



UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE
HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA EL
PUENTE COAHUAYANA

TESIS PROFESIONAL QUE PARA OBTENER EL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL

PRESENTA

RODRIGO MEDINA ANGEL

ASESOR

DRA BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

MORELIA, MICHOACÁN, FEBRERO 2020

DEDICATORIA:

A mis padres, por su apoyo incondicional, ejemplo a seguir para jamás rendirme, además de su enorme sacrificio.

AGRADECIMIENTOS:

Doy gracias a Dios, mis padres, mi familia que me apoyo en todo momento para llegar a ser profesionista. Yo no recuerdo, pero mi papá cuenta que desde muy pequeño cuando me preguntaban que quería ser cuando fuera grande y mi respuesta era ingeniero civil, hoy gracias a su apoyo que en todo momento me ayudo a no permitirme rendirme, y por lo que puedo decir con gusto y gran satisfacción "Soy Ingeniero Civil"; gracias a ellos, ya que sin ellos mi sueño jamás se hubiese hecho realidad.

Éste logro no solo me corresponde a mí, es de toda mi familia y mis amigos que me apoyaron en el camino para convertirme en un profesionista, ayudándome para la realización de este trabajo, que sin todo ese apoyo quien sabe que hubiese pasado, por lo que solo les puedo decir gracias.

A mi asesora la Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete, que la hice pasar por muchos momentos de estrés por no comprender las cosas como debía, por hacer que trabajara más de lo que ella debía, le doy las gracias que me haya apoyado desde que comencé a trabajar con ella, siempre con la disposición de enseñar y guiarme para la realización del trabajo, sin su ayuda jamás podría haber terminado.

Gracias a los profesores que me guiaron en este camino y se preocuparon por transmitir sus conocimientos de mejor manera, para alguno de ellos tal vez no les era de su agrado, pero mi intención siempre fue de aprender de ellos, y de alguna u otra forma han dejado en mí una semilla que me hace querer ser cada día mejor.

CONTENIDO

RESUMEN.....	- 1 -
ABSTRACT	- 2 -
OBJETIVO	- 3 -
INTRODUCCIÓN.....	- 4 -
CAPÍTULO 1.- ESTADO DEL ARTE DEL MULTI-PELIGRO	- 7 -
CAPÍTULO 2.- MÉTODO PROBABILISTA PARA EVALUAR EL MULTI-PELIGRO... -	10 -
2.1. ESTIMACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE FALLA	- 11 -
CAPÍTULO 3.- DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO	- 14 -
3.1 MODELO NUMÉRICO	- 18 -
3.2 MODELO DEL PUENTE SIN SOCAVACIÓN	- 18 -
3.3 MODELO DEL PUENTE CON SOCAVACIÓN EN LAS PILAS	- 19 -
3.4 CARACTERÍSTICAS DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE PILAS Y PILOTES DE CIMENTACIÓN	- 20 -
3.5 ARTICULACIONES PLÁSTICAS	- 20 -
3.6 DEFINICIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA A FLEXIÓN	- 22 -
3.7 DEFINICIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA A CORTANTE	- 26 -
3.8 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL PUENTE.....	- 28 -
CAPÍTULO 4.- DETERMINACIÓN DEL MODELO PROBABILISTA DE LA DEMANDA SÍSMICA	- 37 -
4.1 SISMISIDAD EN MÉXICO.....	- 37 -
4.2 CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA DE MÉXICO COMO FUNCIÓN DE LA LOCALIZACIÓN Y TIPO DE FUENTE SÍSMICA.....	- 38 -
4.3 CURVA DE PELIGRO SÍSMICO.....	- 43 -
CAPÍTULO 5.- DETERMINACIÓN DEL MODELO PROBABILISTA DE LA DEMANDA DE SOCAVACIÓN	- 45 -
5.1 CURVA DE PELIGRO DE SOCAVACIÓN	- 48 -
CAPÍTULO 6.- DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD	- 53 -
CAPÍTULO 7.- ANÁLISIS DE RESULTADOS	- 58 -
7.1 CURVAS DE FRAGILIDAD.....	- 58 -
7.2 CURVAS DE SUPERFICIE.....	- 61 -
CONCLUSIONES.....	- 68 -
REFERENCIAS	- 70 -

Índice de Figuras

<i>Figura 3-1 Puente Coahuayana</i>	<i>- 14 -</i>
<i>Figura 3-2 Localización del puente Coahuayana a) Macro localización b) Micro localización.....</i>	<i>- 14 -</i>
<i>Figura 3-3 Sección transversal de la superficie de la superestructura del puente Coahuayana.....</i>	<i>- 15 -</i>
<i>Figura 3-4 Vista en planta del puente Coahuayana.</i>	<i>- 15 -</i>
<i>Figura 3-5 Apoyos de neopreno localizados entre la subestructura y la superestructura.</i>	<i>- 16 -</i>
<i>Figura 3-6 Sección transversal de las pilas.....</i>	<i>- 17 -</i>
<i>Figura 3-7 Vista en alzado y planta de la pila tipo muro y del arreglo de pilotes. -</i>	<i>17 -</i>
<i>Figura 3-8 Vista tridimensional del modelo con base flexible del puente Coahuayana.....</i>	<i>- 19 -</i>
<i>Figura 3-9 Vista tridimensional del modelo a base flexible con socavación de 7 m del puente Coahuayana.</i>	<i>- 20 -</i>
<i>Figura 3-10 Armado de las pilas tipo muro.....</i>	<i>- 21 -</i>
<i>Figura 3-11 Curva momento-curvatura de las pilas.....</i>	<i>- 22 -</i>
<i>Figura 3-12 Curvas momento-rotación real y momento-rotación idealizada de las pilas tipo muro.</i>	<i>- 24 -</i>
<i>Figura 3-13 Curva momento-rotación real e idealizada de los pilotes de cimentación.</i>	<i>- 26 -</i>
<i>Figura 3-14 Relación fuerza-desplazamiento para la caracterización de una articulación plástica a cortante (FEMA, 2010).</i>	<i>- 27 -</i>
<i>Figura 3-15 Articulación plástica a cortante en las pilas del puente, definidas de acuerdo a la FEMA-356.</i>	<i>- 28 -</i>
<i>Figura 3-16 Curva de capacidad (Push-over), mecanismo de colapso a flexión en pilotes.....</i>	<i>- 29 -</i>
<i>Figura 3-17 Curva de capacidad (Push-over), mecanismo de colapso a cortante en pilas tipo muro.</i>	<i>- 30 -</i>
<i>Figura 3-18 Curva de capacidad (Push-over), mecanismo de colapso a flexión en pilas tipo muro.</i>	<i>- 30 -</i>
<i>Figura 3-19 Comparación de las curvas de capacidad a flexión y cortante de las pilas tipo muro.</i>	<i>- 31 -</i>
<i>Figura 3-20 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación de 1 m.</i>	<i>- 32 -</i>
<i>Figura 3-21 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 2 m.</i>	<i>- 32 -</i>
<i>Figura 3-22 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 3 m.</i>	<i>- 33 -</i>
<i>Figura 3-23 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 4 m.</i>	<i>- 33 -</i>

<i>Figura 3-24 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 5 m.</i>	<i>- 34 -</i>
<i>Figura 3-25 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 6 m.</i>	<i>- 34 -</i>
<i>Figura 3-26 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 7 m.</i>	<i>- 35 -</i>
<i>Figura 3-27 Comparación de las curvas de capacidad a flexión sin y con problemas de socavación.....</i>	<i>- 36 -</i>
<i>Figura 4-1 Placas tectónicas presentes en la República de Mexicana.....</i>	<i>- 37 -</i>
<i>Figura 4-2 Mapa de los grupos de demanda sísmica y ubicación del caso de estudio.....</i>	<i>- 39 -</i>
<i>Figura 4-3 Mapa de los registros seleccionados que se encuentran a una distancia menor de 50 km de las Trincheras.</i>	<i>- 40 -</i>
<i>Figura 4-4 Histograma de frecuencias de la PGA.</i>	<i>- 42 -</i>
<i>Figura 4-5 Espectros de Respuesta de la demanda sísmica.</i>	<i>- 42 -</i>
<i>Figura 4-6 Espectros de respuesta correspondientes a los percentiles 25%, 50% y 75%.</i>	<i>- 43 -</i>
<i>Figura 4-7 Curva de peligro sísmico para el puente Coahuayana.....</i>	<i>- 44 -</i>
<i>Figura 5-1 Hidrogramas para los periodos de retorno.....</i>	<i>- 45 -</i>
<i>Figura 5-2 Distribución log normal del gasto.</i>	<i>- 49 -</i>
<i>Figura 5-3 Histograma del tirante de socavación estimado con la simulación mediante el método de Montecarlo.</i>	<i>- 50 -</i>
<i>Figura 5-4 Función de densidades de probabilidad Log normal que representa la probabilidad de Ys.....</i>	<i>- 51 -</i>
<i>Figura 5-5 Curva de peligro de socavación.....</i>	<i>- 52 -</i>
<i>Figura 6 1 Mediana del espectro de respuesta.</i>	<i>- 54 -</i>
<i>Figura 7-1 Curvas de fragilidad para el Estado de Daño Ligero para diferentes profundidades de socavación en los pilotes.</i>	<i>- 59 -</i>
<i>Figura 7-2 Curvas de Fragilidad para el Estado de Daño Moderado para diferentes profundidades de socavación en los pilotes.</i>	<i>- 60 -</i>
<i>Figura 7-3 Curvas de fragilidad para el Estado de Daño de Colapso para diferentes profundidades de socavación en los pilotes.</i>	<i>- 61 -</i>
<i>Figura 7-4 Curvas de superficie para el Estado de Daño Ligero para diferentes profundidades de socavación: a) función de densidades de probabilidad y b) función de densidades de probabilidad acumulada.....</i>	<i>- 62 -</i>
<i>Figura 7-5 Curvas de superficie para el Estado de Daño Moderado para diferentes profundidades de socavación: a) función de densidades de probabilidad y b) función de densidades de probabilidad acumulada.....</i>	<i>- 63 -</i>

Figura 7-6 Curvas de superficie para el Estado de Daño de Colapso para diferentes profundidades de socavación: a) función de densidades de probabilidad y b) función de densidades de probabilidad acumulada..... - 64 -

Figura 7-7 Curvas de superficie de la probabilidad de falla para el estado de daño ligero. - 65 -

Figura 7-8 Curvas de superficie de la probabilidad de falla para el estado de daño moderado. - 66 -

Figura 7-9 Curvas de superficie de la probabilidad de falla para el estado de daño de colapso..... - 67 -

Índice de Tablas

<i>Tabla 3-1 Longitud de articulación plástica en pilotes para diferentes escenarios de socavación.</i>	<i>- 25 -</i>
<i>Tabla 3-2 Valores recomendados para la caracterización de la articulación plástica a cortante, (FEMA, 2010).</i>	<i>- 27 -</i>
<i>Tabla 4-1 Tipos de suelo considerados como terreno duro para la depuración de los registros Hernández (2019) _____</i>	<i>- 39 -</i>
<i>Tabla 4-2 Sismos registrados y datos de las estaciones sísmicas.</i>	<i>- 41 -</i>
<i>Tabla 5-1 Tirantes de socavación (Ys), calculados por el método de la HEC-18 utilizando el software HEC-RAS (Espino, 2018) para flujo variado y diferentes periodos de retorno. _____</i>	<i>- 47 -</i>
<i>Tabla 5-2 Tirantes de socavación (Ys), calculados por el método de la HEC-18 utilizando el software HEC-RAS (Espino, 2018) para flujo constante y diferentes periodos de retorno.</i>	<i>- 47 -</i>
<i>Tabla 6-1 Distorsión angular (ASCE/SEI 41-13, 2014). _____</i>	<i>- 55 -</i>
<i>Tabla 6-2 Ductilidad por curvatura (Priestley, 2010).</i>	<i>- 55 -</i>
<i>Tabla 6-3 Estado de daño Ligero</i>	<i>- 56 -</i>
<i>Tabla 6-4 Estado de daño por Moderado.</i>	<i>- 56 -</i>
<i>Tabla 6-5 Estado de daño por Colapso.</i>	<i>- 57 -</i>

RESUMEN

Las pilas y pilotes de cimentación de los puentes son los elementos estructurales en los que se concentra la mayor demanda sísmica durante la ocurrencia de temblores. Es en estos elementos donde suelen presentarse daños importantes a causa del movimiento lateral de la estructura. Cuando estos presentan a lo largo de su vida útil problemas de socavación, su condición estructural es diferente a la que se tenía originalmente, por lo que ahora se pueden esperar concentraciones de daño tanto en pilas como en pilotes de cimentación en caso de la ocurrencia de terremotos. El estudio de los efectos que se tienen en las estructuras a causa de la acción combinada de más de una condición de carga se le denomina multi-peligro. La combinación de acciones de que se tienen registros de ser más susceptibles a presentarse en los puentes, es la acción conjunta de socavación y sismos; por lo tanto, el objetivo de este trabajo es estudiar la capacidad sísmica de un puente real ante el multi-peligro: socavación y sismos. Para alcanzar el objetivo se desarrollaron modelos analíticos no lineales del puente considerando a éste sin y con problemas de socavación. Los modelos consideran la no linealidad del material donde se asumen las leyes constitutivas propuestas por Hognestad para muro de CR, el modelo de Mander para columnas de CR, y el modelo de Park para el acero de refuerzo. Se estudian la capacidad de los puentes ante mecanismos de colapso a flexión y a cortante. Mediante el método del ATC-40 se estiman las demandas de ductilidad por curvatura y de distorsión angular ante diferentes escenarios sísmicos, lo cual permite estimar curvas de fragilidad para 4 estados límite de daño. Los resultados demuestran un importante incremento en la vulnerabilidad sísmica del puente en presencia de socavación, lo cual incrementa la probabilidad de alcanzar el estado límite de colapso del puente en el escenario de multi-peligro: socavación y sismos.

Palabras clave: Socavación, Sismo, Multi-peligro, Vulnerabilidad sísmica, Curvas de fragilidad

ABSTRACT

The piers and foundation piles of the bridges are the structural elements in which the greatest seismic demand is concentrated during the occurrence of earthquakes. It is in these elements that significant damage usually occurs due to the lateral movement of the structure. When they have undermining throughout their useful life, their structural condition is different from what was originally had, so that you can now expect damage concentrations in both piers and piles in a case of the occurrence of earthquakes. The study of the effects on structures due to the combined action of more than one loading condition is called multi-hazard. The combination of actions that have records of being more susceptible to occur on bridges, is the joint action of scour earthquakes; therefore, the objective of this work is to study the capacity of a real bridge against the multi-hazard: scour and earthquakes. To achieve the objective, nonlinear analytical models of the bridge were developed considering it without and with scour problems. The models consider the non-linearity of the material where the constitutive laws proposed by Hognestad for RC walls, the Mader's model for RC columns, and the Park's model for steel reinforcing are assumed. The capacity of the bridges under mechanisms of flexion and shear collapse are studied. Using the ATC-40 method, the demands for the curvature ductility and the angular distortion for several scenarios were estimated, which allows estimating fragility curves for four damage states. The results demonstrate a significant increase in the seismic vulnerability of the bridge in the presence of scour, that increases the probability of reaching the limit state of collapse of the bridge in the multi-hazard scenario: scour and earthquakes.

Keywords: Scour, Earthquakes, Multi-hazard, Seismic vulnerability, Fragility curves

OBJETIVO

El objetivo general de este trabajo es determinar curvas de fragilidad de un puente de concreto reforzado con pilas tipo muro mediante un modelo probabilista que permita evaluar el multi-peligro generado por la ocurrencia de socavación y terremotos.

Para llegar a obtener las curvas de fragilidad es necesario plantear los siguientes objetivos particulares:

- Obtener la demanda de socavación mediante modelos hidrológicos en el software HEC-RAS y mediante una simulación empleando el método de Montecarlo
- Caracterizar la demanda sísmica con base en registros localizados en un radio menor a los 50km de las trincheras del Pacífico.
- Definir un modelo probabilista para evaluar la probabilidad de alcanzar los estados límite de daño: ligero, moderado y colapso.
- Desarrollar análisis paramétricos que permitan definir la capacidad del puente en estudio ante un conjunto de escenarios de socavación local y sismos, que permitan cuantificar los efectos del multi-peligro.

INTRODUCCIÓN

México es un país que de acuerdo a su posición geográfica está expuesto a una variedad de peligros efecto de la ocurrencia de fenómenos naturales, estos ponen en riesgo las obras civiles ubicadas cercanamente a las zonas del país donde se generan fenómenos naturales como huracanes, terremotos, inundaciones y erupciones volcánicas. Debido a la necesidad de mitigar el riesgo a que pueden estar sujetas las obras civiles por su gran valor económico y de prestación de bienes y servicios que ofrecen, es que la ingeniería estructural y sísmica en México deben considerarse adecuadamente en cada caso para reducir el margen de error en la caracterización de las cargas accidentales, además de que, la presencia de múltiples fenómenos naturales puede incrementar el peligro de las estructuras expuestas a varias acciones caracterizadas con propiedades muy diversas entre sí, por lo tanto, es deseable la protección de esas estructuras ante la posible ocurrencia simultánea de más de una acción.

La filosofía de diseño estructural que se utiliza en la normativa vigente, fundamentalmente se define con base de factores de carga y factores de reducción de resistencia, estimados como función del comportamiento de los materiales y de los elementos mecánicos a que puede estar sujeto un elemento estructural ante una combinación de varias acciones; dentro de las acciones se tienen definidos varios tipos de carga, los cuales, no consideran la acción simultánea de más de una acción extrema, por lo que consideran independientemente el peligro de estas acciones. Esto puede conducir a un diseño menos económico en la práctica profesional, así como diferentes factores de seguridad de acuerdo a la definición de las acciones, esto implica que puede subestimarse o sobreestimarse la probabilidad de falla de las estructuras.

Estudios recientes han demostrado que el colapso de los puentes no es atribuible a un solo efecto, sino a la combinación de varios fenómenos naturales que, al presentarse en forma simultánea, o próximos el uno del otro, ocasionan demandas estructurales que pueden afectar negativamente el comportamiento estructural del puente.

En México el concreto reforzado (CR) es uno de los materiales mayormente implementado en la construcción de puentes carreteros. Siendo el objetivo general de la construcción de un puente librar obstáculos como ríos, lagos, cañones, o facilitar el cruce de otras vías de comunicación como son las propias carreteras. En el caso de puentes que permiten el tránsito sobre ríos, se ha observado en los últimos años, que por efectos del cambio climático se presentan variaciones muy importantes en las avenidas de agua máximas esperadas, lo cual tiene un impacto muy importante al encontrarse obstáculos en su cauce, como son las pilas y estribos de los puentes, induciéndose problemas de socavación, el efecto principal de la presencia de socavación es un cambio en la forma geométrica de la subestructura

de un puente. Sí, además, tenemos presente que un importante número de puentes de la red carretera mexicana se encuentran ubicados en zonas sísmicas importantes, entonces podemos decir que tenemos un problema de multi-peligro, es decir, debe estudiarse la capacidad sísmica del puente con y sin efectos de socavación, ya que la presencia de ambos fenómenos induce un cambio importante en el comportamiento dinámico del puente.

La socavación de puentes puede ocurrir en cualquier momento a lo largo de su vida útil, y la profundidad de socavación es función de varios parámetros aleatorios, entre los que se encuentran el gasto esperado, el tirante aguas arriba, el tipo de suelo del cauce del río, el tipo de nariz de las pilas, el ángulo de ataque del río, entre otros factores que influyen el fenómeno.

Durante la ocurrencia de desastres naturales son muchas las construcciones que se ven afectadas, dentro de estas existen construcciones que no deben dejar de funcionar ante la ocurrencia de estos eventos, como es el caso de los puentes que son vías de acceso a ciudades, permiten el intercambio de bienes y servicios, y se encuentran dentro de los principales elementos de la infraestructura de un país. A pesar de considerar su importancia en los procesos de diseño y construcción, los puentes son susceptibles ante las amenazas de los peligros naturales. Por lo tanto, es importante realizar un análisis costo-beneficio del ciclo de vida de los puentes considerando los costos iniciales, de mantenimiento y reparación de la construcción (en caso de ser necesario), para garantizar la adecuada funcionalidad de las líneas de infraestructura vitales ante la ocurrencia de acciones naturales extremas. Por ello en el presente trabajo se estiman curvas de fragilidad para diferentes condiciones de daño que podría presentar un puente real ubicado en el estado de Colima, representativas del comportamiento del puente ante un conjunto de escenarios de multi-peligro: socavación y terremotos, que son los estudios previos en que se basa un estudio costo-beneficio del periodo de vida de este puente.

En el presente trabajo se desarrolló un análisis probabilista del multi-peligro: socavación y terremotos, de un puente de concreto reforzado con pilas tipo muro y cimentación a base de pilotes unidos por una losa de cimentación, para estimar curvas de fragilidad. La elección del tipo de puente obedece a que se encontró que el mayor número de colapsos en puentes por socavación están asociados a esta tipología. Los resultados muestran que los efectos de multi-peligro son más importantes cuando se tiene una gran probabilidad de que se presenten terremotos intensos, asociados a periodos de retorno de 2500 años, ya que la presencia de socavación hace muy vulnerable al puente ante la acción de terremotos con probabilidades grandes de colapso ante aceleración pequeñas.

El puente es más vulnerable con problemas de socavación que sin ellos, pero durante los primeros 3 m el puente es más vulnerable que en los siguientes 7 m, donde para alcanzar o exceder el estado de daño por colapso, se necesita una aceleración del suelo de $1.2 \leq PGA \leq 1.9$ mientras que teniendo una profundidad

de socavación de 4 m hasta los 7 m se necesita una aceleración del suelo $3.5 \leq PGA$, es decir, se necesita menos aceleración para causar problemas al puente con poca socavación que socavaciones muy grandes,

CAPÍTULO 1.- ESTADO DEL ARTE DEL MULTI-PELIGRO

En la literatura se encuentra un número importante de trabajos que han enfocado su investigación en el entendimiento del comportamiento que podrían presentar las estructuras ante la acción simultánea de más de una acción, donde las acciones se caracterizan por un conjunto de variables aleatorias y diversos periodos de retorno, las investigaciones tienen como objetivos determinar la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad de las estructuras. Estudios recientes han demostrado que el colapso de los puentes no es causa de un solo efecto, sino de la combinación de distintos fenómenos naturales que ocasionan acciones que tienen impacto en el comportamiento estructural del puente y sus efectos se van acumulando a lo largo de su vida útil a causa del escaso mantenimiento. El multi-peligro es una metodología para conocer los efectos que se pueden presentar en las estructuras cuando se encuentran sometidas a la acción de dos o más eventos aleatorios que sean de interés para una localidad o estructura en particular (Ellinwood B. and Rosowsky DV, 2006; Alipour et al., 2013). Los eventos a considerar son función de los riesgos a que pueda estar sometida la estructura de interés; por ejemplo, las ciudades del norte de los Estados Unidos están expuestas al fenómeno natural de temperaturas bajo cero que ocasionan nevadas importantes, lo cual incrementa la masa actuante en las estructuras, y en el caso de ocurrencia de un terremoto, estas generarían fuerzas sísmicas mayores que las consideradas en el proceso de diseño estructural, las sobrecargas generadas por eventos extraordinarios de nieve pueden generar el colapso de las estructuras por haber sido diseñadas considerando las fuerzas que se inducirían en ellas por efecto de cargas de nieve inferiores a las actuales. La única forma de evitar este tipo de errores en la proyección de las masas máximas esperadas es mediante la consideración de la acción simultánea de estos efectos, máxima carga de nieve, ésta definida probabilísticamente para diferentes periodos de retorno, y aceleración máxima esperada de un terremoto, de lo contrario se pondría en riesgo la estabilidad de las estructuras. Para este caso el multi-peligro está relacionado con la acción simultánea de cargas extremas de nieve con la ocurrencia de terremotos de magnitud importante (Ellinwood B. and Rosowsky DV, 2006), mientras que, en los puentes el multi-peligro se puede presentar ante cargas vivas extremas, sismos, socavación, impacto y explosión, condiciones que deben estudiarse en un primer paso en forma independiente, y posteriormente estudiar cómo se relacionan entre sí para cada caso particular. Lee y Rosowsky (2004) condujeron estudios sobre análisis de fragilidad para edificios con estructura de madera sometidos a cargas de nieve y terremotos, en sus resultados reportan que las cargas de nieve pueden presentar un aumento de peso importante a considerar en la estructura por efectos de cargas sísmicas. En ese trabajo se consideró a las cargas de nieve actuando como peso sísmico adicional para los análisis de fragilidad sísmica, lo que ocasiona un incremento notable en el peso de la estructura, como resultado se puede tener el caso de que el edificio no esté diseñado para las cargas tan elevadas que se estimaron, así que mediante un

análisis que considere la acción simultánea de grandes nevadas y sismos de magnitudes desastrosas puede llevar al colapso a los edificios localizados en la zona de estudio, las cuales corresponden a zonas sísmicas medias y suelos no desfavorables. Swagata y Masanobu (2008) examinaron el comportamiento de puentes sometidos a excitaciones dinámicas mediante pruebas experimentales desarrolladas en una mesa vibradora, donde las estructuras en estudio se sometieron a diferentes vibraciones con el objetivo de determinar las demandas sísmicas que llevan a los puentes a diferentes estados de daño; los estados de daño los definieron mediante el parámetro de ductilidad por curvatura desarrollada en las pilas de los puentes como ninguno, menor, moderado y mayor, estos niveles se asignaron respectivamente a: los casos donde no existían daños, en donde los agrietamientos fueron de menor importancia, para agrietamientos mayores pero sin poner en riesgo vidas, y el último representa el colapso. En el trabajo se reportan curvas de fragilidad para definir la vulnerabilidad de los puentes al estar sometidos a esas excitaciones, y para definir el tipo de daños que se indujeron en ellos, a pesar de que las curvas de fragilidad las estimaron con base a valores empíricos mediante el método de simulación de Montecarlo, los autores reportan que los resultados obtenidos tienen una buena aceptación. Bhosale (2012), avaluó la resistencia al corte y la capacidad de desplazamiento en las bisagras de cizalla ante un evento sísmico en edificios, donde se sabe que es deseable que una estructura jamás falle por cortante debido a que es un modo de falla frágil; para desarrollar esta investigación, desarrollaron un modelo de las bisagras trabajando a flexión y definiendo su capacidad mediante la relación momento-curvatura, con base en los resultados obtenidos estimaron las curvas de capacidad de las columnas, se despreció el parámetro de ductilidad por estimarse valores muy altos, a pesar de esto, se presentaron casos donde predominó la falla a corte, en general los resultados reportados indican que fue más desfavorable la falla a flexión inducida por la altura del edificio.

