



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN  
NICOLÁS DE HIDALGO**



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO EN PUENTES  
URBANOS**

TRABAJO RECEPCIONAL EN LA MODALIDAD DE:

**TESIS**

COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**ÁNGEL RAÚL MATA PACHECO**

ASESOR:

**DR. JOSE MANUEL JARA GUERRERO**

MORELIA, MICHOACÁN.

JULIO 2018

## CONTENIDO

RESUMEN.....	4
Abstract .....	4
ANTECEDENTES.....	5
INTRODUCCIÓN .....	10
Dispositivos de aislamiento sísmico .....	10
Dispositivos de control Activo.....	12
Dispositivos de control semiactivo.....	12
Dispositivos de control pasivo .....	12
Análisis pushover .....	13
Análisis dinámico incremental .....	13
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	14
OBJETIVO.....	15
HIPÓTESIS .....	15
MARCO TEÓRICO.....	16
Aislador sísmico de base .....	16
Apoyos de hule laminado (elastoméricos) .....	17
Pilas o columnas flexibles .....	17
Resortes .....	17
Rodillos o esferas entre superficies curvas (parabólicas).....	17
Amortiguadores histeréticos de alta capacidad .....	18
Sistemas de amortiguamiento de acero .....	18
Amortiguadores de extrusión de plomo .....	18
Apoyos de hule- plomo .....	19
Sistemas de fricción .....	19
Análisis estático no lineal (AENL) .....	19
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y DINÁMICAS DE LOS PUENTES .....	21
PSV La Central .....	21
Geometría.....	22
PSV El Pedregal.....	29
Geometría.....	29
PSV El Lago.....	35
Geometría .....	35

CARACTERÍSTICAS DE LA DEMANDA SÍSMICA EN LA ZONA DE LOCALIZACIÓN.....	41
Familia de Acelerogramas.....	42
Espectros de Respuesta .....	49
Resumen de Intensidad del espectro de aceleración .....	53
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES.....	53
Capacidad.....	53
Demanda .....	54
Desempeño.....	55
ANÁLISIS DINÁMICO EN LA HISTORIA DEL TIEMPO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES .....	58
DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	60
CONCLUSIÓN .....	63
BIBLIOGRAFÍA.....	64

## RESUMEN

La presente investigación tiene como principal objetivo evaluar la demanda de desplazamiento de tres pasos superiores vehiculares (PSV) en el libramiento norte de Morelia. Para ello, se utiliza una familia de siete eventos sísmicos, seleccionados adecuadamente para que estos resultados sean lo más acertado posible. Dos de los puentes presentan una geometría irregular. En los análisis se utilizaron dos metodologías, la primera es un análisis estático no lineal (AENL), que determina el comportamiento hasta el intervalo inelástico, y la segunda, más refinada, consistió en evaluar la demanda de desplazamientos mediante un análisis dinámico en la historia del tiempo (ADHT). Finalmente se compararon los dos resultados anteriores con la demanda espectral (DE) asociado a un espectro de diseño de la ciudad de Morelia, Michoacán.

Palabras clave: Análisis estático no lineal (AENL), análisis dinámico en la historia del tiempo (ADHT), demanda espectral modal (DE), sísmica, intervalo elástico.

### Abstract

The main objective of this research is to assess the displacement demands of three vehicular overpasses (PSV) in the northern part of Morelia. The study considers a family of seven ground motions, properly selected to get proper results. Two bridges have an irregular geometry. Two methodologies are selected: the first one is a nonlinear static analysis (AENL) that determines the seismic response beyond the elastic range of behavior, and the second one, more rigorous, consists on evaluate the displacement demands using a time history dynamic analysis (ADHT). Finally, both results are compared with a traditional spectral modal analysis (DE) using a design spectrum of the city of Morelia, Michoacán.

## ANTECEDENTES

México se encuentra en una zona de alta sismicidad debido a la interacción de cinco placas tectónicas: La placa Norteamericana, Cocos, Pacífico, Riviera y del Caribe (Figura 01), así como también se encuentra dentro de la zona conocida como cinturón de fuego que se extiende a lo largo de más de 40, 000 km desde Nueva Zelanda hasta la costa oeste de Sudamérica, a través de las costas del este de Asia y Alaska y las del noreste de Norteamérica y Centroamérica, en otros términos, marca los bordes de la placa del Pacífico. Por esta razón no es rara la ocurrencia de sismos. El servicio sismológico Nacional reporta en promedio la ocurrencia de 40 sismos por día. (UNAM, 2016)



Figura 01. Pacas tectonicas que interactuan en Mexico. Fuente: <http://www.ssn.unam.mx/acerca-de/historia/>

Tomando algunos datos estadísticos del Servicio Sismológico Nacional, del 2006 al 2016 se han registrado un total de 57, 362 sismos mayores a 4 grados, teniendo un promedio de casi 15 sismos diarios perceptibles, de acuerdo con la escala de Richter arriba de los 4 grados los sismos son perceptibles para los seres humanos. (UNAM, 2016)

Debido a esta gran actividad sísmica que siempre se ha tenido en nuestro país, el primero de abril de 1904 México se reunió en Francia con otros dieciocho países, con el fin de crear la Asociación Sismológica Internacional y mejorar la instrumentación sísmica a nivel mundial. Para cumplir con los compromisos adquiridos en esa reunión, el gobierno mexicano decretó la fundación del Servicio Sismológico Nacional (SSN) el 5 de septiembre de 1910. En ese momento, el SSN quedó bajo el cargo del Instituto Geológico Nacional dependiente de la Secretaría de Minería y Fomento.

El SSN pasó a ser parte de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) en 1929 y desde 1948 quedó adscrito al Instituto de Geofísica de la UNAM. En agosto de 1986, RESMARC pasó a formar parte del SSN. Así, se integraron las dos redes de cobertura nacional. Esto mejoró el monitoreo sísmico en el país y, por primera vez, permitió al SSN contar con registros en tiempo real desde diferentes puntos de la República Mexicana. Sin embargo, la cobertura nacional aún era insuficiente.

