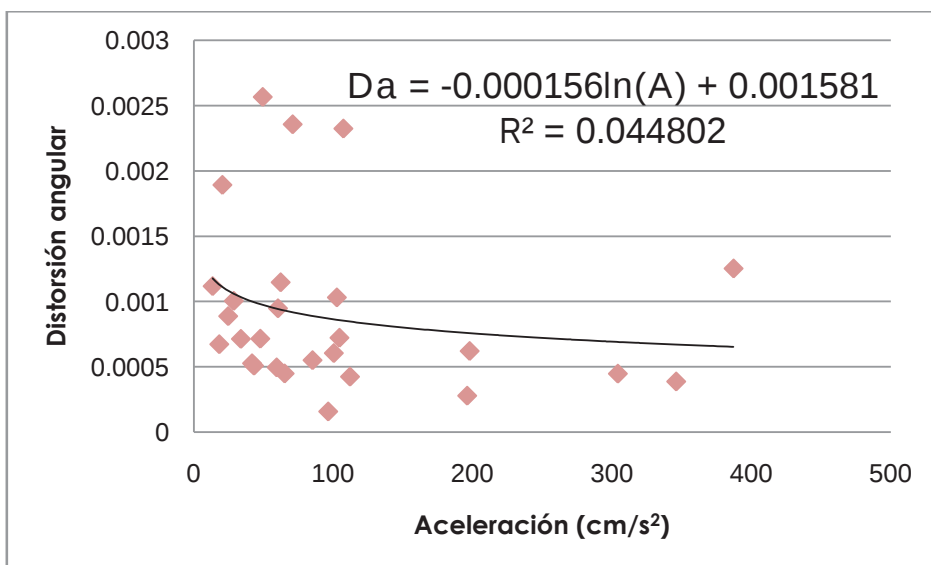


Figura 78. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Modelo escalado para un $T_R = 475$ años.