Se ha observado que en México la mayor causa de colapsos de puentes se atribuye a problemas de socavación. Cruz et al. (2018) realizaron un inventario de puentes colapsados total y parcialmente ante este fenómeno en un periodo de 10 años, en su trabajo reportan que la mayoría de los puentes estudiados colapsaron parcialmente, es decir, no todos sus claros presentaron colapso, lo cual indica que no es necesario que se presente la falla de todos los elementos del puente para considerar su colapso o pérdida de funcionalidad, por lo tanto, la falla de un solo claro incrementa considerablemente la probabilidad del colapso por presencia de un mecanismo de falla del sistema. Los autores reportan que el problema de la socavación se presentó en el estribo y apoyos interiores de pilas tipo muro rectangular. Puentes con estos problemas generan costos muy elevados de recuperación, por lo que es recomendado evitar o disminuir la presencia de problemas de socavación. La erosión local estipula la profundidad de socavación de diseño que puede llegar a alcanzar y la reducción en la resistencia por este efecto (Zach y George, 2013), para ello se trata el problema de erosión como un efecto de

carga equivalente. El enfoque se define combinando varios efectos de cargas aleatorias variadas en el tiempo como son el sismo, la socavación y el peso del camión, a pesar de que la probabilidad de que se llegue a dar una combinación de riesgos en un mismo instante de tiempo es muy poco probable, aun así, se consideró durante toda la vida útil del puente. Wang et al., 2014 estudian el efecto que tiene la socavación inducida sobre las pilas del puente en sus propiedades dinámicas, observan que el suelo comienza a deslavar a distancia, lo que resulta en una pérdida de apoyo lateral en la base del puente, reportan que la evaluación del comportamiento dinámico muestra que el puente es más sensible al cambio de profundidad de socavación, ya que lo hace más débil al cambiar su configuración estructural, y por lo tanto la rigidez del sistema, en sus resultados del análisis modal muestran que los periodos de los primeros modos de vibrar incrementan con la presencia de socavación local en las pilas del caso de estudio, donde los análisis de fragilidad reflejan una gran influencia de la socavación sobre la fragilidad de los elementos y los estados de daño, cuando se produce la socavación, los pilotes tienden a fallar antes que las pilas por los patrones de deformación que presentan los pilotes, por lo que concluyen que el efecto de socavación debe ser considerado en el análisis de riesgo sísmico en la mayoría de los elementos del puente.

Mackie (2003) desarrolló un modelo probabilista para puentes, donde primeramente se realizó la elección de las medidas de intensidad del movimiento del suelo y de la demanda de la estructura, para estas variables se proporciona información sobre su probabilidad de exceder los niveles críticos de la demanda, la cual es función del tiempo y del tipo de estructura. Por otro lado, Guo y Wu (2016) adoptaron el análisis de la fragilidad como función del tiempo para investigar el comportamiento sísmico en sistemas de puentes de concreto reforzado sometidos a múltiples peligros sísmicos y diferentes tipos de socavación, la probabilidad de falla del sistema está condicionada a que se presente un nivel de intensidad sísmica específico, mientras que la socavación depende de la probabilidad de ocurrencia de inundación; en los resultados presentan curvas de fragilidad dependientes del tiempo para los diferentes estados de daño que pueden presentarse en los puentes sujetos a riesgos combinados.

Los resultados de las investigaciones que se encuentran en la literatura proporcionan el estado del arte de los trabajos desarrollados sobre diferentes aspectos del multi-peligro, lo cual, nos permite definir líneas de investigación a seguir que contribuyan con el entendimiento de esta nueva visión a considerar en la determinación de las acciones que se pueden ver sujetas las obras civiles a lo largo de su vida útil.

CAPÍTULO 2.- MÉTODO PROBABILISTA PARA EVALUAR EL MULTI-PELIGRO

Los medios de transporte, telecomunicación y servicios de suministro son los elementos principales del sistema económico de un país, dentro de estos se encuentran los puentes, los cuales son vulnerables a la acción de peligros naturales extremos, como son los huracanes y los terremotos. Si se puede conocer el daño que estas acciones pueden inducir en todos los componentes del puente, es posible desarrollar modelos probabilistas para estimar la probabilidad de falla del puente ante diversos escenarios donde se presenta más de un peligro natural. Una de las metodologías que se utiliza para este fin, se basa en el cálculo de curvas de fragilidad sísmica correspondientes a diferentes estados de daño, esta metodología se implementa ampliamente para evaluar el riesgo sísmico de estructuras.

En el presente trabajo se estiman curvas de fragilidad analíticas que representan la probabilidad de alcanzar o exceder cuatro estados límite daño definidos como: sin daño, daño ligero, daño moderado y colapso. Debido a la tipología del puente, se asume que el mecanismo de colapso del puente puede presentarse en las pilas o en los pilotes de cimentación al alcanzar su máxima resistencia a cortante o a flexión por efecto de la acción combinada de socavación inducida por la ocurrencia de inundaciones y las fuerzas sísmicas generadas por la ocurrencia de terremotos. Ambas acciones, socavación y fuerza sísmica, son variables aleatorias cuya magnitud es función de un conjunto de parámetros que a su vez también son variables aleatorias. Por lo tanto, se definen en forma independiente las curvas de fragilidad ante la ocurrencia de terremotos y para la probabilidad de exceder una profundidad de socavación y la posible ocurrencia de terremotos con diferentes escenarios de aceleración máxima del terreno. Por otro lado, es importante reconocer que, en el proceso constructivo de cualquier estructura, se tienen varios parámetros con naturaleza aleatoria, como son la resistencia de los materiales, las cargas muertas y vivas esperadas, con menos variación se tiene a la geometría de los elementos que conforman el puente.

El análisis de confiabilidad de múltiples riesgos de los sistemas estructurales se encarga de evaluar el rendimiento del sistema bajo múltiples cargas aleatorias causadas por diversas fuentes naturales y artificiales. Es necesario un enfoque de múltiples riesgos para evaluar la capacidad de recuperación a largo plazo del sistema ante los peligros específicos de mitigación de riesgos para los peligros probables y garantizar que las estrategias implementadas para mitigar un peligro no amplifiquen la vulnerabilidad del sistema estructural bajo otro peligro. Un enfoque del multi-peligro a considerar en la filosofía de diseño de estados límite debe tener sus bases en la teoría de confiabilidad. Debido a la variabilidad inherente de las cargas es que se debe implementar la teoría de confiabilidad (Ellinwood, 1996), lo

cual se ve con mayor claridad cuando se desea considerar el impacto de múltiples peligros.

En las últimas décadas han ocurrido varios eventos extremos dejando a su paso grandes daños que dejan serias preocupaciones con respecto de la necesidad de contar con estados límite de diseño de puentes basado en la confiabilidad de multi-peligro. Como se mencionó antes, entre los diferentes peligros naturales, la socavación es una de las causas más comunes en México (Cruz et al., 2018). Para evitar la falla de los puentes que cruzan los ríos caudalosos, se debe diseñar estas estructuras con el objetivo de que satisfagan todos los requisitos de resistencia y de servicio después de la ocurrencia de cualquier degradación estructural causada por la erosión. Las normas AASHTO (2012) especifican que deben evaluarse los efectos de socavación en el cambio de la geometría de un puente para asegurar que éste no sea vulnerable a otras acciones extremas, como el viento y los sismos. Para evaluar la probabilidad de falla de los puentes ante la acción combinada de socavación y terremotos, se aplica un procedimiento basado en la confiabilidad del multi-peligro, para lo cual, se define como probabilidad de exceder un estado aceptable de daño cuando el puente presenta una socavación y está sujeta a cargas sísmicas. Entonces, se estima una matriz de probabilidades conjuntas de los dos eventos para un intervalo de posibles intensidades.

2.1. ESTIMACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE FALLA

La probabilidad de que un puente exceda un estado límite k , DS_k , bajo una demanda sísmica EQ_j y un evento de escenario de socavación SC_i se define como:

$$(P)_{ijk} = P(\text{Falla} | DS_k, EQ_j, SC_i)$$

Ec. 2-1

A lo largo de la vida útil de un puente, éste se puede ver sujeto a la acción de varios eventos extremos. Sin embargo, es importante hacer notar que las probabilidades de ocurrencia de socavación y terremotos corresponden a eventos estadísticamente independientes, por lo que su probabilidad se define como:

$$(P)_{ijk} = P(\text{Falla} | DS_k, EQ_j)P(SC_i)$$

Ec. 2-2

donde $P(SC_i)$ define la probabilidad de que se presente el escenario de socavación i –ésimo, el cual se representa mediante una profundidad de socavación. La probabilidad de ocurrencia de esta variable se define mediante la curva de riesgo de socavación, la cual se determina con base en el análisis estadístico de los datos reales del gasto hidráulico del sitio donde se localiza el puente recopilados en los

últimos años. Por lo que se deben tomar en cuenta las incertidumbres asociadas a las variables aleatorias que definen el cálculo de la profundidad de socavación.

Para incluir todos los peligros potenciales de presentarse en el sitio, también se examinan los efectos del peligro sísmico en el puente en estudio, para este propósito la ecuación (2-2) se puede expresar como:

$$(P)_{ijk} = P(\text{Falla}|DS_k)P(SC_i)P(EQ_j)$$

Ec. 2-3

donde (EQ_j) es la probabilidad de ocurrencia del j –ésimo escenario de terremoto que se define por una medida de intensidad, como la aceleración máxima del suelo. Esta probabilidad puede estimarse de la función que define el riesgo sísmico, dado que ésta representa la intensidad sísmica esperada correspondiente a una probabilidad de excedencia dada, nivel de peligro; además, puede usarse como una herramienta poderosa para la calibración de la demanda debido a la ocurrencia de posibles terremotos en la región específica. Para el desarrollo de las curvas de riesgo se conducen cuatro pasos:

1. Identificar las fuentes sísmicas dominantes para los sitios tomando como base los factores de contribución de las fuentes sísmicas.
2. Calcular la distancia del sitio a cada fuente sísmica.
3. Definir la tasa anual de terremotos y la probabilidad de que se exceda un cierto nivel del movimiento del suelo.
4. Mediante leyes de atenuación estimar la intensidad inducida en el sitio debido a cada fuente sísmica.

De acuerdo a la definición de la curva de peligro y a los pasos necesarios para estimarla, se concluye que se satisfacen todos los factores que se deben considerar para la estimación de la demanda de terremotos y la calibración de los factores de carga de diseño mediante el uso de una curva de riesgo.

El otro término de la ecuación (2-3) es la probabilidad de falla bajo un estado específico, DS_k . Se puede estimar esta probabilidad a partir de las curvas de fragilidad de los puentes socavados. Como se mencionó antes, una curva de fragilidad considera las incertidumbres asociadas con la respuesta de un sistema estructural y proporciona la probabilidad de exceder cualquier estado de daño definido para un puente en específico bajo las demandas de socavación y terremoto. Si se desea ajustar la demanda en un sistema estructural con fines de diseño, se pueden utilizar las curvas de fragilidad correspondientes a un estado de daño tolerable para ajustar esta demanda.

Durante la vida útil de diseño de un puente, existe una baja probabilidad de que ocurran varios eventos extremos simultáneamente e incluso cuando ocurren eventos simultáneos, las posibilidades de que todos los eventos tengan su mayor intensidad son muy pequeñas. Para considerar este hecho y evaluar las

probabilidades de ocurrencia de los eventos de socavación y terremoto con diferentes intensidades, se desarrolla una matriz de probabilidades conjuntas de los dos eventos para un rango de intensidades esperadas. Para el desarrollo de esta matriz, se utiliza la curva de riesgo de socavación generada previamente. Por otro lado, se desarrolla la curva de riesgo sísmico para la región en estudio (CFE, 2018). Las curvas de riesgo muestran las probabilidades de exceder un rango de valores en una región específica para una duración definida como función de la vida útil prevista de los puentes, en las especificaciones AASHTO LRFD (2012) la duración corresponde a 75 años. Con base en la combinación seleccionada de escenarios de socavación y terremoto (i y j , respectivamente), la probabilidad asociada de exceder el estado de daño k se estima de las curvas de fragilidad estimadas. Este procedimiento se repite para todos los escenarios de peligro y todos los casos de estudio.

CAPÍTULO 3.- DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio corresponde a el puente Coahuayana (Figura 3-1) que se localiza en las colindancias del estado de Michoacán y Colima, en el km 229+200 de la carretera costera Playa Azul-Manzanillo, se encuentra dentro de la red carretera federal libre (SCT & IMT, Red Nacional de Caminos) con coordenadas geográficas $18^{\circ}42'59.40''$ de latitud Norte y $103^{\circ}42'55.58''$ de longitud Oeste (Figura 3-2). El puente tiene una longitud total de 397.68 m, dividida en trece tramos soportados por doce pilas intermedias, mientras que los extremos del puente están apoyados sobre estribos. Todos los claros están simplemente apoyados, la longitud de los claros intermedios y extremos es 30.64 m y 30.32 m, respectivamente. El ancho total de la calzada del puente es 7.20 m, el cual está formado por un carril en cada dirección y en sus extremos se encuentran localizados los parapetos.

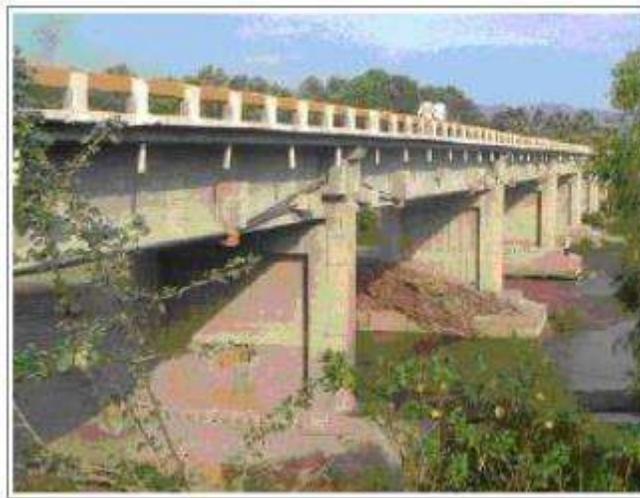


Figura 3-1 Puente Coahuayana



Figura 3-2 Localización del puente Coahuayana a) Macro localización b) Micro localización

La superestructura del puente está conformada por una losa de CR con 0.20 m de espesor y cuenta con una carpeta asfáltica de 0.10 m de espesor, la losa de CR se encarga de transmitir las cargas sobre dos vigas especiales tipo AASHTO de CR que tienen 2.15 m de peralte y se encuentran ubicadas a 2.4 m en ambos lados del centro del claro. Para proveer rigidez lateral al puente, se tienen cuatro diafragmas localizados simétricamente en cada claro del puente (Figura 3-4), dos extremos y los dos restantes se ubican a uno y tres cuartos de la longitud del claro, con sección transversal rectangular de 0.30 m de base y 0.92 m de peralte. La Figura 3-3 muestra los detalles de la sección transversal.

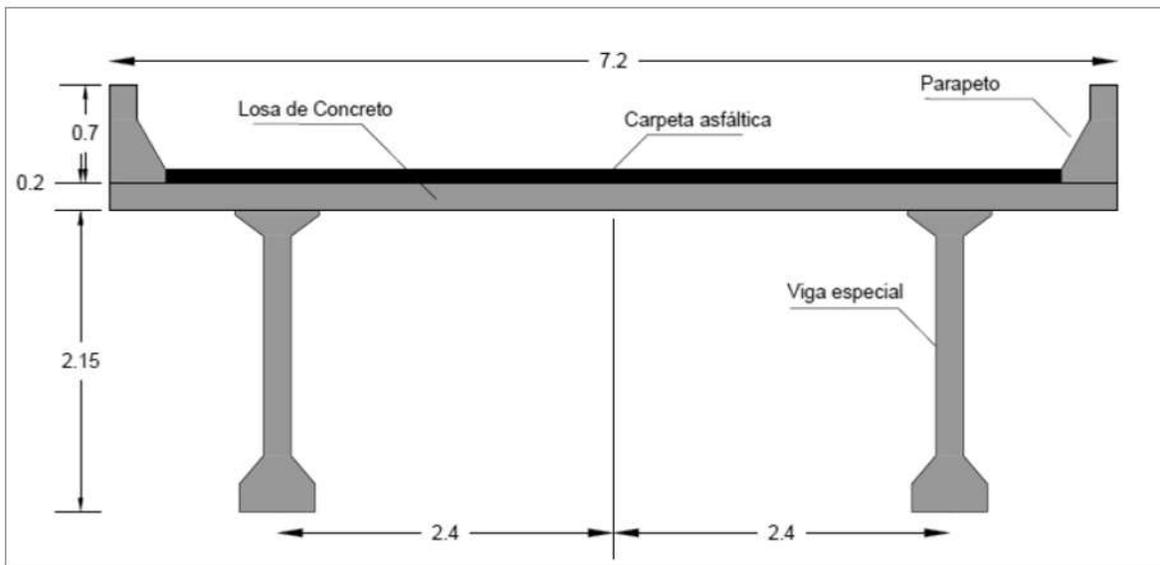


Figura 3-3 Sección transversal de la superficie de la superestructura del puente Coahuayana.

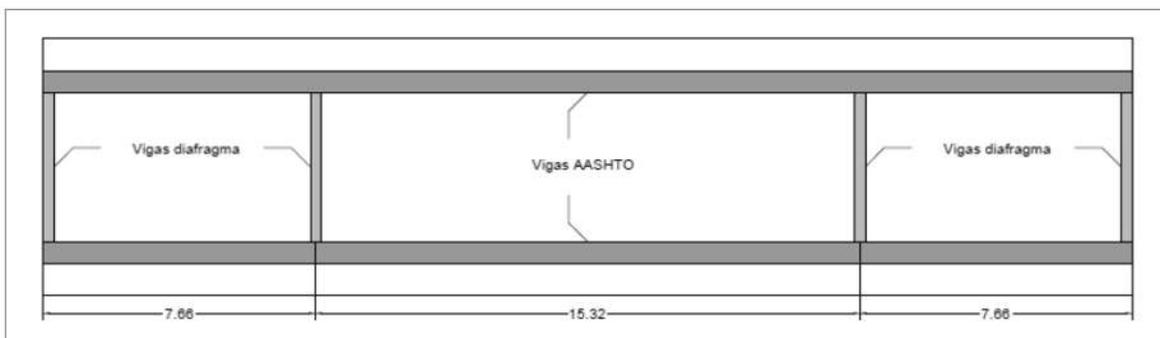


Figura 3-4 Vista en planta del puente Coahuayana.

Las cargas se transmiten de la superestructura a la subestructura mediante apoyos de neopreno localizados entre el cabezal y el extremo inferior de las vigas especiales, como se muestra en la Figura 3-5.

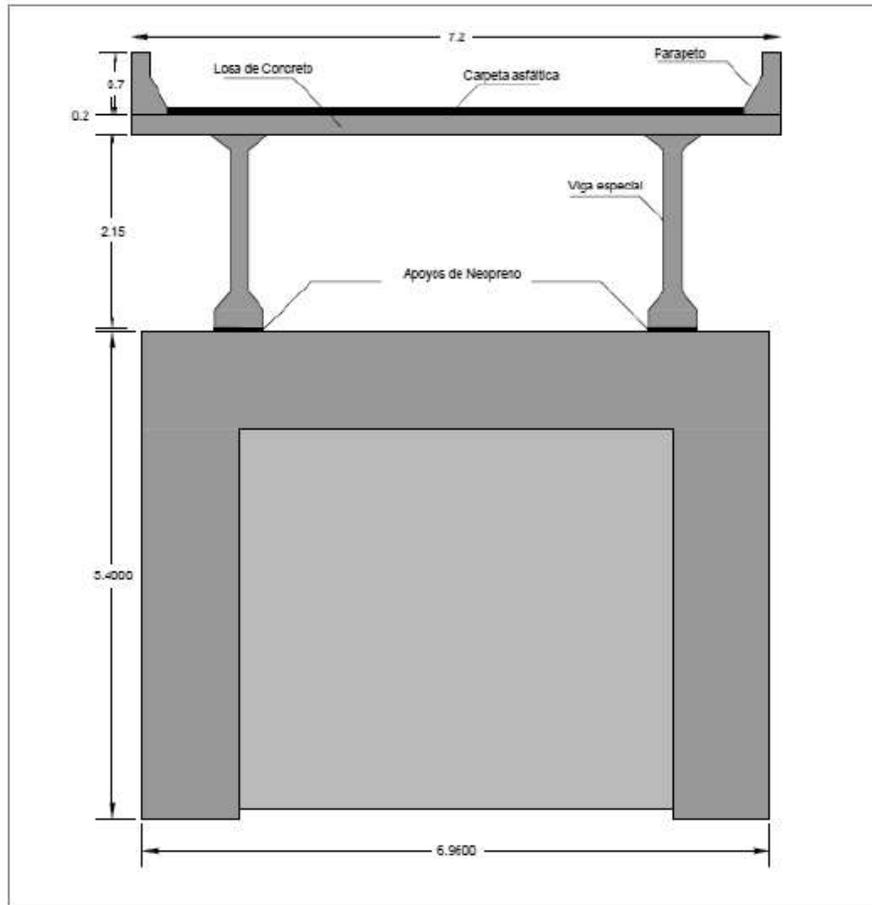


Figura 3-5 Apoyos de neopreno localizados entre la subestructura y la superestructura.

La subestructura está conformada por 12 pilas tipo muro, las cuales son de CR con una altura de 5.4 m, originalmente las pilas eran tipo marco de CR y se reforzaron uniendo las columnas mediante un muro de CR como se presenta en los detalles de la Figura 3-6. La geometría de ésta sección es la que se utilizó para construir el modelo numérico del puente.

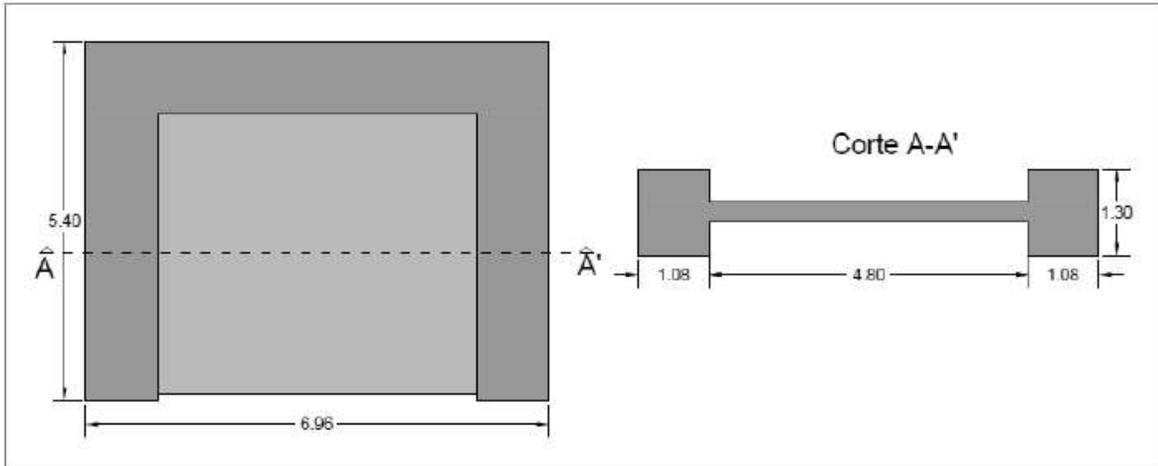


Figura 3-6 Sección transversal de las pilas.

Por otro lado, la infraestructura está representada por una cimentación profunda, la cual está conformada por una losa de CR de sección rectangular de 12.35 m por 7 m y 1.7 m de peralte. La losa de cimentación une un sistema de 16 pilotes con sección rectangular de lado de 0.40 m, estos se apoyan en un estrato rígido localizado a 18.3 m de profundidad. Los pilotes en la losa de cimentación se encuentran distribuidos en el perímetro de la losa a 0.80 m de los extremos de la losa como se muestra en la Figura 3-7.

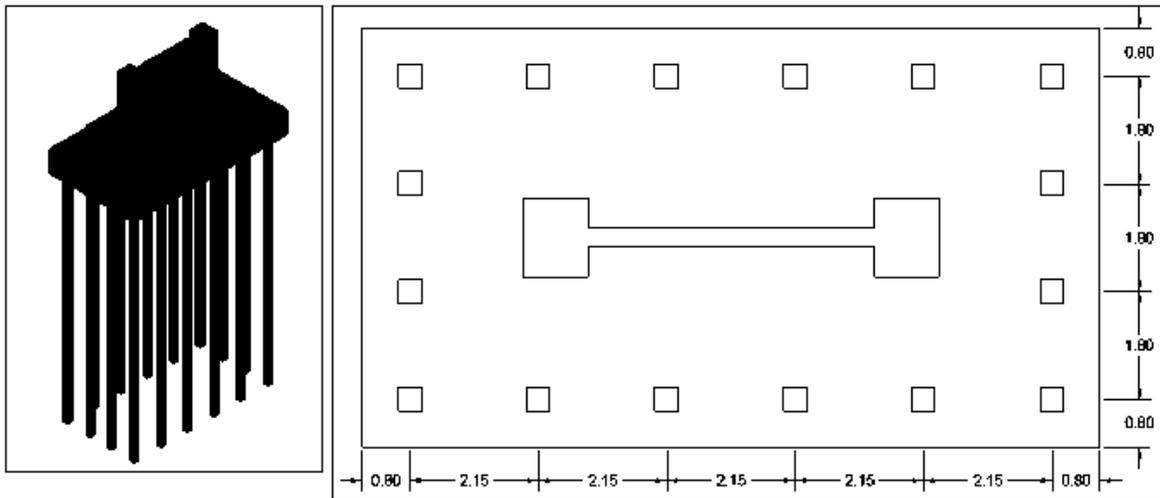


Figura 3-7 Vista en alzado y planta de la pila tipo muro y del arreglo de pilotes.

3.1 MODELO NUMÉRICO

El modelo del puente Coahuayana se generó con ayuda del software SAP2000 (CSI, 20.1, 2018) para realizar los procesos de análisis y diseño estructural, así como análisis estáticos no lineales para las diferentes condiciones del puente, sin y con socavación, ante diferentes escenarios sísmicos. Por lo que se generaron varios modelos donde se incluyen las características de la cimentación y el suelo de soporte, uno sin efectos de socavación con base flexible y el otro con los efectos de la socavación local a diferentes profundidades.