A partir de 1992, con apoyo presupuestal de la Secretaría de Gobernación y de la UNAM, se inició la modernización de la Red Sismológica Nacional con la instalación de equipos de nueva tecnología. Así, nació la red de Observatorios Sismológicos de Banda Ancha. Hoy el SSN cuenta con 22 observatorios sísmicos en todo el país y tiene planeado aumentar la red a 33 observatorios.

En México los sismos no se distribuyen de manera homogénea, pues hay regiones en que las características del suelo no permiten que ocurran fenómenos naturales, en comparación con Guerrero, Oaxaca y Chiapas, en donde ocurren aproximadamente 80% de los Terremotos.

La ocurrencia de sismos de gran magnitud hace que se actualicen y mejoren las normas técnicas para diseño y construcción, así como también muestran a personas ayudando a los que más lo necesitan, por lo que nunca se deben olvidar estos desastres naturales que han sacudido nuestro país, como lo acontecido en los sismos del 7 y 19 de septiembre del 2017. Estos eventos mostraron que aún nos hace falta mucho como sociedad para estar preparados para estos desastres naturales, ya que no se respetaron normas técnicas de diseño y construcción. A continuación, se hace mención de los sismos de mayor magnitud en nuestro país. (UNAM, 2016)

1. 28 de marzo de 1787  
Magnitud: 8.6 grados  
Lugar: Costas de Oaxaca  
Hora local: 11:00 am  
Daños: A este sismo también se le conoce como el gran tsunami mexicano, debido a que la ruptura provocó uno de los mayores daños en la historia de Oaxaca, al inundarse todo a su paso hasta seis kilómetros tierra adentro, cerca de Pochutla hoy puerto Ángel y se extendió aproximadamente a lo largo de los 450 kilómetros que la abarca la costa de Oaxaca. Provocó importantes daños y el colapso de edificios y estructuras bien hechas como iglesias, conventos, oficinas de gobierno y construcciones privadas.
2. 19 de septiembre de 1985  
Magnitud: 8.1 grados  
Lugar: Costa de Michoacán  
Hora local: 7:17 am

Daños: a pesar de haber ocurrido en las costas de Michoacán más de 350 kilómetros de la ciudad de México, la mayoría de las afectaciones y pérdidas humanas se concentran en la capital del país.

Las cifras oficiales dijeron que durante el sismo fallecieron 5,000 personas, sin embargo, otras estimaciones arrojan más de 10, 000 decesos, cerca de 50,000 heridos, al menos unas 250, 000 personas sin hogar, más de 770 edificios colapsados o severamente dañados y pérdidas económicas que representaron el 2.1% del producto interno bruto (PIB) nacional y el 9.9% de la ciudad de México.

3. 15 de junio y 30 de septiembre de 1999

Magnitud: 7 y 7.4 grados

Lugar: Puebla y Oaxaca

Hora local: 15:42 pm y 11:31 am

Daños: Según fuentes oficiales, ambas sacudidas causaron la muerte de 52 personas, además de provocar la caída de miles de casas de adobe y generar daños severos a monumentos históricos, hospitales y escuelas. (Orozco, 2015)

4. 07 y 19 de septiembre de 2017

Magnitud: 8.2 y 7.1 grados Richter

Lugar: Chiapas y en el límite estatal de Morelos y Puebla

Hora local: 23:49 pm y 13:14 pm

Daños: Ambos eventos sísmicos provocaron alrededor de 450 pérdidas humanas y miles de inmuebles dañados en las entidades de Oaxaca, Chiapas, Tabasco, CDMX, Morelos, Pueblas, EdoMex, Guerrero, Hidalgo y Michoacán.

La actividad sísmica en México y en el mundo es bastante importante. Otras zonas con alta sísmica son: Alaska, California en Estados Unidos, Chile, Nepal, Nueva Zelanda y Japón (El Universal, 2017). En estos países, existe bastante investigación que ha conducido a incrementar la seguridad en las construcciones y por lo tanto a reducir las pérdidas humanas y materiales. Uno de tantos avances se relaciona con el desarrollo de dispositivos de control pasivo como los aisladores sísmicos. A continuación, se habla en orden cronológico la evolución de estos.

Los Apoyos en estribos, han tenido una evolución bastante significativa en el comportamiento estructural de los puentes de esta manera solucionando problemas que hasta la fecha se ven en puente viejos

Almohadillas de Neopreno, se han usado desde hace 50 años, en sus inicios su función solo era permitir las rotaciones que se tiene en el soporte de las vigas y adaptar los efectos producidos por las expansiones térmicas en puentes. Posteriormente se aplicó como aislante sísmico por su alta tolerancia al movimiento, sobre carga y requerimiento mínimo de mantenimiento.

Los primeros aisladores de base fabricados comercialmente fueron secciones circulares o rectangulares, las cuales estaban formadas por placas de hule vulcanizado y placas delgadas de acero (Figura 2). Este sistema presentaba propiedades muy flexibles horizontalmente, pero una rigidez vertical muy grande, su disipación de energía era muy pequeña y su objetivo principal consiste en flexibilizar lateralmente la estructura.