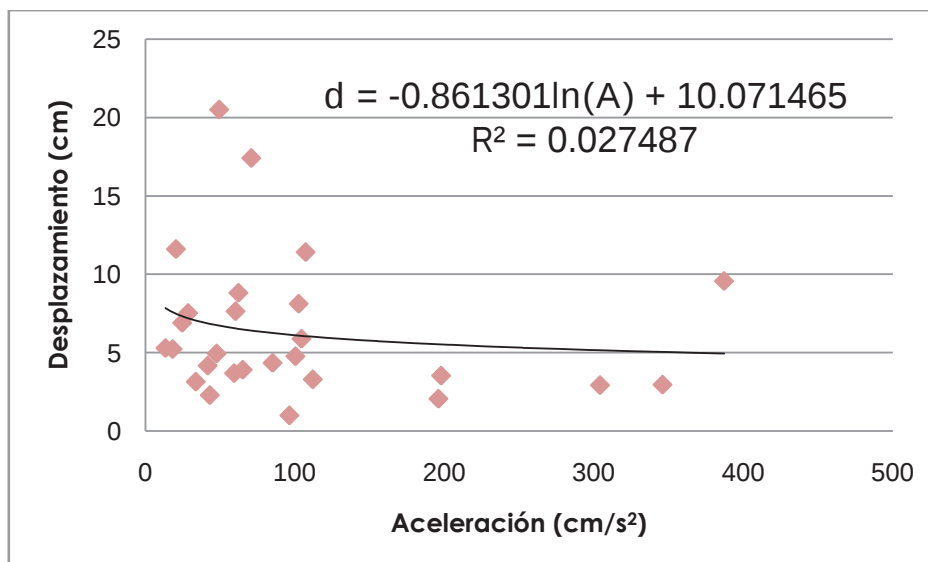


Figura 79. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

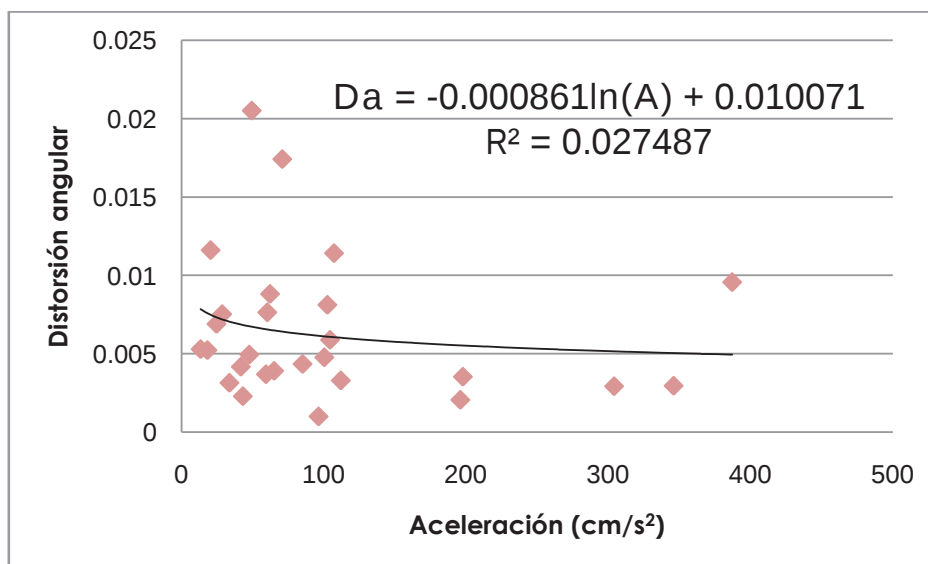


Figura 80. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

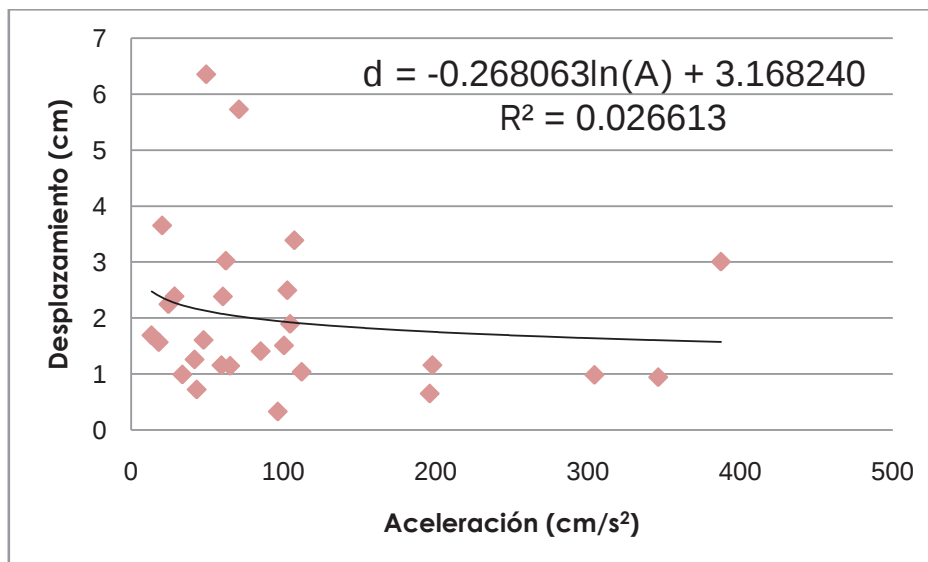


Figura 81. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

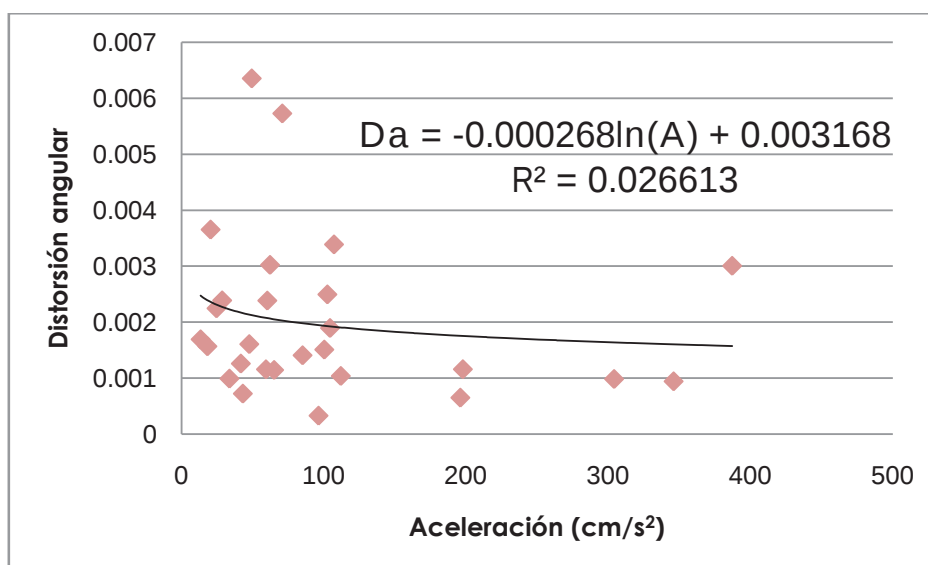


Figura 82. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Modelos escalados con la seudoaceleración máxima del registro de mayor amplitud.