3.2 MODELO DEL PUENTE SIN SOCAVACIÓN

Las losas de CR correspondientes a la superficie de rodamiento y a la losa de cimentación se modelaron por medio de elementos finitos tipo Shell-Thin (Placa delgada) de cuatro nodos definidos con seis grados de libertad por nodo, tres de traslación y tres de rotación, los elementos estructurales definidos como trabes, diafragmas, pilas y pilotes de cimentación se modelaron con elementos tipo Frame (barra), los cuales, están formados por dos nudos con seis grados de libertad cada uno, los apoyos de neopreno se modelan con elementos tipo Link (enlace) con comportamiento lineal. Para desarrollar análisis no lineales en el modelo numérico, primeramente, se procedió con análisis iterativos que permitieron calibrar la relación momento-curvatura que define el comportamiento de las articulaciones plásticas posibles a presentarse en las pilas del puente. La formación de estas articulaciones plásticas es la que define el mecanismo de colapso a que es susceptible el puente. Para esto se definieron articulaciones plásticas tanto a flexión como a cortante. Una vez calibradas las articulaciones plásticas, estas se asignaron a los modelos con base flexible. La Figura 3-8 muestra una vista en 3D del modelo desarrollado. La cimentación se compone de una losa de concreto reforzado que se encarga de recibir las cargas y distribuirlas a los pilotes de cimentación, los que descargan las cargas al subsuelo a una profundidad de 18.30 m, que es la profundidad a la que se encuentran desplantados los pilotes de cimentación (Espino, 2018).

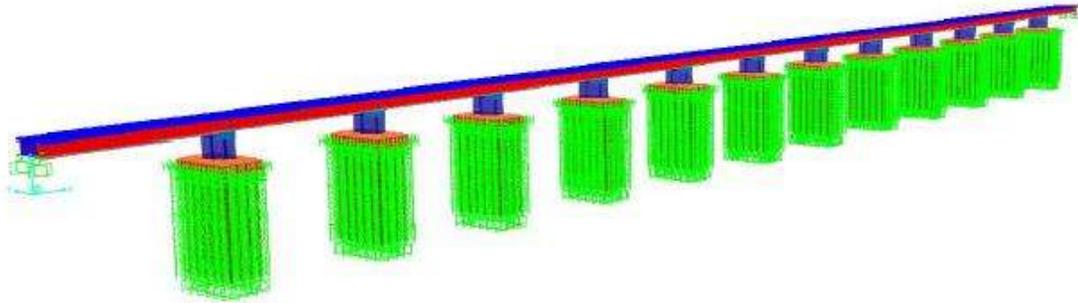


Figura 3-8 Vista tridimensional del modelo con base flexible del puente Coahuayana.

3.3 MODELO DEL PUENTE CON SOCAVACIÓN EN LAS PILAS

El modelo numérico del puente con socavación es prácticamente igual al descrito en el caso del puente sin efectos de socavación, excepto que se quitan los resortes que definen el apoyo del suelo, para estudiar diferentes escenarios de socavación se crearon modelos que consideran profundidades de socavación con incrementos de 1 m hasta alcanzar los 7 m correspondientes a la socavación máxima esperada en el programa HEC-RAS considerando flujo variable, cada uno de estos escenarios donde se asume como caso de estudio. Debido a que la profundidad de socavación es una variable probabilista que varía como función de la variabilidad del gasto y de las características de cauce, es que se emplea la definición probabilista del gasto para estimar diferentes profundidades de socavación correspondientes a diferentes gastos característicos de varios periodos de retorno y se estimada con ayuda del software HEC-RAS la socavación esperada, al igual que se genera una simulación con el método de Montecarlo que nos permite definir la curva de riesgo de socavación. En el capítulo referente a la determinación de la demanda de socavación se describe detalladamente los resultados obtenidos de este estudio, los cuales, permiten definir los modelos numéricos para determinar los efectos de diferentes escenarios de socavación. En este trabajo se tomaron los resultados del estudio hidrológico detallado para la condición real del puente en estudio reportados por Espino (2018). La Figura 3-9 muestra la vista del modelo tridimensional con la socavación máxima esperada de 7 m.

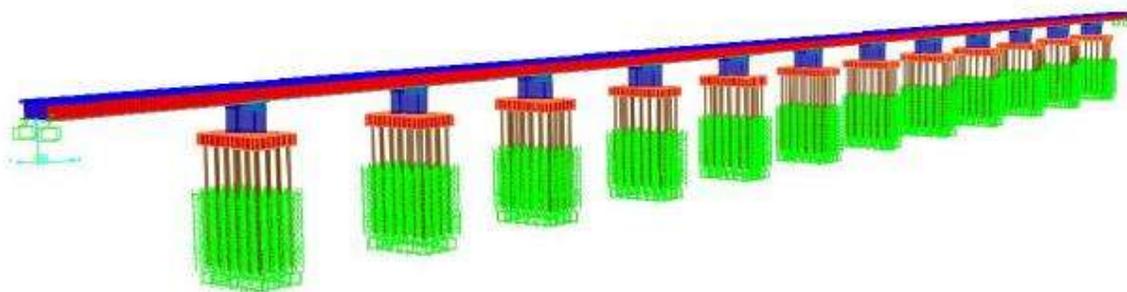


Figura 3-9 Vista tridimensional del modelo a base flexible con socavación de 7 m del puente Coahuayana.

3.4 CARACTERÍSTICAS DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE PILAS Y PILOTES DE CIMENTACIÓN

Los estados de daño que se pueden presentar en el puente se definen mediante los parámetros conocidos como distorsión angular y ductilidad por curvatura, estos se estiman mediante las leyes constitutivas que definen el comportamiento no lineal del material del que están construidas las pilas y pilotes del puente mediante análisis estáticos no lineales (Medina, 2010) o análisis no lineales en la historia del tiempo, en el presente trabajo se desarrollan los primeros. Para desarrollar los análisis estáticos no lineales se deben definir las relaciones momento-curvatura de las secciones transversales, así como definir las características de las articulaciones plásticas que se pueden presentar en las pilas y pilotes, lo cual conduce a diferentes escenarios de mecanismos de colapso. Por lo tanto, se describe a continuación la caracterización de estas propiedades.

3.5 ARTICULACIONES PLÁSTICAS

La capacidad sísmica de las pilas del puente Coahuayana es función de las propiedades de los materiales, de la cuantía de acero y arreglo del armado de la sección transversal, en este caso se conoce bien la geometría de la sección transversal, no así la forma en que está armada cada pila y pilote que conforman al puente. Por esa razón, Espino (2018) estudió la capacidad sísmica de las pilas del puente considerando que las pilas del puente estuvieran armadas con tres diferentes porcentajes de acero, con base en los resultados de ese trabajo se decidió considerar para este estudio que la sección transversal de la pila tipo muro está armada con una cuantía de acero del 1% del área de la sección transversal, y que el acero longitudinal provisto cumpla con los requisitos estipulados en la

normativa, Figura 3-10. Con base en esta información es que se define el comportamiento no lineal de estos elementos estructurales.

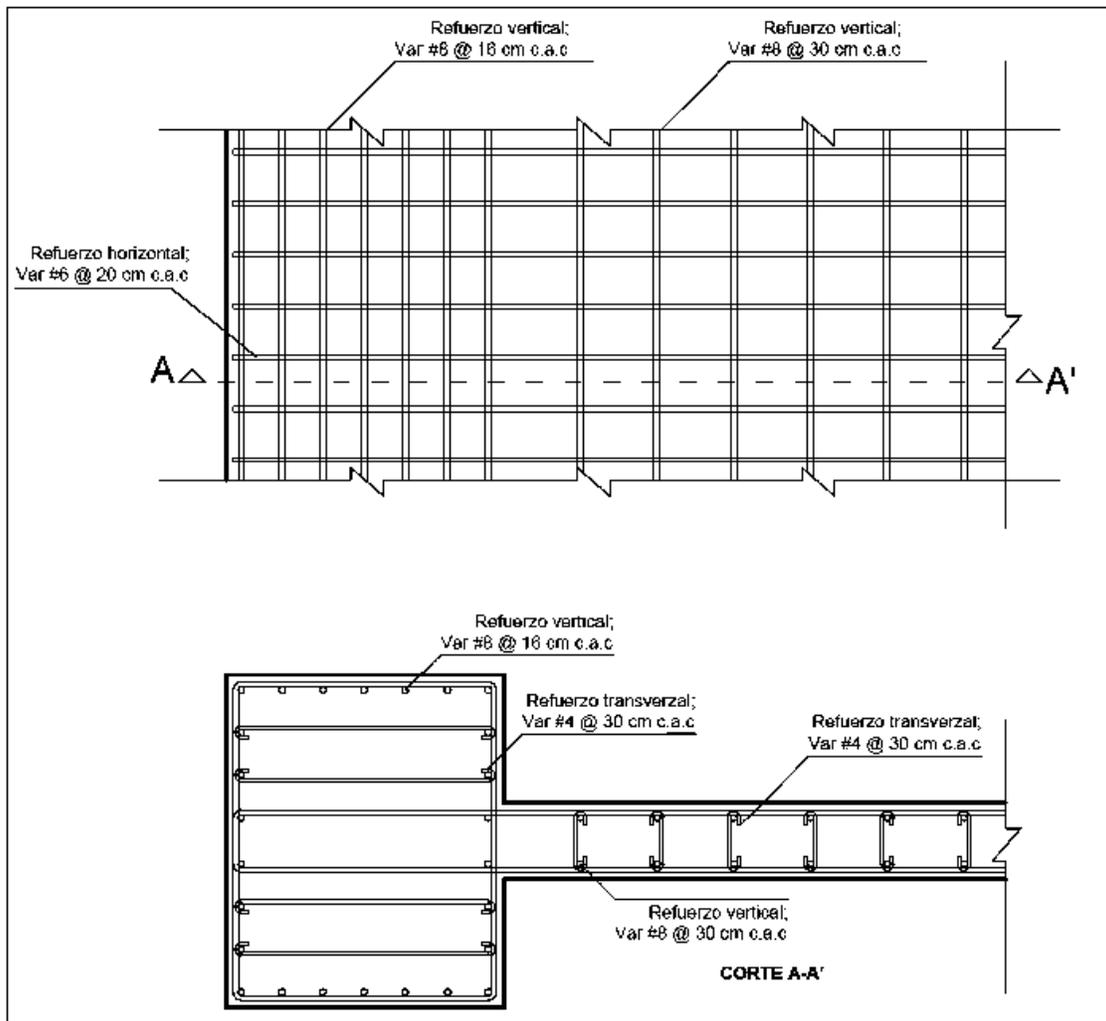


Figura 3-10 Armado de las pilas tipo muro.

Aplicando el método del análisis estático no lineal (Medina, 2010), se define que las pilas están trabajando como un elemento en cantiléver en la dirección longitudinal del puente, ya que se encuentran empotradas en la parte inferior por la cimentación profunda a base de pilotes y en la parte superior se encuentran libres; por lo tanto, si el colapso de la pila se presenta ante una falla a flexión, la articulación plástica se presenta cerca de la base de la pila, en cambio si se presenta una falla a cortante, la articulación plástica se presentará a la mitad de la pila. El segundo caso es posible de existir, debido a la gran rigidez que tiene la sección tipo muro a causa de tener un área muy grande en su sección transversal.

3.6 DEFINICIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA A FLEXIÓN

La articulación plástica a flexión se define con base en la relación momento-curvatura de la sección transversal de acuerdo con el modelo esfuerzo-deformación para el concreto de Hognestad (Espino 2018), posteriormente se calibra una curva idealizada de la articulación plástica. Las relaciones momento-curvatura de las pilas se obtuvieron con ayuda del software SAP2000, utilizando la herramienta "Section Designer", la carga axial que se asume corresponde a la condición de cargas permanentes, como todas las pilas tienen aproximadamente la misma altura, 5.45 m, entonces, las cargas gravitacionales no difieren significativamente entre sí, por lo tanto, se definió solamente una curva de capacidad representativa para todas las pilas, la Figura 3-11 presenta esta relación.

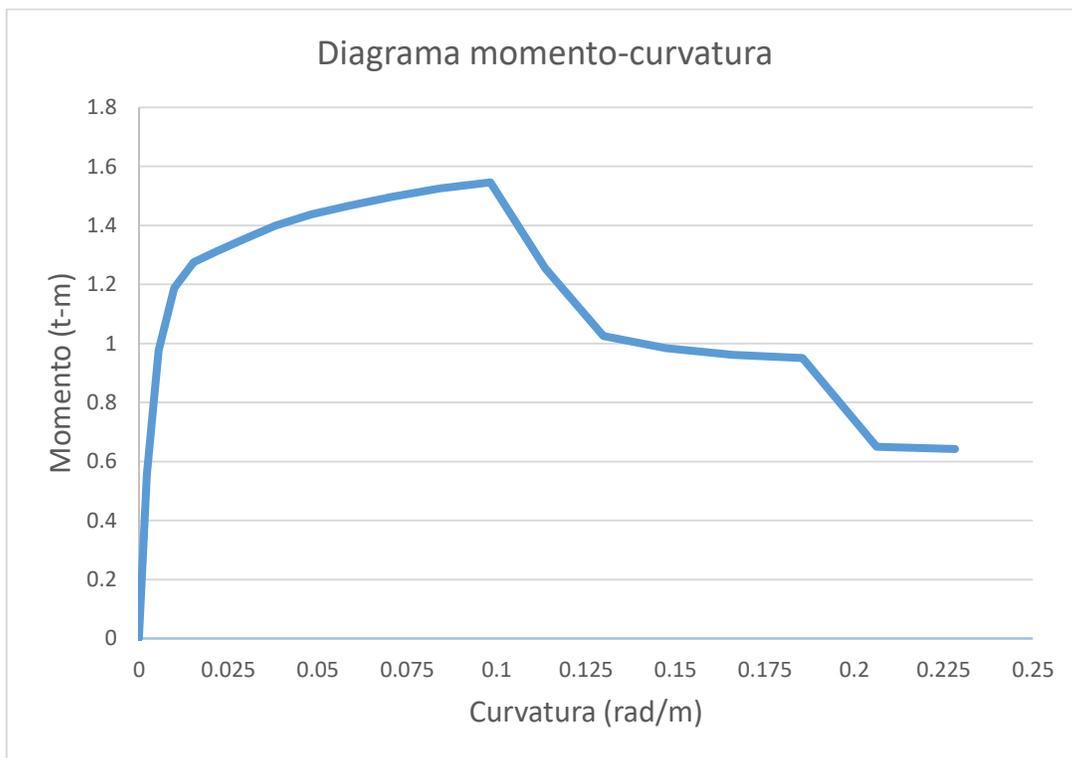


Figura 3-11 Curva momento-curvatura de las pilas.

Una vez definidos los diagramas momento-curvatura se calculan las curvas momento-rotación, para lo cual, es necesario conocer la longitud en la que se puede desarrollar la articulación plástica en las pilas tipo muro. De acuerdo con Priestley (2010), la longitud de la articulación plástica (L_p) para pilas tipo muro se puede estimar con las siguientes expresiones, de las cuales rige la longitud que resulta ser mayor.

$$L_{p1} = 0.2l_w + 0.03h_n$$

Ec. 3-1

$$L_{p2} = 0.054h_n + 0.022f_y d_b$$

Ec. 3-2

donde:

L_p = Longitud de la articulación plástica, m.

l_w = Longitud del muro en planta, m.

h_n = Altura del muro en planta, m.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

d_b = Diámetro de las barras de refuerzo.

De los cálculos resultó como longitud de la articulación plástica crítica el valor de $L_p=1.51$ m, la cual se asignó a las pilas a una distancia $L_p/2$ a partir de la base de la pila. La rotación plástica (θ) se estimó de acuerdo con la expresión:

$$\theta = \varphi L_p$$

Ec. 3-3

donde:

θ = Rotación de la pila.

φ = Curvatura.

Una vez definidas las curvas momento-rotación y la longitud del elemento estructural que se espera se plastifique, se crea una curva idealizada representativa de la curva momento-curvatura de las pilas para modelarse con mayor facilidad en el modelo numérico, ya que en el programa SAP2000 no se puede trabajar siguiendo totalmente la no linealidad de esta curva para los análisis de Pushover, sino que se procede interpolando líneas rectas definidas por 5 puntos que definen los diferentes estados del comportamiento del material: elástico, plástico y colapso. El comportamiento de las articulaciones plásticas lo definen los puntos A, correspondiente a las coordenadas (0,0) representativo del elemento sin ningún esfuerzo; el punto B, con coordenadas (0,1) que representan el intervalo de comportamiento elástico del material; el punto C correspondiente a la máxima resistencia de la sección transversal, momento máximo resistente de la pila; el punto D representa la pérdida de capacidad de la sección transversal y por lo tanto corresponde al límite de resistencia a momento; y finalmente, el punto E correspondiente a la máxima capacidad a rotación de la sección transversal, representativa del colapso. La forma de la curva real e idealizada de una articulación plástica a flexión de una pila tipo muro se muestran en la Figura 3-12, donde se pueden observar los puntos de la relación momento-rotación antes descritos.

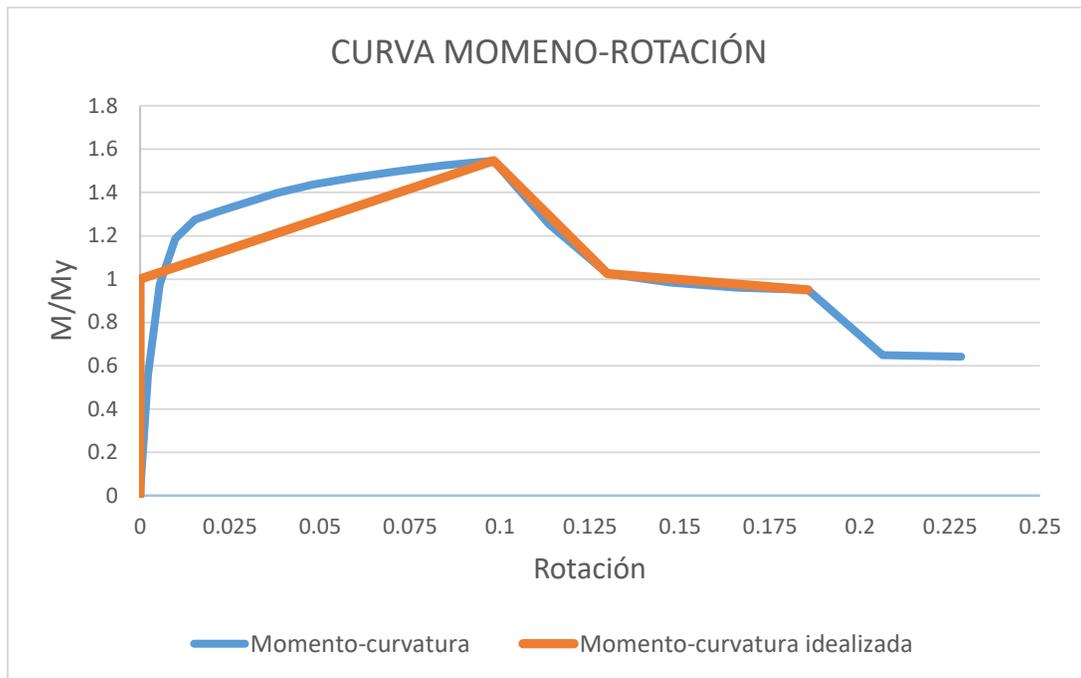


Figura 3-12 Curvas momento-rotación real y momento-rotación idealizada de las pilas tipo muro.

De igual forma se definen las articulaciones plásticas a flexión para las secciones transversales de los pilotes de cimentación, su diferencia es que en estos elementos se presentan mediante dos articulaciones plásticas, localizadas una en cada extremo, esto es debido a que los pilotes de cimentación están conectados en su parte superior por la losa de cimentación y en la parte inferior el suelo de soporte restringe la rotación de estos elementos, por lo que su comportamiento se idealiza como apoyos extremos empotrados; es decir, se deforman en curvatura doble. Su capacidad se determina con base en la socavación probabilista desde 1 m hasta los 7 m estimada mediante un estudio hidrológico desarrollado para diferentes periodos de retorno (2, 5, 10, 50, 100, 1000 y 10000 años) del gasto esperado en el cauce. Debido a que estas secciones transversales son cuadradas y de mucha menor dimensión que las pilas tipo muro, la longitud esperada de formación de articulación plástica se debe estimar con una expresión representativa del comportamiento esperado de esta geometría, en este caso se define con la expresión propuesta por Priestley (2010), Ecuación 3 4:

$$0.081lw + 0.022(dbfy) \leq 0.044(dbfy)$$

Ec. 3-4

Calculando la articulación plástica para los pilotes para diferentes profundidades de socavación se obtienen las diferentes longitudes de articulación plástica que se

pueden presentar ante los escenarios de socavación considerados. La Tabla 3-1 resume las longitudes de las articulaciones plásticas calculadas para cada profundidad de socavación esperada en los pilotes, correspondientes a las pilas que conforman el puente Coahuayana.

Tabla 3-1 Longitud de articulación plástica en pilotes para diferentes escenarios de socavación.

Profundidad de Socavación (m)	Articulación plástica Lp
1	0.2877
2	0.3038
3	0.3838
4	0.4638
5	0.5438
6	0.6238
7	0.7038

Debido a que es diferente la ley constitutiva que define el comportamiento de una sección transversal cuadrada pequeña, pilotes, a una rectangular y grande, pilas tipo muro, es que la ley constitutiva del comportamiento no lineal de los pilotes de cimentación se define de acuerdo al modelo propuesto por Mander et al. (1988). Definida la ley constitutiva del material y sus características geométricas se estima la relación momento-curvatura real e idealizada correspondiente al comportamiento no lineal de los pilotes de cimentación, los resultados obtenidos se resumen en la Figura 3-13.

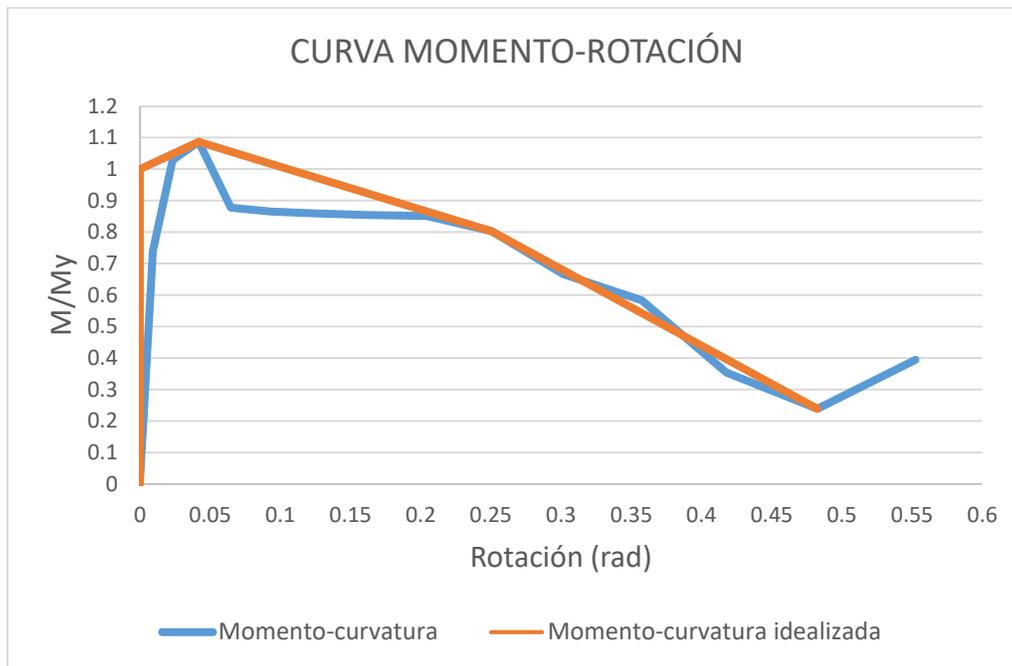


Figura 3-13 Curva momento-rotación real e idealizada de los pilotes de cimentación.

3.7 DEFINICIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA A CORTANTE

La capacidad de las articulaciones plásticas a cortante se definió de acuerdo con la propuesta de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA-356, 2010), donde la capacidad se determina como función de la relación fuerza-distorsión angular ($V-\Delta$), de acuerdo con la Figura 3-14. En esta Figura se muestra que la articulación a cortante también es una idealización del comportamiento no lineal del material, como se definió antes para la formación de una articulación a flexión. En este caso los valores de la distorsión angular representativos de los puntos A, B, C, D y E de la curva idealizada que define los diferentes estados de daño del comportamiento no lineal de una sección transversal, que ahora quedan definidos de acuerdo a los límites establecidos en el manual FEMA-356, los valores correspondientes para el caso de estudio de muros de CR, se resumen en la Tabla 3-2, los cuales, se proponen con base en resultados de estudios experimentales y analíticos del comportamiento de muros y columnas de CR. En la Figura 3-15 se reporta la articulación plástica a cortante esperada del comportamiento de las pilas tipo muro.

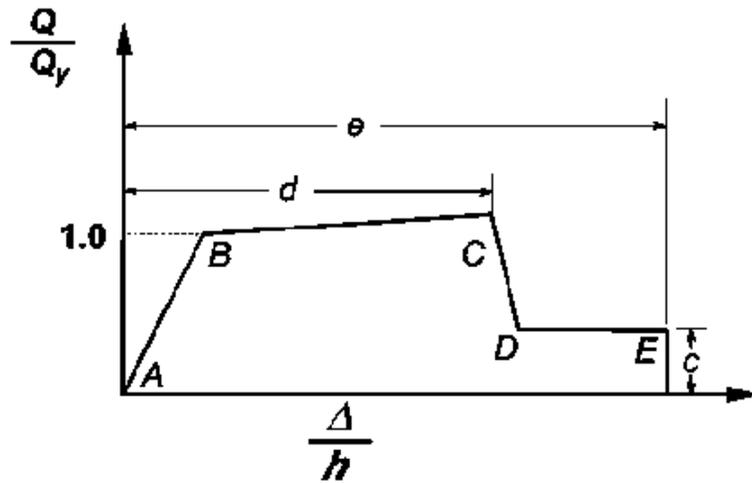


Figura 3-14 Relación fuerza-desplazamiento para la caracterización de una articulación plástica a cortante (FEMA, 2010).

Tabla 3-2 Valores recomendados para la caracterización de la articulación plástica a cortante, (FEMA, 2010).