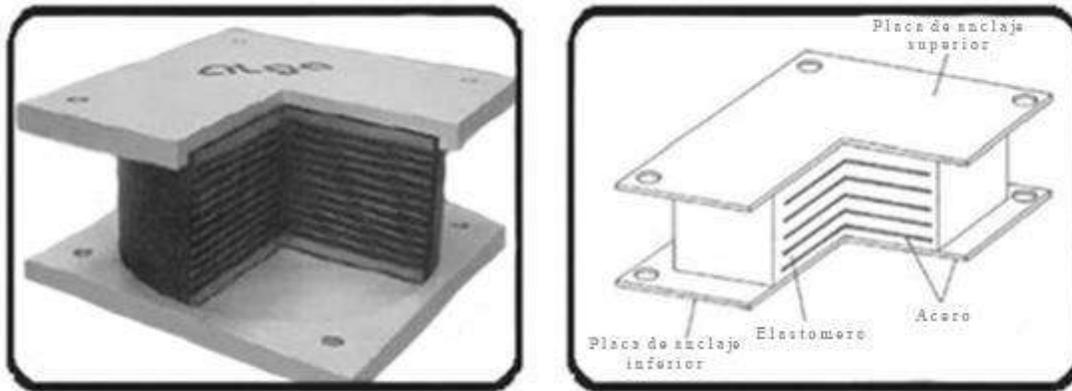


Figura 2. Aislador sísmico con placas de hule y acero. Fuente:

<http://ingenieriasismicaylaconstruccioncivil.blogspot.mx/2014/07/uso-de-aisladores-de-base-en-puentes-de.html>

Para aumentar la capacidad de disipación de energía en los sistemas de aislamiento, se insertó un corazón de plomo (Figura 3), iniciando con estos estudios Robinson y Turker en 1977 y finalizando Robinson en 1982. Al adicionar el corazón de plomo se obtuvo un dispositivo más compacto, el cual proporciona la disipación de energía histerética necesaria para obtener un nivel de amortiguamiento adecuado que reduce los desplazamientos laterales del puente.

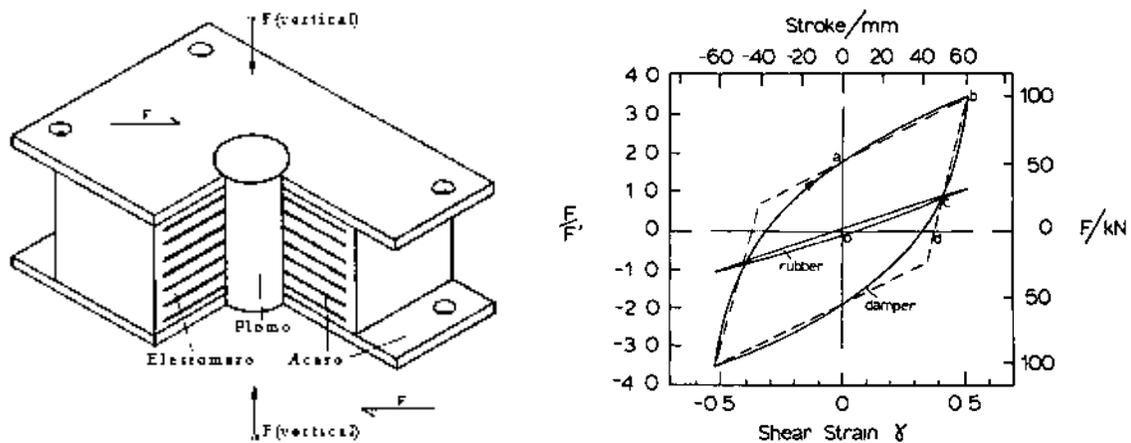


Figura 3 Aislador con corazón de plomo (LRB) y comportamiento histerético del sistema.

Fuente: [http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/10\(3\)0151.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/10(3)0151.pdf)

En 1990 Bluckle y Mayer trabajaron en conjunto para determinar analíticamente el comportamiento de un puente continuo de cuatro claros colocando aisladores de base con corazón de plomo en los estribos, en el cual se obtuvieron resultados muy buenos, reduciendo desplazamientos y fuerzas cortantes de 40% y 50% respectivamente. (Jara, 2007)

Shimoda en 1992 propone que se reduzca la sección del corazón de plomo en los extremos del aislador, al colocar placas de hule verticalmente entre el plomo y las placas horizontales, esta propuesta mejoro bastante para aceleraciones menores de 100 gales, pero para valores mayores de la aceleración el comportamiento es similar al aislador original, este tipo de apoyo está fabricado con hule natural el cual presenta un bajo nivel de amortiguamiento, equivalente al 5% de critico o menor.

Es posible aumentar la capacidad de disipación de energía de los apoyos laminados, incrementando el amortiguamiento intrínseco del hule mediante el uso de aditivos durante su fabricación, con lo que se pueden alcanzar niveles de amortiguamiento de 10% al 15 %, creando de esta manera High Damping Rubber (HDR). En 1993 Suzuki propone un nuevo aislador formado por placas de hule mezclado con ferrita, de alto amortiguamiento, provocando que las curvas histeréticas sean más amplias que las obtenidas con el hule normal. (Jara, 2007)

La implementación de prototipos con avances tecnológicos significativos es importante para el comportamiento sísmico de cualquier estructura. Sin embargo, no basta con ello para tener estructuras seguras en nuestro entorno. Facilitar el entendimiento del comportamiento sísmico de cualquier estructura analizado es también parte fundamental en este desarrollo.

El análisis sísmico ha ido evolucionando en el tiempo a consecuencia de estudios y nuevas herramientas, permitiendo llegar a respuestas más precisas y representativas del comportamiento de los edificios ante los sismos (FEMA 273, 1997); En sus inicios se empleaba el análisis estático lineal. Posteriormente, se continuó con el análisis dinámico lineal, con lo que poco a poco nos permitió modelar eventos sísmicos; más adelante, se desarrolló el análisis estático no lineal, combinando curvas de capacidad de los modelos estructurales reales con las demandas sísmicas de la zona y finalmente las metodologías más refinadas se realizan mediante el análisis dinámico no lineal de historia en el tiempo.