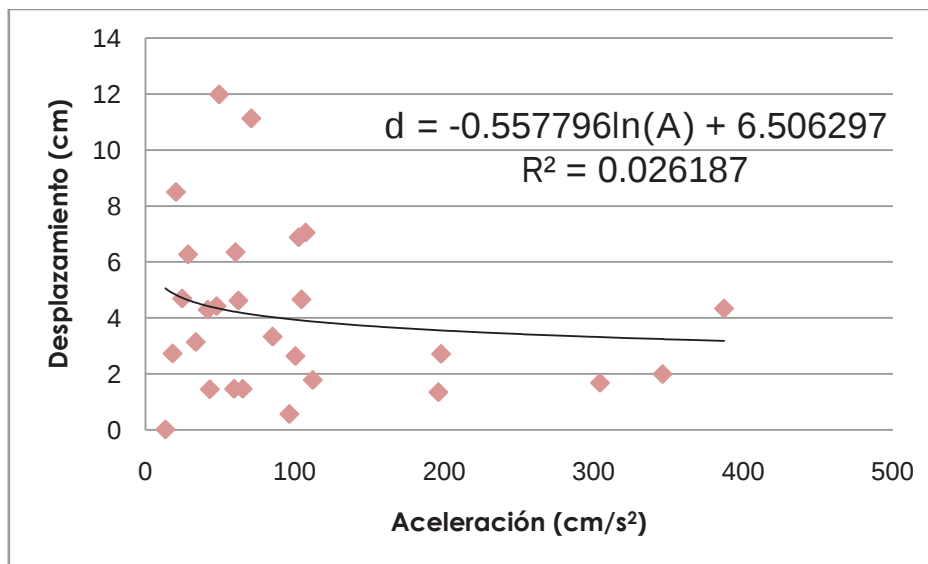


Figura 83. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

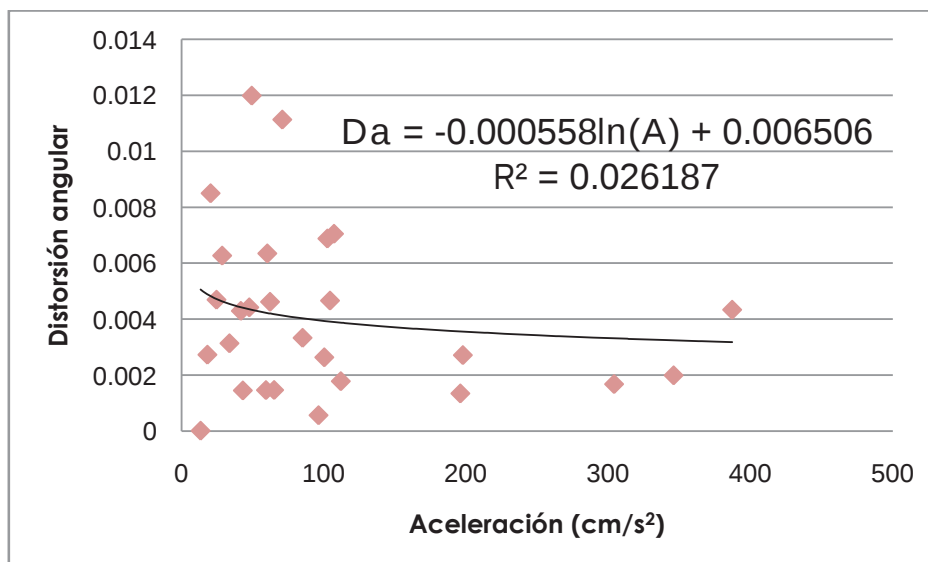


Figura 84. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

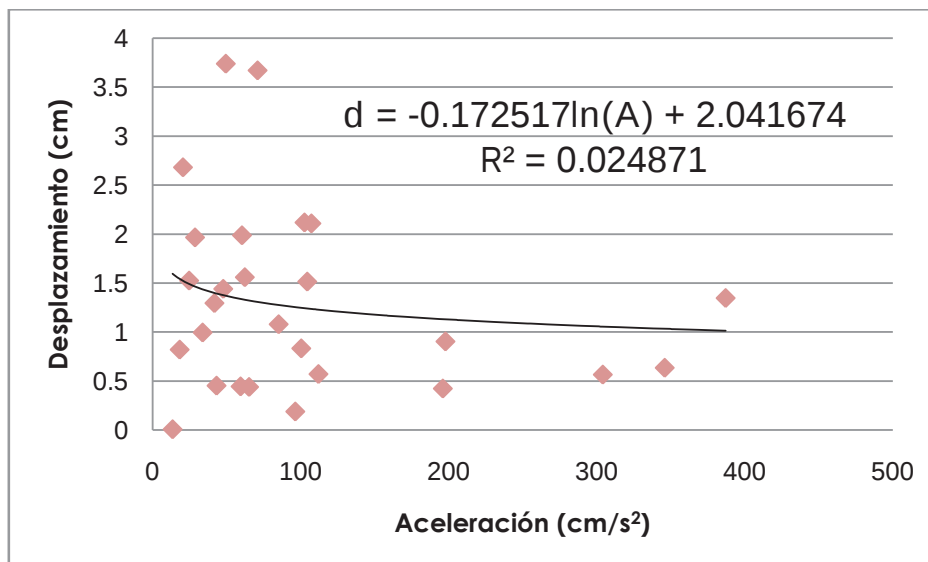


