



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Estudio de falla en el puente esviado La
Ventosa tras el sismo del 7 de
septiembre de 2017**

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Miguel Piña Magdaleno

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Adrián Pozos Estrada



Ciudad universitaria, Cd. Mx., 2022

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México, a la facultad de ingeniería y a todos los docentes por los conocimientos, la formación y el apoyo que me han brindado en todos estos años.

Al Dr. Adrián Pozos Estrada por su ayuda y asesoría en la elaboración del presente trabajo.

A mi familia por todo el apoyo y comprensión que han tenido en las decisiones que he tomado.

Dedicatorias

A mi mamá, Rosario Magdaleno, y a mi papá, Miguel Piña, por todo el sacrificio, apoyo, cariño e innumerables enseñanzas. Gracias por todo.

A mis hermanos por ayudarme en las diferentes etapas escolares y personales, también por sus consejos. Gracias.

A mis amigos Luis F. Eslava, Aldo N. Adán, Erick D. Peñafiel y Armando Nápoles por su amistad, su compañía y ayuda brindada durante todo este tiempo. Gracias.

A todos aquellos que en algún momento de mi vida me han ayudado y hecho compañía, así como por los consejos que han ayudado a mi formación como persona.

“Si he visto más lejos es porque estoy sentado sobre los hombros de gigantes.”

-Isaac Newton 1676-

Resumen

En el presente trabajo de investigación se efectuó el análisis de un puente esviado ubicado en la Ventosa Oaxaca, el cual tuvo una falla por rotación del tablero tras el sismo del 7 de septiembre del 2017. Para ello, se hizo uso de los registros sísmicos tomados por estaciones cercanas al puente.

Se analizaron las condiciones previas del puente y con estos datos, junto con el software SAP2000, se creó un modelo el cual fuera lo más cercano al real. También se utilizaron múltiples casos para el análisis con la finalidad de recrear las condiciones de fuerzas incidiendo de manera aleatoria que se pueden presentar en un sismo.

Finalmente se presentan los resultados obtenidos y un análisis de los mismos, demostrando las condiciones bajo las que el puente se encontraba posterior al sismo y si es que este debió fallar. Con relación a los resultados se determinaron algunas observaciones y recomendaciones para este tipo de puentes.

Abstract

The analysis of a skewed bridge located in la Ventosa Oaxaca was investigated in this work. The bridge had a failure due to the rotation of the deck during the earthquake occurred in September 7th, 2017. For the analyses, seismic records from seismic stations close to the bridge were used.

Data from the bridge before the failure was collected, and a mathematical model of the bridge as close to the actual bridge was developed in SAP200. Several cases were considered in order to include the random forces that can act during an earthquake.

The numerical results and its analysis are presented, emphasizing the conditions of the bridge after the earthquake and some comments regarding if the bridge should have failed. Based on the results some conclusions and recommendations are drawn.

Índice

Objetivos	1
Hipótesis.....	1
Justificación.....	1
Capítulo 1. Puentes	2
1.1 Concepto de puente	2
1.2 Tipos de puentes	2
1.2.1 Por carga que soportan.....	2
1.2.2 Por su trazo horizontal	3
1.2.3 Por su trazo vertical.....	4
1.2.4 Por el material empleado en la construcción.....	5
1.2.5 Por la movilidad o inmovilidad de la superestructura.	5
1.3 Componentes	6
1.4 Efectos sísmicos en puentes.....	7
Capítulo 2. Descripción de los daños observados en el puente la ventosa debidos al sismo 7 de septiembre de 2017	10
2.1 Descripción del puente de estudio.....	10
2.2 Descripción del evento sísmico.....	15
2.3 Daños provocados por el evento sísmico.....	22
Capítulo 3. Modelación matemática y cargas sísmicas.....	37
3.1 Aspectos generales.....	37
3.2 Descripción de las cargas	44
Capítulo 4. Análisis sísmicos y resultados	45
4.1 Análisis tiempo historia.....	45
4.2 Respuestas.....	46
4.2.1 Desplazamientos.....	46
4.2.2 Aceleración	48
4.2.3 Rotación	50
4.2.4 Fuerza en topes sísmicos	52
Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones	56

Objetivos

- Demostrar los efectos sísmicos en puentes esviados, enfocándose en la falla por rotación.
- Conocer si el puente esviado La Ventosa, era propenso a fallar tras el sismo del 7 de septiembre de 2017.
- Demostrar la importancia de los topes sísmicos en este tipo de estructuras.

Hipótesis

Existen diferentes tipos de puentes de acuerdo a su geometría, sin embargo, no todos se comportan de la misma manera cuando se les somete a las acciones de fuerzas sísmicas, por ende, la importancia del análisis y diseño en los apoyos del puente ayudará a evitar fallas particulares de cada tipo de puente.

Justificación

En la construcción de puentes carreteros en México, es común dar una mayor importancia a las cargas que tendrá que soportar el puente, dando una menor importancia a las condiciones de apoyo, por lo que, en las construcciones de éstos, se colocan neoprenos y topes sísmicos con un diseño simplificado o nulo, ya que se optan por utilizar diseños ya existentes. Por otro lado, también se llegan a omitir algunos datos como la geometría del puente, la cual puede llegar a determinar si es más propenso a un tipo específico de falla, como la rotación.

Capítulo 1. Puentes

1.1 Concepto de puente

Los puentes son estructuras elevadas que comunican dos extremos separados, estos tienen como objetivo acortar los tiempos de traslado mejorando así la comunicación y transporte de una ciudad a otra o, dentro de las mismas ciudades, como una alternativa para el desfogue vehicular. Para lograr tales fines, es necesario conocer los siguientes aspectos:

- Buscar que los costos por construcción y mantenimiento sean los mínimos pero que no afecten negativamente a la construcción.
- Evitar daños a causas naturales, y en caso de ser necesario, llevar a cabo construcciones secundarias que ayuden a mantener una mínima afectación.
- Colocar el tipo de cimentación acorde a los estudios realizados, tomando en cuenta factores como sismos, vientos, sobrecarga, tipo de suelo, y acorde al tipo de fallas que se pueden llegar a presentar.
- En caso de que el puente se encuentre sobre algún río, colocar obras de excedencia que mantengan el nivel máximo de agua estable, con lo que se evitaran problemas como desborde del agua sobre el puente o sobre carga del agua en los apoyos del mismo.
- Considerar la alineación general del camino.
- Aspectos topográficos.
- Aspectos hidráulicos.
- Aspectos geológicos.

1.2 Tipos de puentes

La clasificación de los puentes varía de acuerdo a los parámetros que se quieran evaluar, siendo más comúnmente empleados los siguientes tipos de clasificaciones:

- Por carga que soportan.
- Por su trazo horizontal.
- Por su trazo vertical.
- Por el material empleado en la construcción.
- Por la movilidad o inmovilidad de la superestructura.

A continuación, se desglosa en qué consiste cada una de estas clasificaciones.

1.2.1 Por carga que soportan

- Carreteros: Estructuras para el tránsito de vehículos motorizados, son diseñadas con las características necesarias para ser utilizadas por todo tipo de vehículos.
- Ferroviarios: Puentes diseñados específicamente para ferrocarriles, dan una alternativa de paso para minimizar tiempos de recorrido y distancia.

- Ductos: Principalmente conocidos como acueductos, permiten el paso del agua llevándola a su lugar de destino. Este tipo de puentes pueden ser diseñados para actuar en conjunto con algún otro tipo de los puentes anteriormente mencionados.
- Peatonales: Son diseñados exclusivamente para el paso de peatones.

La Figura 1.1 ilustra algunos tipos de puentes según su uso.



Figura 1.1 Tipos de puentes según su uso (Google imágenes)

1.2.2 Por su trazo horizontal

- Normales: Son puentes en los cuales el tablero (visto en planta) conserva una geometría de 90° entre todos sus ángulos, dicho de otra forma, que tiene un tablero rectangular (Figura 1.2).



Figura 1.2 Descripción grafica de un puente normal o recto (Cymper, 2017)

- Esviajados: Son puentes en los cuales el tablero (visto en planta) no cuentan con una geometría de 90° entre todos sus ángulos, por lo cual no es rectangular y pueden tener formas trapezoidales o romboidales (Figura 1.3).

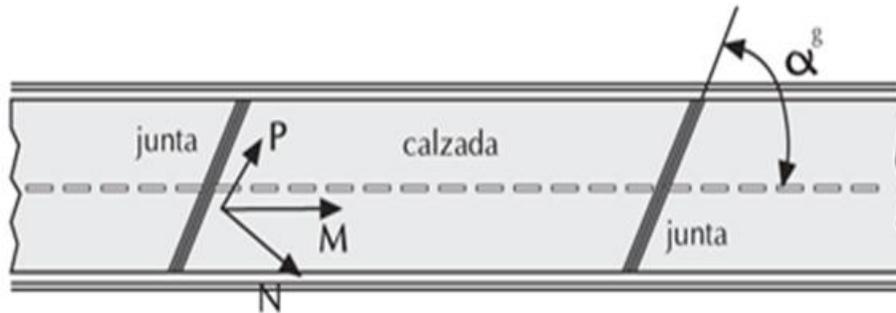


Figura 1.3 Descripción grafica de un puente esviajado (Cymper, 2017)

- En Curva: Debido a las condiciones que presenta el sitio, es necesario hacer una curva para guiar el camino. Para este tipo de puentes existen dos variantes, una en que la curva es circular y otra en la que se utiliza una espiral (Figura 1.4).

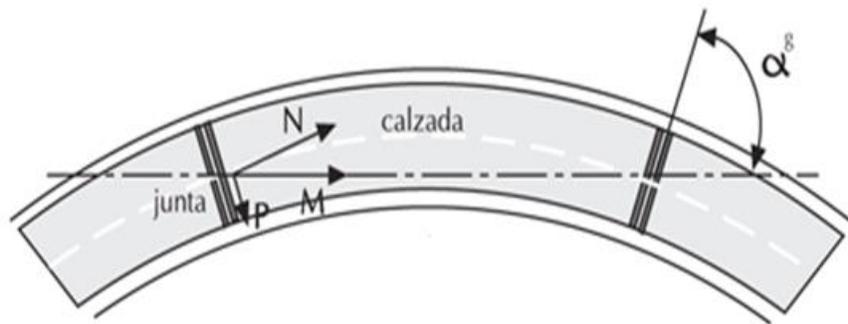


Figura 1.4 Descripción grafica de un puente curvado (Cymper, 2017)

1.2.3 Por su trazo vertical.

- Tangente horizontal: Son puentes que están perfectamente horizontales, esto debido a que ambos extremos del puente se encuentran a una misma elevación (Figura 1.5).



Figura 1.5 Puente con trazo de tangente horizontal (123RF, s.f)

- Tangente inclinada: Son puentes en los que las condiciones del terreno hacen que el inicio y fin del mismo no se encuentren a una misma elevación lo que provoca una pendiente (Figura 1.6).



Figura 1.6 Puente con trazo de tangente inclinada (123RF, s.f)

- En curva vertical: Al igual que en el caso de tangente inclinada, debido a las condiciones del terreno, se presentan concavidades superiores e invertidas, dependiendo de la forma es que reciben su nombre.
 - Cresta: Cuando la concavidad es superior (Figura 1.7).
 - Columpio: Cuando la concavidad es inversa.

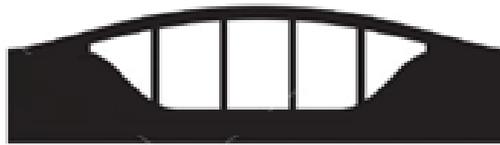


Figura 1.7 Puente en curva vertical tipo cresta (123RF, s.f)

1.2.4 Por el material empleado en la construcción.

- Madera: Pueden utilizarse maderas rollizas o labradas.
- Mampostería.
- Concreto.
 - Reforzado: Concreto con varillas de acero.
 - Ciclópeo: Es aquel que está formado por una mezcla cuyos pétreos se componen hasta en un 60% por fragmentos de roca con una masa máxima de treinta kilogramos por pieza, que se colocan a mano embebidos en el concreto normal, en su lugar definitivo en la obra.
 - Presforzado: Concreto que es vertido en una cimbra donde se encuentra el acero previamente esforzado y, una vez alcuizada cierta resistencia del concreto, los aceros son soltados.
- Metal.
 - Placas de acero

1.2.5 Por la movilidad o inmovilidad de la superestructura.

- Fija: Puentes que no tienen ninguna movilidad, son completamente estáticos.
- Móvil: Puentes que cuentan con alguna articulación o mecanismo que permiten su movilidad.
 - Levadiza: Son puentes que cuentan con un mecanismo el cual eleva una sección del puente de manera vertical (Figura 1.8).

- Giratoria: Estos puentes cuentan con una columna central donde se encuentra una plataforma con un mecanismo giratorio, lo que permite su giro de manera horizontal.
- Basculante: Son puentes que tienen un mecanismo que eleva de manera vertical una parte del puente mientras la otra permanece fija, siendo que la forma en la que es elevado corresponde a una circunferencia vertical.
- Deslizante.



Figura 1.8 Puente con movilidad levadiza (123RF, s.f)

1.3 Componentes

Los puentes, al igual que la mayoría de las construcciones, se pueden dividir estructuralmente en tres componentes:

- Infra estructura o cimentación.

Es aquella infraestructura que se coloca en el terreno para cumplir con la función de transmitir las cargas del puente al terreno, así como dar un soporte y estabilidad al mismo. Se consideran dos tipos de cimentación, superficiales y profundas, dentro de las cuales también se puede llegar a considerar el tipo de suelo o roca como parte de la cimentación.

- Subestructura.

Son los elementos que transmiten las cargas de la superestructura a la cimentación, están conformados principalmente por estribos, caballetes, pilas y/o pilotes.

- Superestructura.

Son los elementos que actúan en conjunto para soportar y transmitir a los apoyos todas las cargas posibles que se presenten en la calzada del puente. Los elementos que conforman a la superestructura son la losa de piso y debajo de ella traveses longitudinales ligadas por diafragmas transversales.

En la figura 1.9 y 1.10 se muestran los componentes estructurales de un puente.

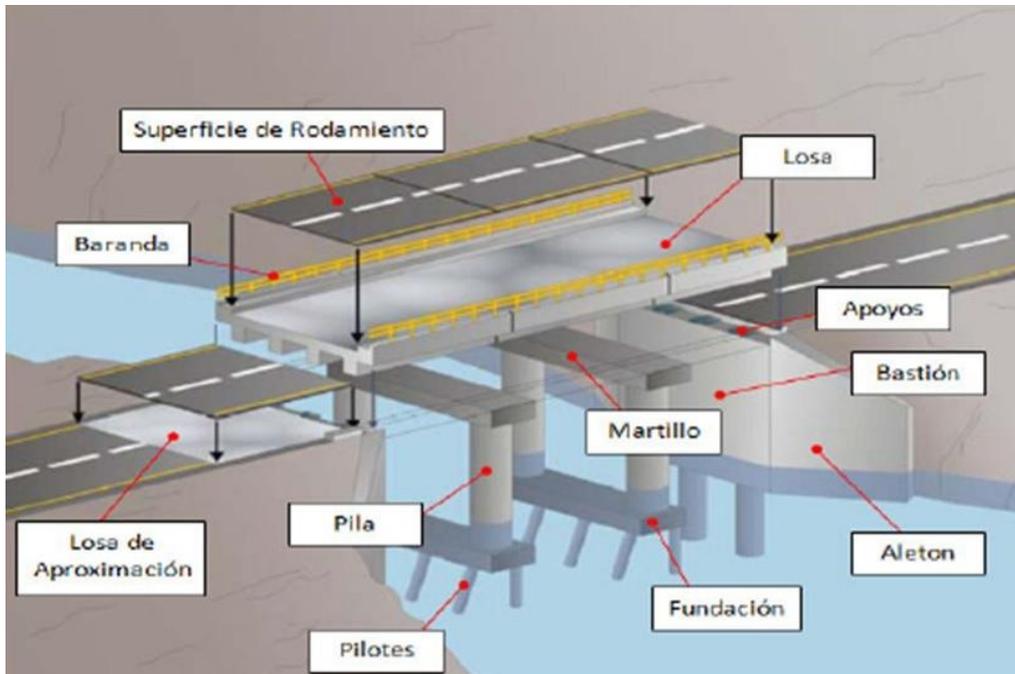


Figura 1.9 Descripción de las partes que conforman un puente (Puentes, s.f)

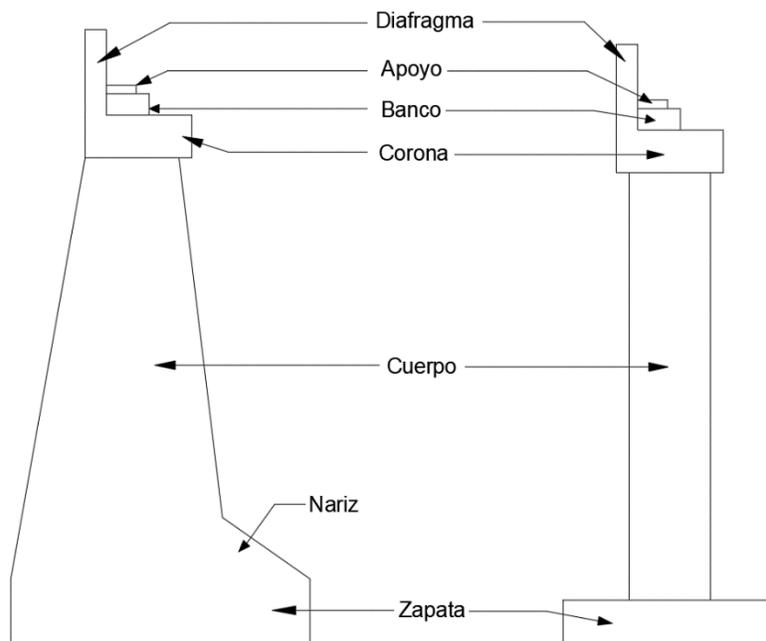


Figura 1.10 Tipos de estribos y partes que lo componen

1.4 Efectos sísmicos en puentes.

Debido a la cercanía con la zona donde mayores temblores se presentan por el movimiento de las placas tectónicas, los puentes se ven sometidos a diferentes movimientos los cuales aumentan la ocurrencia de alguna falla. Dentro de las fallas más comunes que se pueden presentar se encuentran las siguientes.

1.4.1 Falla por sobre carga

Estas fallas se pueden deber a que la capacidad de carga del puente se ve rebasada por los usuarios o alguna condición donde se produzca la sobre carga (vientos fuertes, granizo, grandes afluentes de agua). En el caso de los sismos, la sobre carga se produce por los movimientos telúricos, los cuales pueden ser de manera horizontal (movimientos oscilatorios) o verticales (movimientos trepidatorios).

1.4.2 Falla por colisiones

Para evitar que los puentes generen fallas por expansiones y contracciones, entre sus juntas se deja un pequeño espacio, de igual manera, algunos elementos del puente se encuentran separados de la estructura o son simplemente apoyados, esto lleva a que, al momento de generarse los sismos, los elementos actúen de manera independiente y colisionen entre ellos, por lo que es importante tomar en cuenta este aspecto en el diseño. Por otra parte, también existen objetos externos que pueden provocar fallas; como lo serían las colisiones de automóviles pesados, colisiones de embarcaciones, entre otras.

1.4.3 Fallas por deterioro

Estas fallas se generan por la erosión que sufren los puentes ya sea por su entorno, por su poco mantenimiento o por haber cumplido su periodo de vida. En los sismos son más propensos a la falla debido a las condiciones en las que se encuentran.

Una vez ocurrido un evento sísmico, es probable que el puente llegue a la falla o no, sin embargo, es indispensable hacer revisiones estructurales a lo largo del puente, lo cual nos dará indicios de si se necesita algún mantenimiento o puede operar sin problemas. Es gracias a este tipo de revisiones que se han podido apreciar los tipos de daños que reciben los puentes después de uno de estos eventos naturales.