## INTRODUCCIÓN

Los puentes urbanos son estructuras destinadas a salvar obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, y en algunos casos obstáculos naturales, como pequeños ríos o valles, con el fin de unir caminos de viajeros. La Subestructura de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las columnas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos; estos elementos estructurales son construidos con concreto reforzado, salvo las columnas que en algunas ocasiones suelen tener algún presfuerzo. La superestructura consiste en el tablero que soporta directamente las cargas y que a su vez las transmite a las columnas y estribos, dichos tableros son generalmente resueltos con traveses presfuerzados de sección cajón (figura 4); aunque en algunos casos se utiliza estructura metálica. (Vargas, 2007)

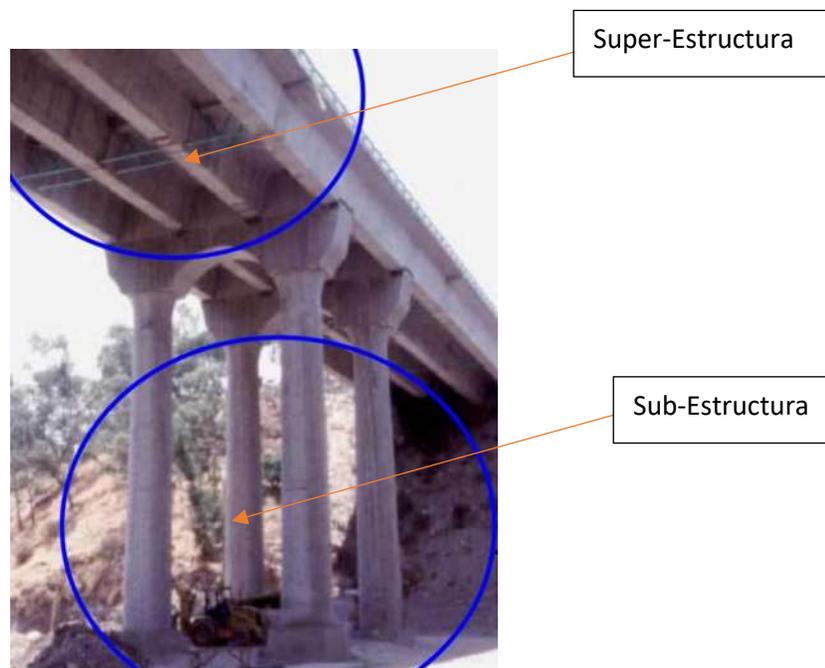


Figura 4. Partes básicas de un puente urbano. Fuente:

[http://proteccioncivil.gob.mx/work/models/ProteccionCivil/Resource/374/1/images/ci\\_51.pdf](http://proteccioncivil.gob.mx/work/models/ProteccionCivil/Resource/374/1/images/ci_51.pdf)

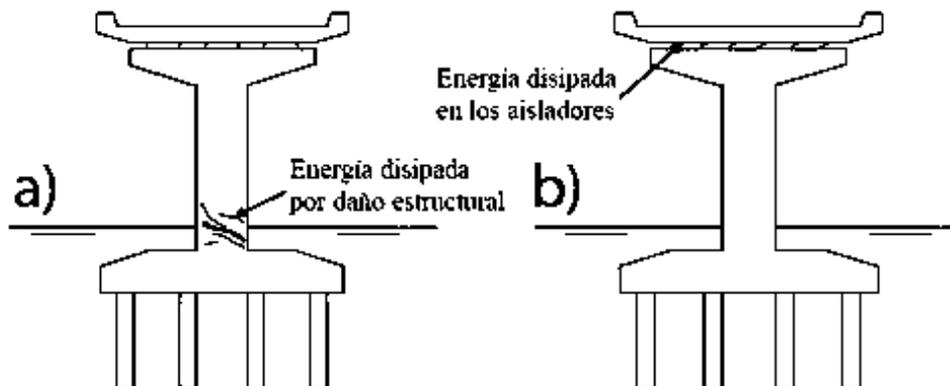
### Dispositivos de aislamiento sísmico

Los apoyos elastómeros se utilizan principalmente en estructuras de puentes para permitir movimientos provocados por flujo plástico, expansión térmica y en la construcción con concreto precolado sirven como apoyos de asiento que proveen de una superficie uniforme para los miembros estructurales, absorbiendo los pequeños movimientos y desalineamientos de fabricación. Estos apoyos también son utilizados en el aislamiento sísmico y control de las vibraciones provocadas por maquinaria.

Los daños documentados a lo largo de la historia sísmica nos ha llevado a establecer algunas protecciones o medidas de seguridad en puentes contra los eventos sísmicos, las modificaciones más comunes que se han hecho en estas estructuras para incrementar la capacidad y/o reducir las fuerzas de inercia y los desplazamientos que se genera como resultado de las oscilaciones provocadas por un sismos son: modificación de la resistencia, rigidez, masa o geometría de una sección, así como también confiando en la ductilidad de la subestructura para disipar la energía adicional en caso de sismos con magnitudes muy grandes.

En los últimos años una de las estrategias como alternativa en el control de vibraciones para reducir los desplazamientos y las fuerzas inerciales que se generan en las estructuras durante un sismo, consiste en el uso de dispositivos externos de carácter pasivo, activo o semiactivo. El criterio en el que se basa la estrategia de control con aislamiento se orienta a la reducción de la demanda sísmica en la estructura, más que tratar de incrementar su capacidad resistente o de deformación. La adecuada aplicación de este criterio conduce, en ciertos casos, a sistemas que se comportan en forma elástica durante sismos de alta intensidad, contrariamente al diseño tradicional, en el que se pretende mejorar la capacidad de disipar energía de la estructura mediante la aceptación de daños en los elementos que la forman.

En la figura 5(a), se ilustra el efecto de un sismo importante en una estructura típica de un puente, donde las grandes deformaciones generen agrietamientos en las pilas, a las que se le exige una gran ductilidad para lograr disipar la energía del temblor sin que las estructuras colapse. En la figura 5(b), se presenta el caso de un puente con un sistema de control consistente, por ejemplo, en apoyos de hule laminados con un corazón de plomo, con los que se logran reducir las fuerzas de inercia en las pilas de los puentes. La disipación de la energía inelástica que se demanda en un sismo de alta intensidad se realiza por medio de la deformación histerética de los apoyos, en lugar de hacerlo a través del daño en las pilas del puente.