Figura 85. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

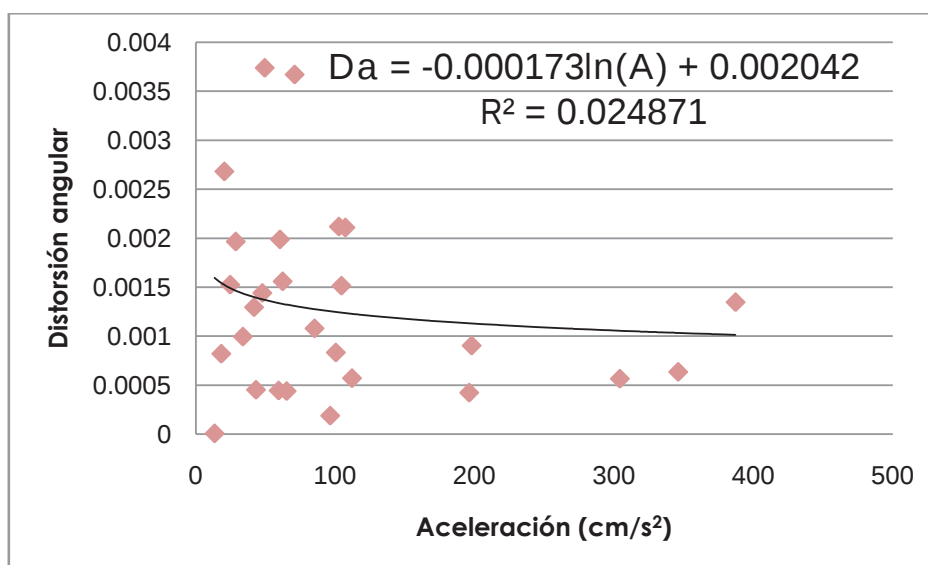


Figura 86. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Demanda sísmica para el modelo del puente con altura de pilas de 15 metros.

Modelo escalado para un $T_R = 72$ años.