1.4.4 Asentamientos en los accesos

Son desniveles verticales de hasta 20 cm que se producen entre la rasante del terraplén de acceso y la del puente. Estos asentamientos llegan a generar agrietamientos longitudinales del terraplén. Son principalmente producidos en suelos blandos o donde se encuentra un cruce con los mismos, ya que los cimientos se colocan a una mayor profundidad que el terraplén el cual se encuentra de manera superficial.

1.4.5 Desplazamiento transversal

Como su nombre lo indica, son desplazamientos que se generan de manera horizontal, principalmente, son pequeños los desplazamientos, sin embargo, tras eventos sísmicos importantes, se han registrado desplazamientos mayores a 20 cm. En los últimos años se han implementado “topes” los cuales son apéndices que sobresalen de la corona y su función principal es evitar este tipo de desplazamiento.

1.4.6 Daños en juntas de dilatación

Como se mencionaba en las fallas por colisiones, las juntas de dilatación son espacios que permiten este comportamiento sin generar daños a la superestructura, sin embargo, tras eventos sísmicos se generaban zonas donde los espaciamientos eran mayores, menores o había ocurrido algún tipo de colisión de los elementos.

1.4.7 Daños en apoyos

Se presentan principalmente por ser las zonas donde la superestructura transmite todas sus cargas a la subestructura. Los apoyos que se han utilizado son de acero, concreto con plomo y placas metálicas rodeadas de placas de neopreno, donde los primeros al ser completamente de acero, tanto hacerlos como darles mantenimiento, resultaban ser demasiado costosos; los segundos apoyos no tenían un correcto comportamiento entre el concreto y las placas de plomo y, finalmente, las placas de acero con cubierta de neopreno, mostraron ser de mayor utilidad por su comportamiento elastomérico. La mayoría de daños que reciben los apoyos después de un sismo, son daños por aplastamiento en los metales y neopreno; también se presenta molido en el concreto y, en las juntas entre placas, se pueden llegar a observar desplazamientos horizontales, siendo que, si se encontraban unidos por algún medio, son separados por acción de fuerzas cortantes.

1.4.8 Daños en muros de contención

Los principales daños que sufren son agrietamientos, desprendimientos en algunas secciones y son propensos a fallas por empuje.

1.4.9 Daños en subestructura

Los elementos que conforman la subestructura llegan a presentar daños por asentamiento diferencial en sus apoyos, dislocamientos y fractura de juntas, fracturas verticales por aplastamiento, fuerzas cortantes y desconchamientos en pilas, pilotes, estribos y/o caballetes.

1.4.10 Daños en superestructura

Estos daños son principalmente los descritos anteriormente en los apoyos y juntas.

Capítulo 2. Descripción de los daños observados en el puente la ventosa debidos al sismo 7 de septiembre de 2017

2.1 Descripción del puente de estudio

El puente se encuentra ubicado en la Supercarretera Salina Cruz – La ventosa sobre la desviación Acayucan – Minatitlán ($16^{\circ}35'13.6''N$ $94^{\circ}56'34.8''W$) a 3 kilómetros de la localidad de La Ventosa, correspondiente al kilómetro 185D en el estado de Oaxaca (Figura 2.1 y 2.2).

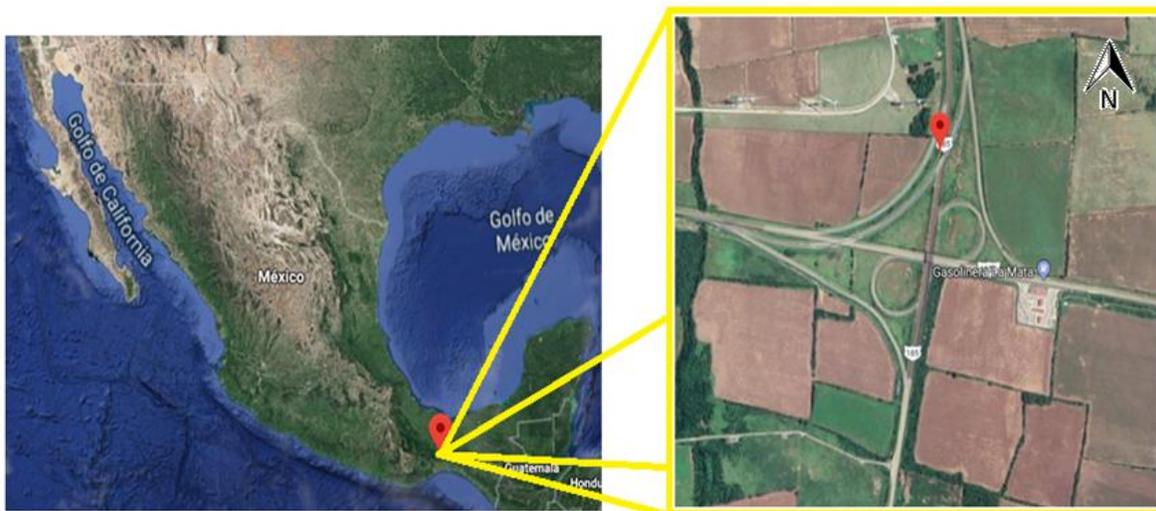


Figura 2.1 Ubicación de puente esviado en La Ventosa, Oaxaca.



Figura 2.2 Croquis del sitio de estudio.



Figura 2.3 Puente en La ventosa antes del evento sísmico.

Este puente se encuentra en una zona con flujos vehicular bajo, pero donde pueden transitar todo tipo de vehículos (Figura 2.3). Cuenta con un solo carril en una dirección cuyo trazo tiene una pequeña curvatura debido a la desviación que se presenta de la Supercarretera Salina Cruz – La ventosa a su incorporación con la Carretera Transistmica, esto hace que el puente tenga que ser esviado, sin embargo, las dimensiones del puente entre sus puntos de apoyo son iguales, debido a que en el centro del puente se cuenta con

el espacio suficiente para que la superficie de rodamiento conserve la curva y además cuente con un sobre ancho a cada lado, de los cuales uno es más pequeño que el otro (Figura 2.4).



Figura 2.4 Imagen satelital del puente en La Ventosa.

El puente cuenta con un tablero de concreto reforzado el cual tiene un espesor de 20 cm dentro de los cuales 5 cm son de asfalto; el ancho del tablero es de 7 m y, al ser un puente esviado, sus lados largos son de 25 metros y los lados cortos son de 16 m, donde se tienen un ángulo de esviaje de 26° (Figura 2.5 y 2.6).



Figura 2.5 Dimensiones en planta del puente.

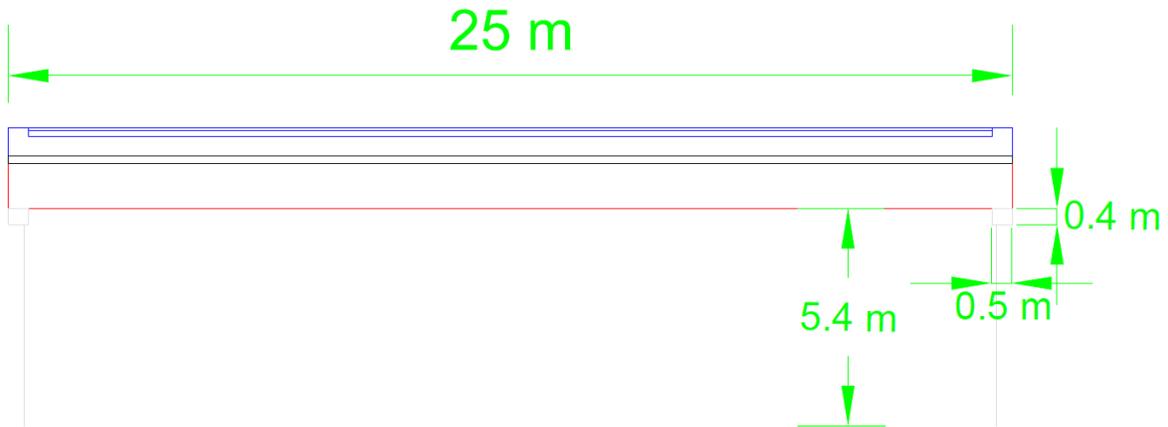


Figura 2.6 Dimensiones en trazo longitudinal (vista lateral)

Las traveses en las cuales se encuentra apoyado el tablero, son de acero formando un perfil tipo doble T, las cuales tienen un peralte de 0.93 m, el espesor del alma es de 2 cm, mientras que los patines cuentan con un ancho de 0.42 m con un espesor de 4 cm (Figura 2.7). Cada una de las traveses se encuentra situada a 1.5 m de sus centros.

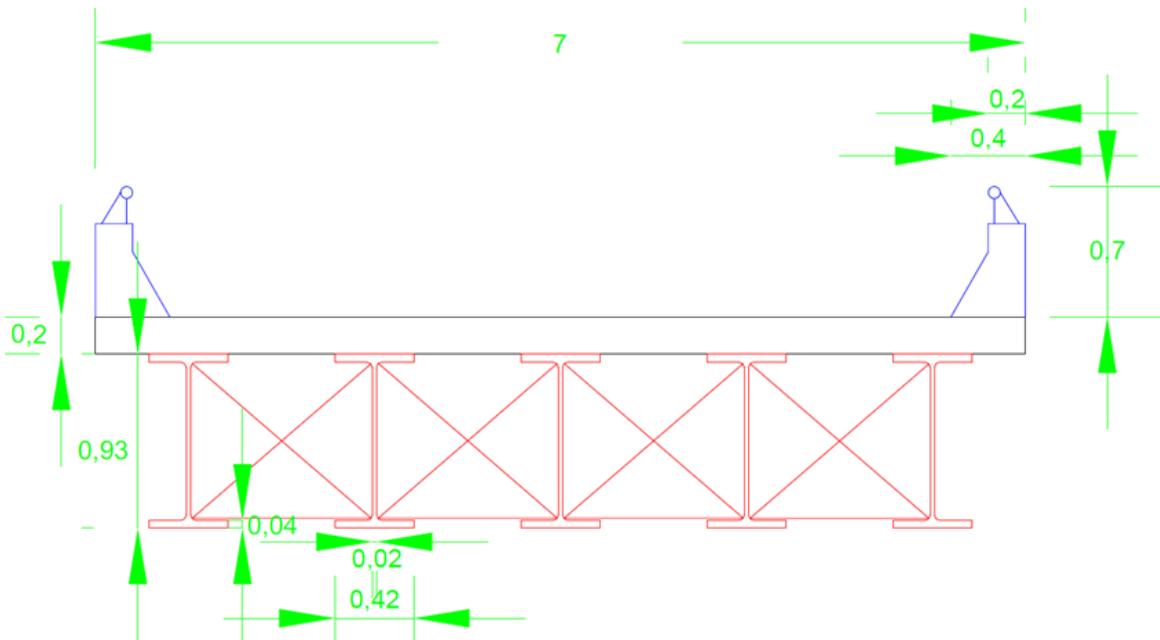


Figura 2.7 Vista transversal del tablero (dimensiones en metros)

El contraventeo que se tiene entre cada una de las vigas, están formados por dos ángulos de acero soldados en forma de T, cada ángulo tiene un ancho de 3.8 cm y un espesor de 0.5 cm en ambos lados (Figura 2.8). Los contraventeos están situados de manera perpendicular a las vigas a con una distancia de 2.5 m entre cada uno, además, están colocados de manera horizontal y vertical.

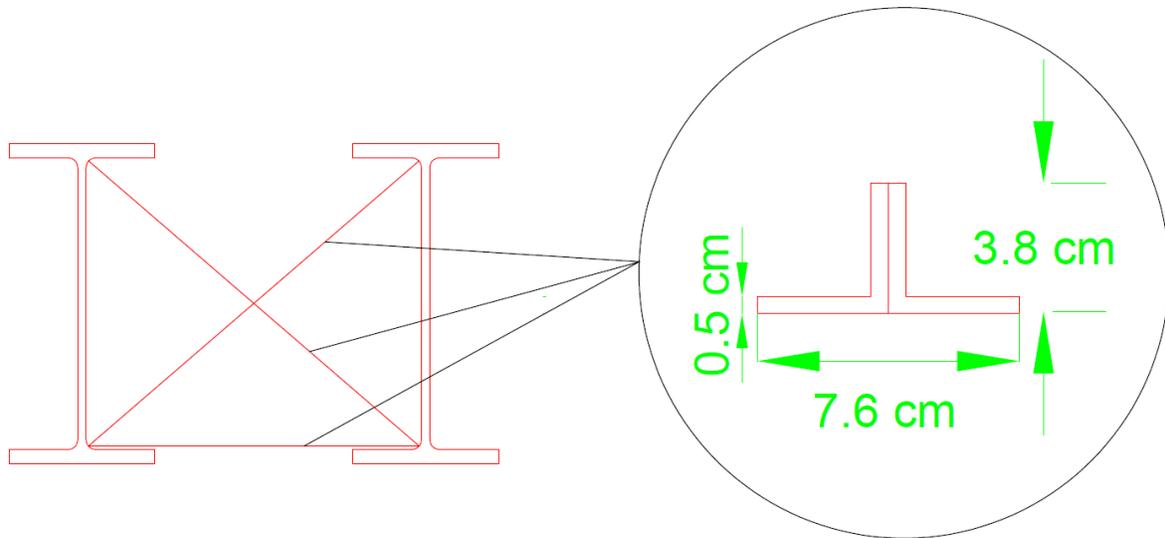


Figura 2.8 Detalle del contraventeo.

Bajo cada una de las vigas que sostiene el puente, se encuentra una almohadilla que proporciona un soporte elastomérico hecho a partir de capas de neopreno con refuerzo de placas de acero. El soporte de neopreno está constituido por capas externas del mismo material que tienen un espesor aproximado de 0.64 cm, mientras que las capas internas tienen un espesor aproximado de 0.95 cm; en cuanto a las capas de refuerzo de acero, éstas cuentan con 0.3 cm de espesor por placa, siendo un total de 9 placas de refuerzo. En cuanto a las dimensiones totales del soporte, tiene una longitud y ancho de 45.72 cm y un espesor total de 11.58 cm (Figura 2.9).

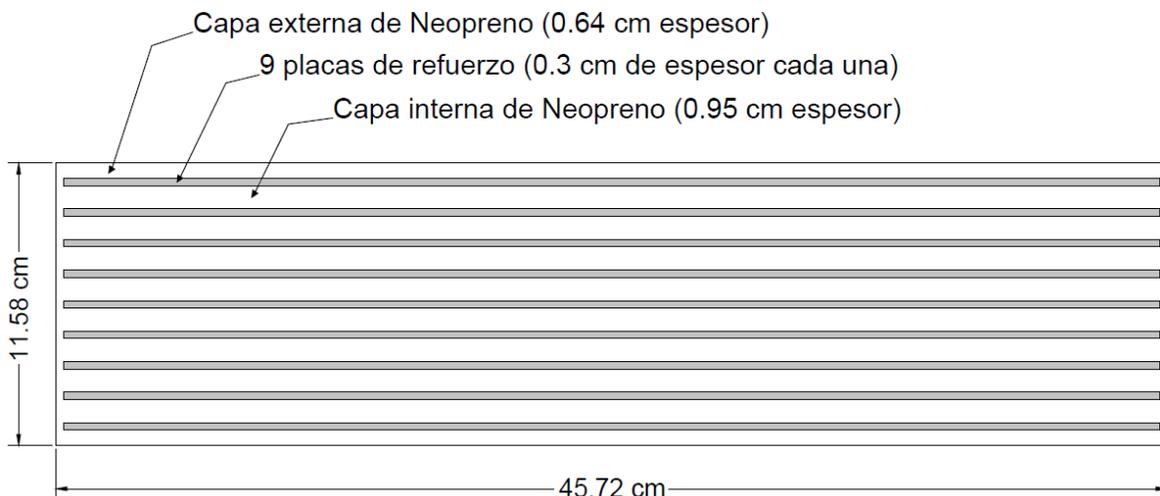


Figura 2.9 Detalle del apoyo elastomérico.

2.2 Descripción del evento sísmico

El día 7 de septiembre del año 2017, ocurrió un sismo a las 23 horas con 49 minutos (hora local), el cual se originó a 140 km al suroeste de Pijijiapan en el estado de Chiapas (Lat: 14.761°, Long: -94.103°). Este sismo tuvo una profundidad de 45 kilómetros con una magnitud de 8.2 Mw y una duración aproximada de 3 minutos (Figura 2.10).

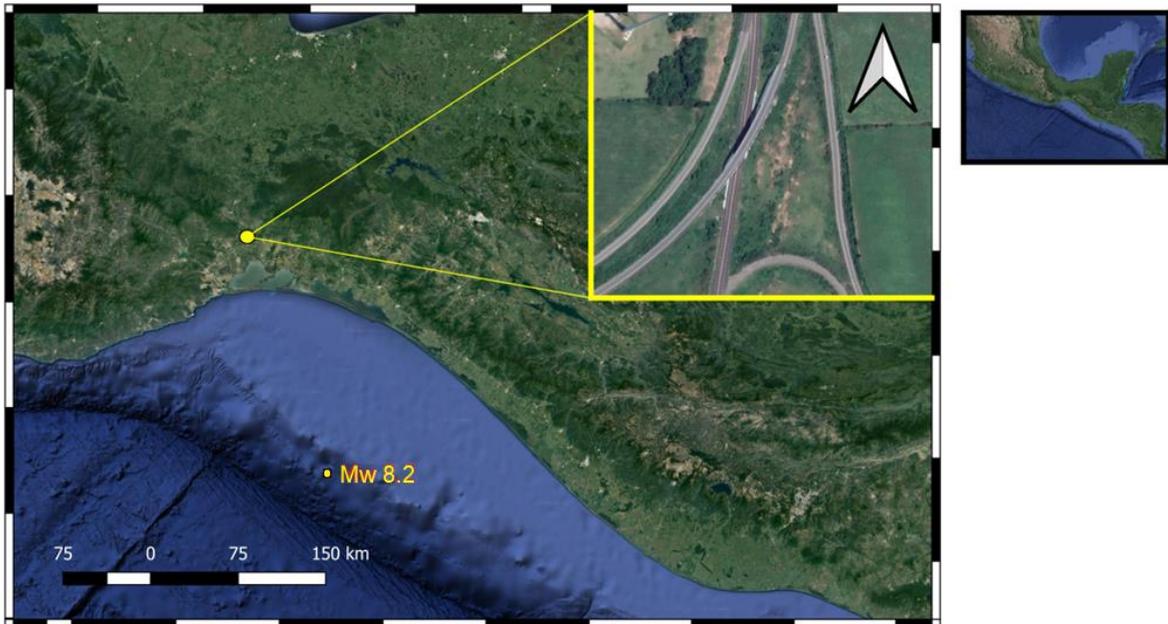


Figura 2.10 Epicentro del sismo del 7 de septiembre 2017

Los datos de este evento sísmico fueron obtenidos mediante los registros de tres estaciones sismológicas pertenecientes al Instituto de Ingeniería en colaboración con el Servicio Sismológico Nacional (SSN), siendo la estación de Niltepec, la estación de Puerto Ángel y la estación Tapachula las seleccionadas para poder obtener información debido a su cercanía al lugar de origen del sismo.

La estación sismológica de Niltepec, se encuentra ubicada en el colegio de Bachilleres en Santiago Niltepec, Oaxaca (16°33'54.6"N, 94°37'01.0"W). El suelo sobre el que se encuentra es roca; el dispositivo de registro cuenta con tres canales los cuales tienen un rumbo y orientación, siendo uno de los canales el que toma registro de la actividad not-sur, el segundo, toma la actividad oriente-poniente, y el tercer canal toma la actividad de manera vertical, con lo que se abarcan las direcciones típicas que se miden en los registros sísmicos.