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians)				
				Performance Level				
	d	e	c	IO	Component Type			
					Primary	Secondary	LS	CP
				LS	CP	LS	CP	
I.- Shear Walls and Wall segments								
All Shear Walls and Wall segments	0.75	2.00	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5

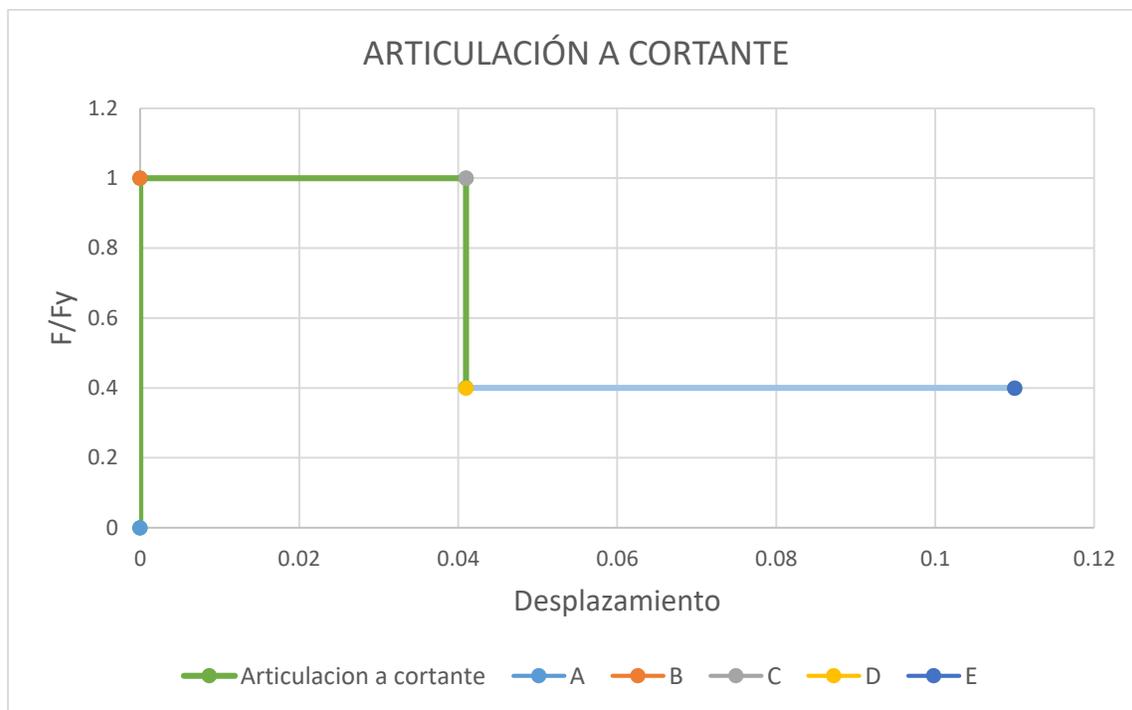


Figura 3-15 Articulación plástica a cortante en las pilas del puente, definidas de acuerdo a la FEMA-356.

3.8 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL PUENTE

El análisis con el método del empuje incremental (push-over) es un cálculo estático no lineal para el análisis sísmico de estructuras. El patrón de cargas se deduce del cálculo dinámico de cargas equivalentes. Estas cargas se incrementan de forma equivalente hasta que se alcance el colapso total de la estructura. Junto con la opción del incremento de carga en FEMA o del ATC-40 y los diagramas de cálculo, es posible generar fácilmente las curvas de capacidad.

En la Figura 3-16, se muestra la curva de capacidad del mecanismo de colapso a flexión en los pilotes, como toda la socavación se supone igual para todos los pilotes, entonces esta curva es representativa de todos ellos. Se puede apreciar que mientras la carga se va incrementando gradualmente, esta genera un desplazamiento, donde al llegar a su resistencia máxima existe un reacomodo de partículas y un incremento de resistencia por endurecimiento por deformación, mecanismo de falla a flexión, por lo que existe una sobre-resistencia y esto permite un mayor desplazamiento.

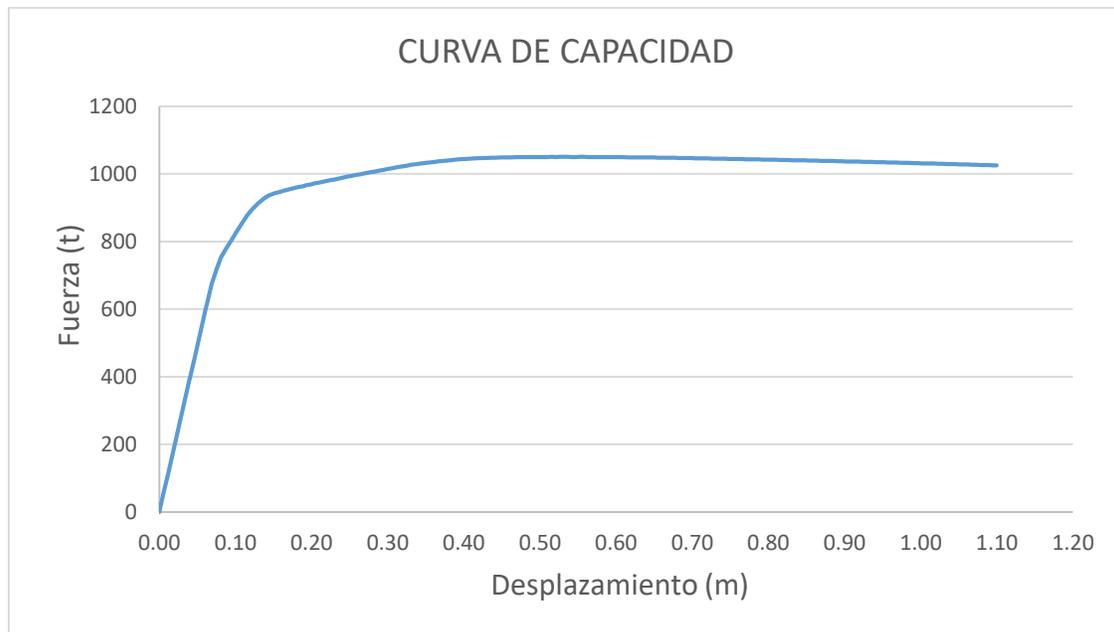


Figura 3-16 Curva de capacidad (Push-over), mecanismo de colapso a flexión en pilotes.

La curva de capacidad por el mecanismo de colapso a cortante en el puente Coahuayana sin socavación se presenta en las pilas tipo muro, el resultado se muestra en la Figura 3 17, donde de igual forma, se va incrementando la carga gradualmente hasta que se presenta el mecanismo de colapso correspondiente a la condición donde la pila alcanza su resistencia máxima a cortante, a diferencia de un mecanismo de colapso a flexión, en un mecanismo de colapso a cortante no existe el proceso de sobre-resistencia por deformación en el intervalo inelástico ya que la falla a cortante es frágil sin un comportamiento dúctil que lo permita, en cuanto sobrepasa su capacidad se presenta el colapso inmediato. Mientras que, en el mecanismo a colapso a flexión en las pilas, éstas si presentan una sobre-resistencia y comportamiento dúctil que permite alcanzar un mayor desplazamiento antes de llegar al colapso, Figura 3 18.



Figura 3-17 Curva de capacidad (Push-over), mecanismo de colapso a cortante en pilas tipo muro.

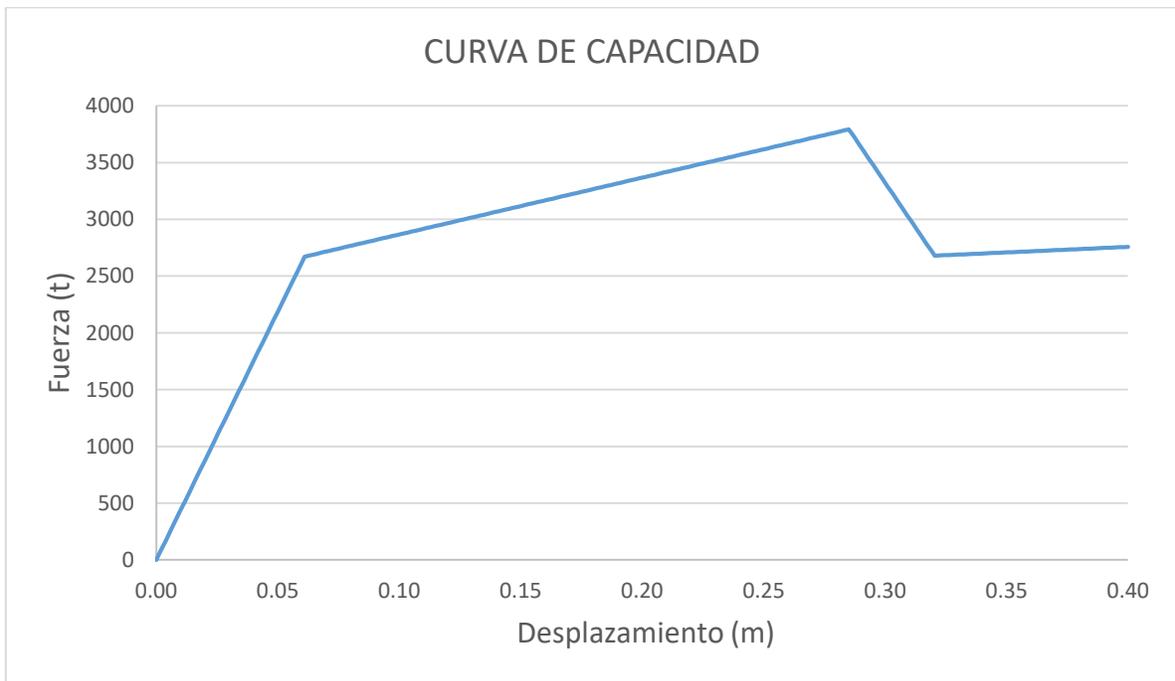


Figura 3-18 Curva de capacidad (Push-over), mecanismo de colapso a flexión en pilas tipo muro.

Si comparamos las curvas de capacidad en las pilas tipo muro como se muestra en la Figura 3-19, es apreciable la diferencia de resistencia entre los dos mecanismos de colapso, cortante y flexión, donde se observa una diferencia de 500 ton aproximadamente, esto nos dice que es muy importante la capacidad de sobre-resistencia por deformación inelástica y su ductilidad, ya que esto permite que las estructuras tengan una mayor capacidad de carga, razón por lo cual se nos enseña en las clases de diseño que se deben evitar las fallas por mecanismos a cortante en las estructuras, ya que en cuanto alcanza su máxima resistencia llega de inmediato al colapso, falla frágil, mientras que a flexión tenemos un comportamiento más dúctil, el cual es deseable. Sin embargo, existen casos donde no es posible cumplir lo anterior, ya que se requiere de una estructura con cierta sección transversal, como es el caso del puente de Coahuayana. Del resultado de los análisis se concluye que el puente sin socavación es más vulnerable a un mecanismo de colapso a cortante las pilas, mientras que en el caso del puente con problemas de socavación se concluye que el mecanismo de colapso para los pilotes de cimentación con presencia de una socavación con longitud desde 1 m y hasta los 3 m es debido a un mecanismo de colapso a cortante (Figura 3-20, 3-1, 3-22), mientras que para los escenarios de socavación desde 4 m y hasta los 7 m el mecanismo de colapso corresponde al comportamiento a flexión (Figura 3-23- 3-24, 3-25, 3-26).

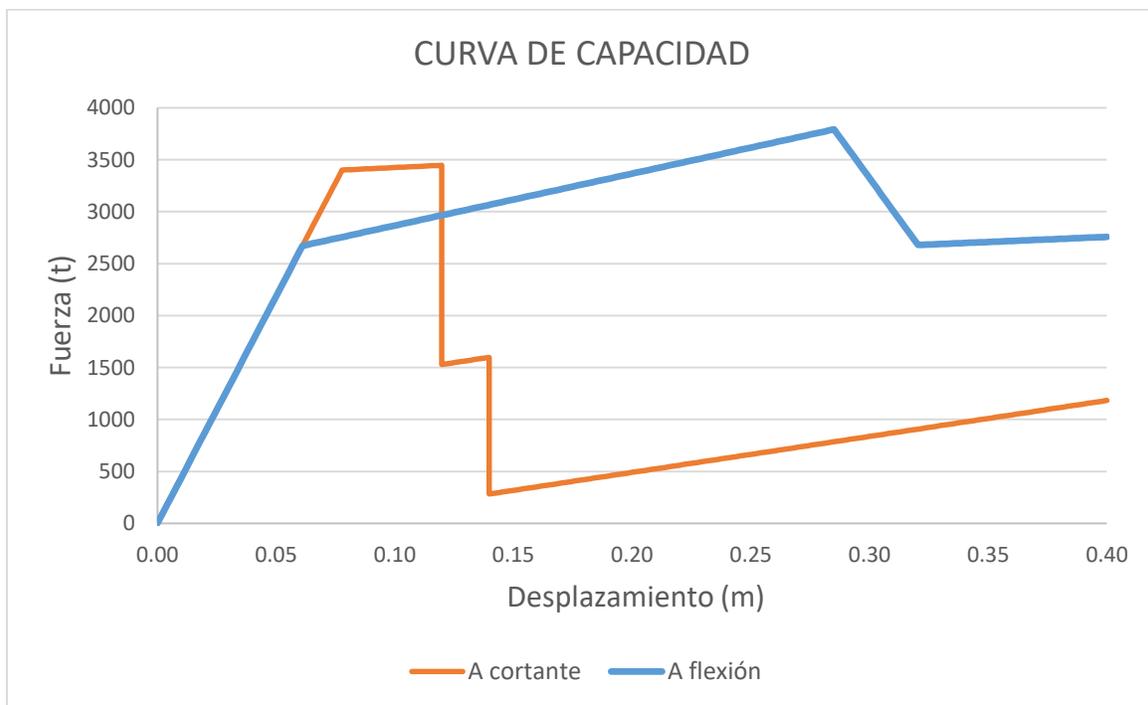


Figura 3-19 Comparación de las curvas de capacidad a flexión y cortante de las pilas tipo muro.

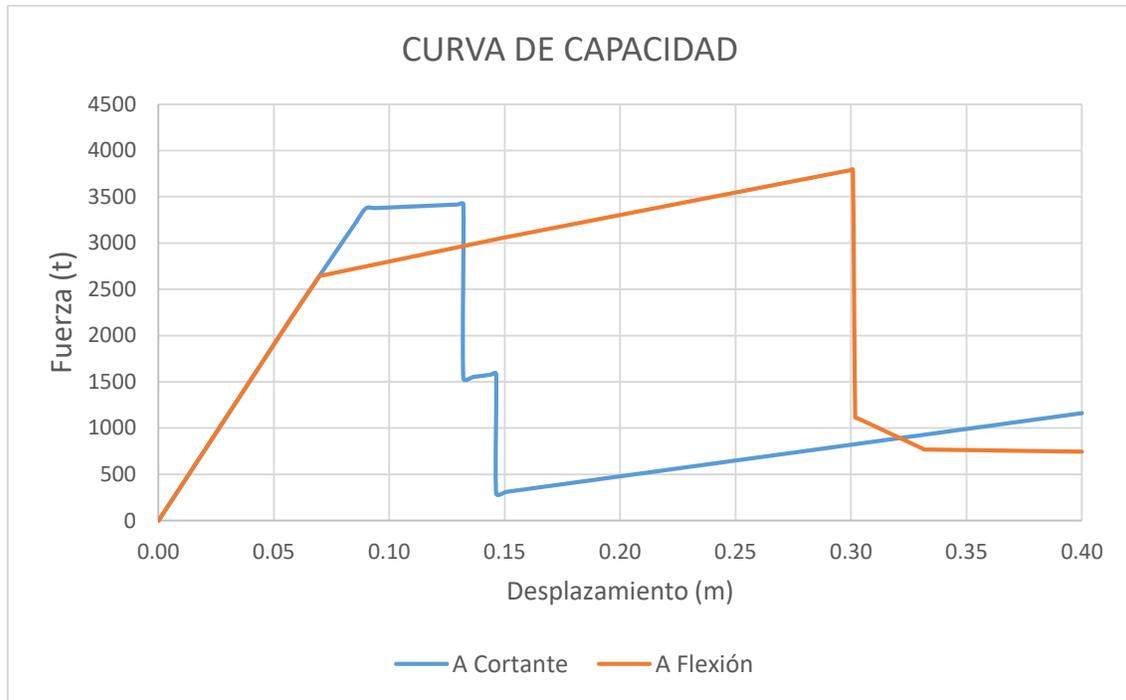


Figura 3-20 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación de 1 m.

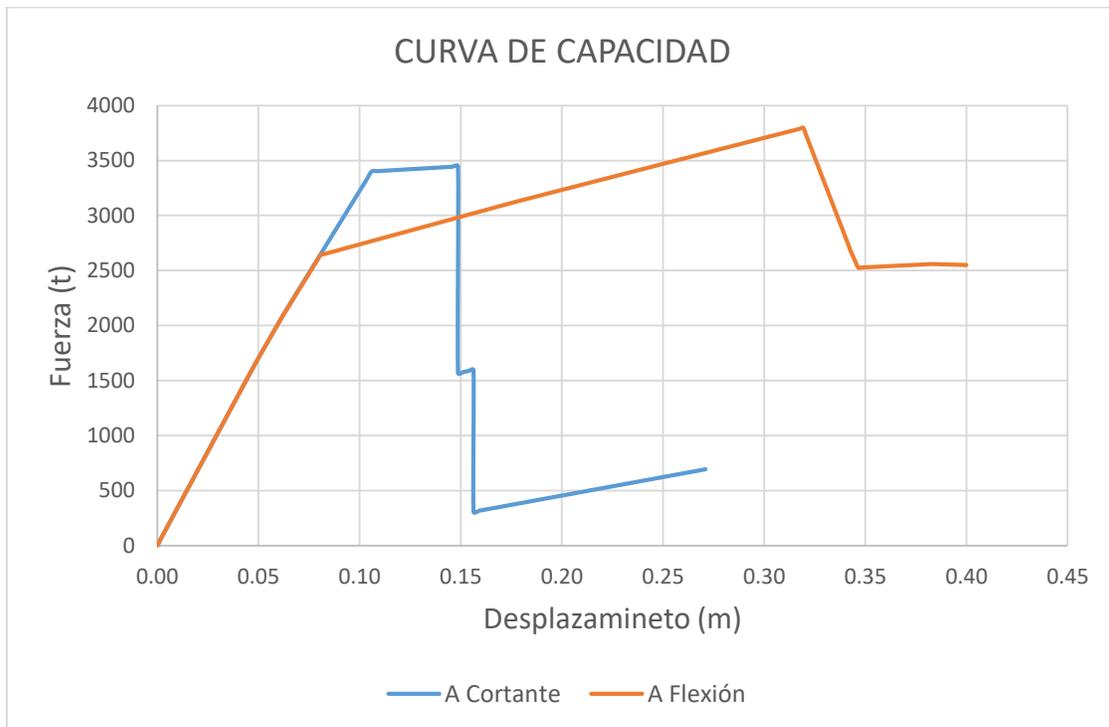


Figura 3-21 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 2 m.

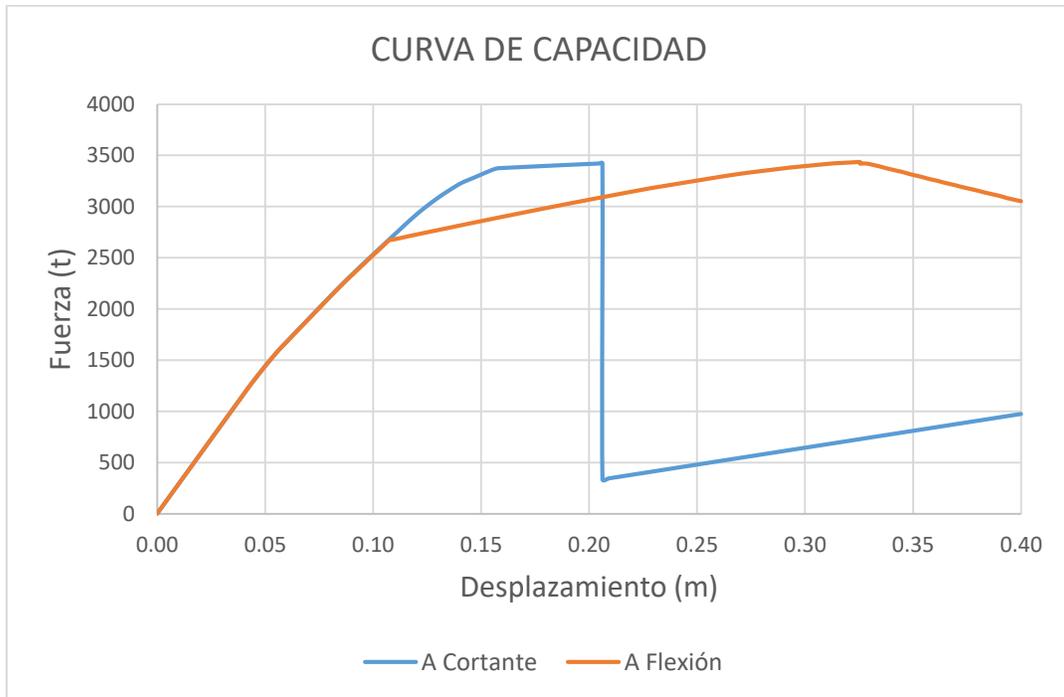


Figura 3-22 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 3 m.

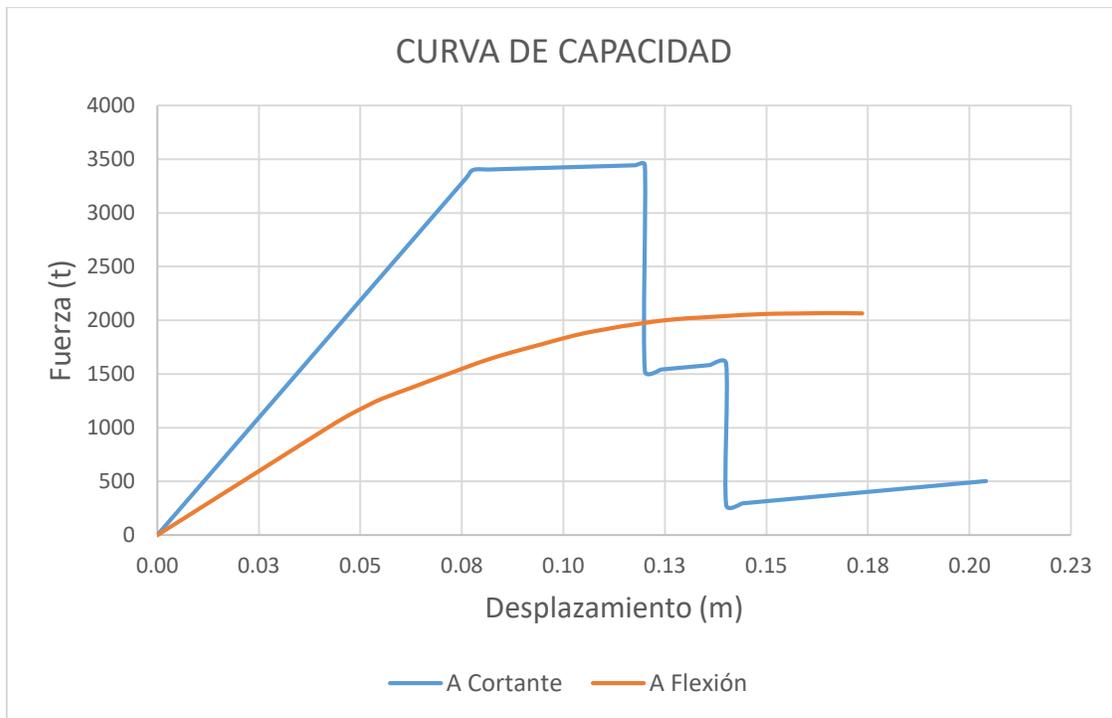


Figura 3-23 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 4 m.

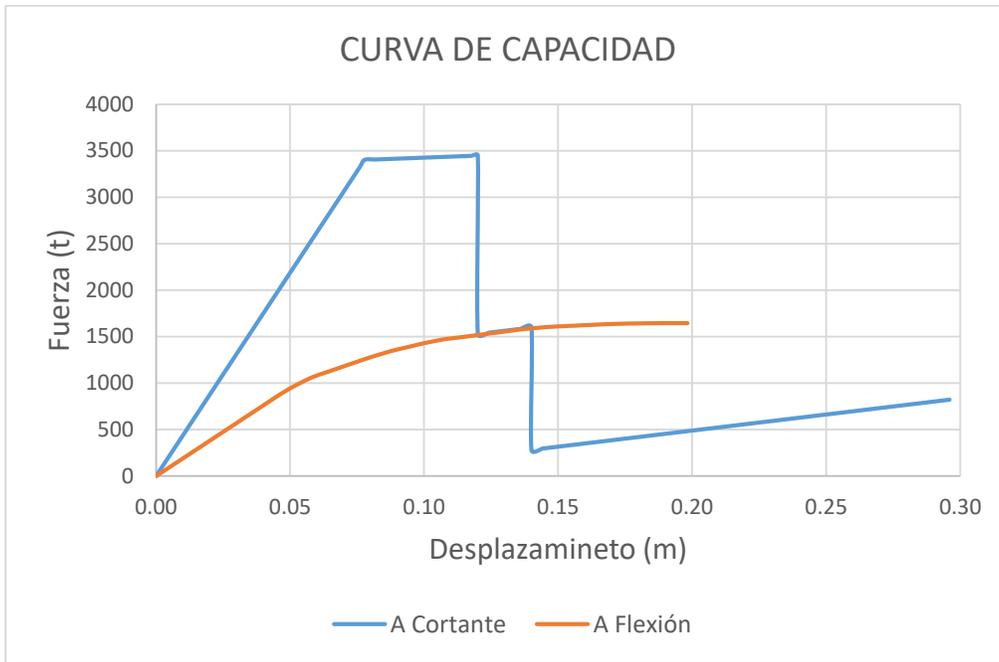


Figura 3-24 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 5 m.