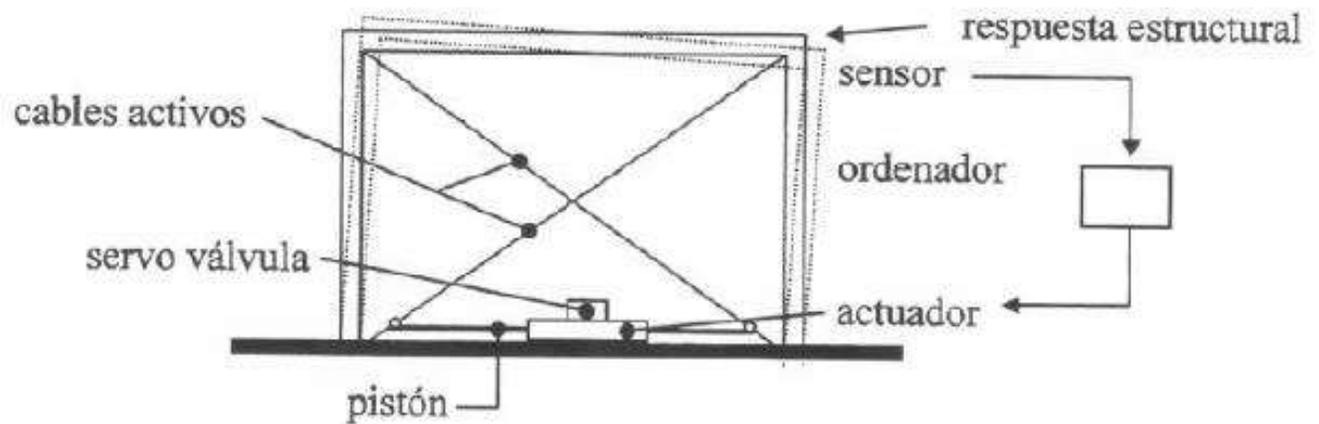


**Figura 5.** Disipación de energía en un puente convencional y en un puente con aislamiento sísmico. (Jara, 2007)

De acuerdo con su función de trabajo los dispositivos se han clasificado en dispositivos de control pasivo, dispositivos de control activo y dispositivos de control semiactivo. A continuación, se hace una descripción de los dispositivos mencionados anteriormente.

### Dispositivos de control Activo

El desarrollo de los sistemas de control de vibración ha dado origen a una nueva familia de sistemas de control que disipan la energía cinemática mediante la aplicación de una fuerza activa, contraria a la generada por la acción externa. Los sistemas activos consisten en una fuente de potencia externa que aplica fuerza a la estructura mediante una serie de actuadores. La respuesta del sistema se mide con sensores físicos de tipo óptico, mecánico, electrónico o químico, entre otros, que se encargan de enviar las señales a una computadora, que manda a su vez la señal a los actuadores mediante un algoritmo de control, como se muestra, como un ejemplo, en el marco rígido de la figura 6.



**Figura 6.** Sistema de control aplicado a un marco rígido mediante cables activos. (Jara, 2007)

### Dispositivos de control semiactivo.

Los sistemas semiactivos parecen una opción atractiva para reducir los efectos sísmicos de una estructura ya que conservan los beneficios de un control activo, pero con una demanda de energía mucho menor, debido a que no se adiciona energía mecánica directamente a la estructura. En contraste con el control activo, el semiactivo no tiene el potencial para desestabilizar al sistema estructural.

### Dispositivos de control pasivo

Con función de su forma de trabajo y objetivo de uso, existen tres sistemas principales desarrollados en la actualidad:

- Disipadores de energía
- Aisladores de base
- Osciladores resonantes

Los disipadores de energía modifican la rigidez de la estructura y buscan concentrar en ellos la mayor parte de la disipación de energía. Su funcionabilidad depende de los desplazamientos o de la velocidad en los dispositivos. Por su parte, los aisladores de base son elementos que se colocan comúnmente entre la subestructura y la superestructura de un puente para intentar aislar el movimiento del terreno del movimiento de la estructura. Oscilador resonante, es una o varias masas adicionales con ciertas propiedades dinámicas que, adecuadamente elegidas considerando el movimiento del puente, reducen su respuesta estructural. (Jara, 2007).

Los enormes daños provocados por temblores en diversas partes del mundo han incrementado notablemente los estudios conducentes a modificar la filosofía actual de diseño más comúnmente empleada por los códigos vigentes. La filosofía basada en desempeño ha ganado una importante aceptación entre los investigadores relacionados con la ingeniería sísmica. Existen varios procedimientos propuestos en la literatura que utilizan esta metodología, varios de ellos hacen uso de los análisis no lineales.

Una de las razones por las que normalmente se presentan daños severos cuando ocurren grandes temblores, se debe a la poca sensibilidad que se tiene con respecto al comportamiento inelástico de las estructuras. Un camino para determinar la respuesta inelástica consiste en estimar la respuesta con base en la integración paso a paso de las ecuaciones de equilibrio dinámico. Este proceso, sin embargo, difícilmente se realiza en la práctica profesional, por lo que varios investigadores han propuesto metodologías simplificadas para estimar la respuesta no lineal de las estructuras. Destacan dentro de estas propuestas, el análisis estático no lineal – pushover- que permite, mediante un análisis estático incremental, determinar la respuesta no lineal del sistema.

#### Análisis pushover

El análisis pushover o análisis de empuje lateral consiste en determinar la respuesta inelástica de un sistema estructural ante cargas laterales que crecen lentamente en forma proporcional, sin causar efectos dinámicos; los resultados de dicho análisis se expresan en términos de una curva de comportamiento global, la cual se presenta como la relación entre la fuerza cortante en la base y el desplazamiento relativo del extremo superior con respecto a la base. (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2004)

#### Análisis dinámico incremental

El ADI es un método de análisis paramétrico que ha surgido en diferentes formas para estimar de una manera más “exacta” el desempeño de una estructura bajo cargas sísmicas. El concepto fue mencionado primeramente por en la década de los 70’s.