La estación de Puerto Ángel, se localiza en el centro de salud SSA de Puerto Ángel, Oaxaca, a un costado de la calle José Vasconcelos (15°40'00.6"N, 96°29'25.8"W). Se ubica sobre un suelo de roca sedimentaria y, de forma similar a la estación Niltepec, cuenta con tres canales de recepción que se encuentran orientados de manera semejante.

La estación Tapachula, se encuentra localizada en la calle Emiliano Zapata No. 8, colonia Provenir dentro del Jardín de niños José Manuel Villalpando, Tapachula, Chiapas (14°55'21.6"N, 92°16'15.5"W). El tipo de suelo sobre el que se encuentra es blando, y el equipo de medición comparte características con las estaciones anteriores.

Las tres estaciones toman intervalos de muestreo a tiempos iguales, los cuales son de 0.01 segundos, de tal forma que se toman cien muestras por cada segundo.

De las diferentes estaciones, la estación de Niltepec se encuentra a poco más de 200 kilómetros del epicentro, mientras que la estación Puerto Ángel y la estación Tapachula se ubican a una distancia de 275 kilómetros y 198 kilómetros del epicentro respectivamente. La estación más cercana al puente de estudio es la estación Niltepec con una distancia de 35 kilómetros entre ambos puntos (Figura 2.11).



Figura 2.11 Ubicación de estaciones sísmológicas.

2.2.1 Registros sísmicos.

Para cada una de las aceleraciones obtenidas por las estaciones presentadas en la sección 2.2, se determinó la respuesta que estas tienen sobre la estructura mediante el cálculo de espectros de respuesta sísmica, para ello se hizo uso del método iterativo de Newmark, teniendo las consideraciones presentadas en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Parámetros empleados en el método de Newmark.

Intervalo de tiempo Δt [s]	0.01
Masa M [kg]	1
Fracción de amortiguamiento ζ	0.05
Valor β	$\frac{1}{4}$
Valor γ	$\frac{1}{2}$
Intervalo de periodo natural [s]	0.1

Los cálculos fueron realizados mediante la programación del método de Newmark en el software Matlab (Apéndice A). Los resultados se pueden apreciar de manera gráfica en dos partes; la primera representa los espectros de respuesta para las componentes horizontales de la aceleración, los cuales son las respuestas en las direcciones norte-sur y oriente-poniente; la segunda parte muestra los espectros de respuesta con la componente vertical de la aceleración. También se puede apreciar la respuesta que arroja el programa PRODISIS (Programa de Diseño Sísmico) del Instituto Nacional de Electricidad y Energías Limpias (INEEL).

2.2.1.1 Estación Niltepec.

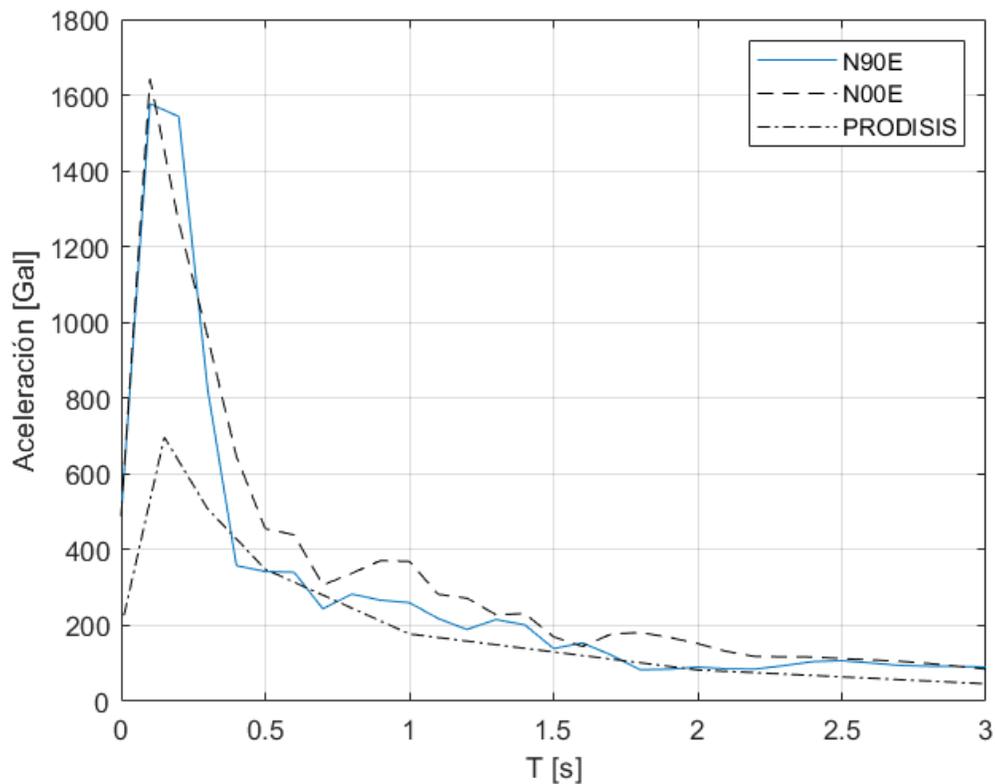


Figura 2.12 Espectro de respuesta sísmico horizontal para la estación Niltepec.

*La abreviación N00E corresponden al registro norte-sur.

*La abreviación N90E corresponden al registro oriente-poniente.

En el espectro de la figura 2.12 se puede observar que las aceleraciones máximas obtenidas son poco más del doble que las obtenidas de PRODISIS, siendo que éstas llegan a los 1600[Gal], mientras que las de PRODISIS oscilan alrededor de 670[Gal].

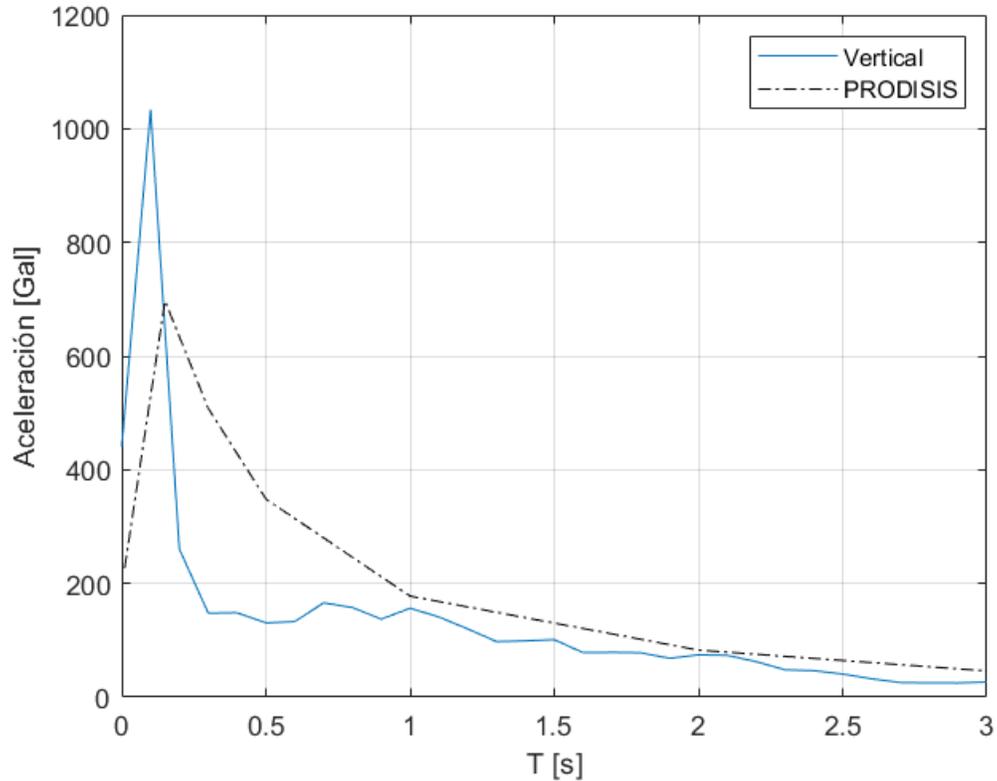


Figura 2.13 Espectro de respuesta sísmico vertical para la estación Niltepec.

En este espectro (figura 2.13) se puede apreciar que la aceleración máxima se produjo poco antes de la máxima obtenida por PRODISIS; sin embargo, ésta tuvo una reducción abrupta y posteriormente una reducción más suave.

2.2.1.2 Estación Puerto Ángel

En el espectro de respuesta con la componente oriente-poniente, posterior a su máxima aceleración, éste tuvo una reducción que se acercaba a la obtenida mediante PRODISIS, mientras que el registro norte-sur, presentó un incremento menor y un decremento más suave (figura 2.14).

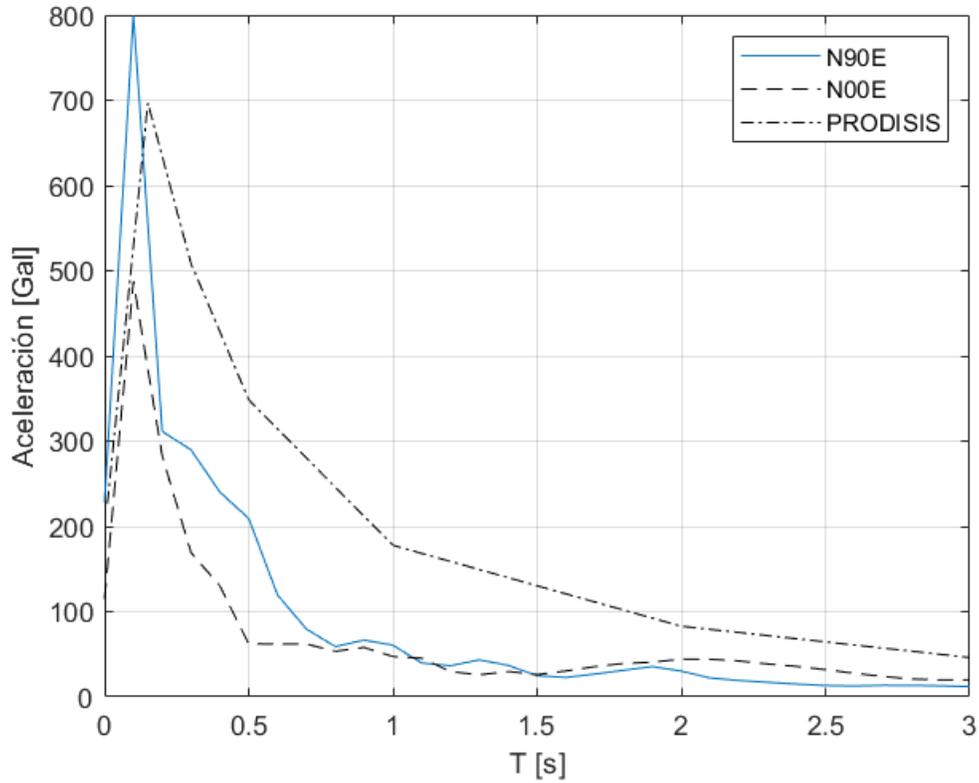


Figura 2.14 Espectro de respuesta sísmico horizontal de la estación Puerto Ángel.

*La abreviación N00E corresponden al registro norte-sur.

*La abreviación N90E corresponden al registro oriente-poniente.

Se observa en el espectro de respuesta de la componente vertical que la aceleración vertical máxima se ubica alrededor del periodo 0.05 s; sin embargo, en ningún momento llega a sobre pasar la obtenida por PRODISIS (Figura 2.15).

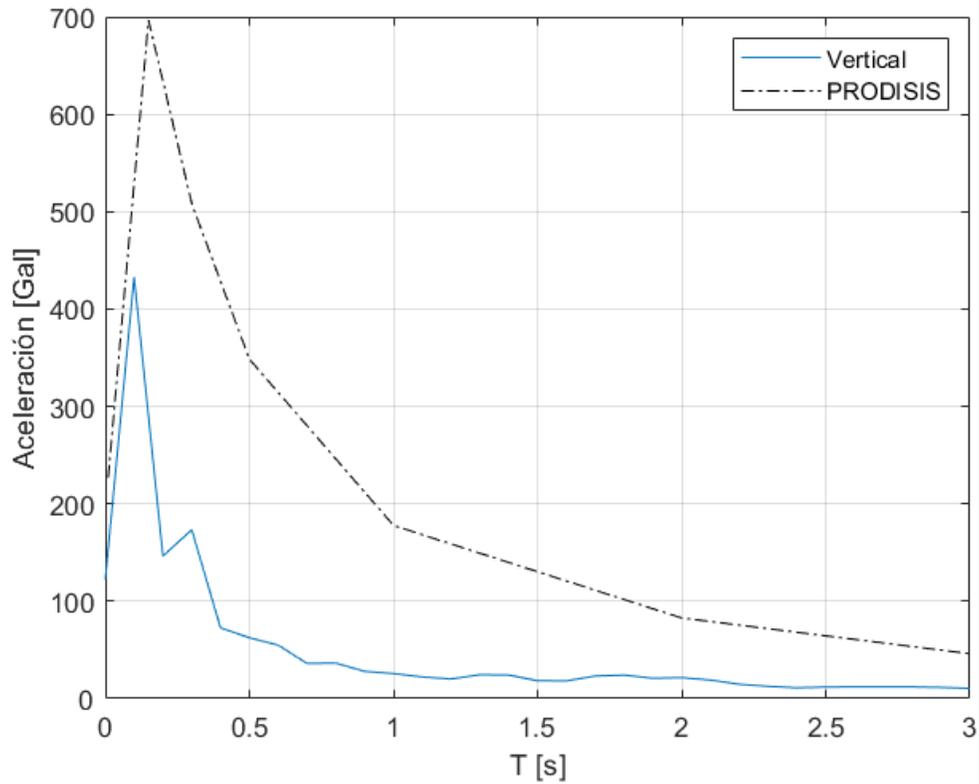


Figura 2.15 Espectro de respuesta sísmico vertical para la estación Puerto Ángel.

2.2.1.3 Estación Tapachula

Las aceleraciones presentadas en el espectro de respuesta sísmico de la figura 2.16, tanto para norte-sur como para oriente-poniente, son semejantes, siendo pequeñas las variaciones que las diferencian, y, en ambos casos, no superan las aceleraciones obtenidas de PRODISIS.

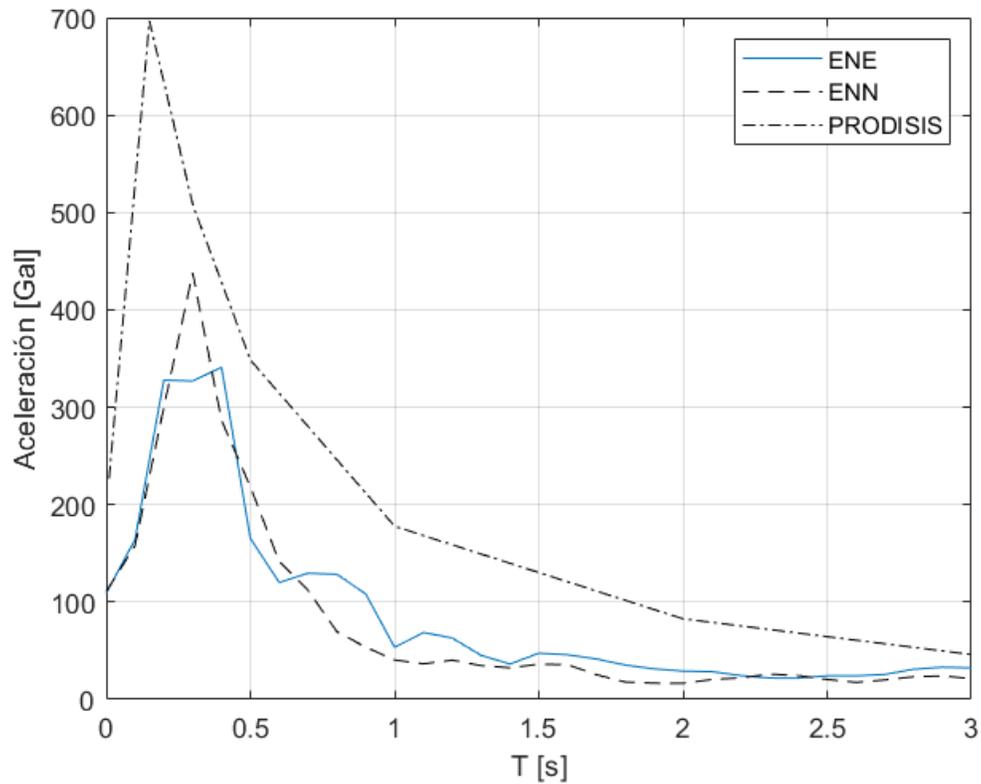


Figura 2.16 Espectro de respuesta sísmico horizontal para la estación Tapachula.

*La abreviación ENN corresponden al registro norte-sur.

*La abreviación ENE corresponden al registro oriente-poniente.

Para el espectro de respuesta de la componente vertical (figura 2.17), no se presentaron aceleraciones importantes, por lo cual éstas son mínimas comparadas con las obtenidas por PRODISIS.

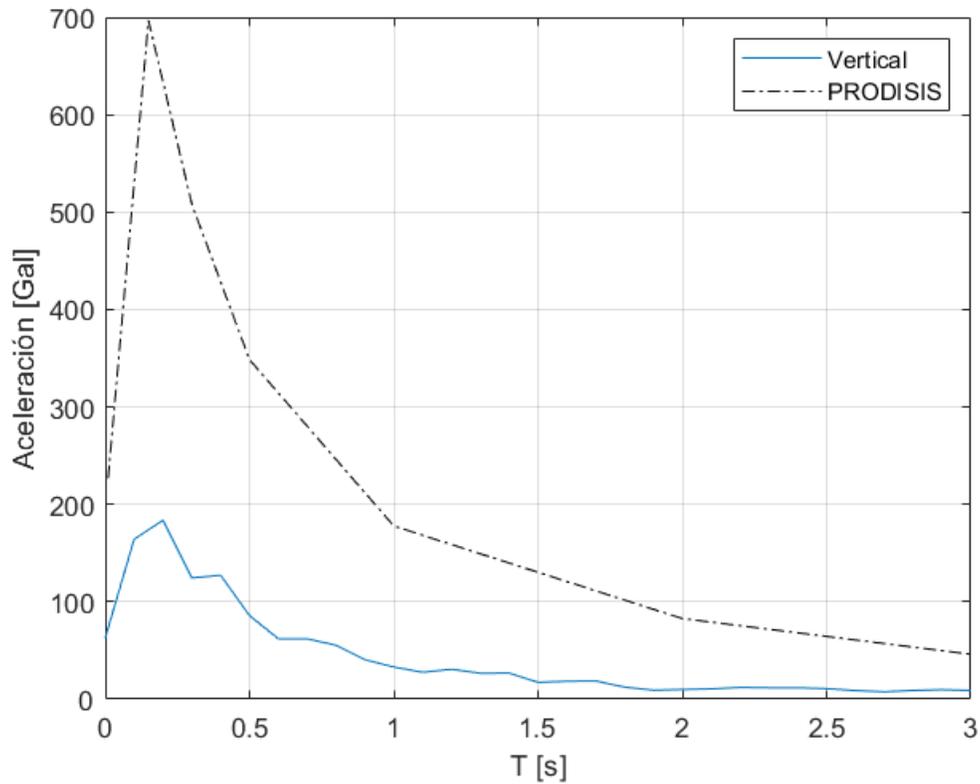


Figura 2.17 Espectro de respuesta sísmico vertical para la estación Tapachula.

2.3 Daños provocados por el evento sísmico.

2.3.1 Daños por rotación del tablero a nivel internacional.

Algunos ejemplos de puentes carreteros que fallaron debido a la rotación del tablero se presentaron durante el terremoto de 2010 en Chile, como se aprecia en las figuras 2.18 y 2.19. En las Figuras se indica con flechas el deslizamiento del tablero debido a la rotación.