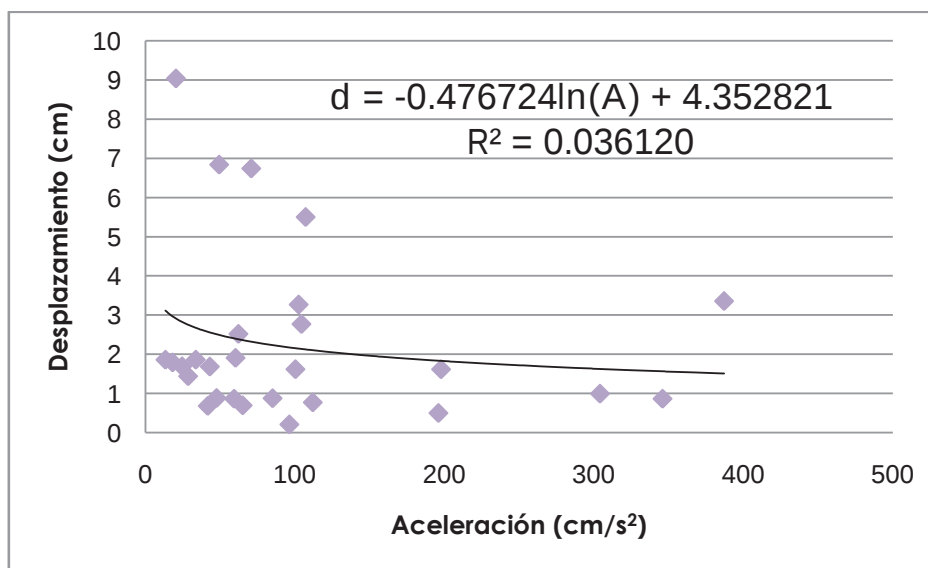


Figura 87. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

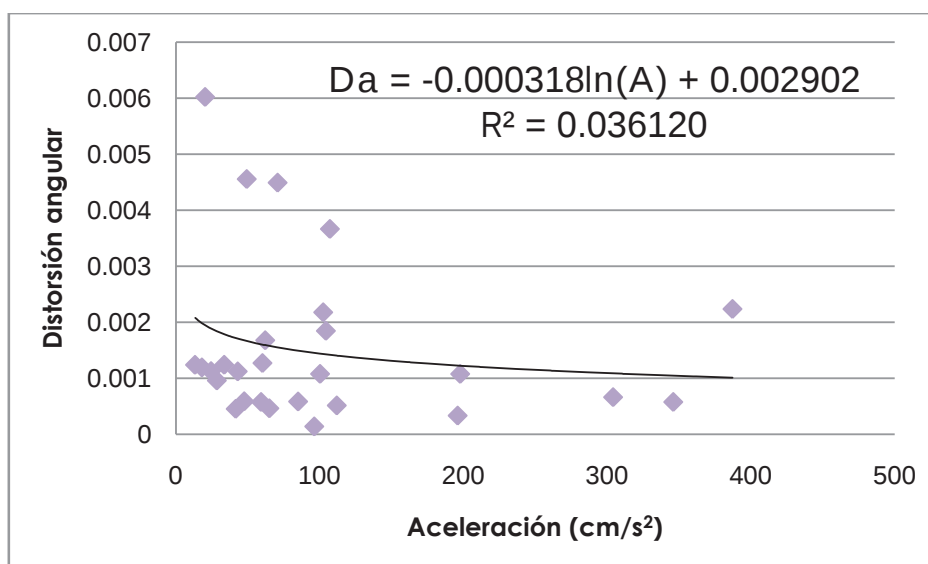


Figura 88. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

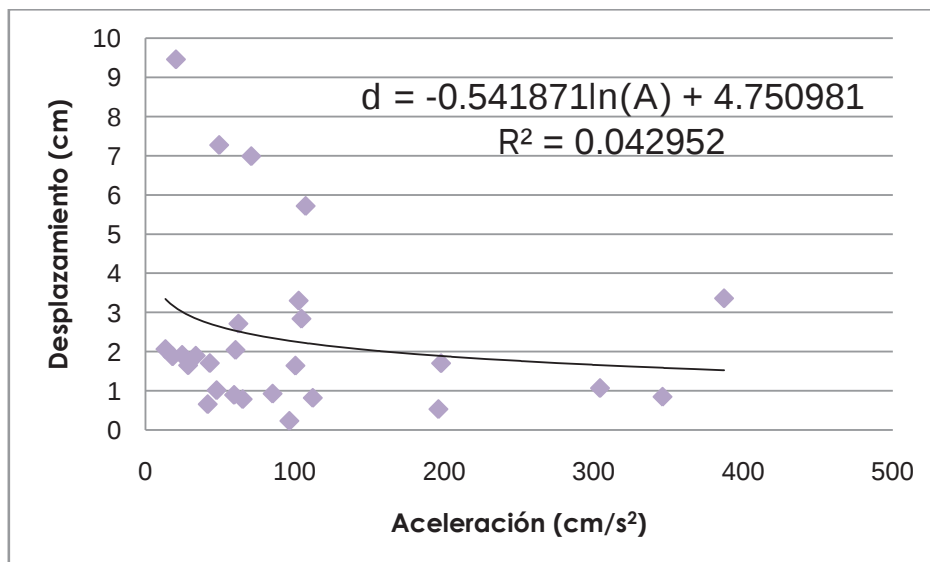


Figura 89. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

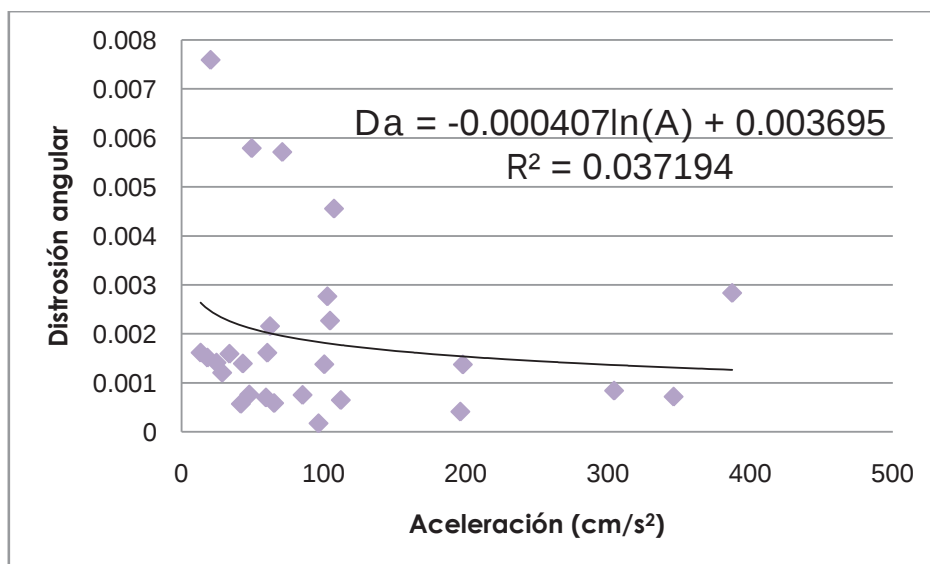


Figura 90. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Modelo escalado para un $T_R = 475$ años.