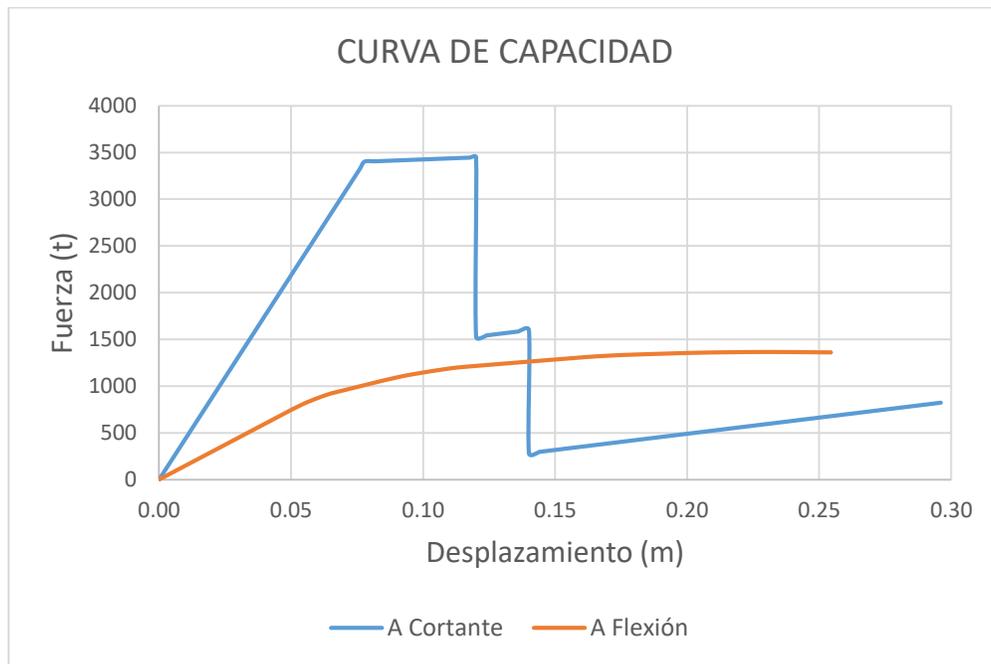


Figura 3-25 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 6 m.

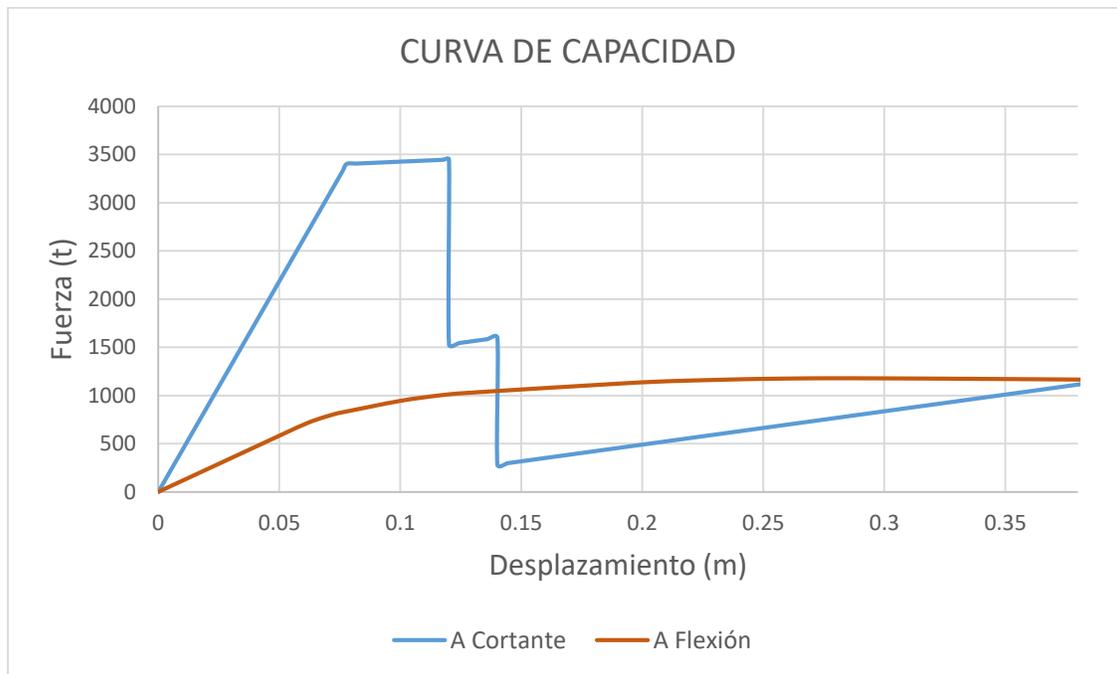


Figura 3-26 Comparación de las curvas de capacidad a cortante y flexión con socavación a 7 m.

La Figura 3-27 presenta una comparación de las curvas de capacidad estimadas en el puente Coahuayana sin y con problemas de socavación, en los resultados se observa una importante diferencia en la capacidad a flexión de las pilas y de los pilotes. Estos resultados muestran un panorama de los diferentes escenarios del comportamiento que pueden presentarse en el puente sin y con problemas de socavación ante la ocurrencia de terremotos y socavación, donde las diferencias en la capacidad sísmica del puente son bastante significativas, lo cual debe verse reflejado en los resultados de las curvas de fragilidad que se estiman como función de estos análisis. Se observa que la socavación causa una pérdida grande en la capacidad sísmica del puente, cuyo mecanismo de colapso corresponde a flexión, la diferencia de resistencia con la capacidad sísmica del puente sin socavación es mayor a las 3000 ton. Con base en el análisis de resultados de las curvas de capacidad, se concluye que el problema de socavación disminuye significativamente la capacidad sísmica del puente, por lo tanto, resulta muy importante estudiar los efectos que se tienen en la capacidad sísmica del puente ante diferentes escenarios de socavación y de demanda sísmica, por lo que se concluye que es necesario desarrollar un estudio del multi-peligro que permita definir los efectos conjuntos de estas acciones.

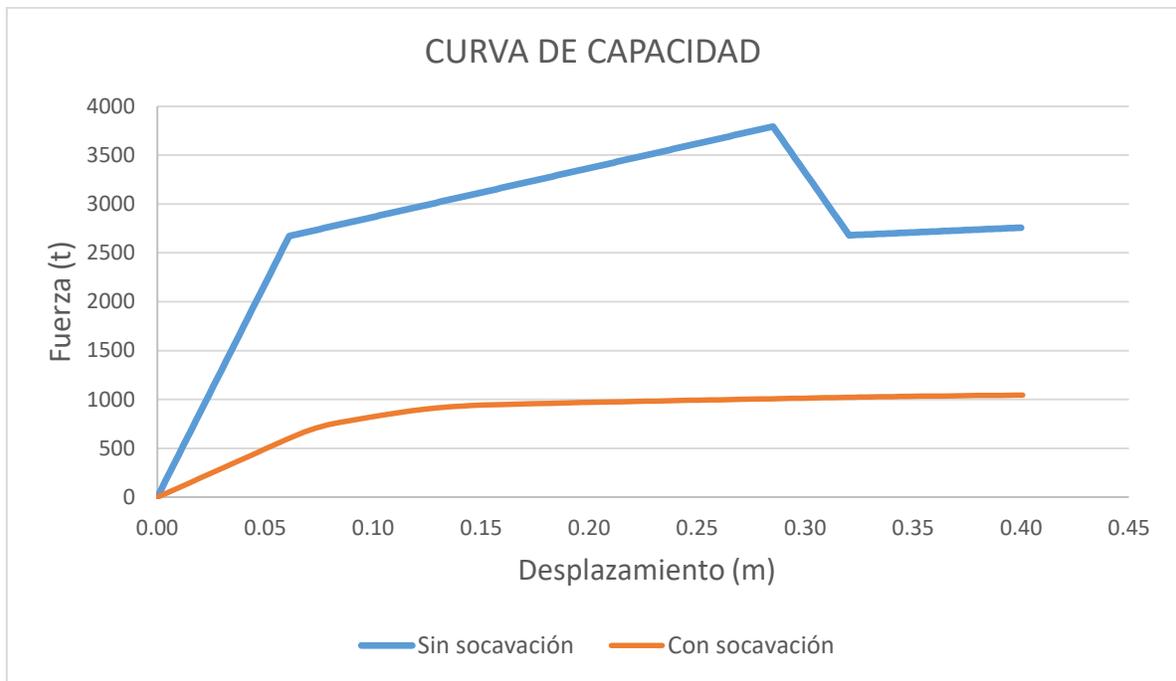


Figura 3-27 Comparación de las curvas de capacidad a flexión sin y con problemas de socavación.

CAPÍTULO 4.- DETERMINACIÓN DEL MODELO PROBABILISTA DE LA DEMANDA SÍSMICA

4.1 SISMISIDAD EN MÉXICO

La República Mexicana es un país que se encuentra dentro de la zona con mayor sismicidad en el mundo, conocida como el cinturón Circunpacífico. En esta zona se encuentran las placas de Norteamérica, Cocos, Pacífico, Rivera y la del Caribe. A causa de su movimiento se genera un número importante de sismos todos los días, particularmente inducidos por el constante roce que existe entre la placa de Norteamérica y la placa del Caribe, que a su vez están en constante colisión con las placas de Rivera y Cocos, Figura 4-1.



Figura 4-1 Placas tectónicas presentes en la República de Mexicana.

El puente Coahuayana está localizado entre las interacciones de las placas de Rivera, Cocos y de Norteamérica, donde los sismos que ocurren son causa de la subducción de las placas de Rivera y de Cocos dentro de las placas de Norteamérica y del Caribe, generando grandes liberaciones de energía que dan por resultado la ocurrencia de sismos.

4.2 CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA DE MÉXICO COMO FUNCIÓN DE LA LOCALIZACIÓN Y TIPO DE FUENTE SÍSMICA

Hernández (2019) presenta un estudio detallado de la sismicidad que se presenta en la zona de Trincheras, es decir, en los límites de las placas de Cocos, Rivera, Pacífico, Caribe y Norteamérica. En su trabajo reporta las curvas de nivel que relacionan una intensidad sísmica con una distancia medida desde la trinchera, siguiendo la zona que va subduciendo las placas de Cocos y Rivera en la de Norteamérica. Los 13,545 registros utilizados para hacer esta caracterización de la sismicidad de la zona, los obtuvo de la Red Sísmica Mexicana, donde se consideraron varios criterios y filtros, entre estos se consideró que los registros presenten magnitudes mayores o iguales a 5, que el registro provenga de un terreno duro (Tabla 4-1), y que no se exceda una cierta profundidad focal del epicentro, desechándose aquellos registros donde no se especifica la profundidad focal; también se consideró que el epicentro se encuentre a una latitud menor de 20.00° , por considerarse que a valores mayores se tiene una fuente sísmica diferente del fenómeno de subducción; también se definió una profundidad del subsuelo menor que 40 km. Con base en las consideraciones establecidas, Hernández (2019) definió una base de datos formada por 4187 registros que cumplen con las características deseadas, las cuales clasificó en 8 grupos, cada uno contiene 28 registros definidos como función de la distancia epicentral, los resultados se resumen en la Figura 4-2 y quedan definidos como:

- Grupo 1. Eventos con distancia epicentral menor que 50 km.
- Grupo 2. Eventos con distancia epicentral entre 50 y 100 km.
- Grupo 3. Eventos con distancia epicentral entre 100 y 150 km.
- Grupo 4. Eventos con distancia epicentral entre 150 y 200 km.
- Grupo 5. Eventos con distancia epicentral entre 200 y 250 km.
- Grupo 6. Eventos con distancia epicentral entre 250 y 300 km.
- Grupo 7. Eventos con distancia epicentral entre 300 y 350 km.
- Grupo 8. Eventos con distancia epicentral mayor que 350 km.

Tabla 4-1 Tipos de suelo considerados como terreno duro para la depuración de los registros Hernández (2019)

TIPOS DE SUELO CONSIDERADOS COMO TERRENO DURO.		
ARENISCA LUTITA	GRANITE : DOMO SALINO	ROCA GRANITICA ROCA FRACTURADA
ARENISCAS DE	GRANITO ALTERADO	ROCA FRAGMENTADA
BASALTO :	GRANITO :	ROCA DIFERENCIADA
BRECHA ANDESITICA	IGNIMBRITA :	ROCA GRANITO
BRECHAS CONGLOMERADOS	IGNIMBRITA AGUAMILPA	ROCA SEDIMENTARIA
CALIZA :	IGNIMBRITA COLORINES	ROCA, CANTERA
CALIZA ARCILLOSA	IGNIMBRITA AGUAMILPA	ROCA VOLCANICO
CALIZA LUTITA	LIMOLITAS ARENISCA	ROCA METAMORFICA
COLADA LAVA	LUTITAS :	ROCA GRANITO
CONGLOMERADO LUTITAS	LUTITAS ARENISCAS	ROCAS GRANÍTICAS
CUARZOMONZITA :	ROCA :	ROCAS BATOLITICAS
CUARZOMONZONITA :	ROCA BASALTICA	SUELO DURO
DIORITA :	ROCA CALIZA	TRAVERTINO :



Figura 4-2 Mapa de los grupos de demanda sísmica y ubicación del caso de estudio.

Con base en esta caracterización de la demanda sísmica se eligen los acelerogramas que se encuentran a distancias entre 0 y 50 km de las Trincheras, debido a que dentro de esta zona se encuentra ubicado el puente Coahuayana, lo cual se ilustra en la Figura 4-3. Por lo tanto, la demanda sísmica considerada para el desarrollo de este trabajo se define con el conjunto de acelerogramas definidos

en el Grupo 1. La Tabla 4-2 se resumen los detalles de los acelerogramas seleccionados, y la Figura 4-4 presenta un histograma de las aceleraciones máximas del terreno (PGA) consideradas en el conjunto de acelerogramas que definen la demanda sísmica, los espectros de respuesta de los registros se resumen en la Figura 4-5, mientras que en la Figura 4-6 se presentan los percentiles 25, 50 y 75 de los espectros de respuesta.



Figura 4-3 Mapa de los registros seleccionados que se encuentran a una distancia menor de 50 km de las Trincheras.

Tabla 4-2 Sismos registrados y datos de las estaciones sísmicas.

Fecha	Magnitudes				Nombre del archivo	Nombre de la estación	Coordenadas		Accel. Max gal	
	Ms	Mc	Mb	Me			Latitud N	Longitud W	N00	N90
21/08/2013	6.0	-	-	-	ACP21308.211	Acapulco	16.76	99.56	-209.15	-250.65
11/01/1997	6.9	-	6.5	7.3	CALE9701.111	Caleta de Campos	18.07	102.75	-350.27	396.21
30/09/1999	7.5	5.2	6.5	7.6	LANE9909.301	Las Negras	15.95	97.03	238.90	251.84
30/09/1999	7.5	5.2	6.5	7.6	RIOG9909.301	Rio Grande	15.95	97.03	307.47	290.59
18/04/2014	4.1	-	-	-	SLU21404.182	San Luis de la Loma	17.37	101.55	-6.49	2.40
18/04/2014	7.2	-	-	-	NUX21404.182	Nuxco 2	17.18	101.19	168.64	173.40
02/04/2012	6.0	-	-	-	SJLL1204.0213	San Juan de los Llanos	16.27	98.47	255.26	-141.78
25/04/1989	6.9	6.5	6.3	-	VIGA8904.251	Las Vigas	16.60	99.40	345.94	-310.68
24/10/1993	6.6	6.5	6.2	-	VIGA9310.241	Las Vigas	16.54	98.98	-347.64	261.71
08/02/1988	5.7	5.0	5.5	-	LLAV8802.081	La Llave	17.49	101.15	-297.64	221.07
23/05/1994	-	5.6	-	-	COMD9405.231	La Comunidad	18.03	100.57	278.50	-411.52
19/09/1985	8.1	8.1	6.8	-	CALE8509.191	Caleta de Campos	18.08	102.94	-139.73	-140.68
15/07/1996	6.5	6.0	5.7	-	PAPN9607.151	Papanao	17.45	101.16	-292.86	-319.64
09/08/2000	6.5	-	6.1	7.0	CALE0008.091	Caleta de Campos	17.99	102.66	109.34	-150.51
05/05/2011	5.5	-	-	-	SJLL1105.052	San Juan de los Llanos	16.61	98.91	208.53	233.80
10/12/1994	-	6.3	-	-	BALC9412.101	El Balcon	18.02	101.56	-266.98	-177.10
15/07/1996	6.5	6.0	5.7	-	PETA9607.151	Petatlan	17.45	101.16	-183.45	135.03
11/05/1990	4.9	5.3	5.3	-	LLAV9005.111	La Llave	17.04	100.84	153.12	-116.76
18/04/2014	3.8	-	-	-	PET21404.182	Petatlan	17.40	101.44	-6.13	9.56
19/03/1978	-	5.8	-	-	ACAP7803.191	Acapulco	17.02	99.78	-293.31	-315.07
27/04/2009	5.7	-	-	-	OCTT0904.271	El Ocotito	16.90	99.88	-213.00	-132.13
21/08/2013	6.0	-	-	-	VNTA1308.211	La Venta	16.79	99.56	-103.09	152.91
21/09/1985	7.6	7.5	6.3	-	AZIH8509.211	Aereopuerto de Zih.	18.02	101.47	-158.23	133.14
08/02/1988	5.7	5.0	5.5	-	PAPN8802.081	Papanao	17.49	101.15	433.70	-338.69
09/11/1989	4.1	5.1	5.1	-	CPDR8911.092	Cerro de la Piedra	16.84	99.64	113.04	156.95
31/05/1990	5.9	5.5	5.8	-	PAPN9005.311	Papanao	17.10	100.89	205.78	123.56

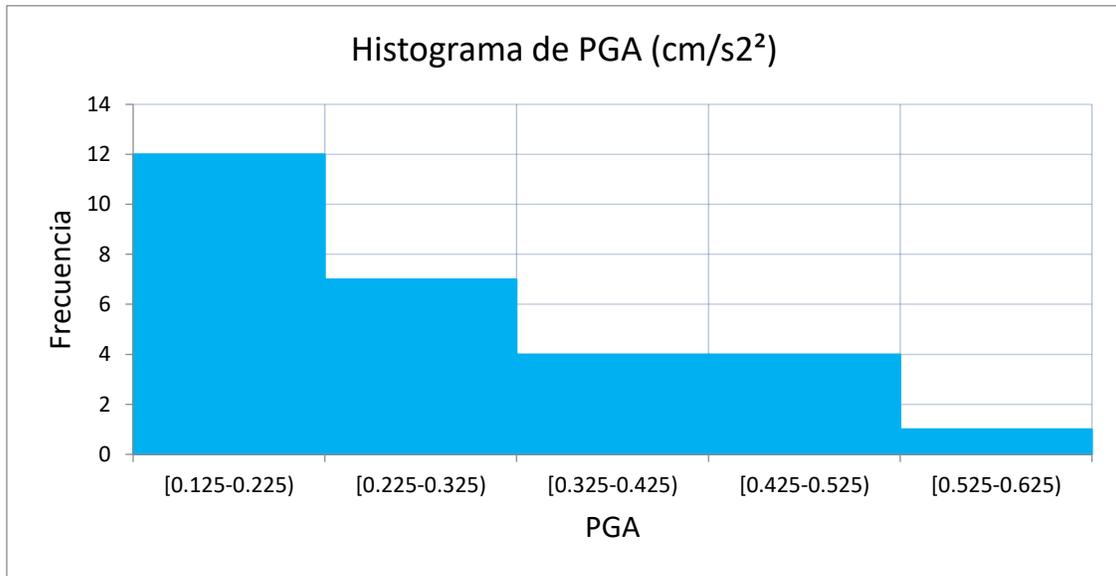


Figura 4-4 Histograma de frecuencias de la PGA.

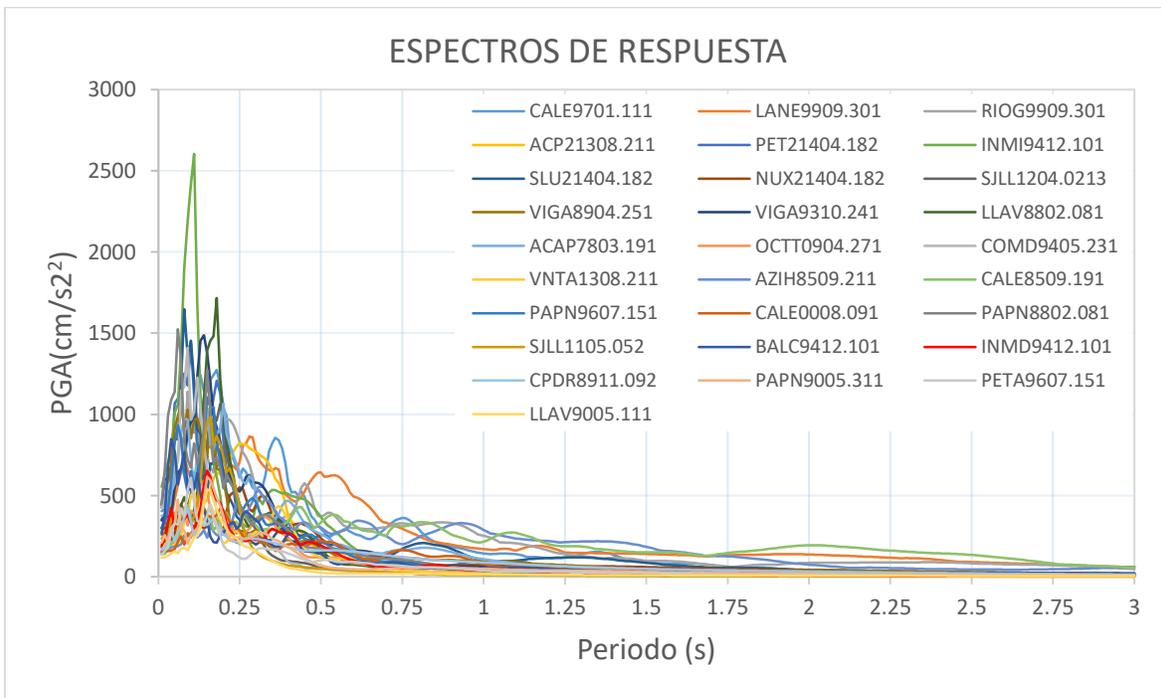


Figura 4-5 Espectros de Respuesta de la demanda sísmica.

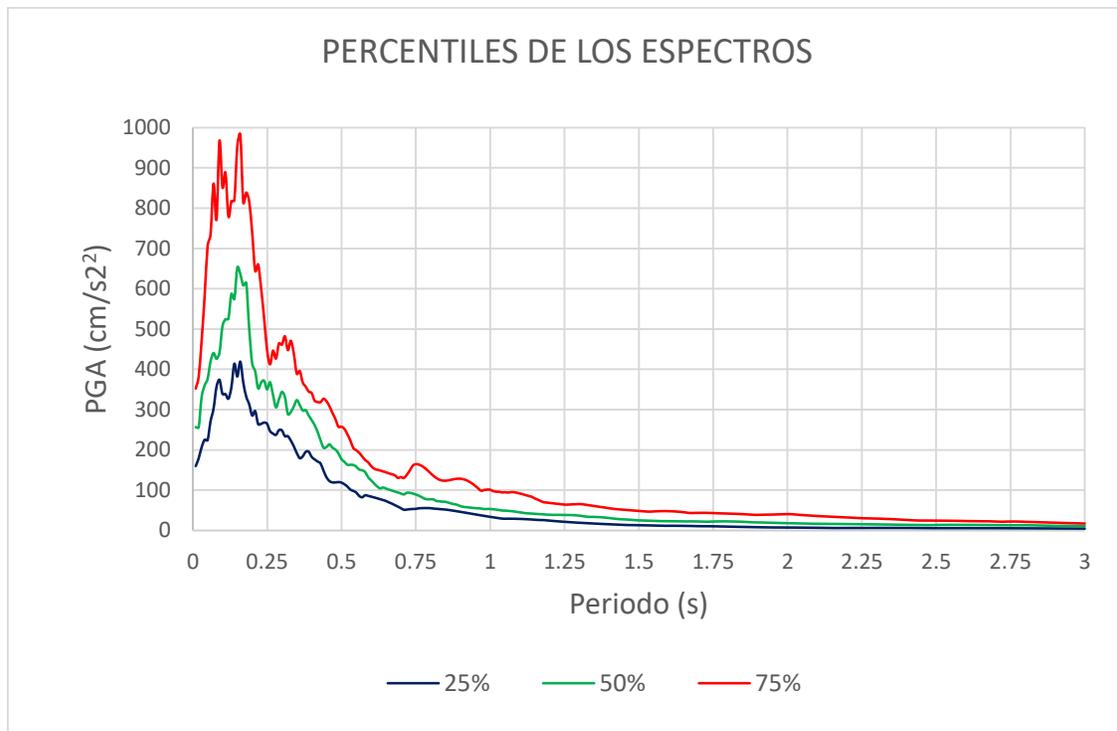


Figura 4-6 Espectros de respuesta correspondientes a los percentiles 25%, 50% y 75%.

4.3 CURVA DE PELIGRO SÍSMICO

La curva de peligro sísmico correspondiente a la localización del puente Coahuayana se presenta en la Figura 4-7, está se determina por medio del programa PRODISIS v 4.1 (CFE, 2018).

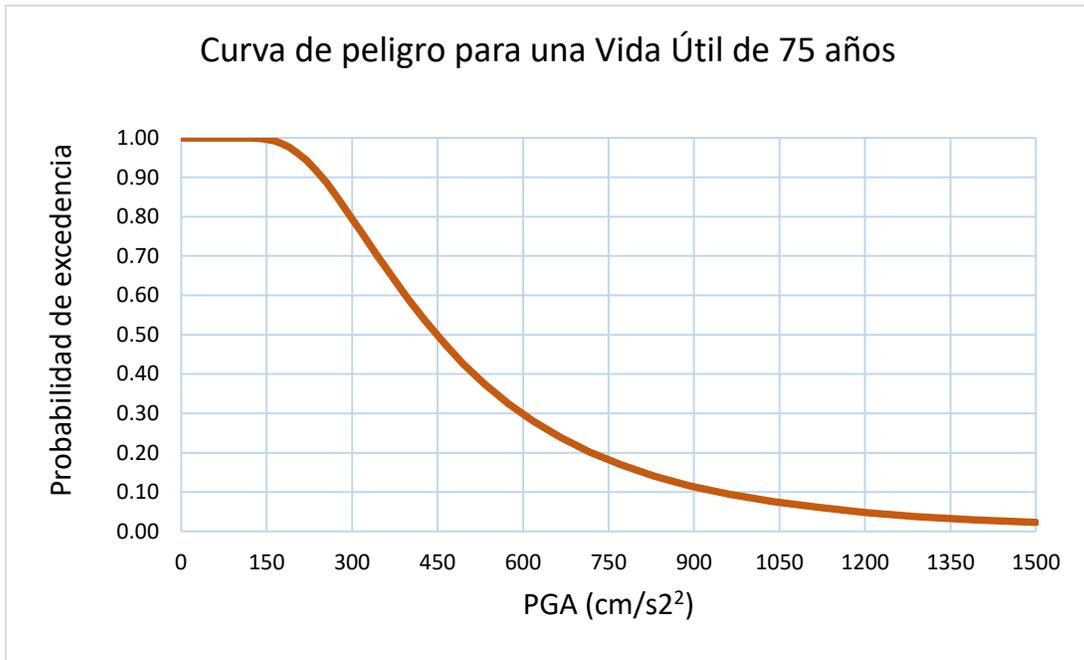


Figura 4-7 Curva de peligro sísmico para el puente Coahuayana.