- Desplazamientos del tablero
- Rotación de tablero

Figura 2.18 Daños en Atraveso Chada -Acceso Sur a Santiago (Unión, 2015)

En la figura 2.18 se aprecia el deslizamiento lateral del puente, con una separación de aproximadamente de 50 cm con respecto a su posición original.



Figura 2.19 Daños en PS FFCC Hospital -Santiago-Talca-Ruta 5 sur (Unión, 2015)

A diferencia del caso anterior, en la figura 2.19 el puente esviado, tras rotar, tuvo fallas en dos de sus secciones, provocando el colapso de ambas partes. Otro aspecto a resaltar es la falla de los topes sísmicos (ambos del lado derecho), los cuales tras fallar permitieron que la estructura siguiera girando y callera.

2.3.2 Daños observados en el puente ubicado en la Ventosa.

Tras el sismo de 2017, las zonas más afectadas fueron Chiapas, Tabasco y Oaxaca, siendo en esta última donde se presentó la rotación en el tablero del puente de estudio en La Ventosa.

El puente esviado, que además de tener los riesgos potenciales descritos en la sección 1.4, cuenta con una mayor probabilidad a girar (rotar), siendo que un giro hace referencia a los momentos actuantes en una dirección, por lo cual, se dice que es más propenso a fallas por giro cuando los momentos resistentes pueden ser superados con menores fuerzas actuantes (figura 2.20).

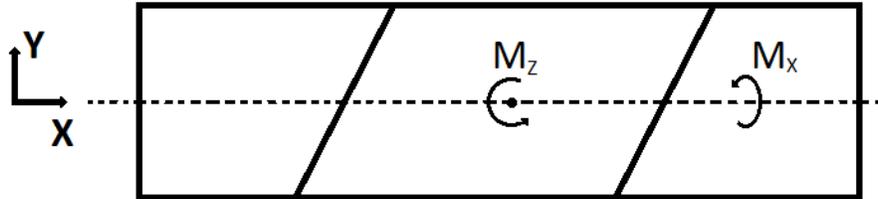


Figura 2.20 Momentos actuantes.

El giro que se presentó en el puente de estudio tras el sismo, provocó que se separara de sus apoyos, rotara sobre su eje vertical y, debido a la fuerza de choque, golpeo los topes sísmicos, los cuales no soportaron el impacto y terminaron por fallar (Figura 2.21).

Sin embargo, los topes sísmicos, pese a haber fallado, mantuvieron al puente sobre la corona evitando así que callera al tramo inferior de la carretera.



Figura 2.21 Efectos en puente esviado La Ventosa tras el sismo del 7/9/2017 (Pozos Estrada et al., 2017)

En las figuras 2.22 a 2.25 se puede apreciar que en un lado del puente se generó una separación significativa, mientras que el lado opuesto hubo un choque del puente contra el diafragma del estribo.



Abertura de la junta en puente dañado en La Ventosa, Oax.

Figura 2.22 Separación en la junta del puente tras sismo del 7/9/2017 (Pozos Estrada et al., 2017)



 INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

Abertura de la junta en puente dañado en La Ventosa, Oax.

Figura 2.23 Vista superior de la separación en la junta (Pozos Estrada et al., 2017)



Figura 2.24 Agrietamiento en carpeta asfáltica tras impacto del tablero con el estribo (Pozos Estrada et al., 2017)



Figura 2.25 Impacto del tablero con el diafragma del estribo (Pozos Estrada et al., 2017)

Posterior al evento sísmico, el puente presentó un aplastamiento en una de sus juntas y una separación en la junta opuesta, donde, la sección que sufrió aplastamiento, tuvo un pequeño desplazamiento de unos cuantos centímetros a sus costados, por otra parte, la junta que presentó una separación, tuvo un desplazamiento lateral significativo, por lo que el giro en el puente de estudio fue de mayor repercusión en esta última junta.

El desplazamiento lateral en la junta de aplastamiento fue de 3 centímetros (figura 2.27), aproximadamente, mientras que el que se presentó en la junta separada, fue poco más de 30 centímetros (figura 2.26).



Figura 2.26 Desfase máximo del tablero respecto al trazo carretero (Pozos Estrada et al., 2017)



Figura 2.27 Desfase mínimo del tablero respecto al trazo carretero (Pozos Estrada et al., 2017)

La normativa mexicana para Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares (N-PRY-CAR-6-01-005-01), indica en la sección “O” que en las juntas se debe de tener una longitud de apoyo mínima que se debe cumplir para evitar falla del puente por desplazamientos laterales (Figura 2.28). El cálculo de la longitud mínima de apoyo está dado por la ecuación 2.1.

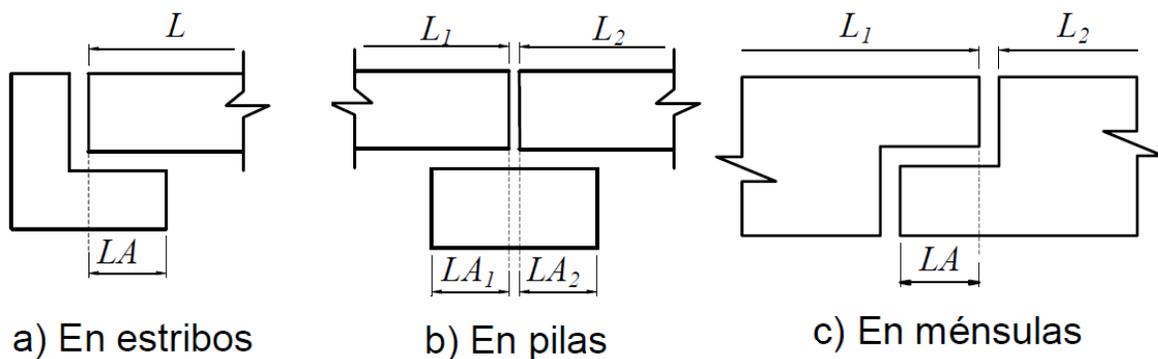


Figura 2.28 Longitud mínima de apoyo de acuerdo al tipo de apoyo.

$$LA = (30 + 0.25 * L + H) * (1 + 0.00012 * \alpha^2) \quad (2.1)$$

donde

LA= Longitud mínima de apoyo en (cm).

L= Longitud continua de la superestructura en (m).

H= Altura promedio de las columnas de la subestructura, H=0 para un solo claro.

α = Ángulo de esviaje.

Con las dimensiones de la figura 2.6, se lleva a cabo el cálculo obteniendo así el siguiente resultado.

$$LA_{Min} = (30 + 0.25 * 25 + 0) * (1 + 0.00012 * 26^2)$$

$$LA_{Min} = 39.3 = 40 [cm]$$

$$LA_{Min} = 0.4 [m] < LA = 0.5 [m]$$

De acuerdo a la normativa mexicana, la longitud mínima de apoyo es menor a la que se presenta en el puente, por lo tanto, se acepta el uso de la longitud de apoyo de 0.5 [m].

Una alternativa para el cálculo anterior, se puede tomar de la normativa chilena (Figura 2.29), donde la longitud de apoyo ($S_{E\theta}$) del puente está dada por la ecuación 2.2.

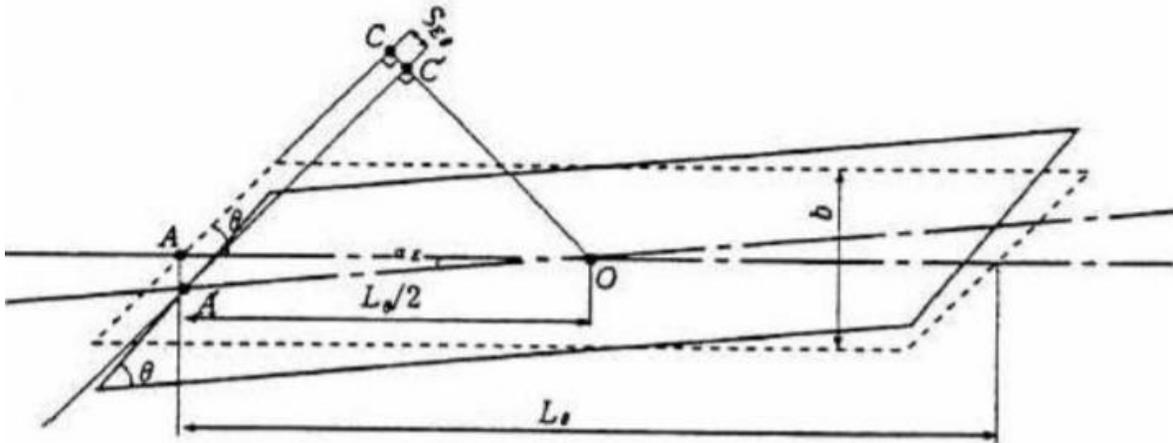


Figura 2.29 Dimensiones de un puente esviado (Unión Villarroel et al, 2010)

$$S_{E\theta} \geq \left(\frac{L}{2}\right) * (\sin \theta - \sin(\theta - \alpha_E)) \quad (2.2)$$

donde

$S_{E\theta}$ = Longitud de apoyo de la viga en un puente esviado en (m).

L = Longitud continua de la superestructura en (m).

θ = Ángulo de esviaje correspondiente al ángulo agudo del tablero en grados ($^{\circ}$).

α_E = Ángulo de rotación límite para la pérdida de apoyo, se puede suponer como 5° .

Calculando $S_{E\theta}$ mínima.

$$S_{E\theta \text{ Min}} = \left(\frac{25}{2}\right) * (\sin 26 - \sin(26 - 5)) = 1[m]$$

De las dimensiones que se obtuvieron previamente (figura 2.5), suponiendo la longitud de la corona igual a la longitud de apoyo, se puede apreciar que la longitud de la corona es de 0.5 [m], por lo cual:

$$S_{E\theta} = 0.5 [m] < S_{E\theta \text{ Min}} = 1 [m]$$

Lo que implica que la longitud de apoyo de la viga es menor a la mínima calculada a partir de la ecuación 2.2, sin embargo, dentro de la normativa chilena se explica que, si la longitud de apoyo es grande, se puede reducir mediante la disminución el ángulo de esviaje o la colocación de topes sísmicos, con lo que se compensaría la falta de longitud de apoyo.

Para poder saber si el puente es propenso a desplazamientos excesivo, se hizo uso de la normativa chilena para el diseño de puentes, en la cual se puede encontrar la figura 2.30, que a su vez está referenciada a la Figura C-16.5.4 de las especificaciones internacionales Specifications for Highway Bridges, Part V, Seismic Design.

Para hacer uso de la figura 2.30, se conocen las dimensiones del puente y el ángulo de esviaje que este tiene en su parte interna (figura 2.5), de esta forma se puede encontrar la intersección para la relación ancho largo (b/L) y el valor θ , como se muestra a continuación.

$$\frac{b}{L} = \frac{7}{25} = 0.28$$

$$\theta = 26^\circ$$

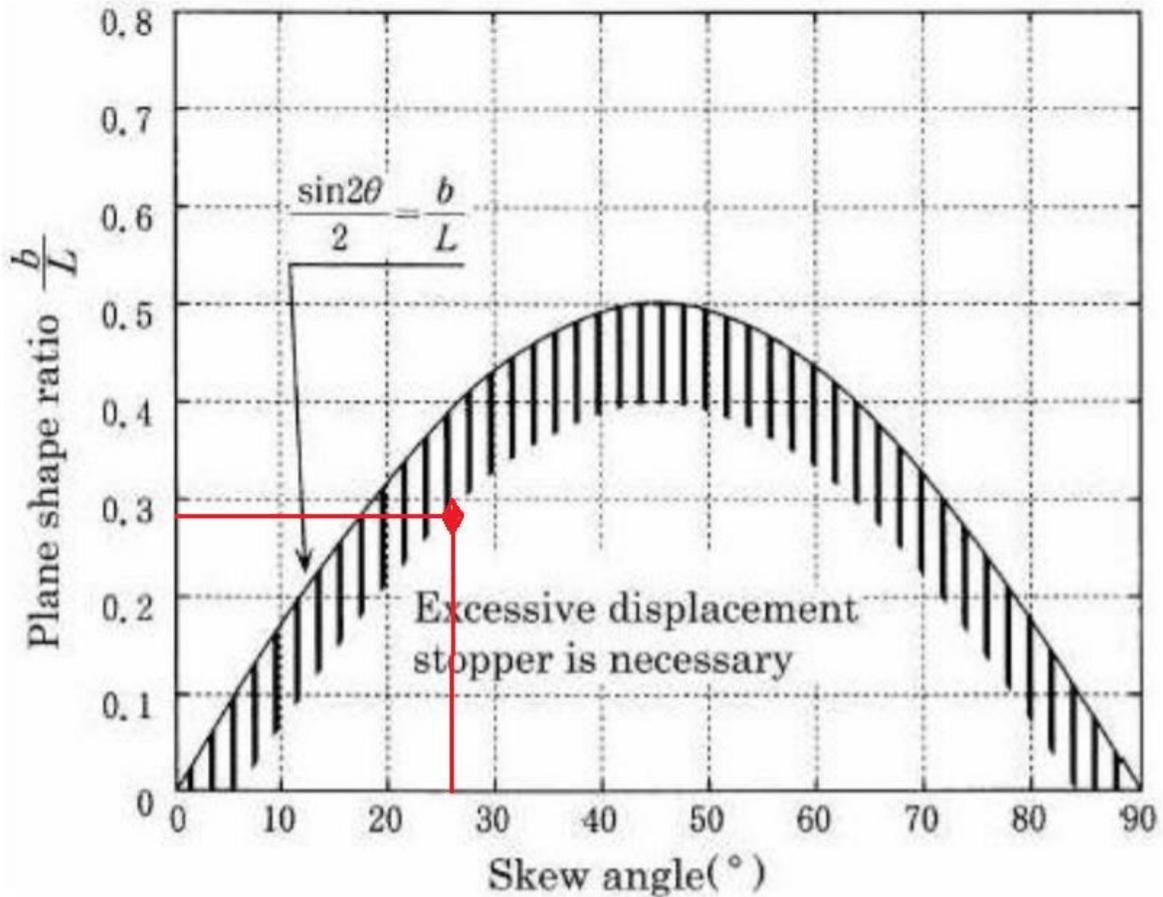


Figura 2.30 Condiciones en las que un puente esviado requiere topes sísmicos debido a desplazamientos excesivos (Japan Road Association, 2012)

Como se puede apreciar, las dimensiones del puente hacen que este se encuentre dentro del intervalo de desplazamientos excesivos, y, de acuerdo a la normativa chilena, este puente debería de contar con topes sísmicos internos con placas de neopreno de baja resistencia además de los colocados en sus extremos (Figura 2.31), sin embargo, el puente solo cuenta con los topes sísmicos extremos y sin las placas de neopreno de baja resistencia.

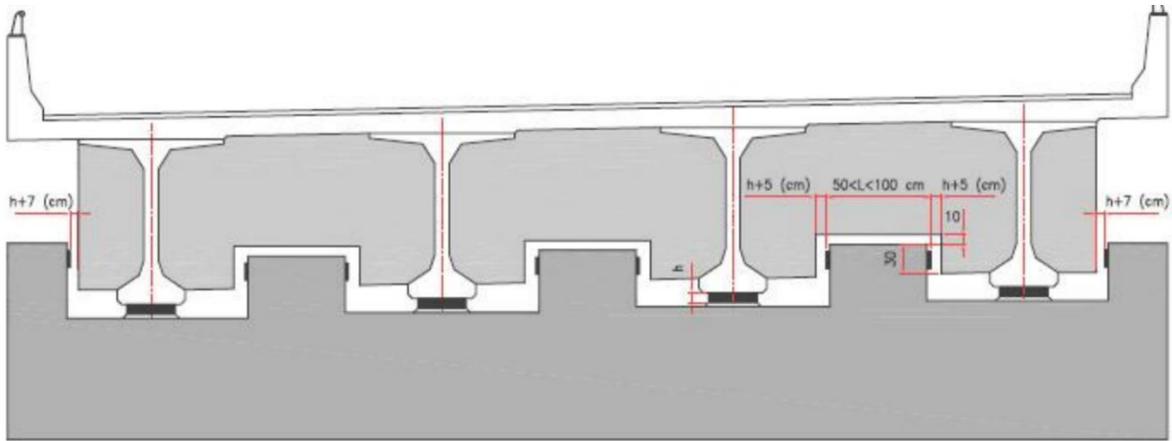


Figura 2.31 Descripción de topes sísmicos internos (Unión Villarroel et al, 2010)

El sismo también provocó que los soportes elastoméricos tuvieran un desgaste significativo, tanto por acciones de aplastamiento como de movimientos laterales (Figura 2.32).

En la figura 2.33 y la figura 2.34 se pueden apreciar los apoyos elastoméricos expuestas tras el sismo.



Acercamiento a apoyo elastomérico dañado. La Ventosa, Oax.

Figura 2.32 Apoyo de neopreno con capas de refuerzo expuestas tras daños (Pozos Estrada et al., 2017)

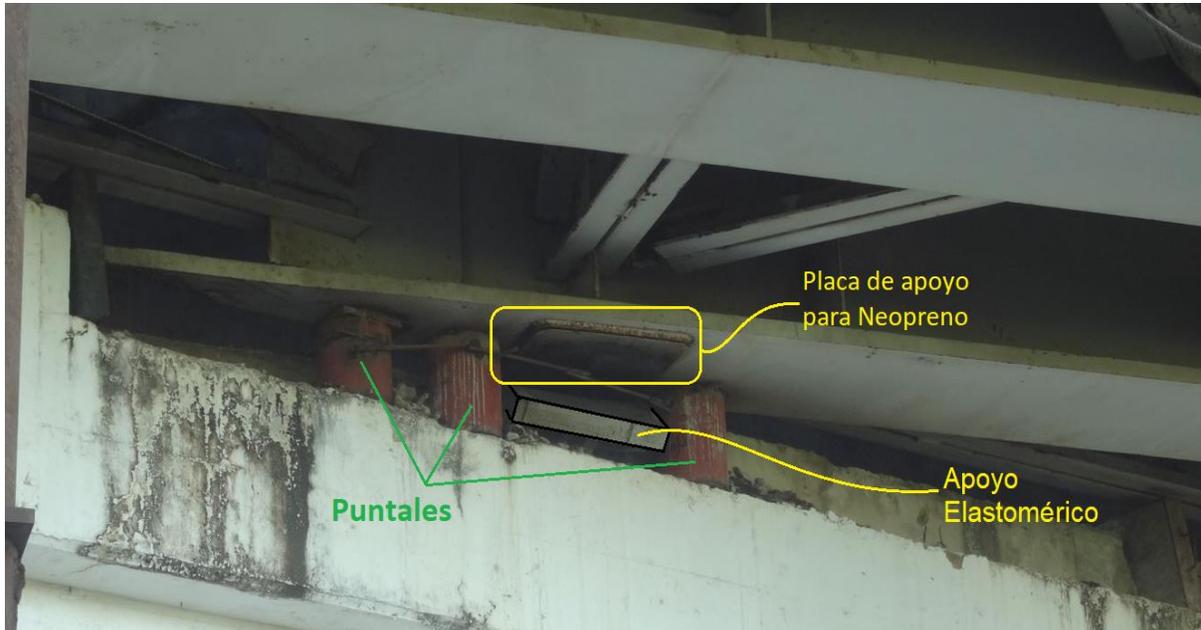


Figura 2.33 Exposición de apoyo elastomérico tras rotación del tablero (Pozos Estrada et al., 2017)



Figura 2.34 Daño y exposición de apoyo elastomérico tras rotación del puente La Ventosa (Pozos Estrada et al., 2017)

Actualmente, el puente La Ventosa se encuentra restaurado, en la restauración se observó un incremento en algunas secciones, así como el remplazo de las partes afectadas o, en su defecto, cambiadas por secciones que funcionarían mejor en un evento sísmico posterior.

En las figuras 2.35 y 2.36 se puede apreciar una comparativa entre las condiciones previas y actuales del puente, mientras que en la figura 2.37 se hace mención a las mejoras que se implementaron.