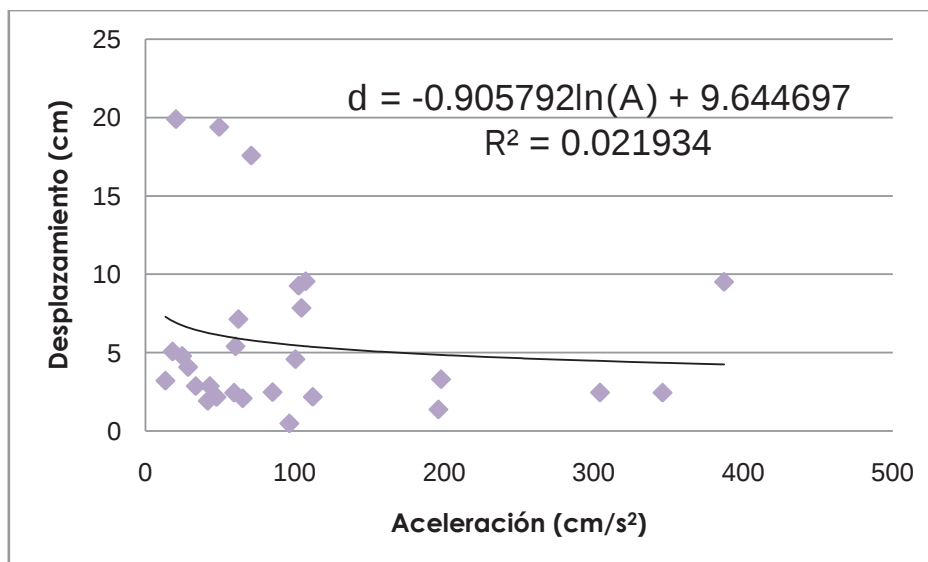


Figura 91. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

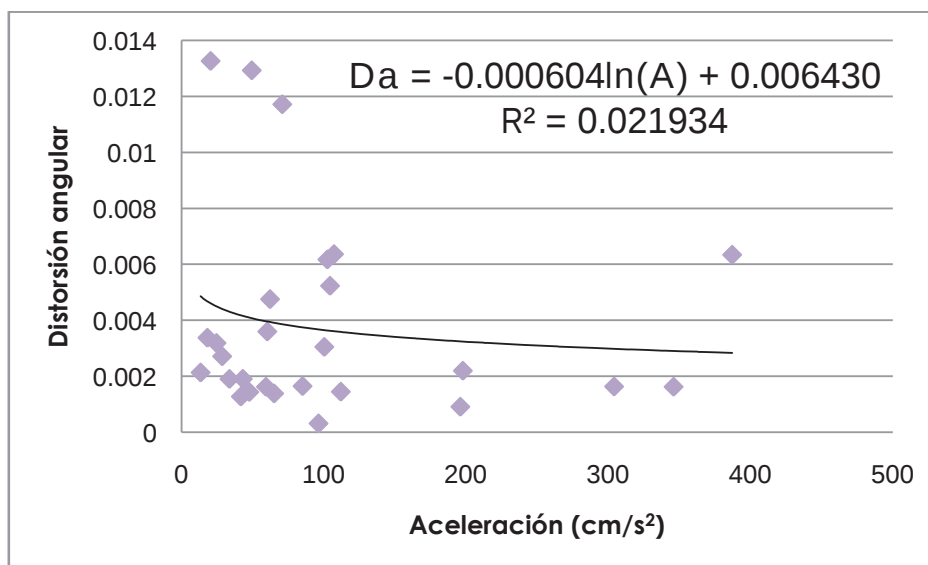


Figura 92. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

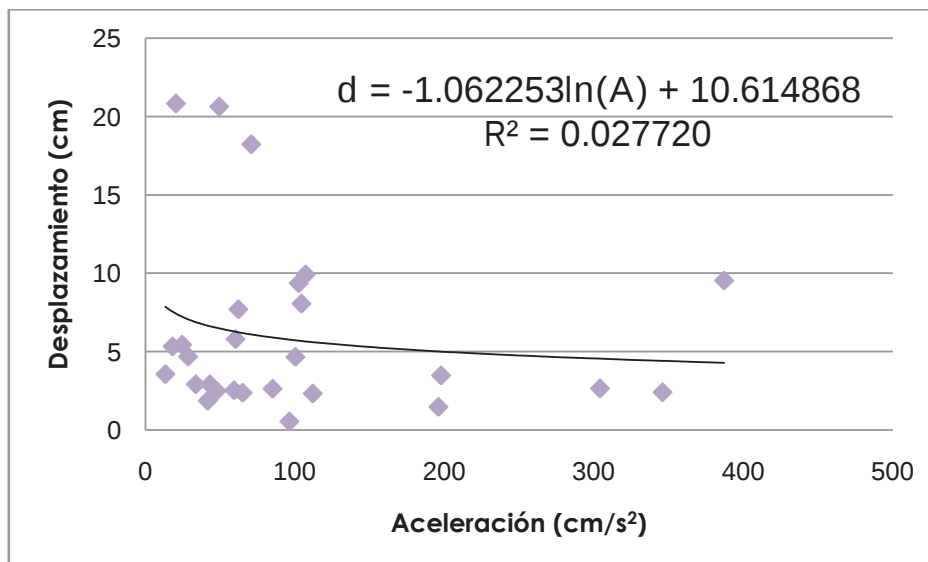


Figura 93. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