Consiste en someter un modelo estructural ante uno o varios registros sísmicos, cada uno escalado a diferentes niveles de intensidad, para obtener una o varias curvas de respuesta parametrizada contra el nivel de intensidad. (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2004).

## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Procedimientos para el análisis y diseño de edificios y puentes para cargas sísmicas existen en el mundo desde la década de 1920. Una detallada historia y resumen de los procedimientos usados para el diseño sísmico de edificios se puede encontrar en el documento ATC-34 (ATC, 1995). Para edificios, los efectos sísmicos fueron incorporados por primera vez en el Uniform Building Code (UBC) de 1927 en Estados Unidos. Sin embargo, el código no incorporaba requerimientos de diseño. Los requerimientos de diseño se incorporaron en el código de 1930. En general, el desarrollo de normativa a nivel mundial ha estado siempre relacionado con la ocurrencia de terremotos de gran magnitud.

El primer documento para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico fue publicado en 1986 por el SEAOC (Structural Engineering Association of California). Estados Unidos y Japón son los principales precursores del uso de estas tecnologías de protección. Los sistemas de protección sísmica presentaron su mayor auge luego de los terremotos de Northridge (EEUU) en 1994 y Kobe (Japón) en 1995. El aumento del uso de sistemas de aislamiento sísmico en Japón fue muy significativo después del terremoto de Kobe de 1995. En ambos terremotos se observó que las construcciones que poseían sistemas de aislamiento se comportaron de excelente forma, lo que estimuló la masificación de este tipo de tecnología. La experiencia internacional muestra que el uso de tecnologías de protección sísmica no solo aplica para estructuras nuevas, sino que también es utilizada como estrategia de refuerzo o rehabilitación de estructuras ya existentes. Algunos ejemplos emblemáticos de estas aplicaciones son el Capitolio de Utah (EEUU), el Municipio de San Francisco (EEUU) (Figura 7), y el puente Golden Gate en San Francisco (EEUU) (Figura 8). En la actualidad Japón cuenta con más de 2500 construcciones con sistemas de aislamiento mientras que Estados Unidos con alrededor de 200. (Nitsche, 2011)



**Figura 7.** Implementación de aisladores sísmicos en municipio de San Francisco EEUU. (Nitsche, 2011)



**Figura 8.** Implementación de aisladores sísmicos en puente golden gate en San Francisco. (Nitsche, 2011)

Las estructuras mencionadas anteriormente con implementación de aisladores sísmicos tienen una característica en común: en su totalidad estas estructuras están muy cercanas a fuentes sísmicas activas, de acuerdo con Jara (Jara V. J., 2013), las frecuencias típicas generadas en esta cercanía son muy atractivas para la implementación de sistemas de aislamiento sísmico. En este estudio se analiza la viabilidad de implementar sistemas de aislamiento sísmico cuando la fuente sísmica es lejana, como lo es el caso de Morelia Michoacán que se encuentra a 126 km de la costa de pacífico.

## **OBJETIVO**

Analizar los pasos superiores vehiculares la central, pedregal y lago, para determinar la demanda de desplazamientos inducidos por la demanda sísmica de la región, mediante un análisis estático no lineal, y determinar la viabilidad del uso de un sistema de aislamiento para reducir la respuesta sísmica esperada.

## **HIPÓTESIS**

La función de los apoyos elastoméricos en puentes es permitir movimientos provocados por un flujo plástico, expansión térmica, también son utilizados como aislamiento sísmico y control de la vibración provocada por maquinas. Se evaluará la posibilidad del uso de aisladores sísmicos para reducir los desplazamientos provocados por el comportamiento no lineal del puente por la demanda sísmica de la región.

## MARCO TEÓRICO

### Aislador sísmico de base

Al colocarse estratégicamente en partes específicas de algunas estructuras, estos sistemas tienen como finalidad aislar el movimiento sísmico del movimiento de la estructura. En los puentes se colocan regularmente entre la subestructura (pilas y estribos) y la superestructura. Al colocarlos se alarga considerablemente el periodo fundamental de vibración de la estructura con el objeto de alejarla de las zonas de mayor amplificación del espectro de respuesta y con esto reducir la demanda de fuerzas en las pilas del puente. Se han aplicado fundamentalmente en lugares donde los principales temblores que ocurren tienen gran contenido de frecuencias altas. Para evitar que los desplazamientos resulten excesivos y reducir aún más la respuesta de la estructura.

Estos dispositivos se han aplicado en una gran variedad de estructuras, las primeras aplicaciones de los aisladores de base actuales fueron en puentes debido a que estas estructuras normalmente se apoyan sobre placas de neopreno para permitir el libre desplazamiento ocasionado por cambios de temperatura. Esto permitió la sustitución, sin mayores modificaciones, de las placas de neopreno por aisladores de base.

Los apoyos elastoméricos están fabricados con hule natural que presenta un bajo nivel de amortiguamiento, equivalente al 5% del crítico o menor. Este tipo de apoyos es útil para el aislamiento de estructuras que contengan equipo sensible, pero en la mayoría de los casos es necesario proporcionar algún medio de disipación adicional de energía. Además de los apoyos laminados con corazón de plomo, o la utilización de dispositivos mecánicos adicionales, también es posible aumentar la capacidad de disipación de energía de los apoyos laminados, incrementando el amortiguamiento intrínseco del hule mediante el uso de aditivos durante su fabricación, con lo que se alcanzan niveles de amortiguamiento del 10% al 15%, HDR (High Damping Rubber). (Jara, 2007)

La principal función de un sistema aislador es soportar a la estructura mientras le provee de un alto grado de flexibilidad horizontal; el efecto de esta flexibilidad está asociado al grado de amortiguamiento en la estructura, de esta manera para bajar la relación de amortiguamiento los desplazamientos de la estructura pueden ser muy grandes, pudiendo provocar el choque con estructuras que se encuentran colindando con ella; teniendo una relación de amortiguamiento alta los desplazamientos se pueden reducir significativamente disminuyendo también los costos de aislamiento al no requerirse dispositivos secundarios para el controlar los desplazamientos ya que el mismo sistema tiene la capacidad de controlarlos.