Figura 2.35 Comparación tope sísmico anterior y actual



Figura 2.36 Comparación tope sísmico anterior y actual 2

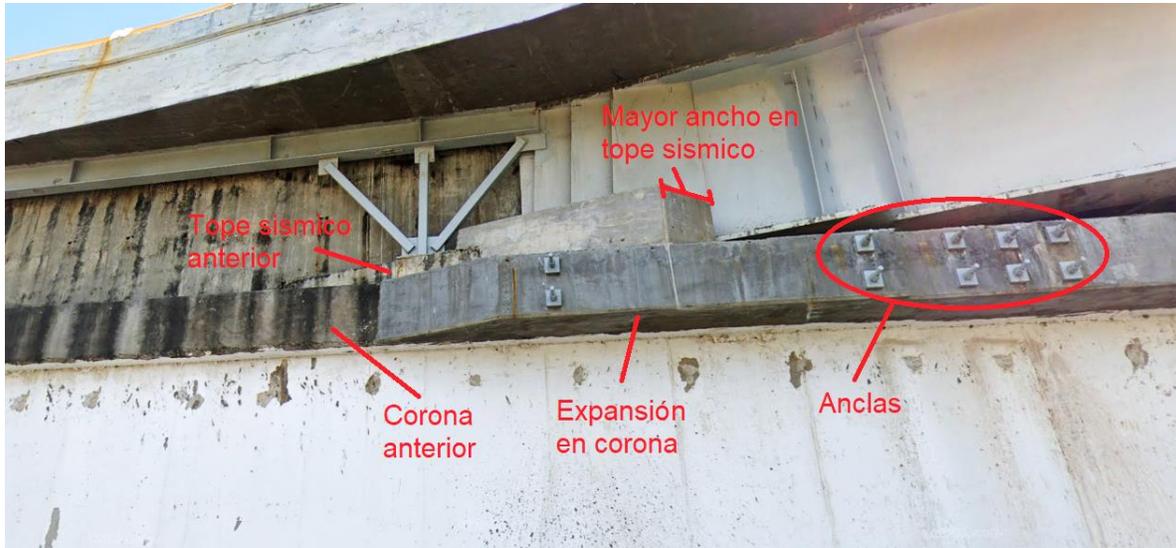


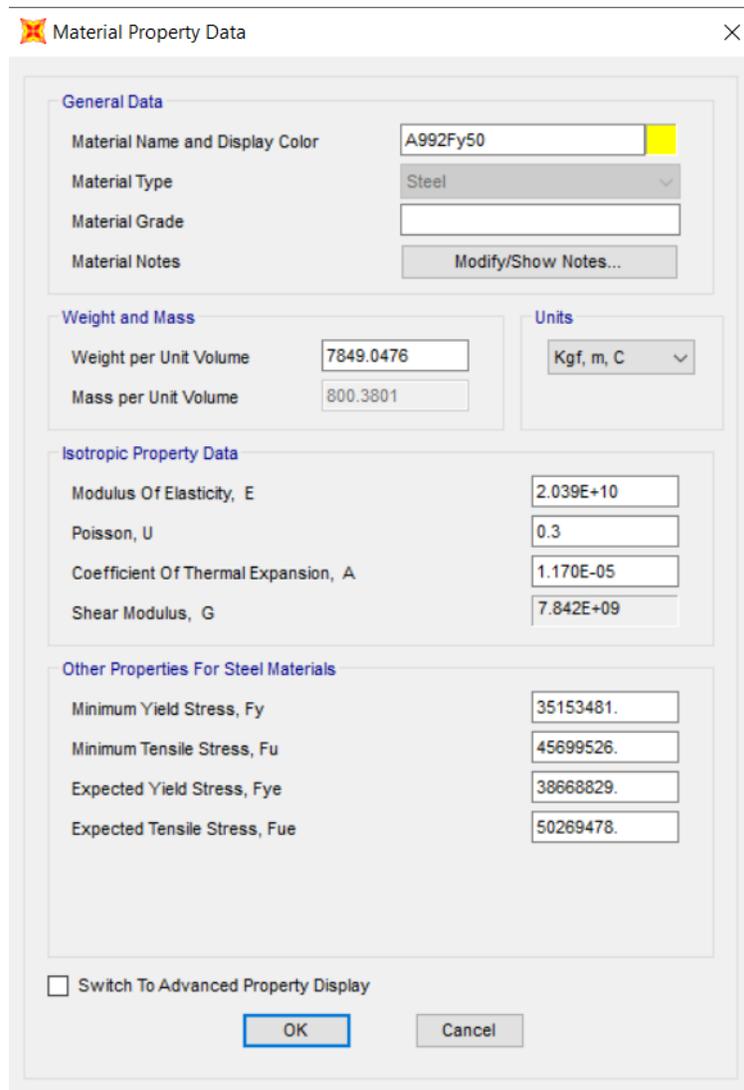
Figura 2.37 Modificaciones en puente La Ventosa tras falla

Capítulo 3. Modelación matemática y cargas sísmicas

3.1 Aspectos generales

El modelado matemático del puente se desarrolló con el programa de análisis y diseño estructural SAP2000. Para la modelación del puente, se utilizaron diferentes elementos estructurales, los cuales fueron caracterizados a fin de obtener el modelado y resultados más cercanos a la realidad.

Con la finalidad de realizar la modelación de las vigas de acero y los diafragmas entre éstas, se emplearon de los elementos barra (Figura 3.2). El acero empleado para estas secciones es un acero A992 con un límite de fluencia, F_y , de 50 [ksi], el cual es un acero comúnmente usado en este tipo de estructuras (Figura 3.1), además, se utilizaron las dimensiones presentadas en el Capítulo 2 (Figura 3.3 y Figura 3.4).



The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: A992Fy50 (with a yellow color swatch)
 - Material Type: Steel (dropdown menu)
 - Material Grade: (empty text box)
 - Material Notes: Modify/Show Notes... (button)
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 7849.0476
 - Mass per Unit Volume: 800.3801
- Units:**
 - Units: Kgf, m, C (dropdown menu)
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus Of Elasticity, E: 2.039E+10
 - Poisson, U: 0.3
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 7.842E+09
- Other Properties For Steel Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 35153481.
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 45699526.
 - Expected Yield Stress, Fye: 38668829.
 - Expected Tensile Stress, Fue: 50269478.

At the bottom of the dialog, there is a checkbox labeled 'Switch To Advanced Property Display' which is currently unchecked. Below the checkbox are two buttons: 'OK' and 'Cancel'.

Figura 3.1 Características del acero.

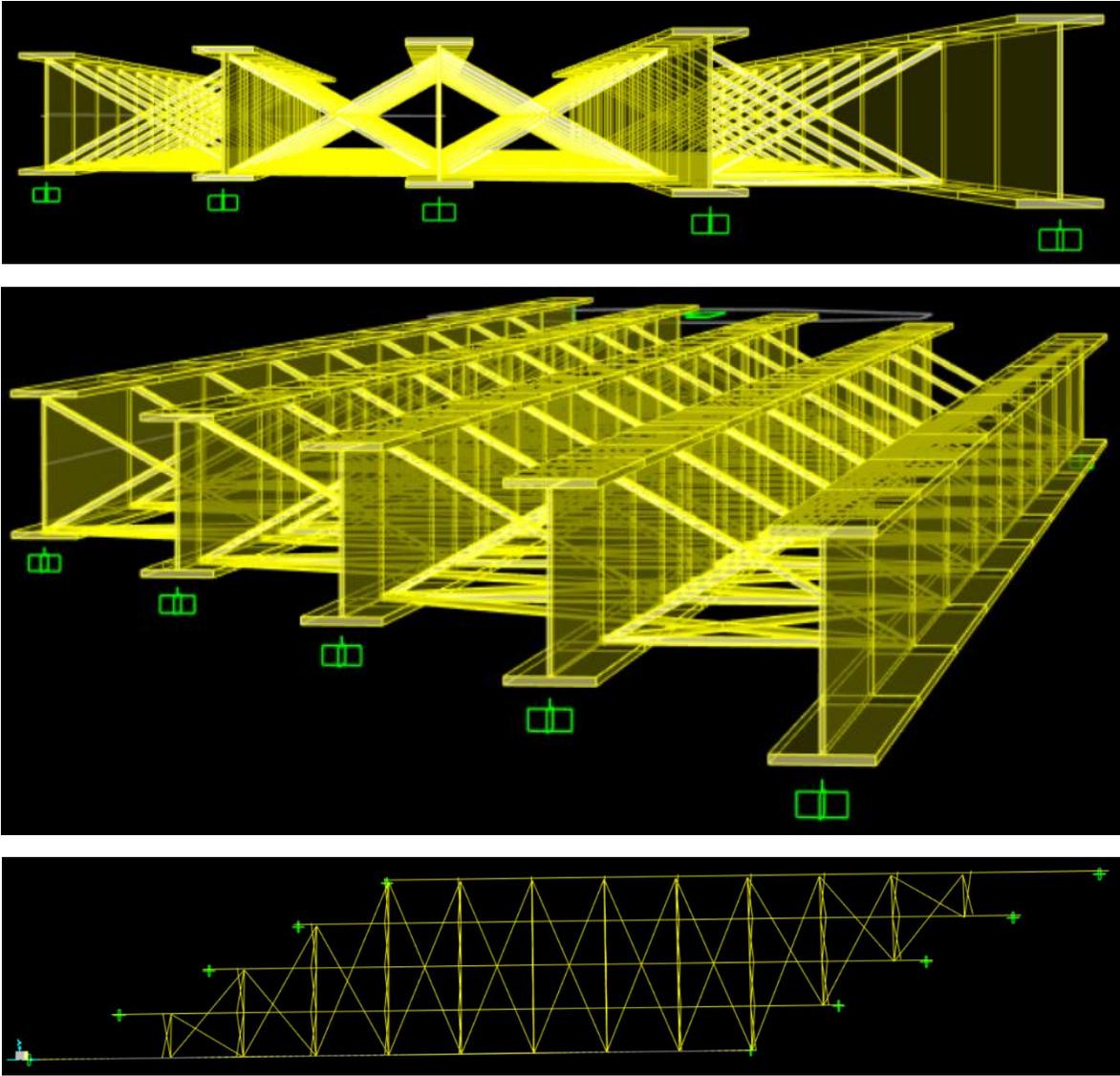


Figura 3.2 Modelado de vigas de acero y contraventeo.

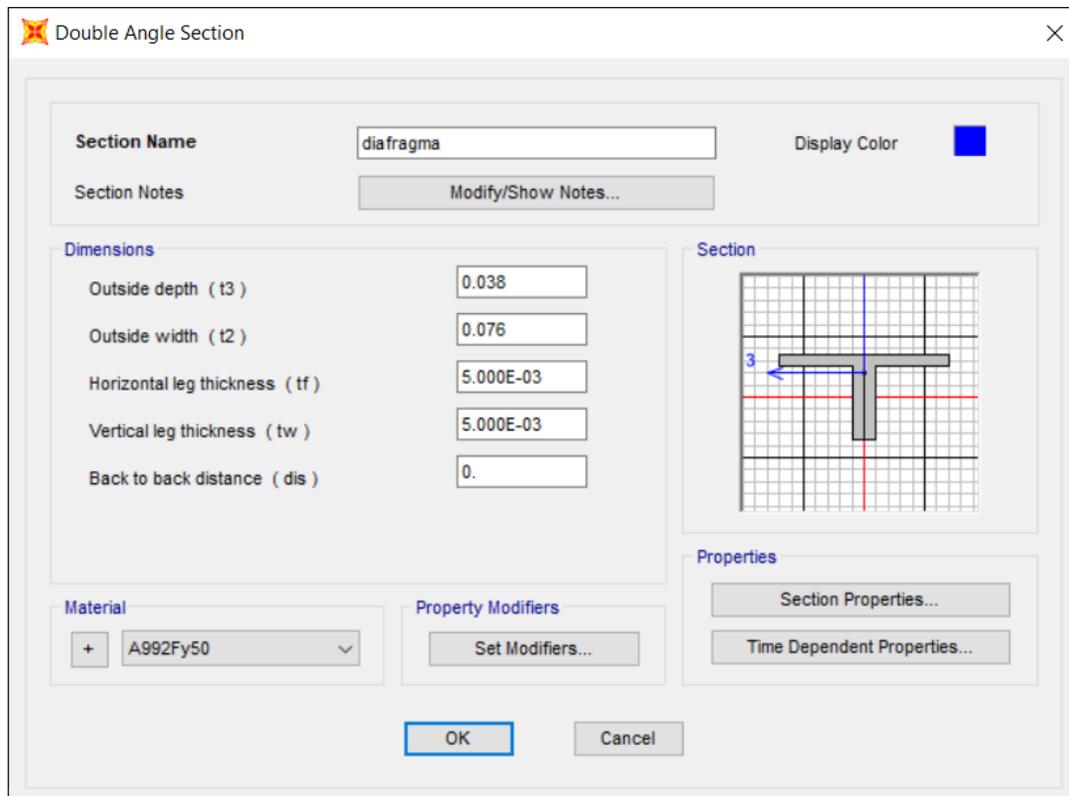


Figura 3.3 Características del diafragma.

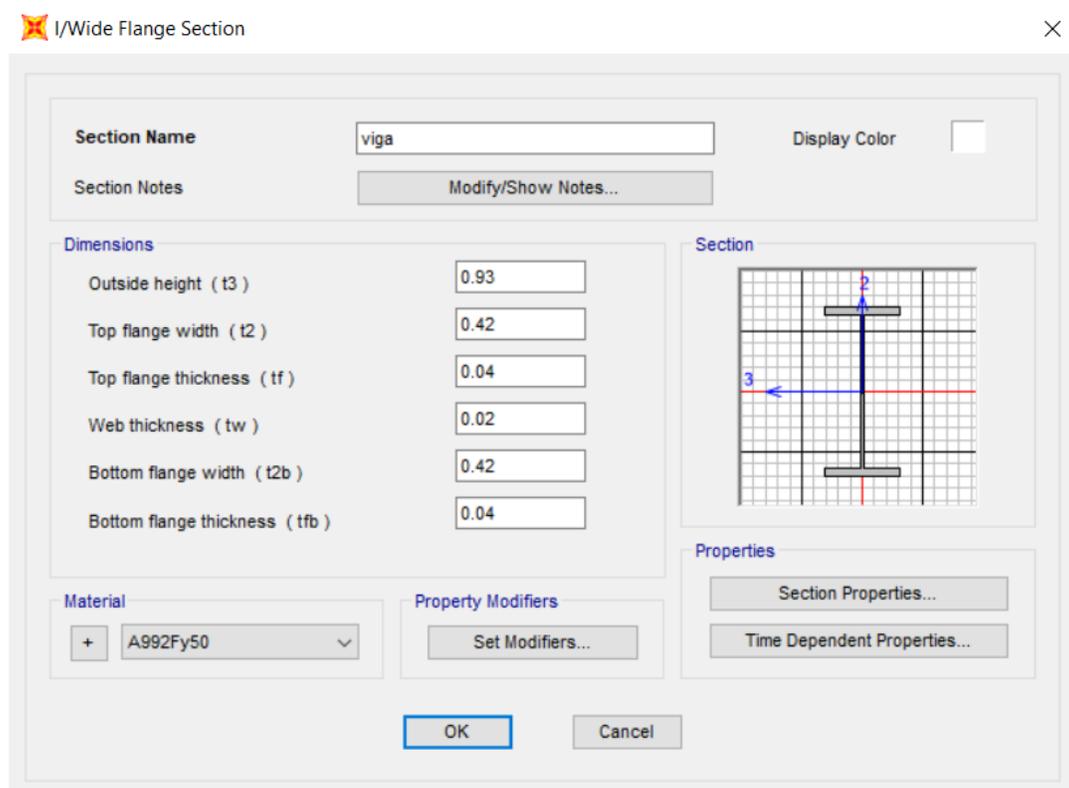


Figura 3.4 Características de la viga de acero.

Para modelar el tablero, se tomó en consideración que éste estaba hecho únicamente de concreto, mientras que la carpeta asfáltica se consideró como peso muerto, además, los parapetos se consideraron como elementos que sólo aportaban cargas uniformemente distribuidas.

En el modelo, el tablero es de un concreto de 4000 [psi] (Figura 3.5), representado por elementos Shell tipo membrana colocados en retículas uniformemente distribuidas y con un ajuste de tamaño en sus ángulos de esviaje (Figura 3.6).

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following values:

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	4000Psi
	Material Type	Concrete
	Material Grade	
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	2402.7697
	Mass per Unit Volume	245.0143
Isotropic Property Data	Modulus Of Elasticity, E	2.535E+09
	Poisson, U	0.2
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	9.900E-06
	Shear Modulus, G	1.056E+09
Other Properties For Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, f _c	2812278.5
	Expected Concrete Compressive Strength	2812278.5
	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
	Shear Strength Reduction Factor	

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked) and two buttons: 'OK' and 'Cancel'.

Figura 3.5 Características del concreto

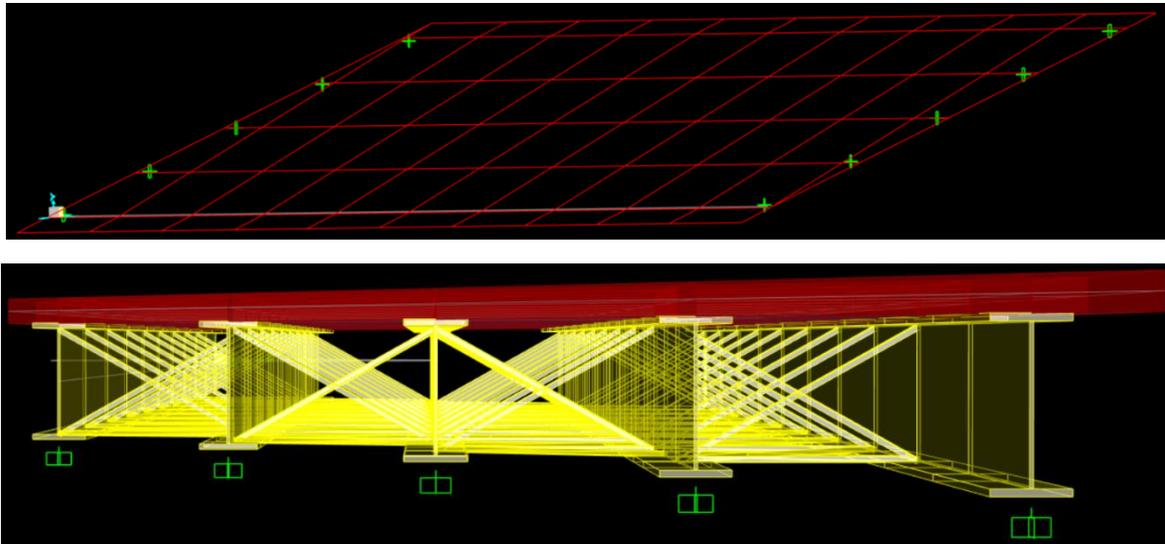
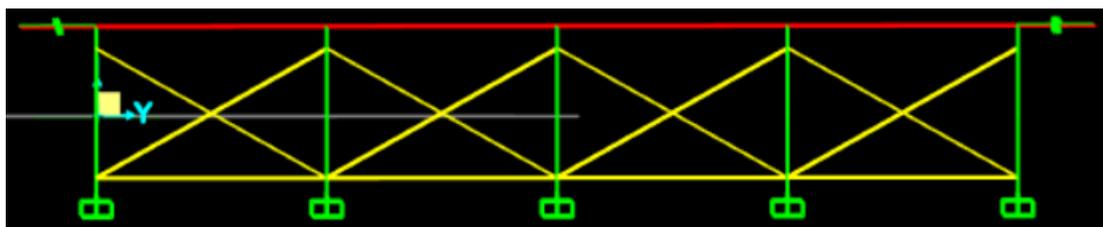
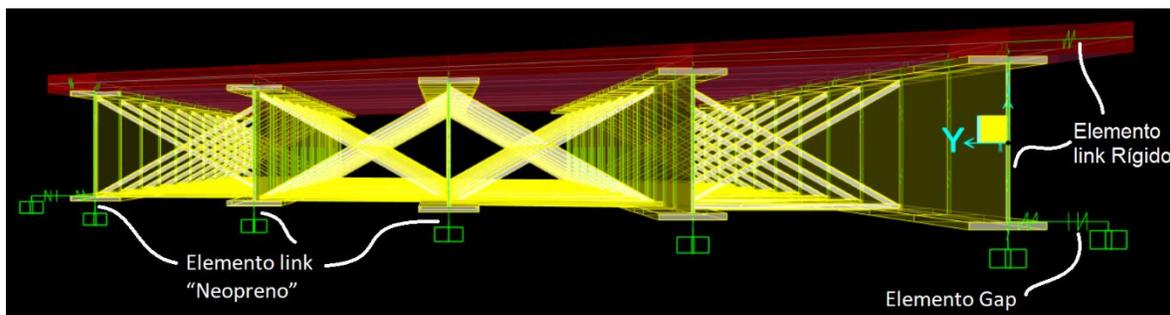