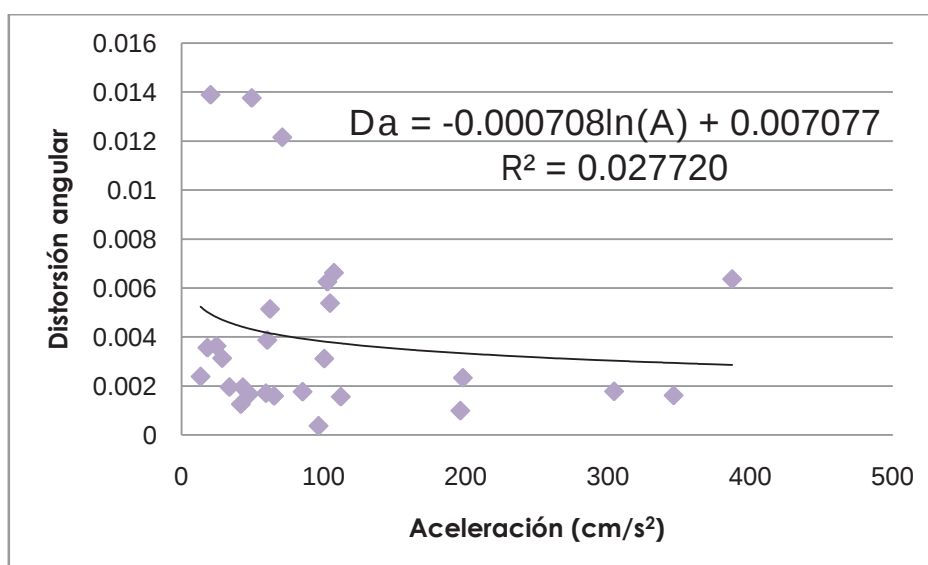


Figura 94. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

Modelos escalados con la seudoaceleración máxima del registro de mayor amplitud.

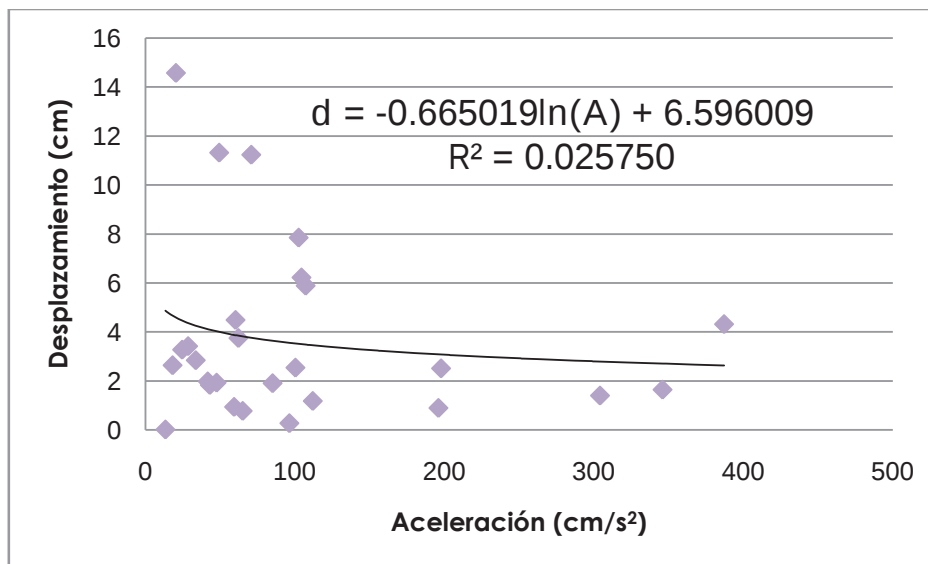


Figura 95. Desplazamiento del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