CAPÍTULO 5.- DETERMINACIÓN DEL MODELO PROBABILISTA DE LA DEMANDA DE SOCAVACIÓN

Del estudio hidrológico desarrollado por Espino (2018) se obtienen los hidrogramas de las tormentas de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 50, 100, 1000 y 10000 años, que caracterizan el gasto hidráulico esperado en el río, con base en estos resultados se estima con ayuda del programa HEC-RAS la socavación local máxima esperada para cada periodo de retorno considerado en cada una de las pilas del puente Coahuayana. La Figura 5-1 muestra los hidrogramas calculados y utilizados en el cálculo de la socavación máxima esperada en el puente ante los distintos periodos de retorno.

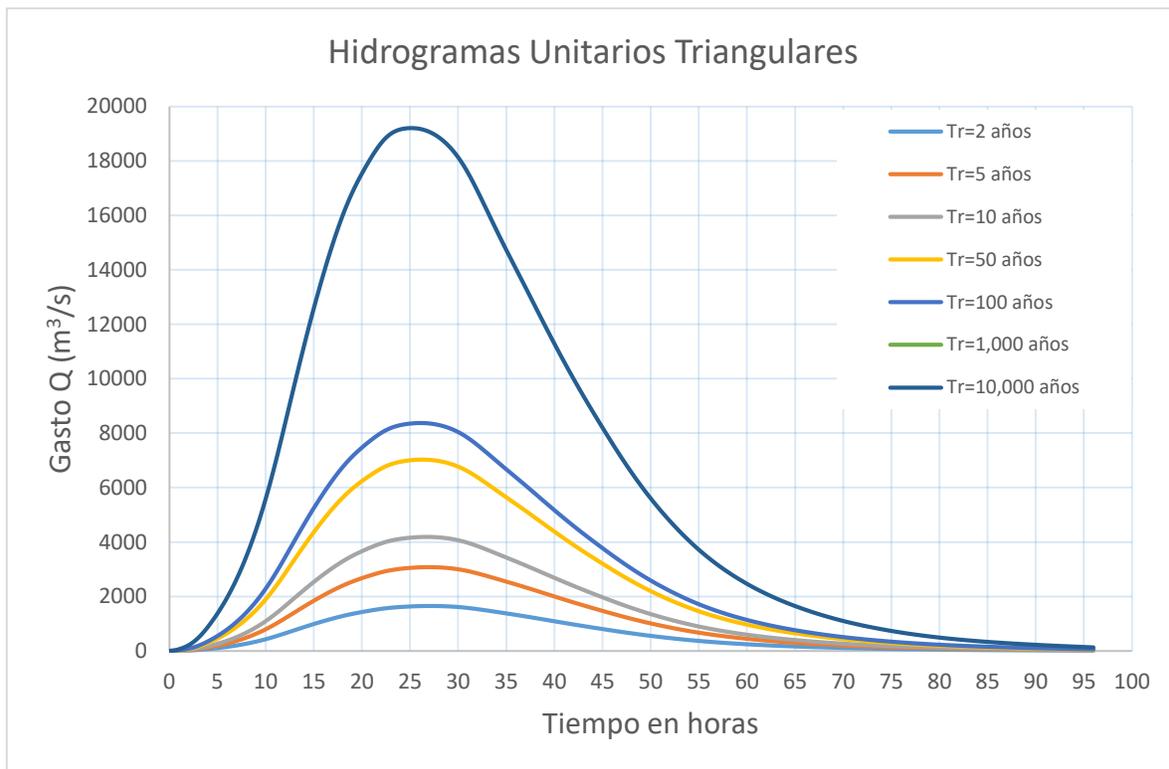


Figura 5-1 Hidrogramas para los periodos de retorno.

La socavación total esperada se calculó con el método desarrollado por la Universidad Estatal de Colorado y sugerido en la Circular de Hidráulica No. 18 (HEC-18, 2012). En México, este método es el más aceptado y utilizado en la práctica profesional y en el ámbito académico. El tirante de socavación local esperada en un sitio se define de acuerdo con la Ec. 5-1:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2\lambda_s K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} Fr^{0.43}$$

Ec. 5-1

donde:

y_s = Tirante de socavación, (m).

y_1 = Tirante aguas arriba de la pila, (m).

λ_s = Factor del modelo (Jhonson & Dock, 1998).

K_1 = Factor de corrección por la forma de la nariz de la pila.

K_2 = Factor de corrección por el ángulo de ataque.

K_3 = Condiciones del cauce.

K_4 = Condición del fondo del río (arenas).

a = Ancho de la pila, (m).

Fr = Número de Froude en dirección aguas arriba de la pila $Fr = (V/(g*y_1))^{1/2}$.

V = Velocidad media del flujo aguas arriba, (m/s²).

g = Aceleración de la gravedad, (9.81 m/s²).

Se alimenta el programa HEC-RAS con la descripción de estos parámetros y se procede a calcular la socavación esperada para un gasto hidráulico representativo de un periodo de retorno de 2, 5, 10, 50, 100, 1000 y 10000 años. El modelo se obtuvo del trabajo de Espino (2018), y los tirantes de socavación para flujo variado se resume en la Tabla 5-1, mientras que los tirantes de socavación para flujo constante se resumen en la Tabla 5-2.

donde:

$a = 2$ m

$L = 5.4$ m

$\Theta^\circ = 0$

$K_1 = 1.1$ (Nariz cuadrada)

$K_2 = 1$ (Ángulo de ataque 0°)

$K_3 = 1.1$ (factor del cauce Jhonson, 1995)

$K_4 = 1$ (arenas).

$D_{95} = 1.95$ mm

$D_{50} = 1$ mm

Tabla 5-1 Tirantes de socavación (Ys), calculados por el método de la HEC-18 utilizando el software HEC-RAS (Espino, 2018) para flujo variado y diferentes periodos de retorno.

# Pila	Flujo Variado Ys (m)						
	Perido de retorno (años)						
	2	5	10	50	100	1000	10000
1	1.89	1.96	2.01	2.12	2.16	2.28	2.39
2	1.94	1.98	2.02	2.13	2.17	2.29	2.39
3	2.04	2.01	2.05	2.14	2.18	2.30	2.40
4	2.08	2.03	2.06	2.15	2.18	2.30	2.40
5	2.09	2.03	2.06	2.15	2.19	2.30	2.40
6	2.09	2.03	2.06	2.15	2.19	2.30	2.40
7	2.08	2.03	2.06	2.15	2.19	2.30	2.40
8	2.05	2.02	2.05	2.14	2.18	2.30	2.40
9	2.00	2.00	2.04	2.13	2.17	2.29	2.40
10	1.98	1.99	2.03	2.13	2.17	2.29	2.39
11	1.94	1.98	2.02	2.13	2.17	2.29	2.39
12	1.95	1.98	2.02	2.13	2.17	2.29	2.39

Tabla 5-2 Tirantes de socavación (Ys), calculados por el método de la HEC-18 utilizando el software HEC-RAS (Espino, 2018) para flujo constante y diferentes periodos de retorno.

# Pila	Flujo Constante Ys (m)						
	Perido de retorno (años)						
	2	5	10	50	100	1000	10000
1	-	-	-	-	-	-	5.90
2	-	-	-	-	4.14	5.82	5.59
3	3.78	5.04	5.50	6.19	6.28	6.90	7.40
4	4.99	5.65	5.99	6.55	6.58	7.15	7.63
5	5.21	5.82	6.13	6.67	6.68	7.25	7.71
6	5.21	5.82	6.30	6.67	6.68	7.25	7.71
7	5.08	5.72	6.04	6.60	6.62	7.19	7.66
8	4.18	5.18	5.60	6.26	6.33	6.94	7.44
9	-	-	4.41	5.67	5.87	6.58	7.14
10	-	-	-	5.10	5.51	6.34	6.94
11	-	-	-	-	4.27	5.84	6.61
12	-	-	-	-	4.34	5.86	6.61

Como se aprecia en las Tablas 5-1 y 5-2, existe una gran diferencia al utilizar un flujo constante o variado, ya que mediante el modelo en el software de HEC-RAS, las profundidades de socavación varían mucho, ya que al utilizar un flujo variado la socavación máxima para los periodos de retorno van desde 1.89 m hasta los 2.40 m, mientras que utilizando un flujo constante la socavación máxima va desde los 3.78 m hasta los 7.71 m, como existe una gran diferencia en los resultados de socavación estimados con el software no es tan directa la aprobación de los resultados, por lo tanto y debido a que el cálculo de la socavación esperada involucra un gran número de variables probabilistas, se decide estimar estos valores mediante una simulación de Monte Carlo.

5.1 CURVA DE PELIGRO DE SOCAVACIÓN

La curva de peligro de socavación proporciona la probabilidad de excedencia de descargas máximas sobre el lecho del río, el método de análisis para obtener la curva peligro se desarrolla definiendo funciones de densidad de probabilidad que caracterizan los parámetros que se definen en la ecuación 5-1.

De acuerdo con la norma N-PRY-CAR-1-06-004/00 (SCT, apartado D.2.2) se definió que el periodo de retorno del gasto a considerar corresponde a 100 años, esto para estimar la socavación máxima esperada en el sitio. Para definir el gasto como una variable probabilista, se realizaron pruebas de bondad de ajuste, papel probabilístico lognormal (Figura 5-2) y la prueba Kolmogorov-Smirnov, de donde se determinó una función lognormal para modelar el gasto esperado en el cauce. Mediante la simulación de Monte Carlo se define la función de densidad de probabilidad para estimar la profundidad de socavación, y_s , donde se asume el gasto esperado para el periodo de retorno de 100 años, el factor de del modelo (λ_s) se define con una función de densidad normal con media de 0.57 y coeficiente de variación de 0.60 (Jhonson & Dock, 1998), las condiciones del cauce se caracterizan con un densidad de probabilidad normal con media 1.1 y coeficiente de variación de 0.05 (Jhonson, 1995), mientras que el resto de las variables: factor de corrección por ángulo de ataque, condición del fondo del río y ancho de la pila se definen como variables deterministas con los valores usados en el modelo de HEC-RAS correspondientes a las condiciones reales del caso de estudio, las variables relacionadas con el gasto (número de Froude, velocidad del flujo y tirante aguas arriba) se definen probabilísticamente incluyéndolas en la ecuación que define el gasto.

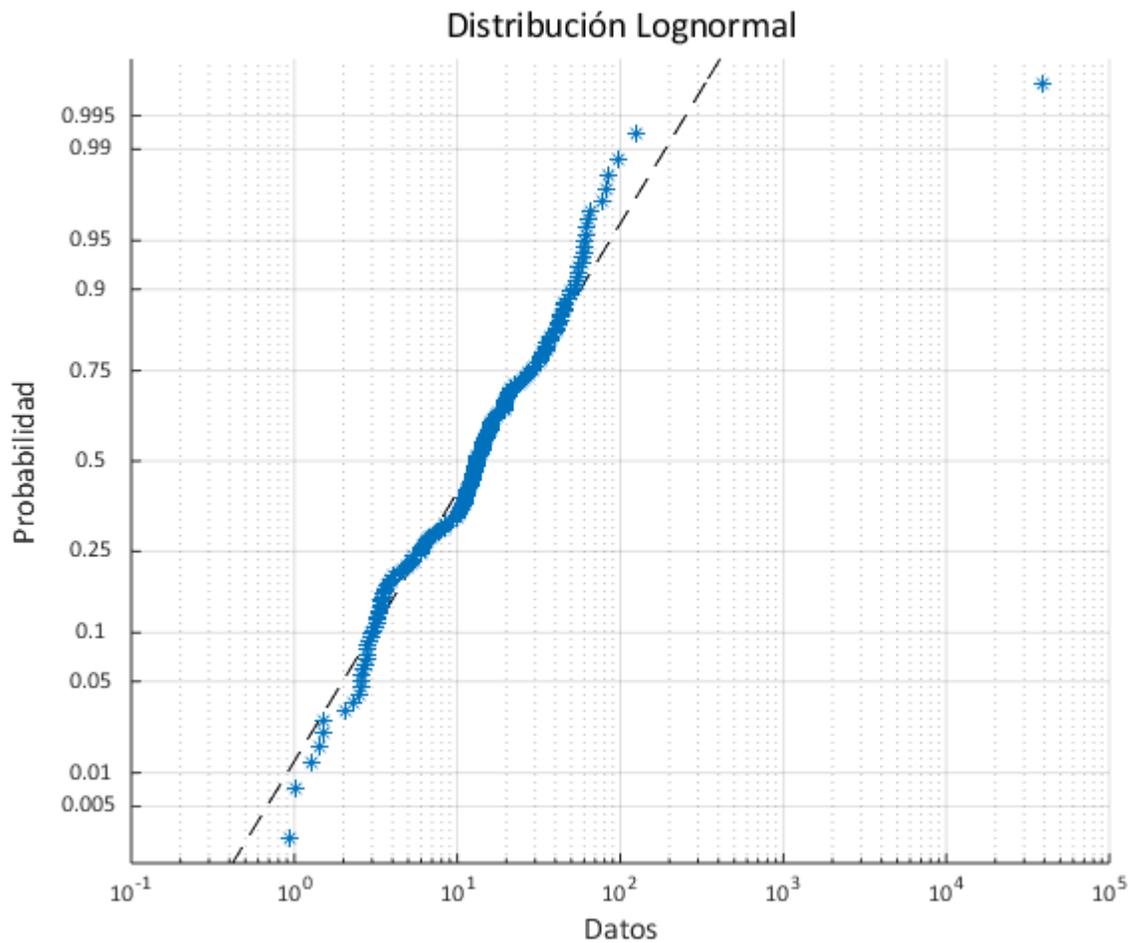


Figura 5-2 Distribución log normal del gasto.

Con base en la descripción de las variables probabilistas antes descritas, se desarrolló la simulación mediante el método de Monte Carlo de la ecuación 5-1; con base en los resultados obtenidos de 10,000 simulaciones se estima la curva de peligro de socavación. El histograma obtenido de la simulación de la profundidad de socavación esperada se presenta en la Figura 5-3, de donde se observa que el mayor número de casos presentan una socavación entre 0.5 y 1.0 m.

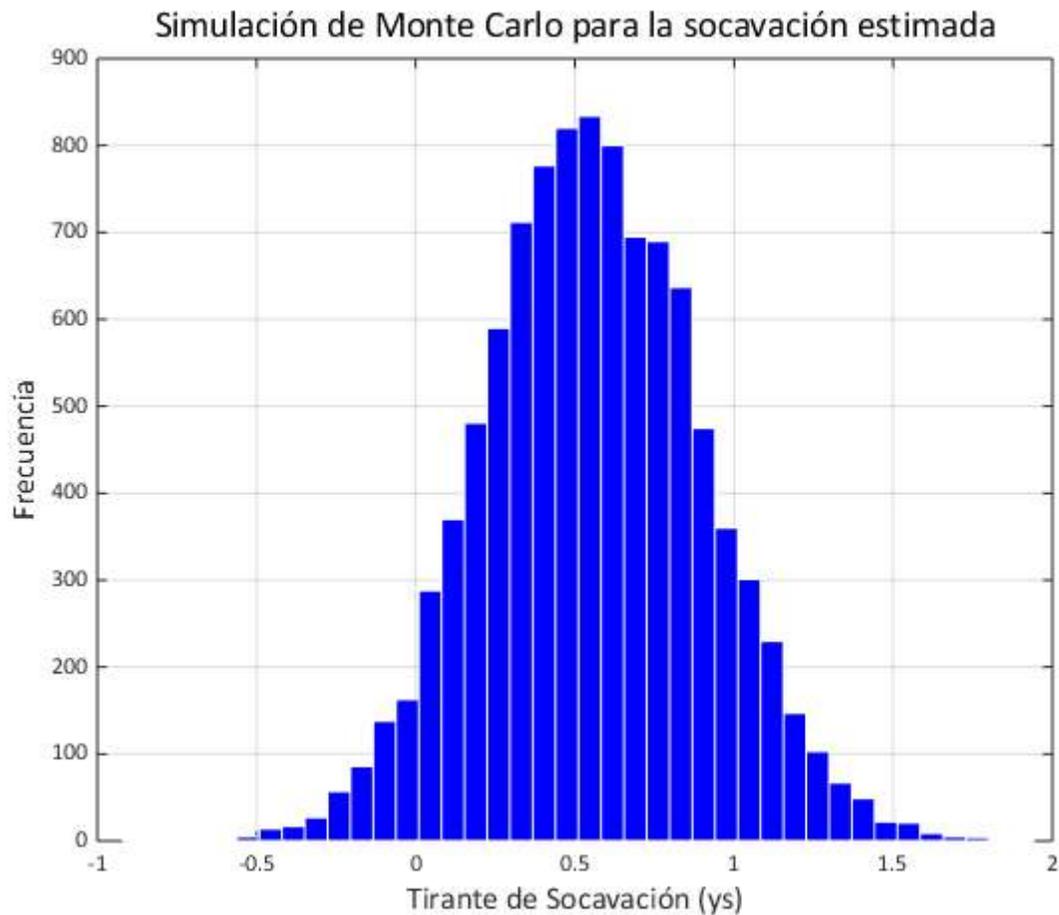


Figura 5-3 Histograma del tirante de socavación estimado con la simulación mediante el método de Montecarlo.

A los datos obtenidos de la simulación y resumidos en el histograma de frecuencias. Se le ajusta una función de densidad de probabilidad que represente la probabilidad de un tirante de socavación previamente definido se menor o igual que ese valor, en este trabajo se asignó una función de densidad de probabilidad Lognormal, el resultado del análisis se presenta en la Figura 5-4. Finalmente, la Figura 5-5

presenta la curva de peligro de socavación, es decir, la probabilidad de exceder un tirante de socavación preestablecido.

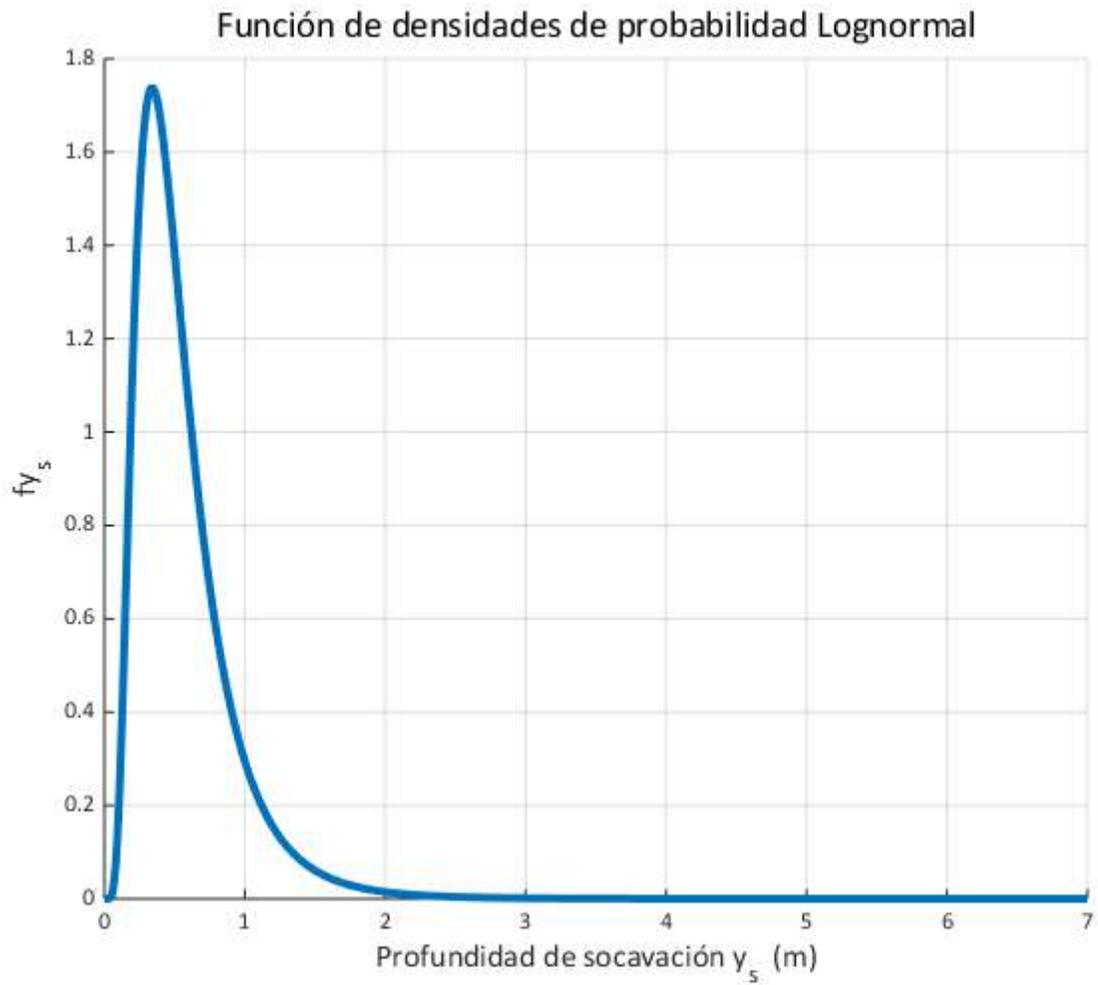


Figura 5-4 Función de densidades de probabilidad Log normal que representa la probabilidad de y_s .

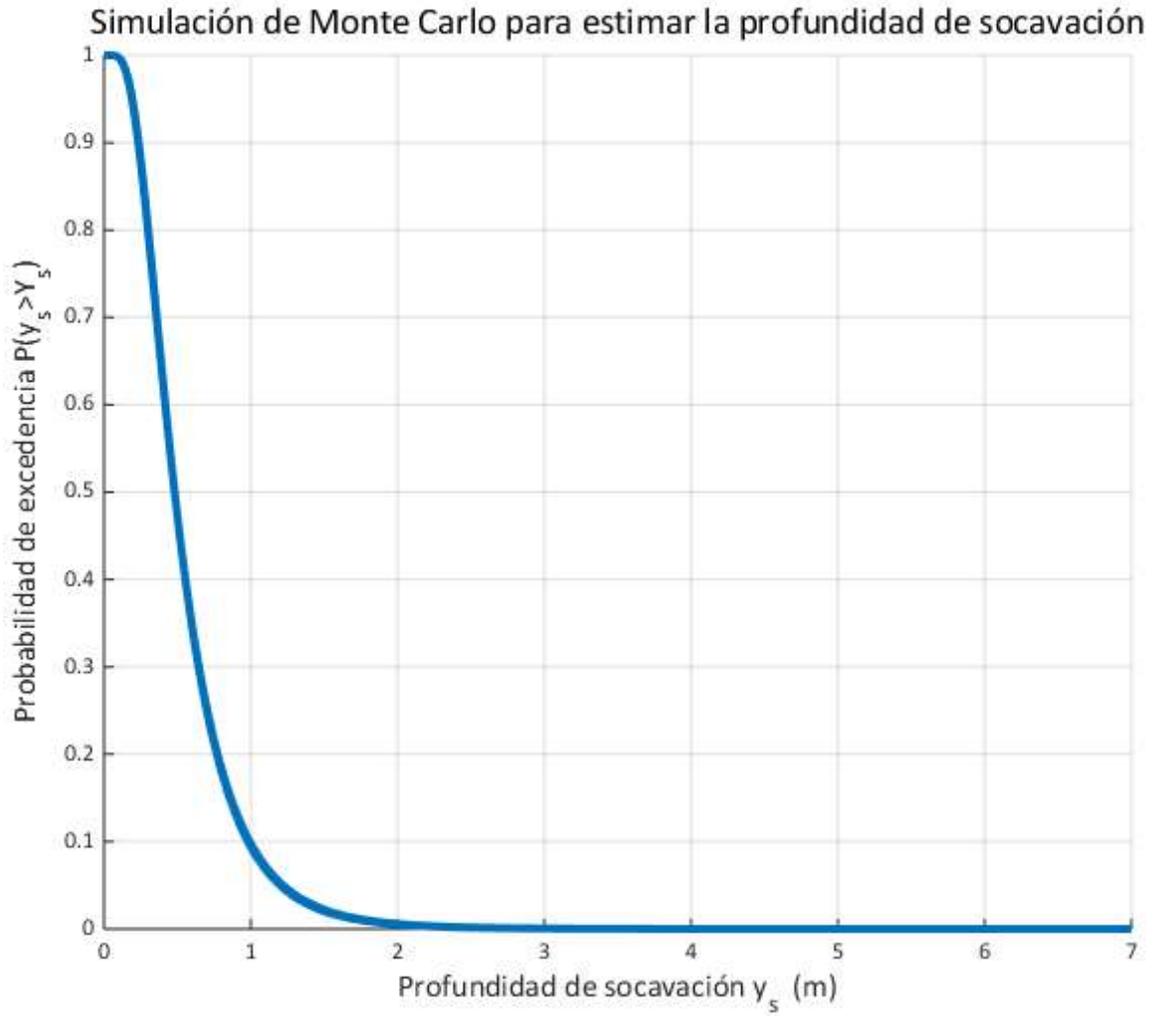


Figura 5-5 Curva de peligro de socavación.

CAPÍTULO 6.- DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD

Para desarrollar curvas de fragilidad representativas de diferentes escenarios de daño para una estructura específica, primeramente se definen diferentes escenarios de la demanda sísmica esperada en el sitio, estos representan el movimiento del suelo estimado mediante registros sísmicos, por otro lado, se deben definir de igual forma diferentes escenarios de socavación, la unión de estos dos eventos representa lo que se define como multi-peligro, de donde nos interesa estudiar los efectos de la acción conjunta de estos efectos en la capacidad sísmica de los puentes.

Para un puente, es posible llegar a predecir de manera determinista el nivel de respuesta o estado de daño, ante sismos y efectos de socavación, para lo cual, se asumen valores deterministas que caracterizan las propiedades de los materiales y otras variables que intervienen en la capacidad del puente, por lo que es deseable predecir el comportamiento de una estructura considerando diversos escenarios de demanda y resistencia que consideren la incertidumbre de estas variables. Por lo tanto, es más deseable hacer estudios probabilistas que deterministas, mediante la definición de funciones de densidad de probabilidad, una de estas metodologías se conoce como curvas de fragilidad, las cuales representan la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite de daño.

La metodología implementada en el presente trabajo para generar las curvas de fragilidad analíticas se basa en el método del espectro de capacidad (CSM, por sus siglas en inglés), definido de acuerdo al ATC-40 (ATC, 1996), los análisis se desarrollaron con ayuda del programa SAP2000 (CSI, 2018). Las curvas de demanda sísmica correspondientes a los espectros de respuestas escalados, donde se estiman curvas representativas de cada escenario de socavación considerado, se usan en el formato S_a - S_d (aceleración espectral vs. Desplazamiento espectral). La intersección de las curvas de demanda y capacidad definen la demanda esperada en el puente ante esa intensidad sísmica, Figura 6-1.