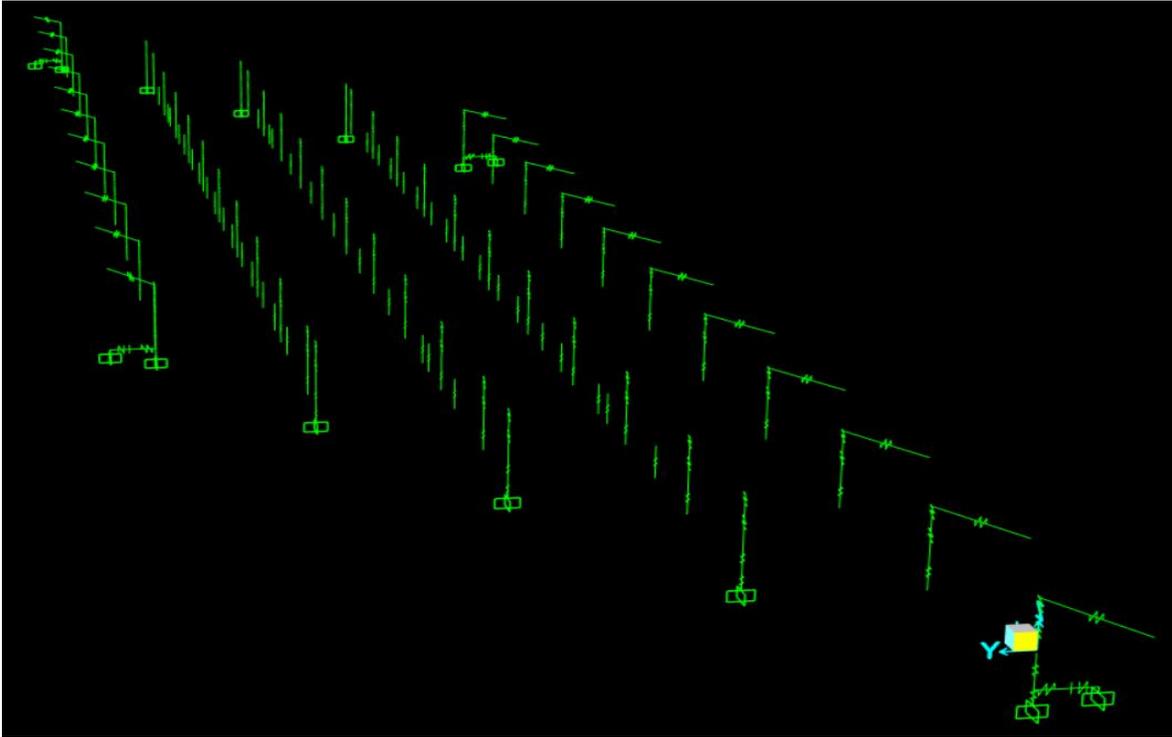
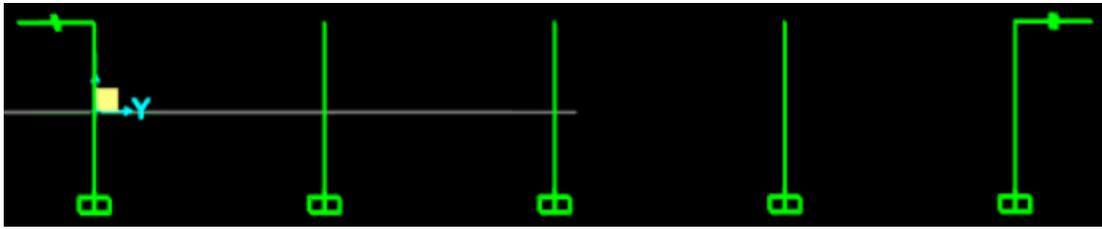
Figura 3.6 Modelado del tablero del puente.

Debido a que, al colocar los elementos, éstos se sobreponían unos con otros y se mantenían en un solo plano, para poder lograr las conexiones de las vigas con el tablero y con el diafragma, así como el voladizo a los costados del tablero, se hizo uso de elementos link completamente rígidos.

Los elementos link completamente rígidos sirven como apoyos para generar las distancias entre ejes de los diferentes elementos y a su vez, genera nodos para colocar las intersecciones con otros elementos de tal manera que estos se mantenga unidos sin afectar sus propiedades y haciendo que actúen como un conjunto y no de manera individual.

Por otra parte, para modelar los apoyos elastomérico, se emplearon elementos link con propiedades elastoplásticas (Tabla 3.2). De igual manera, se hizo uso se elementos *gap* los cuales se colocaron únicamente a un costado de los puntos extremos de las vigas del puente, esto con la finalidad de modelar de los topes sísmicos, los cuales tendrían una separación de 3 cm entre los patines de las vigas y el tope sísmico (figura 3.7).





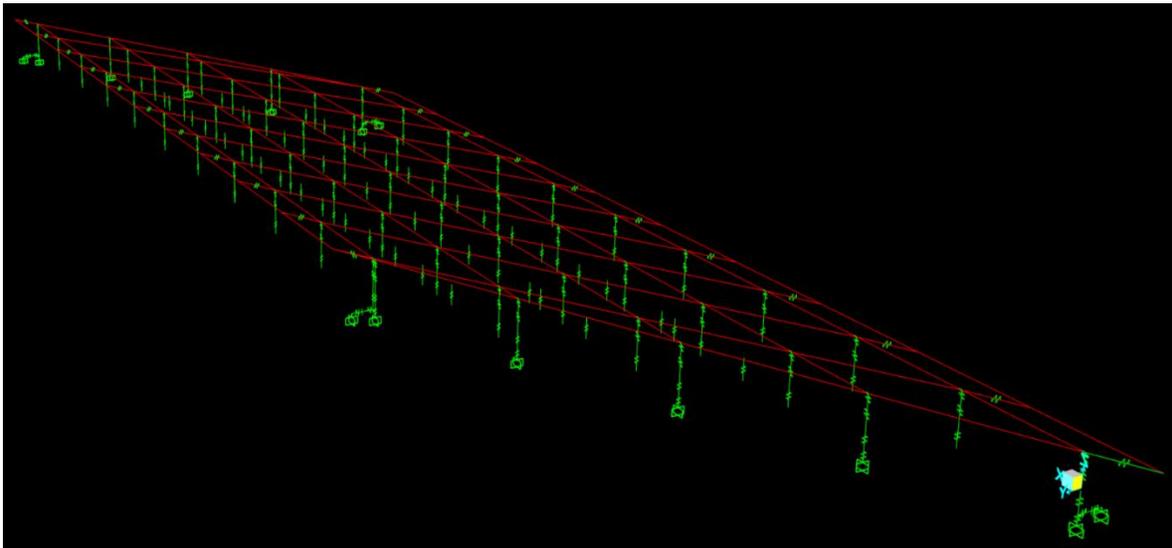
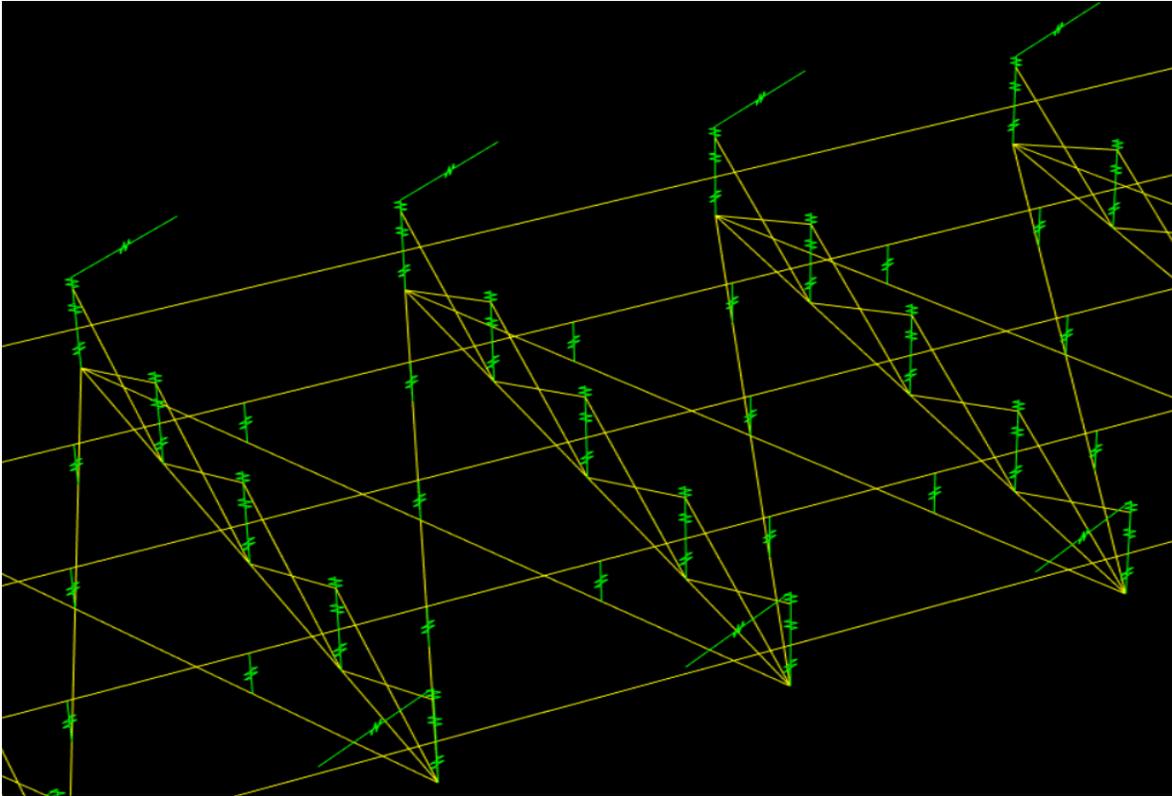


Figura 3.7 Distribución de elementos de apoyo link.

Los valores empleados en la modelación de los elementos que conforman el puente se encuentran en la Tabla 3.1 y 3.2.

Tabla 3.1 Propiedades de los materiales

	E [GPa]	f_y / f'_c [MPa]	Relación de Poisson
Vigas I	200	350	0.3
Contraventeo	200	350	0.3
Losa de concreto	25	28	0.2

Tabla 3.2 Condiciones de apoyo

	K_x [N/m]	K_y [N/m]	K_z [N/m]	θ_x [N*m/rad]	θ_y [N*m/rad]	θ_z [N*m/rad]
Apoyos elastomérico	2.20×10^9	1.41×10^6	1.41×10^6	5.11×10^1	3.83×10^7	3.83×10^7
Elementos link de conexión	Fijo	Fijo	fijo	Fijo	Fijo	Fijo

3.2 Descripción de las cargas

Para la superestructura, las cargas fueron tomadas únicamente del peso propio de la estructura y un peso extra perteneciente al pavimento asfáltico y a los parapetos.

Se hizo uso de los pesos volumétricos presentados en la Tabla 3.3. Con los pesos volumétricos, en conjunto con la geometría presente en las Figuras 2.5 a 2.8, se obtuvieron las cargas distribuidas descritas previamente (Tabla 3.4)

Tabla 3.3 Pesos volumétricos

	Peso volumétrico [kg/m ³]
Concreto	2400
Acero	7850
Asfalto	105

Tabla 3.4 Cargas distribuidas

	Carga distribuida [kg/m ²]
Parapeto	822
Carpeta asfáltica	5.3

Capítulo 4. Análisis sísmicos y resultados

4.1 Análisis tiempo historia.

Se realizaron análisis tiempo historia con los registros sísmicos obtenidos de la estación Niltepec. Debido a la gran cantidad de datos que estos presentan y sólo se quiere conocer los datos de mayor relevancia, se optó por utilizar el método de intensidad de Arias, el cual permite identificar el intervalo de tiempo en el que se presentó la mayor intensidad. El intervalo de interés que se utilizó fue el que se encontraba entre un 5% hasta un 95% de la intensidad de Arias.

Para conocer los efectos sísmicos, es necesario recordar que el puente no se encuentra completamente orientado en una dirección, así mismo, los efectos sísmicos no sólo inciden en una dirección específica, por lo cual, con la finalidad de conocer un comportamiento más cercano a la realidad, se rotaron las fuerzas horizontales cada 10° hasta un total de 180° con respecto a los ejes del puente, tal y como se muestra en la figura 4.1 y 4.2.

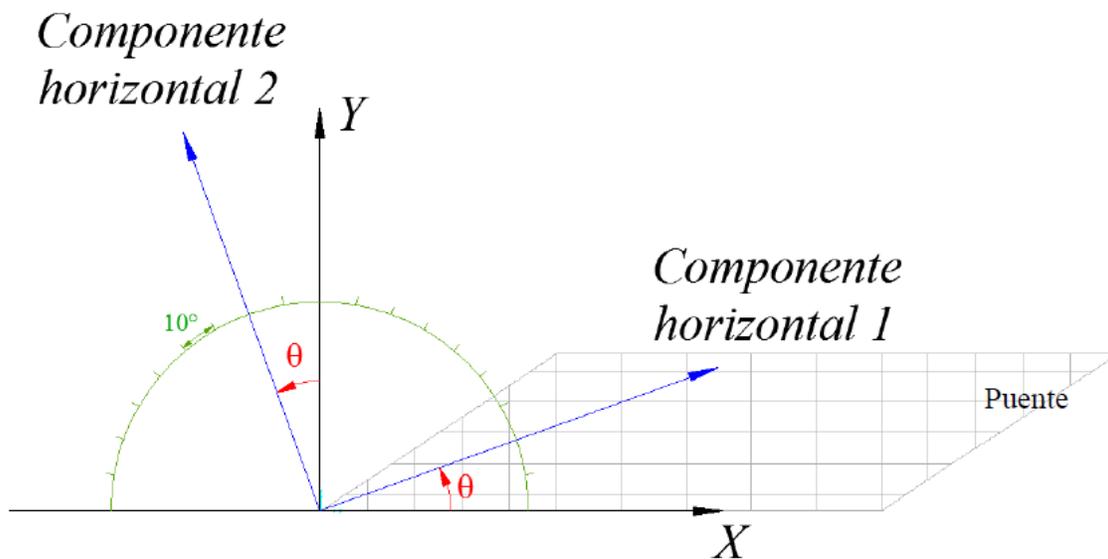


Figura 4.1 Ángulos de incidencia sísmica (Pozos Estrada y Martín del Campo, 2019)

Load Case Name: 3COMPONENTES-10°

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Analysis Type: Nonlinear

Solution Type: Direct Integration

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Time Factor	Arrival Time	Coord Sys	Angle
Accel	U1	Nil-N90E	1.	1.	0.	GLOBAL	10.
Accel	U2	Nil-N00E	1.	1.	0.	GLOBAL	10.
Accel	U3	Nil-V	1.	1.	0.	GLOBAL	0.

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 2514, Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters: Damping: Proportional, Time Integration: Newmark, Nonlinear Parameters: Default

Figura 4.2 Rotación de 10° en incidencia sísmica en modelo de Sap2000

4.2 Respuestas

A continuación, se muestran las respuestas obtenidas del modelo hecho en el programa SAP2000.

4.2.1 Desplazamientos

Para obtener los desplazamientos del puente, se idealizó un movimiento del puente como un cuerpo rígido, por lo que los desplazamientos de interés eran hacia las zonas donde se tenía el riesgo de colapso. Las zonas consideradas de colapso son aquellas donde se encontraban los topes sísmicos y la parte del claro del puente, como se puede apreciar en la Figura 4.3.

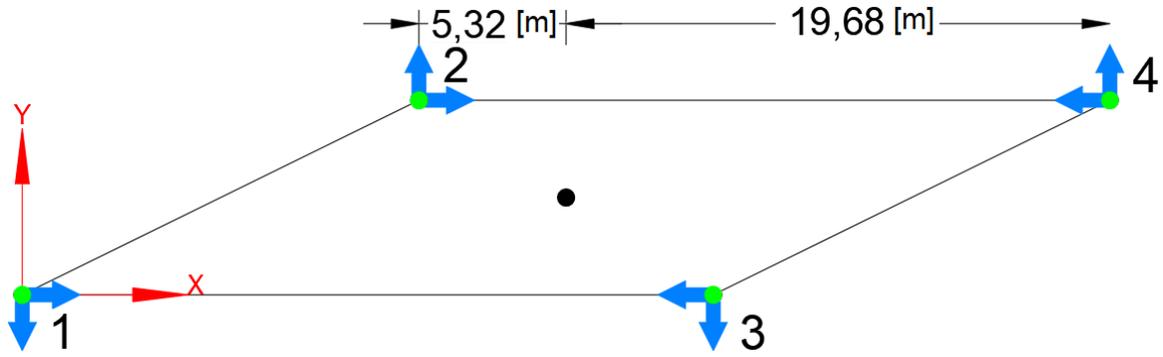
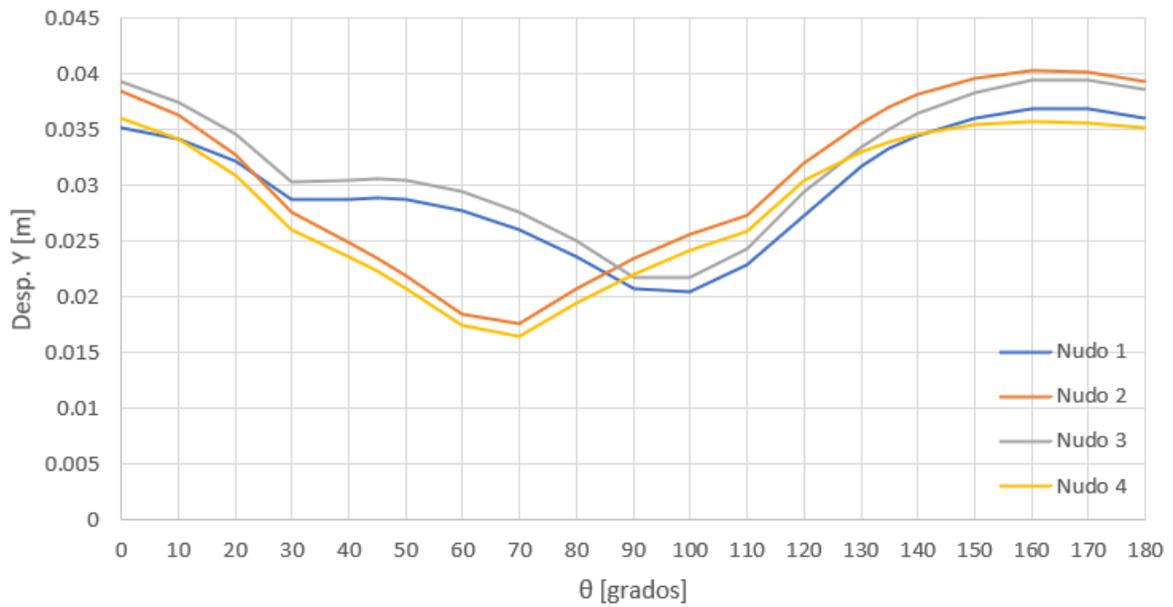


Figura 4.3 Puntos de interés y direcciones de aceleraciones y desplazamientos.