La vida útil de un aislador está entre 30 y 80 años. Durante este periodo, la función principal es reducir la respuesta de la estructura ante sismos intensos. Aunque pueda ser solicitada solo una vez, el dispositivo debe operar satisfactoriamente bajo todos

los cambios del medio ambiente incluyendo la corrosión de los metales, cambios de temperatura, deterioro del elastómero y cambios en las propiedades físicas en los comportamientos de los materiales.

Los elastómeros tienen un comportamiento no lineal alto y una relación esfuerzo-deformación dependiente de la temperatura. La no linealidad es provocada por el flujo plástico, esfuerzo de relajación deformaciones grandes (Las deformaciones a tensión en algunos casos llegan a suspender el 600%). Los elastómeros se rigidizan a bajas temperaturas y bajo cargas dinámicas.(SCT-IMT, 1996)

#### **Apoyos de hule laminado (elastoméricos)**

Son los únicos sistemas de aislamiento que combinan rigidez lineal y amortiguamiento lineal en el mismo elemento. En forma comercial, estos sistemas están compuestos por capas de hule vulcanizado con placas de acero. En la literatura existente una amplia experiencia en el diseño y uso de los apoyos elastoméricos, ya que la aplicación principal es permitir desplazamientos debido a los cambios térmicos de los puentes y actualmente pueden usarse como una solución de aislamiento sísmico. El amortiguamiento calculado en los apoyos elastoméricos es aproximadamente 5% del crítico. Se han producido algunos sistemas para incrementar el amortiguamiento del hule, utilizando otros materiales o adaptando algunos dispositivos alcanzando hasta un 25 % del crítico.

#### **Pilas o columnas flexibles**

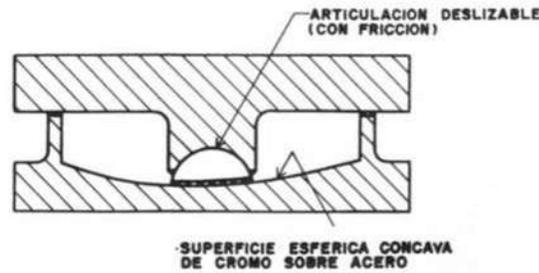
Proveen de una fuerza restauradora lineal simple efectiva, pero necesitan de un amortiguador para controlar los desplazamientos durante un sismo. Si el dispositivo de amortiguación es lineal, se puede obtener un sistema lineal. Los amortiguadores viscosos son excelentes dispositivos para sistemas aisladores lineales, pero pueden ser difícil obtener el tamaño requerido. Son altamente dependientes de la temperatura y pueden requerir de un costo de mantenimiento elevado.

#### **Resortes**

Son sistemas que pueden ser difíciles de producir para la rigidez requerida, sin embargo, tienen la ventaja de proveer una fuerza restauradora lineal. El sistema alemán GERB, logra esta fuerza y se utiliza principalmente en plantas industriales para aislar silos grandes. Para este sistema es necesario adaptar un amortiguador para disminuir los desplazamientos durante un sismo.

#### **Rodillos o esferas entre superficies curvas (parabólicas)**

Pueden proveer de fuerza restauradora lineales; la desventaja de estos sistemas es que no se puede utilizar para soportar cargas altas por tener contacto lineal o puntual. Generalmente, a estos sistemas se agregan amortiguadores lineales, obteniéndose un sistema lineal.



**Figura 9.** Esfera entre superficie curva (Jara, 2007)

### **Amortiguadores histeréticos de alta capacidad**

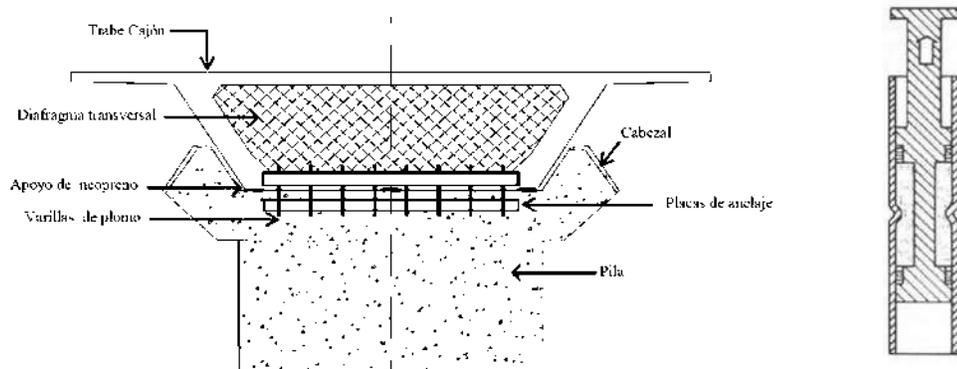
Se basa en general en la capacidad de deformación plástica de sólidos, generalmente plomo o acero. Los amortiguadores deben asegurar una deformación plástica adecuada del metal cuando actúa un gran sismo. Estos sistemas deben de ser construidos cuidadosamente para evitar concentraciones de deformación excesiva, ya que pueden causar una fatiga prematura de los amortiguadores de acero en la soldadura. Los ciclos plásticos producidos por alguna otra sollicitación, por ejemplo, ráfagas de viento, deben ser controlados para evitar una fatiga prematura.

### **Sistemas de amortiguamiento de acero**

Tienen la forma de vigas a flexión de varias secciones transversales, tienen una rigidez inicial alta y son amortiguadores efectivos, sin embargo, el proceso de su manufactura debe ser suficientemente cuidadoso para asegurar una vida útil satisfactoria. Estos sistemas generalmente dependen de la amplitud de la excitación, además pueden combinarse con otros componentes para proveer flexibilidad, pudiendo resultar sistemas con comportamiento o relación carga desplazamiento bilineal o no lineal. Los amortiguadores elasto-plásticos de acero han sido utilizados como aisladores sísmicos de puentes en nueva Zelanda, Italia y en otros países.