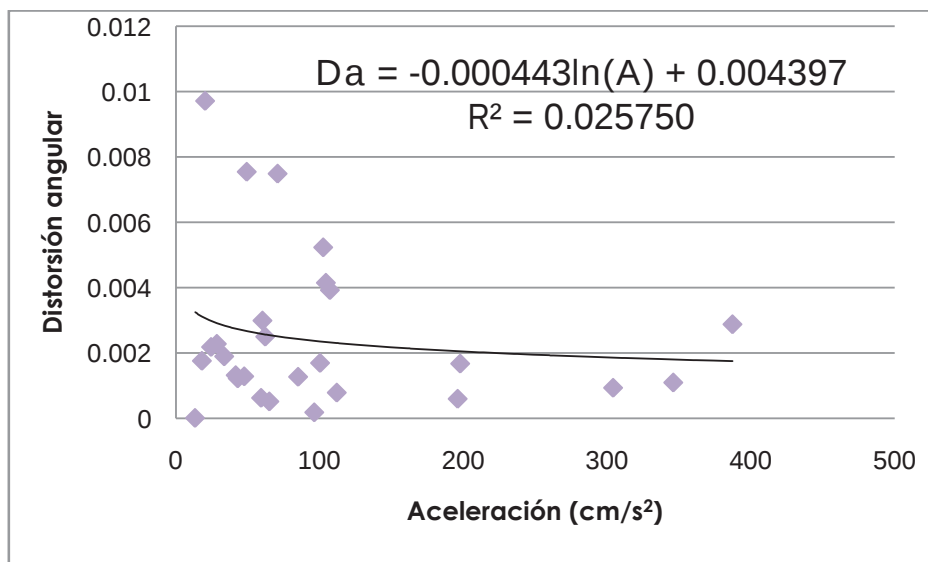


Figura 96. Distorsión angular del apoyo 3 en dirección longitudinal del puente.

Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos.

Facultad de Ingeniería Civil

Yoatzin López Casillas

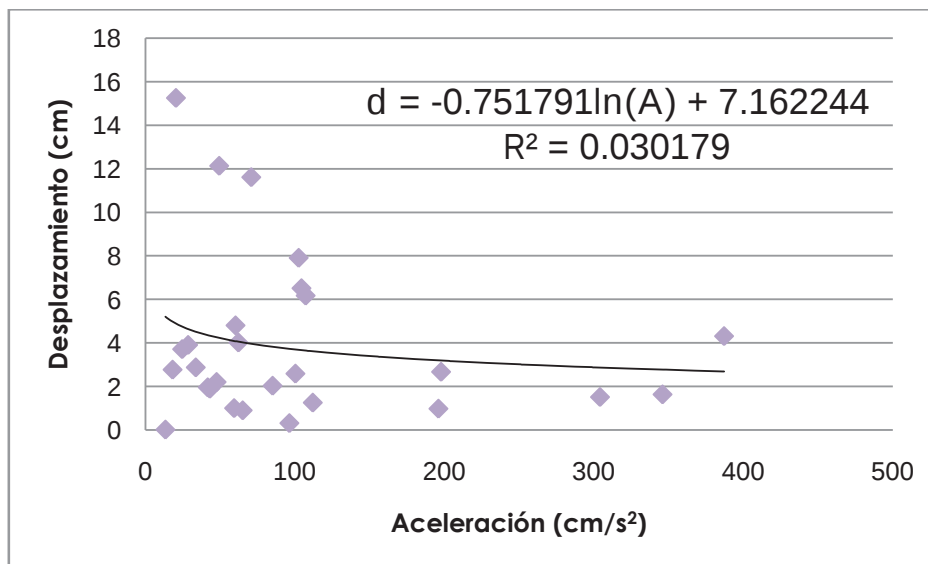


Figura 97. Desplazamiento del nudo A en dirección longitudinal del puente.

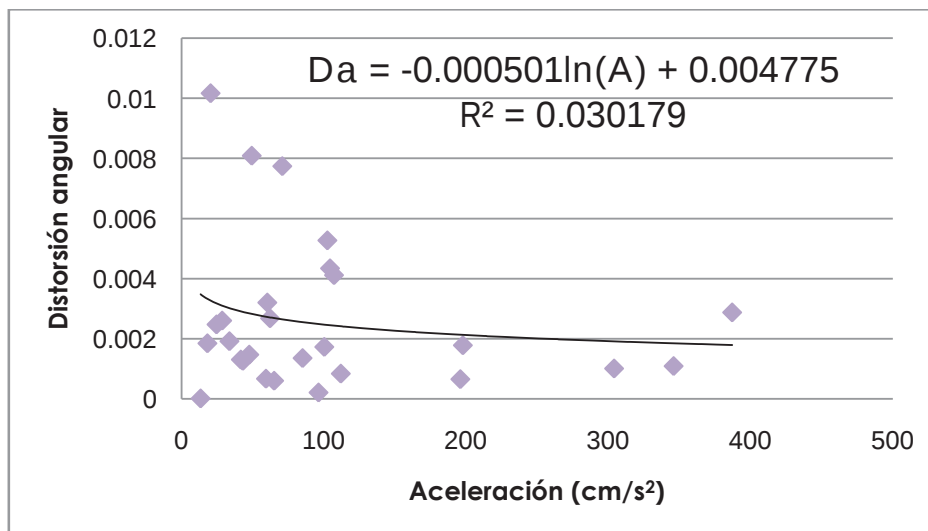


Figura 98. Distorsión angular del nudo A en dirección longitudinal del puente.

La tendencia de la distorsión angular en los modelos escalados específicamente es notablemente diferente a la obtenida con los modelos no escalados. Esto es debido a que al escalar, las amplitudes de los movimientos sísmicos se modifican por el factor de escala. Dicho factor multiplica a la historia de aceleraciones del registro, de tal manera que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura es diferente a los registros reales y en las figuras anteriores se mantuvo la aceleración máxima del terreno para identificar cada registro.