Los desplazamientos máximos que tuvieron en los puntos indicados en la Figura 4.3 de acuerdo a la incidencia de los sismos rotados se muestra en la Figura 4.4.



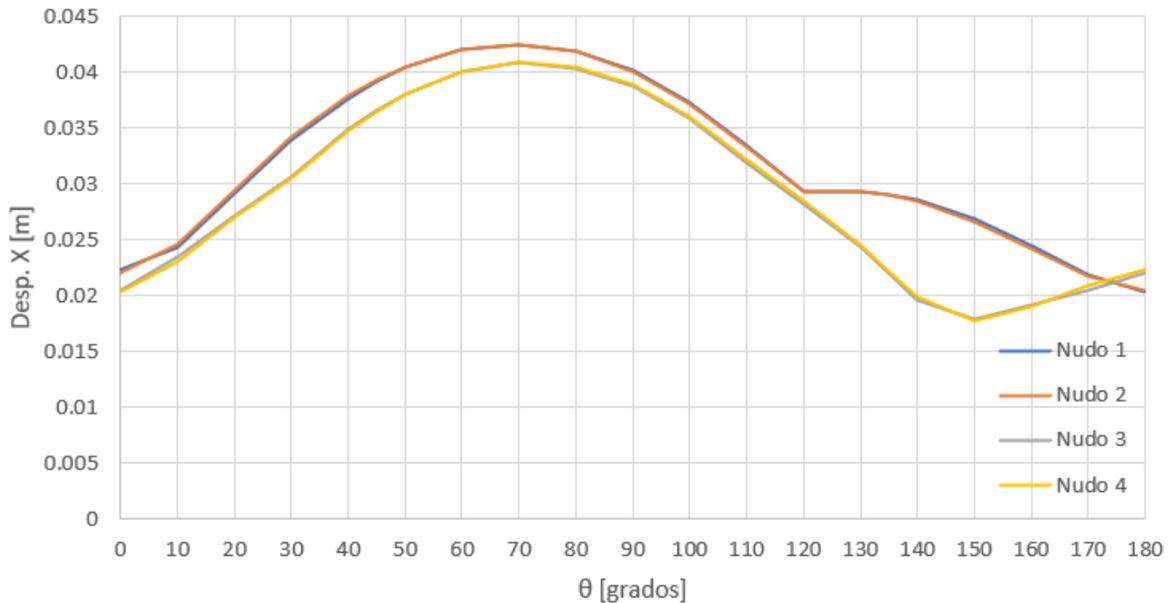


Figura 4.4 Desplazamientos máximos registrados para cada ángulo de rotación de las componentes del sismo: (a) Dirección Y; (b) Dirección X.

Como se puede apreciar, los máximos desplazamientos en la dirección del eje Y superaron los 3 cm de separación, por lo que se puede concluir que efectivamente pudo haber una colisión entre las vigas de apoyo y los topes sísmicos.

En cuanto a los desplazamientos sobre el eje X, éstos tienen un valor máximo de 4 cm, por lo que un desplazamiento que provoque una caída del puente en esta dirección no es factible ya que la base tiene una longitud de 50 cm, aproximadamente.

4.2.2 Aceleración

De manera semejante al análisis hecho para obtener los desplazamientos, se obtuvieron las aceleraciones, con lo cual los resultados se presentan a continuación (Figura 4.5).

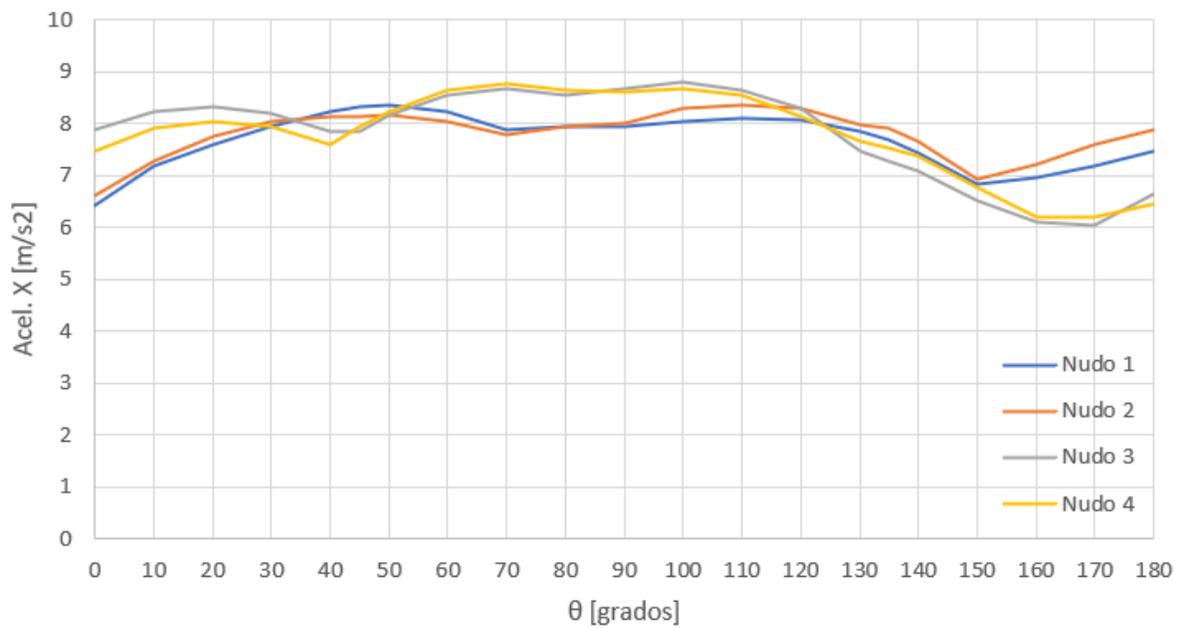
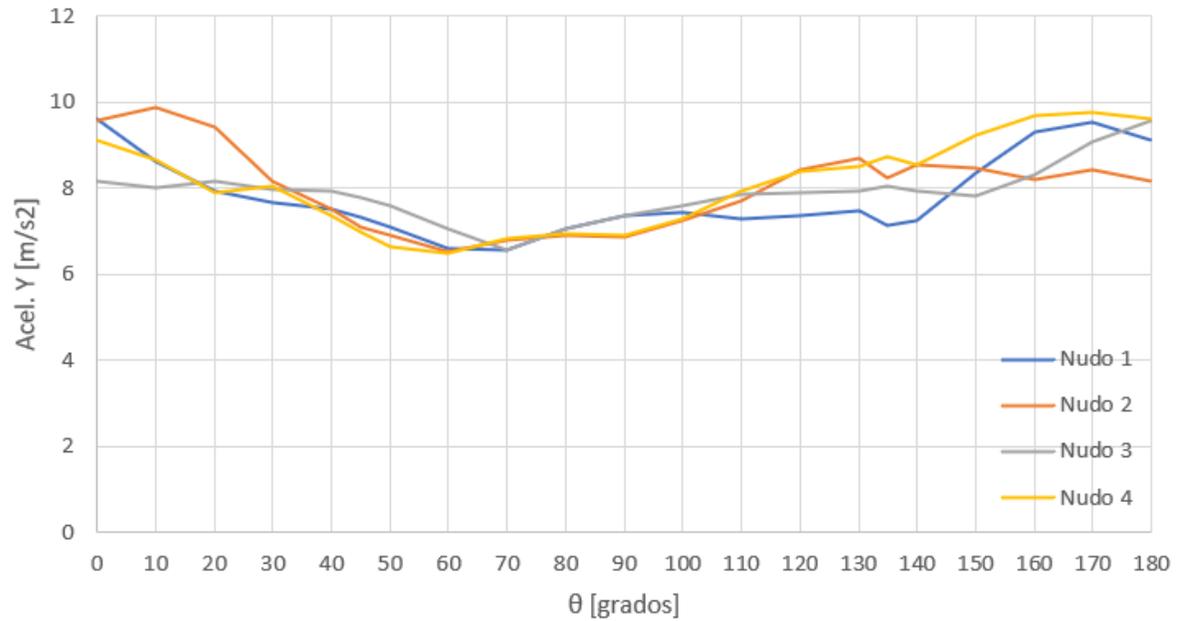


Figura 4.5 Aceleración máxima registrada para cada ángulo de rotación de las componentes del sismo: (a) Dirección Y; (b) Dirección X

Las aceleraciones máximas corresponden a los puntos donde también se presentan los máximos desplazamientos. Algunos de los niveles de aceleración obtenidos son ligeramente superiores a la aceleración de la gravedad.

4.2.3 Rotación

Debido a los desplazamientos que se presentaron en el puente, se generaron ángulos de rotación. Para el cálculo de estos ángulos se utilizó como referencia el centroide del tablero, suponiendo que la distancia entre éste y el punto formará un cateto, mientras que el desplazamiento se tomaría como el cateto opuesto, con lo cual se obtendría el ángulo ϕ que sería la rotación (Figura 4.6).

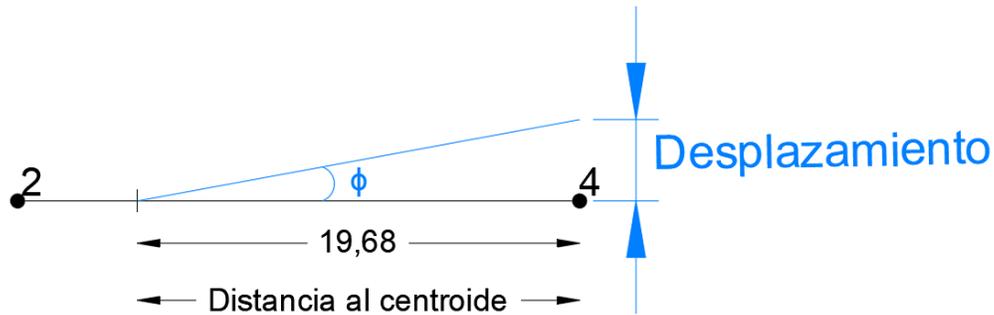


Figura 4.6 Consideración para el cálculo del grado de rotación.

donde

$$\phi = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{\text{Desplazamiento}}{\text{Distancia entre centroide y punto}} \right)$$

Para conocer la rotación de interés, se tomó en cuenta un giro en contra sentido de las manecillas del reloj (Figura 4.7). La elección del sentido del giro se debió a la forma con la que cuenta el puente esviado, ya que es más propenso a fallar con una rotación de esta dirección.

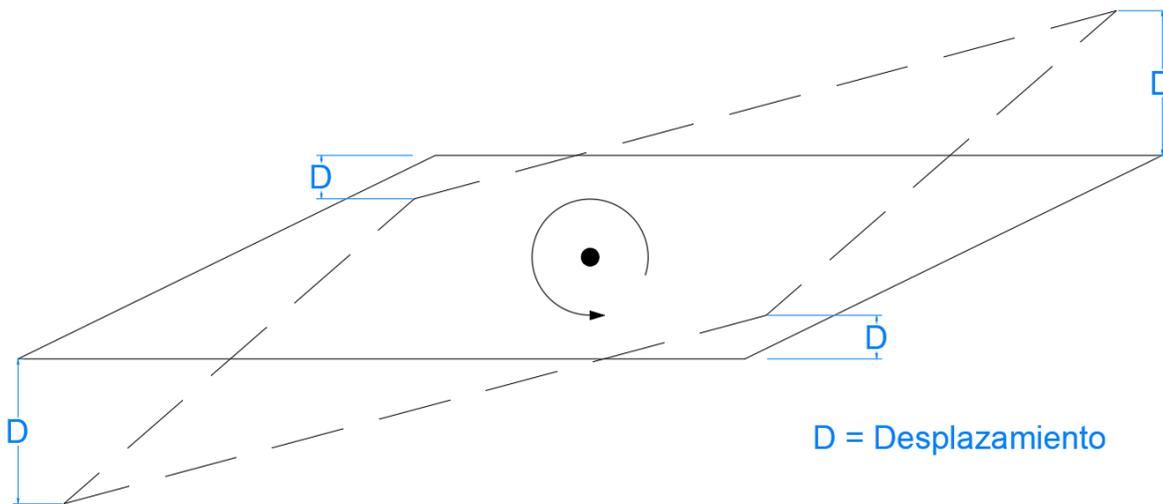


Figura 4.7 Rotación propensa a falla

Las rotaciones calculadas se presentan a continuación (Figura 4.8).

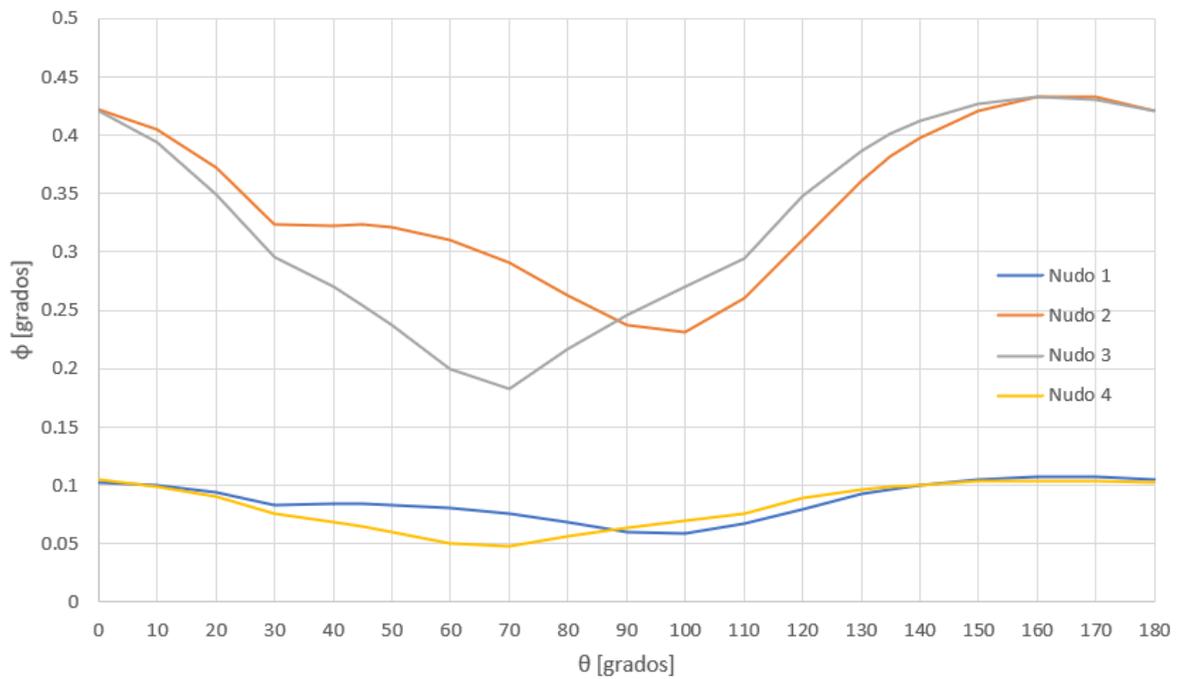
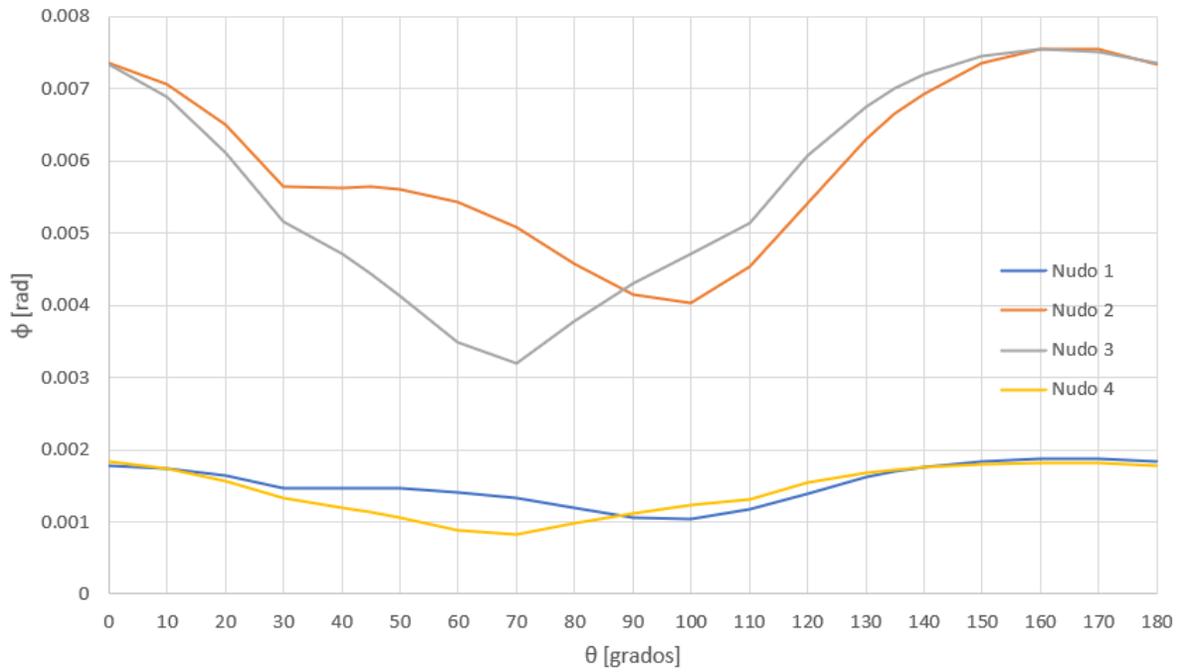


Figura 4.8 Valores máximos de rotación de la calzada

Al estar relacionadas con los desplazamientos, los valores máximos de rotación del puente se presentan en los mismos puntos que se presentan los máximos desplazamientos.

4.2.4 Fuerza en topes sísmicos

La determinación de las fuerzas en los topes sísmicos se obtiene a partir de los resultados que arroja el programa SAP2000, para ello se usó el elemento *gap* el cual es un elemento que toma en consideración las cargas en compresión sin contar aquellas que sean a tensión. Otro aspecto a tomar en cuenta del elemento *gap* es que éste puede tener una apertura inicial, la cual sirve para poder modelar el espacio vacío entre las vigas y los topes sísmicos (Figura 4.9).

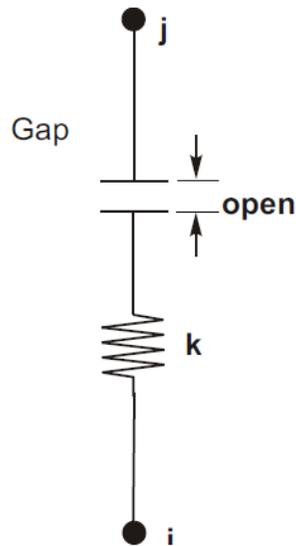


Figura 4.9 Elemento Gap (CSI. 2017)

Link/Support Property Data X

Link/Support Type: Gap

Property Name: TopeS Set Default Name

Property Notes: Modify/Show...