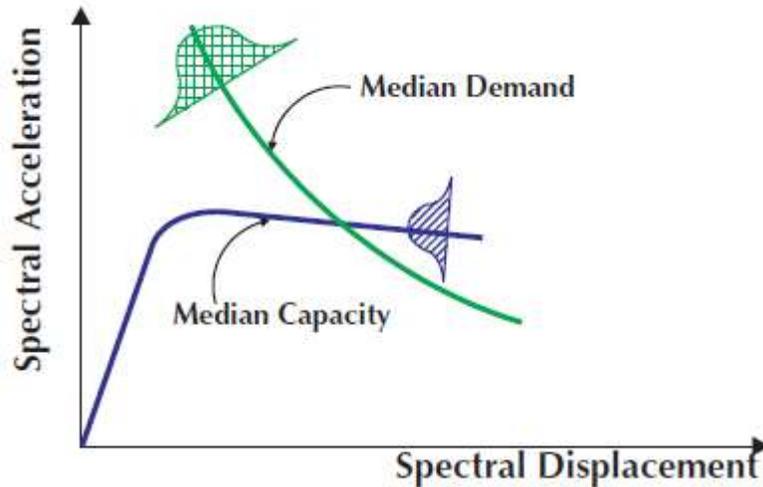


Figura 6 1 Mediana del espectro de respuesta.

Como se mencionó antes, fragilidad es la probabilidad de que una demanda sísmica (D), en el puente alcance o exceda su capacidad (C), la cual se define de acuerdo a niveles de comportamiento de interés. Esta definición se condiciona las demandas de socavación (y_s) y demandas sísmicas esperadas (PGA), si asumimos que ambas demandas y capacidad son variables aleatorias lognormalmente distribuidas, la fragilidad toma la forma de la Ecuación 6-1.

$$P[D > C | PGA, y_s] = \Phi \left[\frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_{d|PGA,y_s}^2 + \beta_c^2}} \right]$$

Ec. 6-1

donde:

Φ = es la función densidad de probabilidad normal estándar acumulada.

PGA = es la máxima aceleración del suelo.

y_s = es el valor esperado de la profundidad de socavación.

$\beta_{d|PGA,y_s}$ = es la dispersión o desviación estándar logarítmica de la demanda condicionada a una medida de intensidad y una profundidad de socavación.

β_c = es la dispersión o desviación estándar logarítmica de la capacidad, en este caso se considera una dispersión de 0.6 de acuerdo con Mander (1999).

Para cuantificar los estados de daño que se pueden presentar en el puente Coahuayana, se consideraron dos criterios que definen el nivel de daño que presentan pilas y pilotes, estos son respectivamente, la distorsión angular para mecanismo de falla a cortante (Δ , ASCE/SEI 41-13, 2014), Tabla 6-1 y la ductilidad por curvatura para mecanismo de falla a flexión ($\mu\phi$, Priestley, 2010), Tabla 6-2, respectivamente.

Tabla 6-1 Distorsión angular (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Estados de daño como función de la distorsión angular (ASCE/SEI 41-13, 2014)		
Estado de daño	Descripción	Ductilidad de curvatura
Ocupación inmediata	Sin daño o grietas ligeras	$\Delta \leq 0.004$
Daño moderado	Daños importantes pero sin poner en riesgo a las personas	$0.004 < \Delta \leq 0.0075$
Colapso	Daño en toda la sección transversal	$0.0075 < \Delta \leq 0.01$

Tabla 6-2 Ductilidad por curvatura (Priestley, 2010).

Estados de daño como función de la ductilidad por curvatura (Priestley, 2010)		
Estado de daño	Descripción	Ductilidad de curvatura
Despreciable	Sin daño (intervalo elástico)	$\mu\phi < 1.0$
Ligero	Grietas ligeras y desprendimiento parcial	$1.0 < \mu\phi < 4.0$
Moderado	Daños principales en los costados	$4.0 < \mu\phi < 8.0$
Severo	Daños principales en lados opuestos	$8.0 < \mu\phi < 12.0$
Colapso	Daño en toda la sección transversal	$12.0 < \mu\phi$

Los resultados obtenidos de los análisis paramétricos desarrollados nos permiten definir los estados de daño de acuerdo al mecanismo de colapso que se presenta en el puente, a cortante o a flexión, para los diferentes escenarios de las demandas considerados. La Tabla 6-3 resume los resultados estimados para el estado de daño ligero, la Tabla 6-4 corresponden al estado de daño Moderado y la Tabla 6-5 para el estado de colapso.

Tabla 6-3 Estado de daño Ligero

ESTADO DE DAÑO LIGERO				
Hs	Parámetros de FDP (PGA)		Mecánismo de colapso	
(m)	$\ln\left(\frac{S_d}{S_c}\right)$	$\sqrt{\beta^2 _{PGA} \gamma_s + \beta_c^2}$	Elemento	Forma
0	1.201749927	0.655287666	Pila	Cortante
1	-0.401404935	0.928019826	Pila	Cortante
2	-1.646543088	1.424207776	Pila	Cortante
3	-3.910045776	2.057718421	Pila	Cortante
4	1.067520774	0.674989698	Pilotes	Flexión
5	0.991478581	0.693570735	Pilotes	Flexión
6	1.03436427	0.691656308	Pilotes	Flexión
7	1.016886284	0.695893424	Pilotes	Flexión

Tabla 6-4 Estado de daño por Moderado.

ESTADO DE DAÑO MODERADO				
Hs	Parámetros de FDP (PGA)		Mecánismo de colapso	
(m)	$\ln\left(\frac{S_d}{S_c}\right)$	$\sqrt{\beta^2 _{PGA} \gamma_s + \beta_c^2}$	Elemento	Forma
0	1.3871651	0.640133314	Pila	Cortante
1	0.6339575	0.70552572	Pila	Cortante
2	0.3427896	0.800656547	Pila	Cortante
3	0.147208	0.857759952	Pila	Cortante
4	1.2644865	0.661402146	Pilotes	Flexión
5	1.253	0.66068517	Pilotes	Flexión
6	1.3943499	0.633718107	Pilotes	Flexión
7	1.4144948	0.646956677	Pilotes	Flexión

Tabla 6-5 Estado de daño por Colapso.

ESTADO DE DAÑO POR COLAPSO				
Hs	Parámetros de FDP (PGA)		Mecánismo de colapso	
(m)	$\ln\left(\frac{S_d}{S_c}\right)$	$\sqrt{\beta^2 _{PGA,ys} + \beta_c^2}$	Elemento	Forma
0	1.50189764	0.635120666	Pila	Cortante
1	0.81493465	0.682845481	Pila	Cortante
2	0.65557534	0.729678235	Pila	Cortante
3	0.58159541	0.750893224	Pila	Cortante
4	1.25537575	0.667410914	Pilotes	Flexión
5	1.25644481	0.66565921	Pilotes	Flexión
6	1.30745863	0.669074283	Pilotes	Flexión
7	1.43806067	0.648638942	Pilotes	Flexión

En el caso donde se definen los estados de daño por ductilidad por curvatura no se presenta el estado de daño severo, ya que inmediatamente después de alcanzarse el daño moderado se presenta el colapso del puente, por lo que solamente se estimaron tres estados de daño por ductilidad por curvatura y no los cuatro que se definen en la Tabla 6-2.

Los valores de la media y dispersión lognormal que representan la intersección entre la demanda y la capacidad de pilas o pilotes del puente Coahuylana para diferentes estados de daño que se reportan en las Tablas 6-3 a 6-5, se utilizan para trazar las curvas de fragilidad que se presentan en el Capítulo 7 correspondiente al análisis de resultados.

CAPÍTULO 7.- ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente trabajo se desarrolla un modelo probabilista para evaluar el mutipeligro: socavación y terremotos, a que puede estar sujo el puente Coahuayana localizado en los límites de Colima y Michoacán. De acuerdo con los resultados obtenidos y analizados en los Capítulos 5 y 6, se consideran diferentes escenarios de socavación, donde se asume la profundidad de socavación con valores discretos que van desde 0 m hasta los 7 m con incrementos de 1m, el intervalo se definió con base en un estudio hidrológico del puente Coahuayana para un periodo de retorno de 100 años; posteriormente se desarrollaron análisis estáticos no lineales que permitieron estimar la capacidad sísmica del puente sin y con socavación. El procedimiento utilizado se resume en el Capítulo 3, donde se presentan las curvas de capacidad estimadas para los mecanismos de colapso que se pueden presentar en el puente ante los escenarios considerados de multi-peligro, de donde se concluye que para profundidades de socavación mayores a 0 m y hasta los 3 m, la falla se presenta mediante un mecanismo a cortante en las pilas, para profundidad de socavación mayor que 3 m, el mecanismo de falla es por falta de capacidad a flexión de los pilotes de cimentación; en el caso donde el puente no presenta ningún problema de socavación el mecanismo de colapso es por cortante en sus pilas.

7.1 CURVAS DE FRAGILIDAD

Las curvas de fragilidad estimadas de acuerdo con la Ecuación 6-1 para el caso de daño ligero se resumen en la Figura 7-1. De los resultados obtenidos se observa que el puente Coahuayana incrementa la probabilidad de alcanzar este estado de daño si presenta una socavación entre 1 y 3 m, donde el percentil 50 se alcanza para PGA menores o iguales que 0.7 m/s^2 , si no se tiene presencia de socavación la PGA necesaria para alcanzar el mismo percentil es de 3.3 m/s^2 , mientras que se necesita en promedio una PGA de 2.8 m/s^2 para alcanzar el estado de daño ligero si la profundidad de socavación se encuentra en el intervalo $3.0\text{m} < y_s \leq 7.0\text{m}$. Los resultados muestran claramente la diferencia de los mecanismos que ocasionan el daño en el puente, y es obvio que el puente se vuelve más vulnerable a las acciones sísmicas una vez que se presentan problemas de socavación.

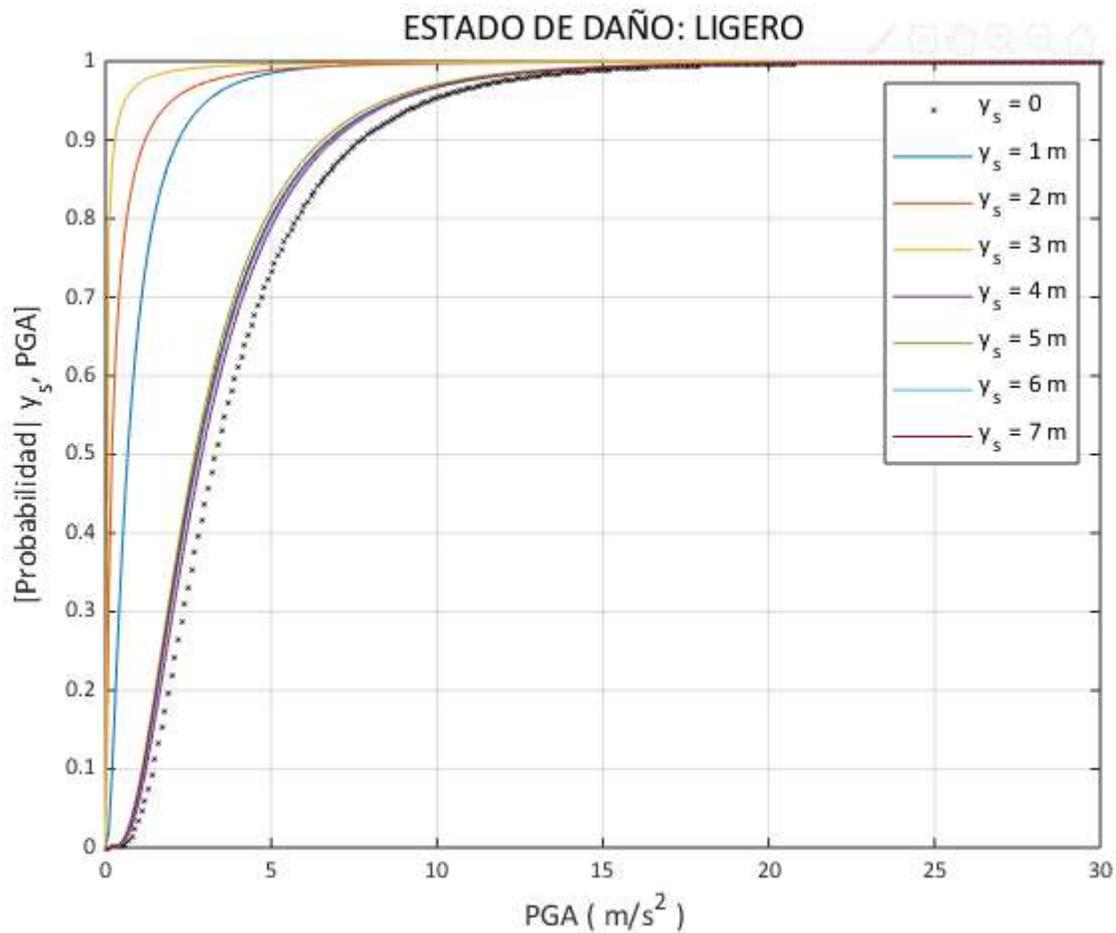


Figura 7-1 Curvas de fragilidad para el Estado de Daño Ligero para diferentes profundidades de socavación en los pilotes.

La Figura 7-2 presenta las curvas de fragilidad representativas del estado de daño moderado, en los resultados se reflejan de la misma manera que para el daño ligero, las mismas tendencias descritas en el caso de daño ligero, las diferencias son los rangos de las PGA necesarias para alcanzar este estado de daño, mientras que en el estado de daño ligero las diferencias entre los valores de PGA necesarios para alcanzar el estado de daño ante los diferentes escenarios de socavación son prácticamente despreciables, en el estado de daño moderado ya se presentan más separadas las curvas; requiriéndose para el percentil 50: PGA de 4.1 m/s² para el caso sin socavación, para socavación entre 1 y 3 m la aceleración máxima debe estar en el intervalo de 1.2 m/s² \geq PGA \leq 1.9 m/s², para socavación entre 4 y 7 m el promedio de la PGA requerida para alcanzar el estado de daño moderado es 3.5 m/s². Al igual que en el estado de daño ligero, la presencia de socavación incrementa la vulnerabilidad del puente ante la presencia de terremotos.

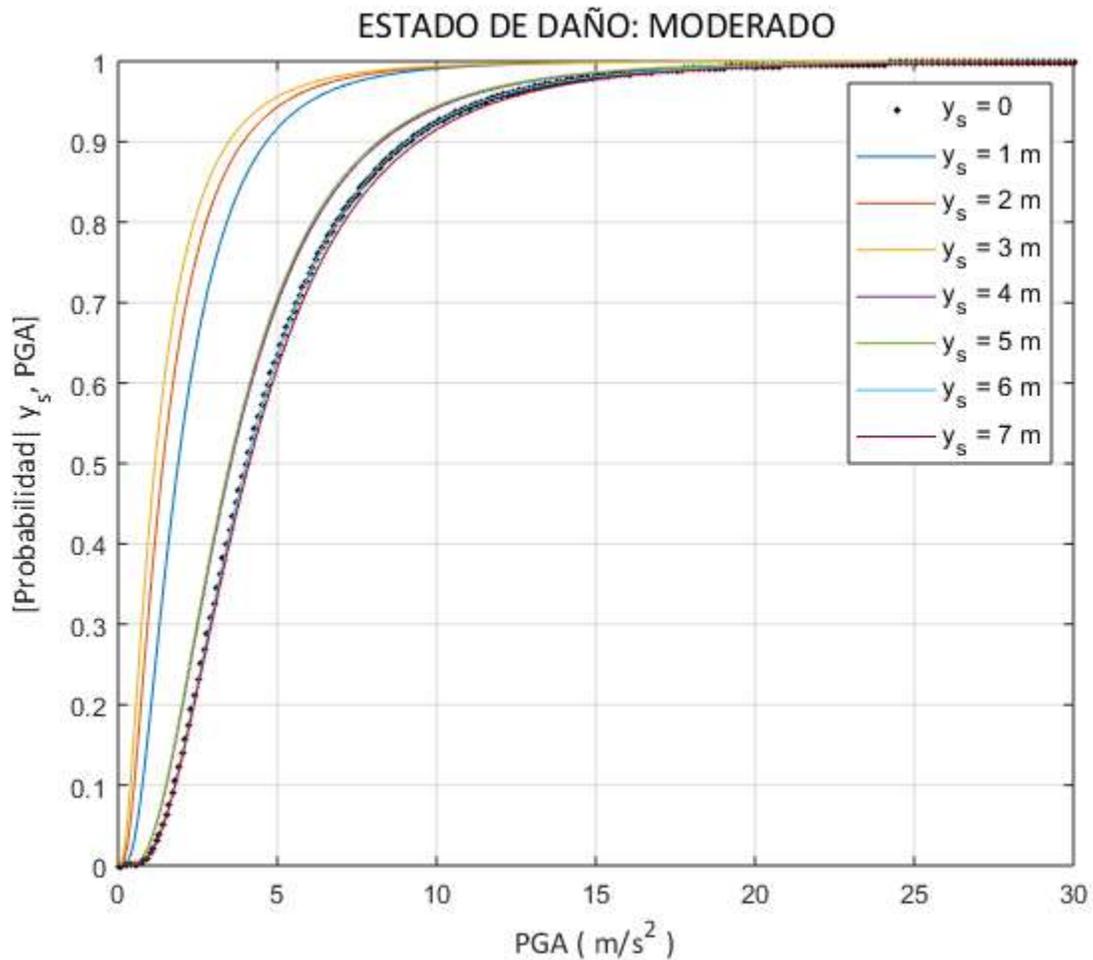


Figura 7-2 Curvas de Fragilidad para el Estado de Daño Moderado para diferentes profundidades de socavación en los pilotes.

En el caso del colapso del puente Coahuayana, Figura 7-3, las tendencias son similares a las descritas en los previos casos lo que cambian son los intervalos de PGA requeridos para alcanzar el estado de daño para un percentil preestablecido, por ejemplo, para el percentil 50 tenemos: PGA de 4.4 m/s^2 para el caso sin socavación, para socavación entre 1 y 3 m la aceleración máxima debe estar en el intervalo de $1.2 \text{ m/s}^2 \geq \text{PGA} \leq 1.9 \text{ m/s}^2$, para socavación entre 4 y 7 m el promedio de la PGA requerida para alcanzar el estado de daño colapso es $3.5 \text{ m/s}^2 \geq \text{PGA}$.

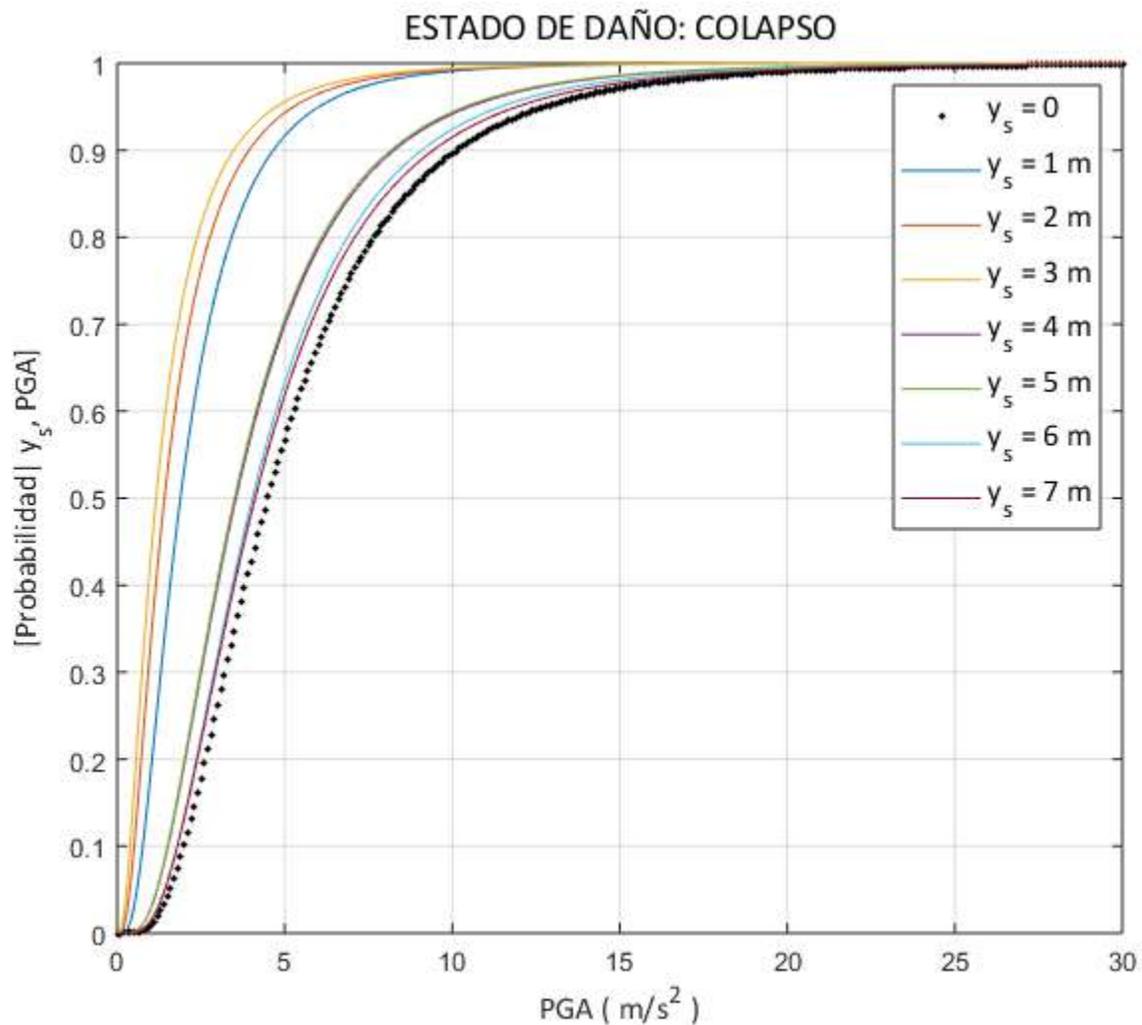


Figura 7-3 Curvas de fragilidad para el Estado de Daño de Colapso para diferentes profundidades de socavación en los pilotes.

De acuerdo con los resultados que se presentan en las Figuras 7-1 a 7-3 se puede decir que la presencia de socavación en el puente Coahuayana incrementa su vulnerabilidad ante la ocurrencia de terremotos, por lo que se concluye que deben gestionarse sistemas de rehabilitación para evitar que se presenten estos problemas en el puente, lo cual reducirá la probabilidad de colapso del mismo.

7.2 CURVAS DE SUPERFICIE

Las curvas de superficie o tridimensionales nos permiten ver gráficamente el efecto que tiene la acción conjunta de varios escenarios de socavación y demanda sísmica en probabilidad de falla del puente. Las curvas de superficies de las Figura 7-4 a) y

b), resumen las funciones de densidad de probabilidad (FDP) y de densidad de probabilidad acumulada (FDA), representativas del efecto que tiene la acción conjunta de socavación y terremotos para alcanzar o exceder el estado de daño ligero. Los resultados muestran claramente ante que escenarios conjuntos de las demandas es que se vuelve más vulnerable el puente, lo cual se presenta ante los primeros 3 metros de socavación.

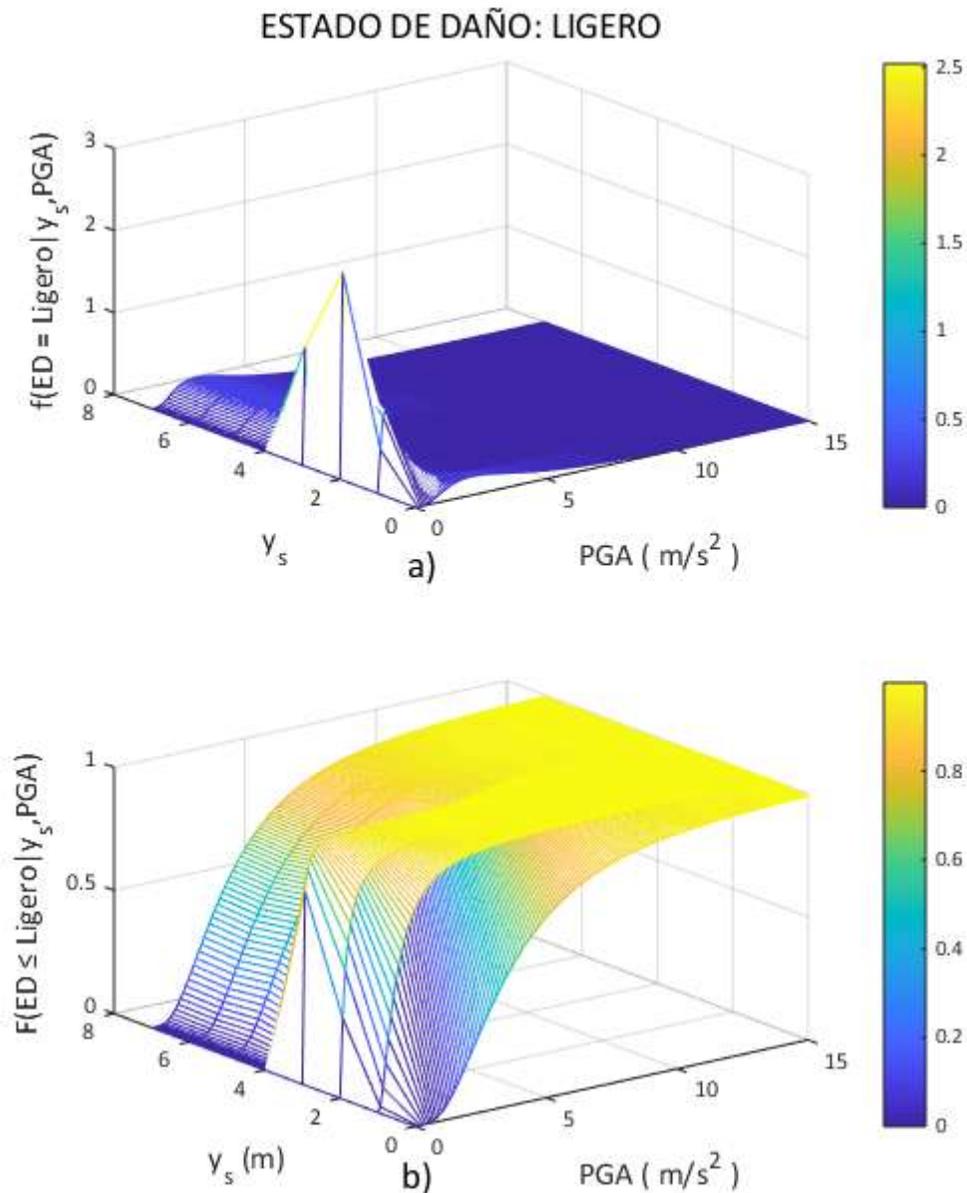


Figura 7-4 Curvas de superficie para el Estado de Daño Ligero para diferentes profundidades de socavación: a) función de densidades de probabilidad y b) función de densidades de probabilidad acumulada.