P-Delta Parameters

Shear Couple

Equal End Moments

Advanced Modify/Show

Total Mass and Weight

Mass	<input style="width: 80%;" type="text" value="0."/>	Rotational Inertia 1	<input style="width: 80%;" type="text" value="0."/>
Weight	<input style="width: 80%;" type="text" value="0."/>	Rotational Inertia 2	<input style="width: 80%;" type="text" value="0."/>
		Rotational Inertia 3	<input style="width: 80%;" type="text" value="0."/>

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring:

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs:

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All
Clear All

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: Initial Stiffness (K0)

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor:

OK
Cancel

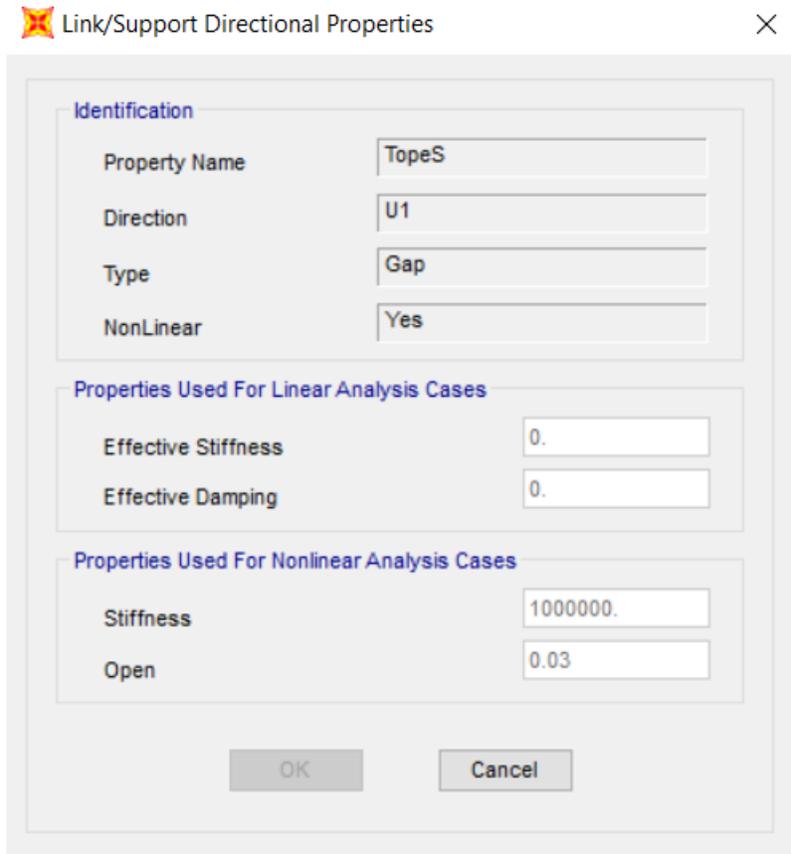
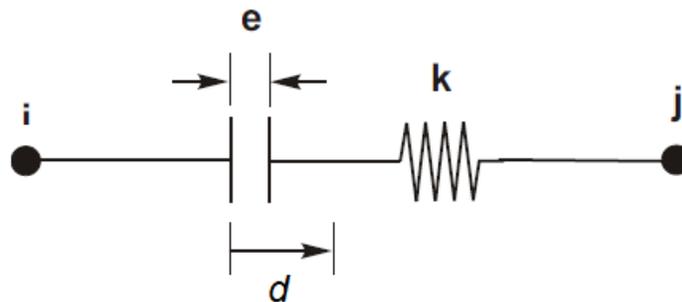


Figura 4.10 Características del elemento gap.

El elemento *gap* como tope sísmico, se caracterizó como un elemento no lineal ya que la primera sección a compresión no cuenta con rigidez alguna debido a que es solo un espacio vacío; mientras que en la segunda sección se toma en cuenta la rigidez, k , que se le haya asignado a este elemento (Figura 4.10).

El programa Sap2000 calcula las fuerzas de compresión en el elemento *gap* a partir de la ecuación 4.1.



$$f = \begin{cases} k * (d - e), & (d - e) > 0 \\ 0, & \text{otro caso} \end{cases} \quad (4.1)$$

donde

- d = Desplazamiento
- e = Apertura
- k = Rigidez
- i, j = Nodo inicial y final

El tope sísmico se considera como un elemento infinitamente rígido, sin embargo, la rigidez k utilizada se recomienda que sea parecida a un elemento con el que esté conectado y que no sea muy alta debido a que se pueden presentar anomalías numéricas durante la solución. Debido a los problemas numéricos que se presentan, se utilizó una rigidez $k = 1 \times 10^6$ [kg/m], con la cual se comprobó que los resultados se encontraban en intervalos aceptables, pues con valores mayores o menores ($1 \times 10^7 > k > 1 \times 10^4$) los resultados no eran lógicos.

Tomando las consideraciones previamente mostradas, se pueden apreciar las fuerzas resultantes en los topes sísmicos en la Figura 4.11.

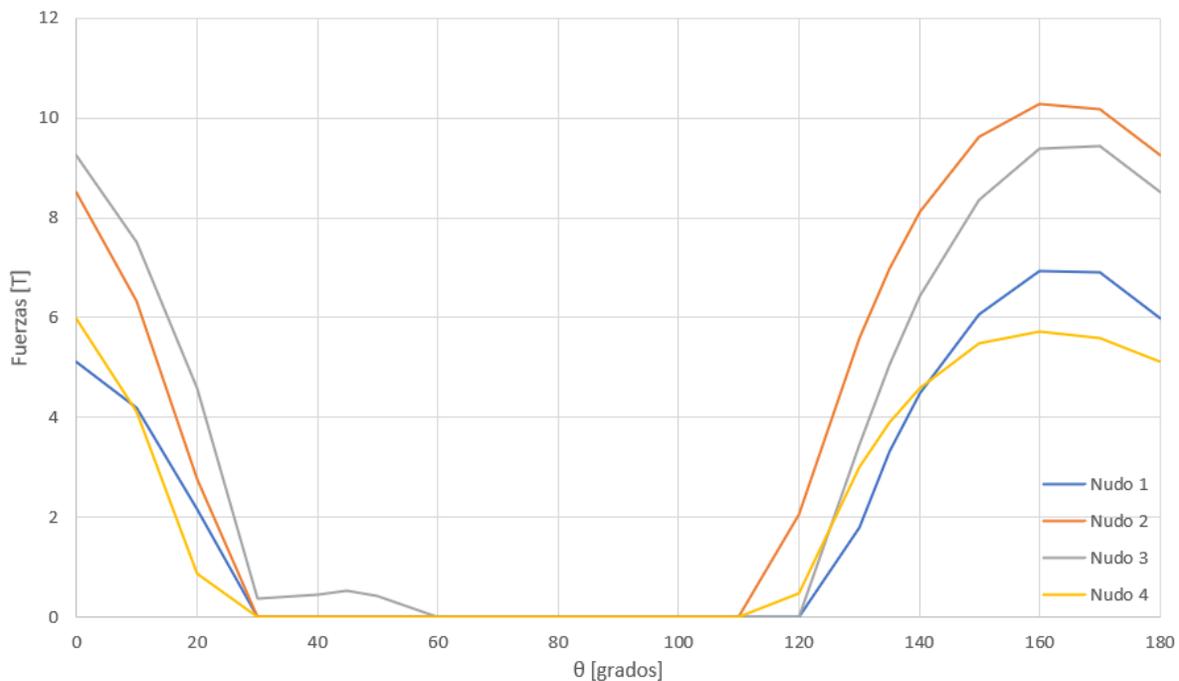


Figura 4.11 Valores máximos de las fuerzas en los topes sísmicos.

Como se puede apreciar en la figura 4.11, las mayores fuerzas se presentan al inicio y final de las incidencias del sismo sobre el puente, recordando que en los puntos donde se vuelve 0, es porque no hubo una colisión entre el puente y el tope sísmico, en otras palabras, el espaciamiento o apertura “ e ” en el elemento *gap* es mayor al desplazamiento “ d ” que se presentó bajo las condiciones dadas.

Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones

Tras los análisis llevados a cabo en este trabajo, se observó que los topes sísmicos que se colocaron inicialmente eran muy frágiles, siendo que estos fallaron tras el evento sísmico. Lo anterior se puede corroborar con los resultados obtenidos en los desplazamientos y fuerzas.

Para tomar en cuenta los resultados obtenidos, se hicieron idealizaciones en las que el puente se movía como un elemento completamente rígido en una dirección o que giraba de acuerdo a un punto fijo, esto debido a que en el modelo ya se tomaron las diferentes variables que provocan las respuestas en cada punto.

Los resultados en la realidad aún difieren de los que se presentan en el modelo, ya que en el modelo se toman en cuenta casos por separado y se unifican los resultados al final; mientras que, en la realidad, estos casos pueden suceder de manera aleatoria y/o al mismo tiempo provocando que el comportamiento sea diferente. Por lo anterior se recomienda tener cuidado en la modelación como interpretación de los resultados. Un ejemplo se puede apreciar en la modelación de los topes sísmicos con elementos gap, pues si bien se consideran elementos infinitamente rígidos, valores altos de la rigidez pueden generar errores numéricos, de igual manera en el modelo estos elementos no pierden sus propiedades por lo que no fallan a diferencia de la realidad.

Aquellos desplazamientos cuya separación es mayor a 3 centímetros entre la viga y el tope sísmico; implica una colisión entre estos dos, además, un desplazamiento extra podría significar una falla en el tope sísmico.

En cuanto a las fuerzas actuantes obtenidas tras la colisión, en su mayoría, superan las fuerzas resistentes necesarias para una falla de los topes sísmicos. Posterior al choque, la falla y acorde a las características del tope sísmico implementado, las fuerzas residuales pueden llegar a seguir desplazando el puente.

Debido a la cercanía con la placa de cocos, la mayoría de estaciones de registro se encuentran en la zona costera sur, siendo que conforme se adentra al centro del país, estas estaciones se ven reducidas y esparcidas, de igual manera se ve una concentración de estaciones hacia la capital. Por lo anterior, se necesita hacer un análisis del territorio nacional a fin de poder identificar una mejor distribución de las estaciones y de esta forma poder tener mayores y mejores registros sísmicos.

Con relación a los registros de aceleraciones, se utilizó el método de Intensidad de Arias con el fin de identificar los registros donde se presentaba la mayor intensidad, con lo cual se redujeron un 96% de los datos, pasando de 65,900 a 2,514 registros de aceleración, representando así una reducción en el tiempo de análisis del programa.

Para los casos de carga que solicita el programa Sap2000, se utilizaron casos de análisis no lineales con soluciones de integración directa para los registros reducidos de la estación Niltepec. Con esta configuración se obtienen resultados en términos de historias en el tiempo en todos los elementos o nodos de la estructura.

Dentro de las normativas mexicanas hay una carencia en temas del diseño de topes sísmicos, para tales motivos se tienen que hacer uso de normativas extranjeras como la normativa chilena, donde se especifica si es necesario colocar topes sísmicos internos y no solo extremos, además de emplear los soportes elastoméricos tanto como soporte de vigas como en los laterales de los topes sísmicos, con lo cual las fuerzas de impacto se verían disminuidas y aumentaría la vida útil del tope sísmico.

Los puentes esviados son más propensos a fallas por la rotación del puente debida a los desplazamientos y la forma que estos tienen, por ello, una propuesta de solución, que podría ayudar a la estabilidad de estos puentes, sería basada en la forma del puente, pues como se pudo apreciar en el puente que se estudió, su geometría lo llevaba a tener un mayor riesgo de fallar si rotaba en contrasentido de las manecillas del reloj, por ende, en estos casos se podría dar una mayor prioridad en estas zonas de riesgo colocando un refuerzo extra.

Actualmente el puente de La ventosa cuenta con un incremento en los topes sísmicos haciendo que estos sean de mayor grosor, además de un incremento en la corona hecha de concreto con anclas de sujeción.

APÉNDICE A

Método de Newmark

Programado en software Matlab

clear;

clc;

load (Nombre del archivo).mat; % Carga el archivo que contiene el registro de aceleraciones

A = CARH100HV;

pga=max(abs(A)); % Obtiene el máximo valor en el registro

B = 1/4; % Valor Beta ($0 < B < 1$), Generalmente 1/4 ó 1/6

Y = 1/2; % Valor gamma ($0 < Y < 1$), Generalmente 1/2

dt = 0.01; % Delta t en [s]

MatrizT=0.1:0.1:3; % Crea una matriz de periodos naturales desde 0.1, con un incremento de 0.1 hasta un valor de 3

for j=1:length(MatrizT) % Hace una evaluación de todos los periodos presentes en MatrizT

T=MatrizT(j); % Toma el valor correspondiente a la ubicación "j" en MatrizT

wn=2*pi/T; % Calcula la frecuencia angular

M = 1; % Se propone de 1

Psi=0.05; % Fracción de amortiguamiento

C = 2*M*wn*Psi; % Calcula el Amortiguamiento

K=(wn^2)*M; % Calcula la rigidez

Tt = dt*length(A); % Tiempo total

Mt = dt:dt:Tt; % Crea un vector fila desde "dt" cada "dt" hasta el valor de tiempo total "tot"

```

Mt = Mt(:);           % Convierte el vector fila Mt a un vector columna
it = length(A);      % Obtiene el total de iteraciones a efectuar
U = zeros(it,1);     % Matriz de desplazamiento
dU = zeros(it,1);    % Matriz de velocidad
dU2 = zeros(it,1);   % Matriz de aceleración

```

```

    %cálculo de coeficientes

```

```

a1 = (M/(B*dt^2))+((C*Y)/(B*dt));
a2 = (M/(B*dt))+C*((Y/B)-1);
a3 = (M*((1/(2*B))-1))+C*dt*((Y/(2*B))-1);
Kn = K+a1;
P = A;
dU2(1) = (-M*P(1)-C*dU(1)-K*U(1))/M;

```

```

    % cálculo de las variables en el instante (i+1)

```

```

for i=1:it-1
    Pn = -M*P(i+1)+(a1*U(i))+a2*dU(i)+a3*dU2(i); % Fuerza en el momento (i+1)
    U(i+1,1) = Pn/Kn; % Matriz de desplazamiento en el momento (i+1)
    dU(i+1,1) = ((U(i+1)-U(i))*Y/(B*dt))+dU(i)*(1-(Y/B))+dU2(i)*dt*(1-(Y/(2*B)))); % Matriz
    de velocidad en el momento (i+1)
    dU2(i+1,1) = ((U(i+1)-U(i))/(B*(dt^2)))-dU(i)/(B*dt)-dU2(i)*((1/(2*B))-1); % Matriz de
    aceleración en el momento (i+1)
end

```

```

SD(j)=max(abs(U)); % Obtiene el máximo desplazamiento para T respectiva
SA(j)=SD(j)*wn^2; % Calcula la máxima aceleración con el máximo desplazamiento

```

```

end

```

```

Tn=[0 MatrizT];

```

```

Tn = Tn.;

```

SAA=[pga SA];

SAA = SAA.');

%plot(Tn,SAA);

Rigidez del apoyo elastomérico

Cálculo de espesor total del apoyo

Espesor de la cubierta de elastómero:	0.9525 [cm]
Espesor de la capa interna de elastómero (t):	0.6350 [cm]
Espesor de refuerzo de acero:	0.3037 [cm]
Número de cubiertas:	2
Número de capas de refuerzo de acero:	9
Número de capas internas de elastómero:	8
Espesor total ($\sum t$)	9.7190 [cm]

Cálculo del área longitudinal

Longitud de la almohadilla (dirección longitudinal del puente L):	45.72 [cm]
Ancho de la almohadilla (dirección transversal del puente b):	45.72 [cm]
Área de la almohadilla (A)	2090.3184 [cm ²]

Cálculo de Inercia

Longitud de la almohadilla (dirección longitudinal del puente L):	45.72 [cm]
Ancho de la almohadilla (dirección transversal del puente b):	45.72 [cm]
Inercia (I)	364119.251 [cm ⁴]

Módulo de corte de elastómero: $G_{\text{eff}} = 66791.489$ [kg/m²]

Módulo elástico bruto: $k = 703068306.237$ [kg/m²]

Cálculo del módulo de elasticidad de compresión

$$E_c = \left(\frac{1}{6G_{\text{eff}} S^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1}$$

donde

$$S = \frac{L}{4t} = 18$$

Por lo que

$$E_c = 104187520 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Cálculo de rigidez horizontal

$$K_h = \frac{G_{\text{eff}} A}{\sum t}$$

$$K_h = 143651.275 \text{ [kg/m]}$$

Cálculo de rigidez vertical

$$K_v = \frac{E_c A}{\sum t}$$

$$K_h = 224080497 \text{ [kg/m]}$$

Cálculo de rigidez rotacional

$$K_r = \frac{E_c I}{\sum t}$$

$$K_h = 3903329.883 \text{ [kg/m]}$$

Intensidad de Arias

Programado en software Matlab

```
for i=1:1:length(t)
```

```
    I_Arias(i) = (pi/2*9.81)*sum((acel(1:i,1).^2)*t(1));
```

```
end
```

```
I_Ariastotal = I_Arias(i-1);
```

```
Lim_inf= 0.05*I_Ariastotal;
```

```
Lim_sup = 0.95*I_Ariastotal;
```

```
indtinf = find(round(I_Arias)==round(Lim_inf));
```

```
indtsup = find(round(I_Arias)==round(Lim_sup));
```

```
tinf= t(indtinf(1));
```

```
tsup= t(indtsup(1));
```

```
Accel_fuerte = acel(indtinf:indtsup);
```

```
t_fuerte = t(indtinf:indtsup);
```

Referencias

- Secretaria de Comunicaciones y Transporte (SCT) (1991). Manual de Proyectos Geométricos de Carreteras. México: Gob. México.
- Instituto Mexicano del Transporte (IMT) (1996). Comportamiento sísmico de puentes sobre apoyos elastoméricos. Querétaro: Secretaria de Comunicaciones y Transporte.
- Rivera D. (2007). Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos. México: Centro Nacional De Prevención De Desastres.
- Reinoso et al. (s.f). Diseño de puentes con elementos prefabricados y presforzados. En manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas: 59-78. México: ANIPPAC.
- Eddyhrbs. (s.f). Diseño y construcción de puentes esviajados. 2019, de Blogger Sitio web: <https://www.ingenierocivilinfo.com/2011/02/diseno-y-construccion-de-puentes.html>. Consultado el 10 de octubre 2019.
- Secretaria de Comunicaciones y Transporte (SCT) (2001). N PRY CAR 6 01 005/01. México: Gob. de México.
- Pozos-Estrada A. et al. (2017). Puente-Galería fotográfica. 2019, de Instituto de ingeniería UNAM Sitio web:<http://proyectos.iingen.unam.mx/reportesismo7deseptiembre/es-mx/Imagenes/Paginas/Puente.aspx>. Consultado el 22 de julio de 2019.
- Chávez et al. (2017). Observations of damages in some locations of Oaxaca due to the Tehuantepec Mw8.2 earthquake. 2019, de Instituto de Ingeniería UNAM Sitio web: http://proyectos.iingen.unam.mx/reportesismo7deseptiembre/es-mx/Documentos/DocumentosSismos/SEWC2017_Chavez_et_al_2017.pdf. Consultado el 22 de julio de 2019.
- Lara O. (2013). Recomendaciones de diseño estructural para evitar daños a los topes sísmicos de puentes. México: UNAM – Dirección General de Bibliotecas.
- Pozos-Estrada A, Martín J.O. (2019). Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero esviajado: El caso del puente La Ventosa ante el sismo del 7 de septiembre de 2017. XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Japan Road Association. (2012). Specifications for Highway Bridges, Part V, Seismic Design.
- Gómez R. (s.f.). Análisis sísmico de puentes. México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Unión A. et al. (2010). Nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile. Chile: Dirección de Vialidad, Gob. de Chile.
- Unión A. (2015). Daños en puentes y pasarelas sismo 27 febrero 2010. Seminario MOP JICA AGCI-CHILE.
- Cymper. (2017). Juntas de dilatación para puentes con elastómero armado. 2019, de Cymper Sitio web: <https://acortar.link/T2GvXT> Consultado el 10 de octubre de 2019

123rf. (s.f). Los diferentes tipos de puentes ilustración vectorial. 2019, de 123sf Sitio web: <https://acortar.link/ExdQXK> Consultado el 10 de octubre de 2019

Puentes. (s.f). de sites.google.com Sitio web: <https://sites.google.com/site/puentesdel2016/partes-de-un-puente> Consultado el 10 de octubre de 2019

CSI. (2017). Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge. USA: Computers & Structures, Inc.