La Figura 7-5 a) y b) representan la probabilidad de alcanzar el estado de daño moderado con la combinación de PGA y socavación, mediante las funciones de densidades de probabilidad y la acumulada respectivamente, mostrando la vulnerabilidad en el estado de daño moderado.

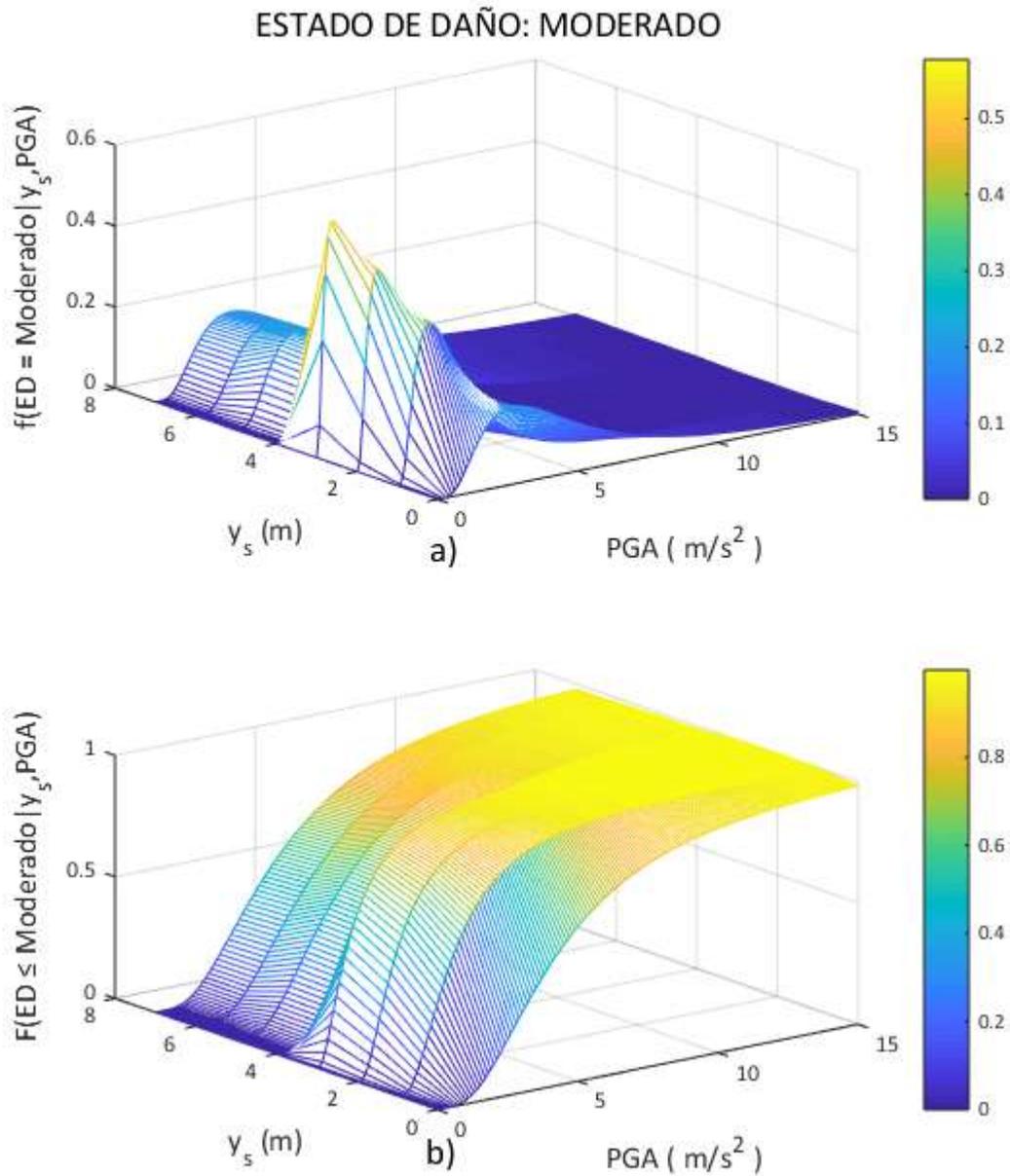


Figura 7-5 Curvas de superficie para el Estado de Daño Moderado para diferentes profundidades de socavación: a) función de densidades de probabilidad y b) función de densidades de probabilidad acumulada.

La probabilidad de que se presente el estado de daño de colapso se presenta en la Figura 7-6 a) y b), donde se observa que las curvas de fragilidad presentan incrementos de la pendiente, representativos de incrementos en la probabilidad, para los primeros tres metros de socavación.

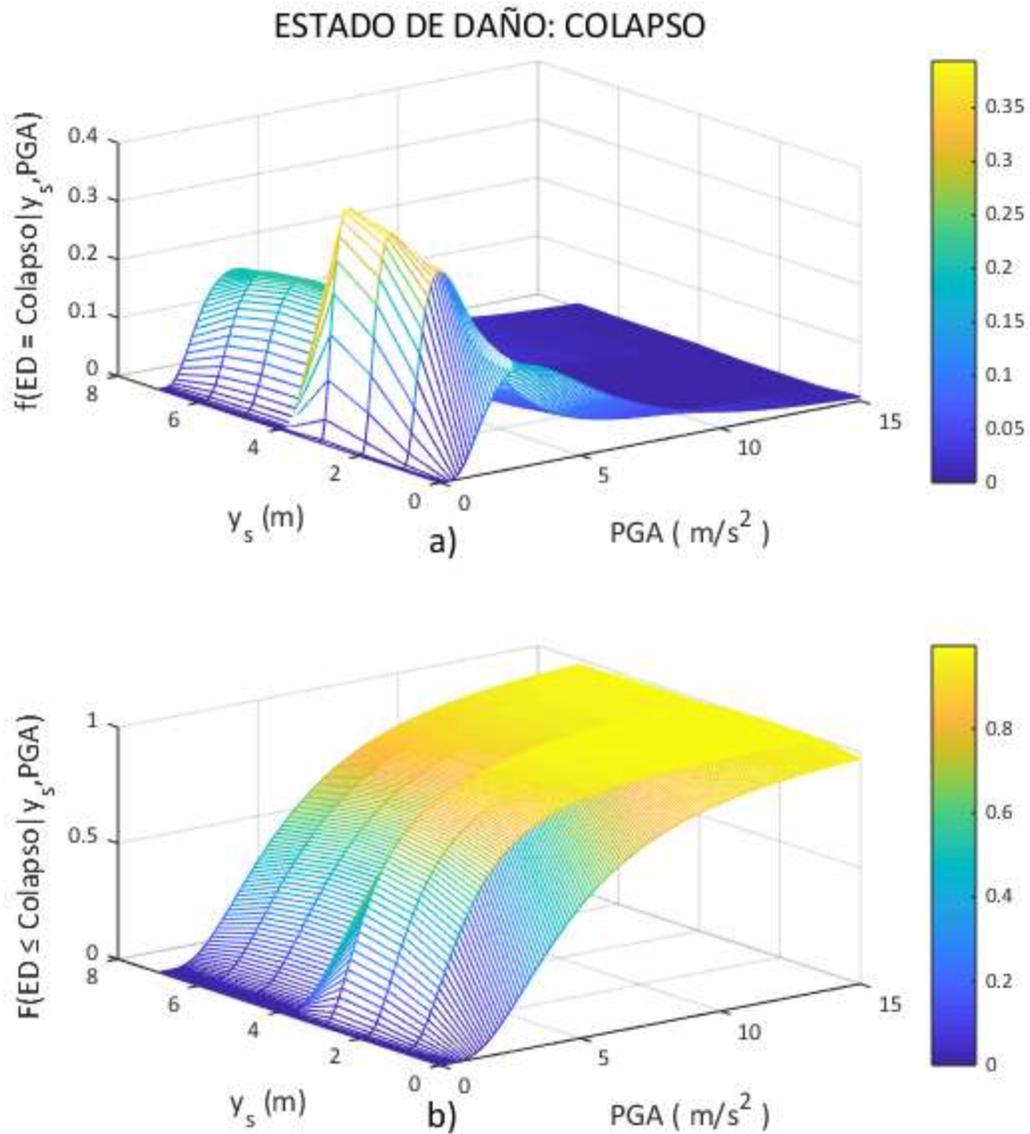


Figura 7-6 Curvas de superficie para el Estado de Daño de Colapso para diferentes profundidades de socavación: a) función de densidades de probabilidad y b) función de densidades de probabilidad acumulada.

La probabilidad de falla del puente se obtiene en función de las densidades de probabilidad descritas como curvas de fragilidad, estas se multiplican por la

probabilidad de que se presente la demanda sísmica y la probabilidad de que se presente una demanda de socavación, como se explicó en la ecuación 2-3 del capítulo 2, el resultado es el efecto del multi-peligro en la probabilidad de falla del puente ante un escenario de daño esperado.

La Figura 7-7 resume los resultados de la curva de superficie correspondiente a la probabilidad de falla del puente Coahuayana en el caso del estado de daño ligero, el resultado confirma el incremento de su vulnerabilidad sísmica ante escenarios de socavación en el intervalo de 0 a 3 m de socavación, como se explicó anteriormente en la sección 7.1.

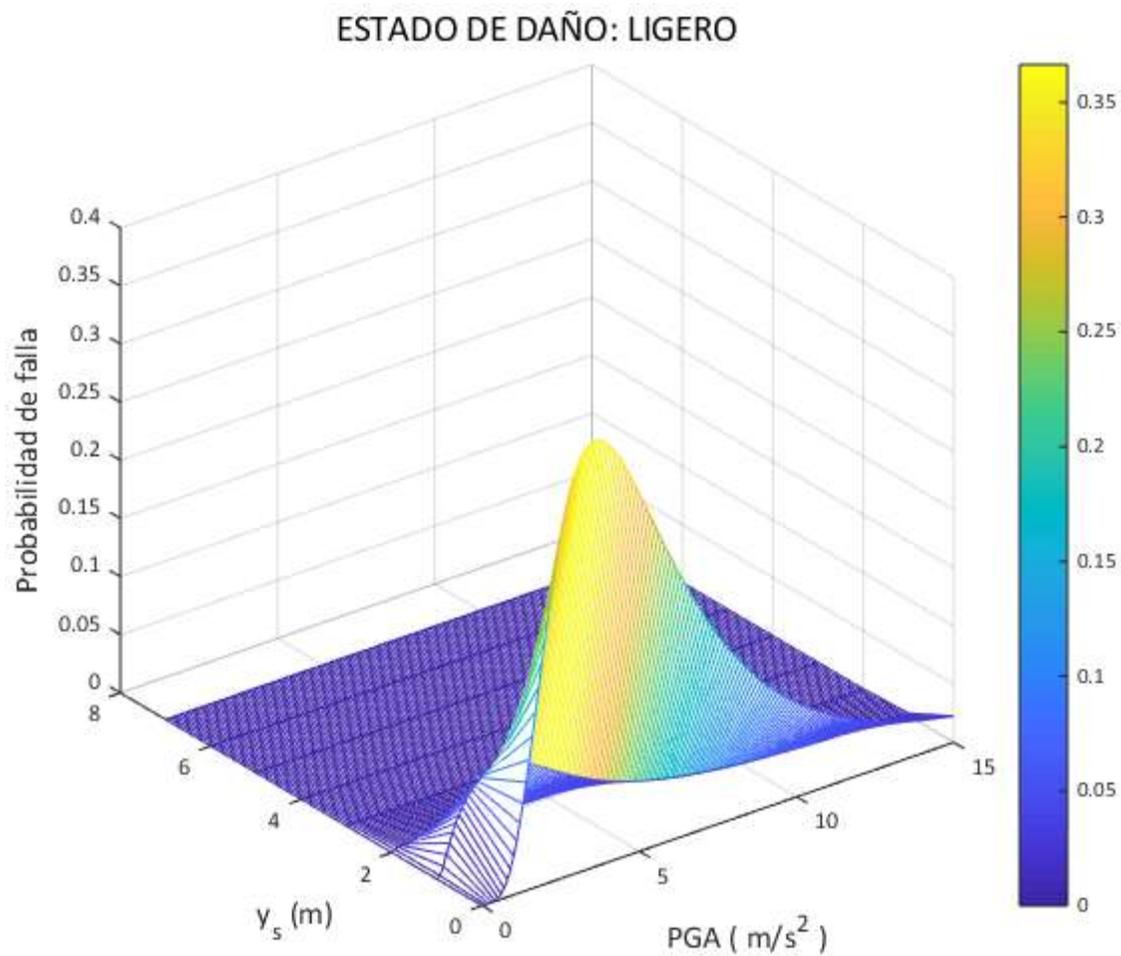


Figura 7-7 Curvas de superficie de la probabilidad de falla para el estado de daño ligero.

La Figura 7-8 muestra las curvas de superficie para la probabilidad de falla del puente ante el estado de daño moderado, como se explicó en el capítulo 7.1.

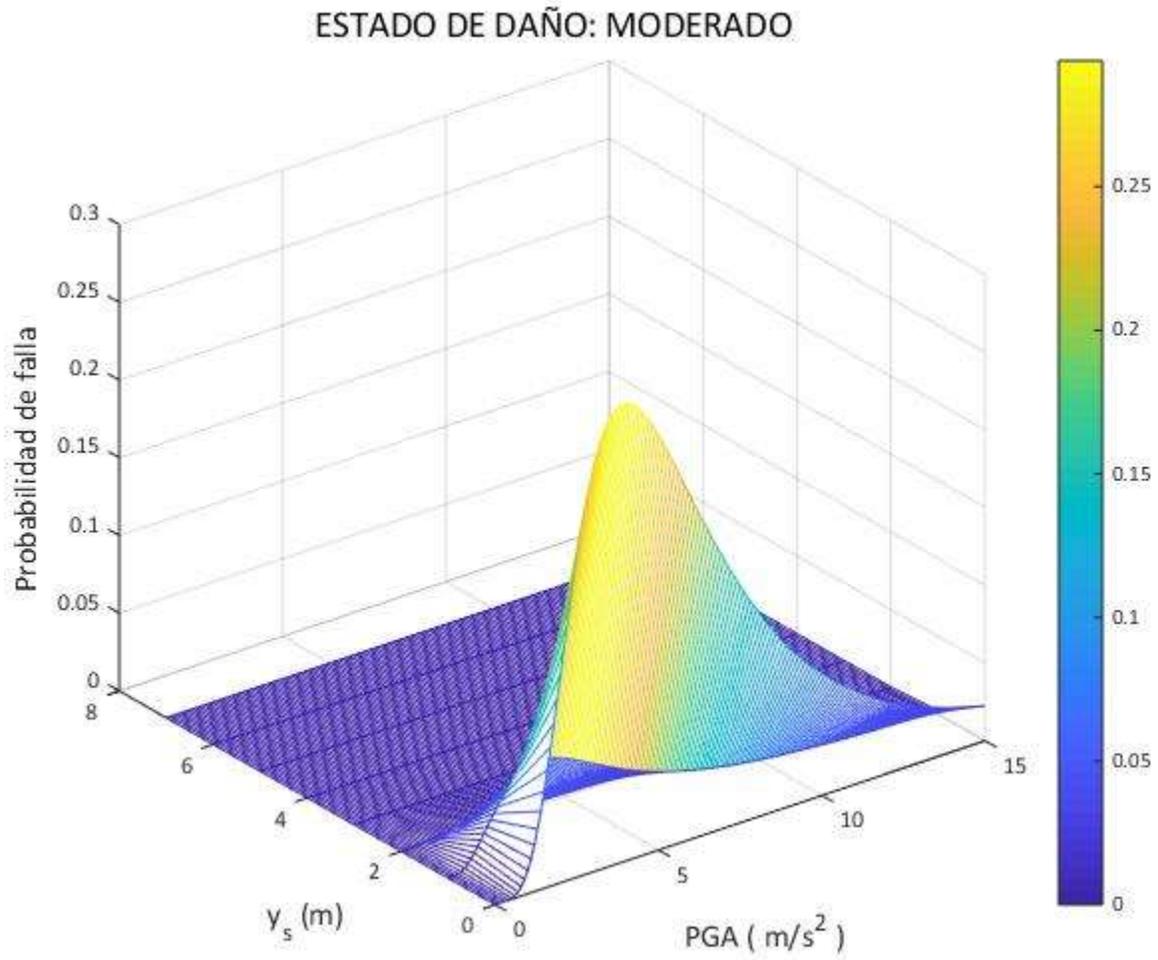


Figura 7-8 Curvas de superficie de la probabilidad de falla para el estado de daño moderado.

Las curvas de superficie para la probabilidad de falla del puente ante un escenario del estado límite de colapso se presenta en la Figura 7-9, en los resultados de observa que el puente es más susceptible de fallar ante un escenario de socavación de 3 m conjuntamente con PGA mayores que 4 m/s².

ESTADO DE DAÑO: COLAPSO

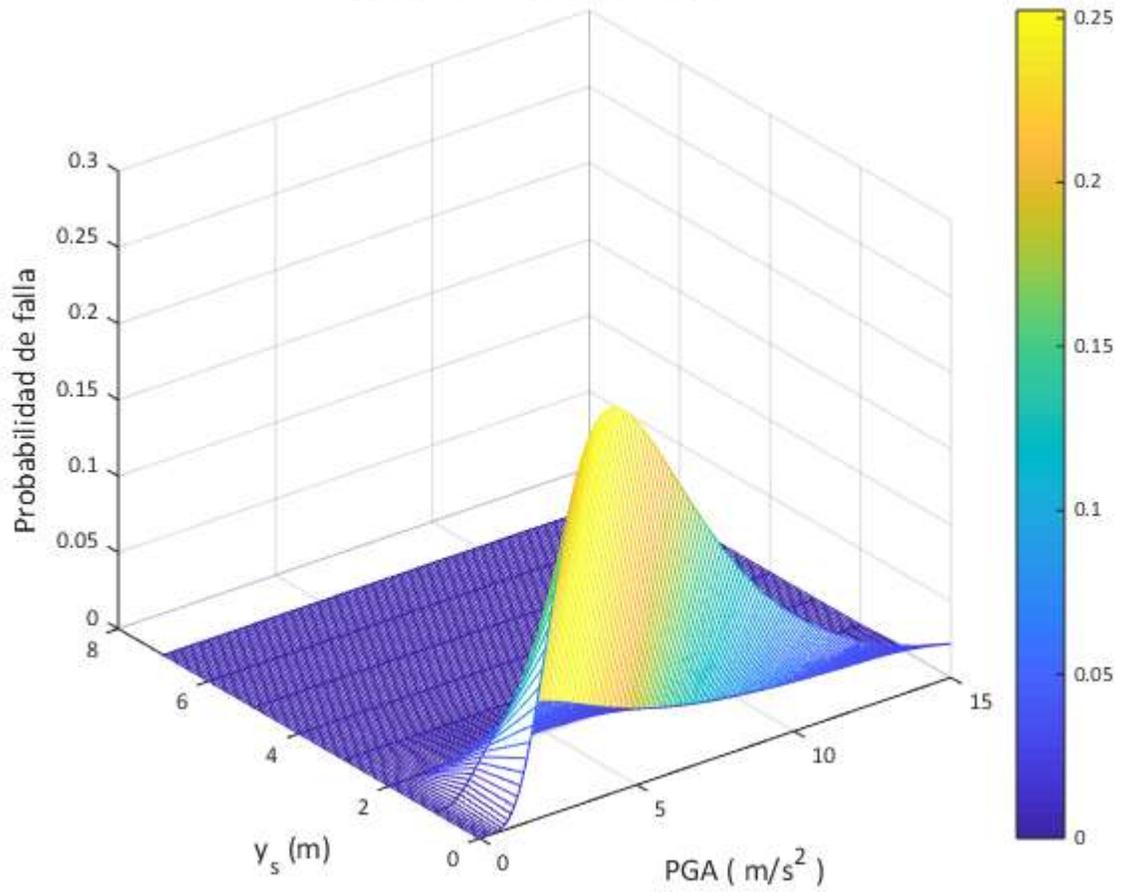


Figura 7-9 Curvas de superficie de la probabilidad de falla para el estado de daño de colapso.

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se evalúa la vulnerabilidad sísmica del Puente Coahuayana, localizado en Colima, esto con el objetivo de estudiar la importancia de la acción conjunta del multi-peligro: terremotos y socavación. Se hace un estudio probabilista para estudiar los efectos que tienen éstas acciones conjuntas en la vulnerabilidad sísmica del puente. Para alcanzar el objetivo primeramente se hace un estudio hidrológico que permite definir funciones de densidad de probabilidad sobre las variables que se consideran aleatorias e interfieren en el cálculo de la profundidad de socavación esperada en las pilas del puente, con base en esto, se aplica el método de simulación de Montecarlo, el cual nos permite definir la tasa de excedencia de la socavación local esperada en las pilas del puente; por otro lado, se define la demanda sísmica del sitio donde ésta localizado el puente, estos estudios nos permiten definir la tasa de excedencia de la PGA que se espera. Estas dos acciones definen las condiciones de demanda a que puede verse sujeto el puente Coahuayana a lo largo de su vida útil, por lo que, el siguiente paso es determinar su capacidad ante diversos escenarios de estas acciones actuando conjuntamente. Para ello se desarrollaron modelos numéricos del puente ante un conjunto de escenarios de socavación, sobre los que se desarrollaron análisis estáticos no-lineales mediante el software SAP2000, en este caso se utilizó el método del ATC-40. Una vez contando con los resultados de demanda y capacidad, se desarrollaron los modelos probabilistas que dieron como resultado final las curvas de fragilidad. De los resultados obtenidos del modelo probabilista se obtienen las siguientes conclusiones:

Debido a la gran rigidez que tienen las pilas tipo muros se encuentra que su mecanismo de falla es a cortante en el puente Coahuayana sin problemas de socavación; por el contrario, cuando el efecto de socavación comienza a ser importante, el mecanismo de colapso se presenta por flexión en los pilotes de cimentación, ya que su sección transversal es esbeltas. Por lo que se tiene diferentes mecanismos de colapso como función de la profundidad de socavación que se tenga, este efecto es de importancia para determinar la vulnerabilidad del puente.

Se definen claramente dos mecanismos de colapso: (1) Mecanismo de falla a cortante en las pilas tipo muro sí la profundidad de socavación es menor o igual que 3 m; (2) Mecanismo de falla a flexión en los pilotes de cimentación sí la profundidad de socavación es mayor de 4 m. Por lo que su capacidad sísmica resulta ser muy diferente en cada caso.

De los resultados de las curvas de fragilidad se concluye que el puente Coahuayana es más vulnerable a las acciones sísmicas siempre que se presentan problemas de socavación, sin importar su longitud; sin embargo, para ciertas combinaciones de la profundidad de socavación y la PGA los efectos tienen mayor efecto en hacer más

vulnerable el puente a que presente el colapso. El puente es más vulnerable para profundidades de socavación menores a los 3m.

Se concluye que se incrementa la probabilidad de falla del puente en un 70% si se presentan problemas de socavación y un terremoto con aceleraciones máximas del suelo (PGA) $\geq 7 \text{ m/s}^2$.

REFERENCIAS

- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. 555 Twin Dolphin Drive, Suite 550 Redwood City, California 94065 .
- CSI Computers & Structures, I. (2018). *CSI Analysis Reference Manual*.
- Mander, J. (1999). *Fragility Curves Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges*. State University of New York, New York.
- AASHTO LRFD (2012). "Bridge Design Specifications," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- Ellingwood, B., and Rosowsky, D. (1996), "Combining snow and earthquake loads for limit states design," *Journal of Structural Engineering*, vol. 122, no. 11, pp. 1364-1368.
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H.K., and Kim, S.H. (2000a). "Nonlinear static procedure for fragility curve development," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 126, no. 12, pp. 1287-1296.
- Bradley, B. A. (abril 2010). *Site-Specific and Spatially Distributed Ground-Motion*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 100, 792-801.
- DesRoches, B. G. (s.f.). *Seismic fragility methodology for highway bridges using*. Department of Civil Engineering, Clemson University, Lowry Hall, Clemson, SC 29634-0911, U.S.A.
- Mander, J. B. (s.f.). *Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges*. University at Buffalo, State University of New York.
- Dukes, J. D. (May de 2013). *APPLICATION OF BRIDGE SPECIFIC FRAGILITY ANALYSIS IN THE SEISMIC DESIGN PROCESS OF BRIDGES IN CALIFORNIA*. Georgia Institute of Technology: School of Civil and Environmental Engineering.
- José Giovanni Cruz Vargas, C. G. (2018). *UNA REVISIÓN DE PUENTES COLAPSADOS POR SOCAVACIÓN*. Campeche, Campeche.
- Xuan Guo¹ and Ya Guo^{1, 2}. (8 March 2015). *Probability of collapse of a bridge system under seismic and scour hazards*. *Institution of MECHANICAL ENGINEERS*, 9.
- Howard Hwang, 1. M.-W. (NOVEMBER 2000). *EVALUATION OF SEISMIC DAMAGE TO MEMPHIS BRIDGES AND*. *JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING* , 322-330.
- Howard Hwang, J. B.-H. (July 2001). *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*. Center for Earthquake Research and Information The University of Memphis: Mid-America Earthquake Center Technical Report MAEC RR-4 Project.
- Montgomery, G. C. (2003). *Variables aleatorias continuas y distribuciones de probabilidad*. En *Probabilidad y estadística aplicadas a la ingeniería* (págs. 144-198). México DF: Limusa, S.A de C.V. Grupo Noriega .
- CFE. (2008). *MANUAL DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR SISMO*. MEXICO: INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS.

Johnson, D. A. (July 1990). Probabilistic bridge scour estimates. Journal of hydraulic engineering, 750-754.

L.A. Arneson, L. Z. (April 2012). Evaluating Scour at Bridges. National Highway Institute 1310 North Courthouse Rd., Suite 300 Arlington, Virginia 22201: U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.

Mander, J. B., Priestley, M.J.N., Park, R., 1998. Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804-1825.

ATC-40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. 555 Twin Dolphin Drive, Suite 550 Redwood City, California 94065 .

Mander, J.B (1999). Fragility Curves Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges. State University of New York, New York.

CSI Computers & Structures, I. (2018). CSI Analysis Reference Manual.