### **Amortiguadores de extrusión de plomo**

Se comportan como sistemas plásticos que operan a una fuerza constante. Estos sistemas por su comportamiento plástico dependen en muy poca proporción de la amplitud de la excitación. El sistema fluye bajo cargas pequeñas, por lo que las expansiones térmicas se acomodan en el mismo sistema. Cuando se combinan como componente lineal para un apoyo flexible, por ejemplo, pilas esto puede dar como resultado sistemas bilineales.



**Figura 10.** Sistema aislador-disipador con barras de plomo y disipador de energía por extrusión de plomo (Jara, 2007)

### Apoyos de hule- plomo

Está compuesto de apoyos elastoméricos con un corazón de plomo. Se construyen insertando un cilindro de plomo en un orificio maquinado en el apoyo elastoméricos o colocando el plomo en el mismo lugar. Este sistema tiene rigidez inicial alta, seguida de una rigidez menor después de la fluencia del plomo, y para muchos problemas es el sistema de aislamiento apropiado. El amortiguamiento histerético de este dispositivo se logra por la deformación plástica del plomo. El comportamiento del sistema puede ser considerado aproximadamente como bilineal.

### Sistemas de fricción

Se comportan en una forma similar a un amortiguador de extrusión, estos sistemas son simples, pero requieren de mantenimiento. Algunas de las principales desventajas son: cambios en el coeficiente de fricción debido al envejecimiento, ataque del medio ambiente y variación de la temperatura entre otros. Un problema a largo plazo que ocurre cuando el dispositivo se encuentra sujeto a una carga vertical constante, es la pérdida de su capacidad de desplazamiento.

Los sistemas de aislamiento más usados en la actualidad son los amortiguadores histeréticos de acero, amortiguadores de extrusión de plomo, apoyos de hule-laminado y apoyos de hule-plomo, por lo que es de interés conocer las características de estos sistemas. (SCT-IMT, 1996)

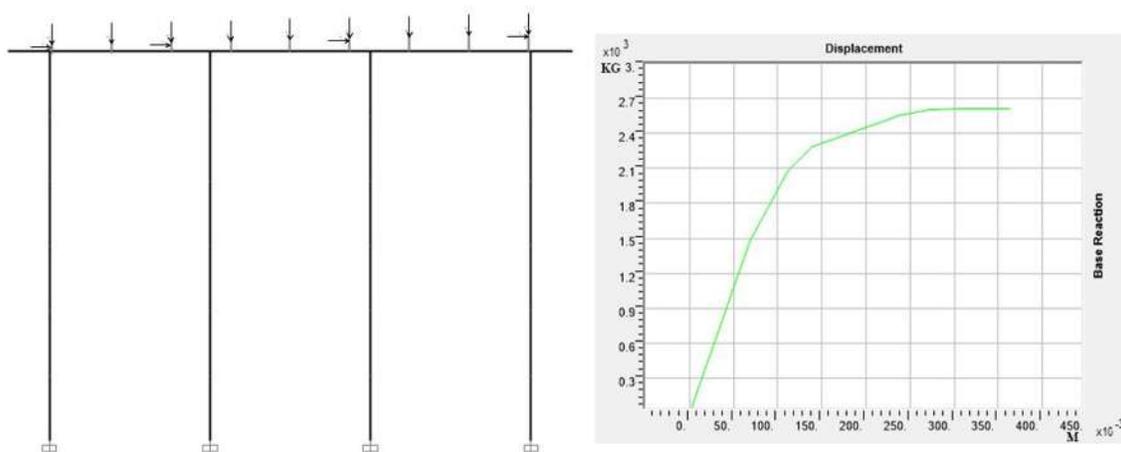
### Análisis estático no lineal (AENL)

El objetivo del AENL es evaluar el comportamiento de un sistema estructural estimando sus demandas de resistencia y deformación mediante una serie de análisis estáticos consecutivos. Este tipo de análisis puede ser visto como un método que permite predecir la fuerza sísmica y la demanda de deformación en una estructura, debido a que toma en cuenta la redistribución de las fuerzas internas que ocurre

cuando la estructura es sujeta a fuerzas inerciales que sobrepasan el límite elástico de la estructura.

El análisis estático no lineal consiste en representar la estructura mediante un modelo en 2D o 3D que tome en cuenta los principales parámetros que influyen en la respuesta lineal y no lineal del sistema. Se aplican las cargas de gravedad seguidas de las cargas laterales. Estas últimas se encuentran distribuidas de acuerdo a formas predeterminadas que tratan de representar las fuerzas relativas de inercia generadas en los lugares donde se concentran las masas. La estructura se “empuja” mediante el incremento de este patrón de cargas laterales, realizando un análisis estático no lineal incremental para cada estado de fuerzas laterales hasta que la estructura alcance un desplazamiento objetivo asociado con un nivel de desempeño específico.

En la figura 11 se muestra un ejemplo de un análisis “pushover”. Las cargas gravitacionales se aplican primeramente a la estructura y las cargas laterales se aplican de forma creciente hasta llegar a un desplazamiento objetivo. (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2004).



**Figura 11.** Ilustración de análisis estático no lineal (AENL).

## CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y DINÁMICAS DE LOS PUENTES

Modernización del Libramiento Norte de Morelia, en el tramo salida a Salamanca - salida a Quiroga, tiene como propósito disminuir el tiempo del recorrido, evitar congestionamientos, así como la contaminación y los accidentes viales en cada cruce; en beneficio de más de 700 mil habitantes de la zona norte de la capital michoacana.

Debido a la importancia de esta zona en la ciudad, se decidió trabajar sobre estas obras de infraestructura vial. La presente investigación abarca el estudio de tres puentes localizados en este lugar, como se observa a continuación (fig.13).



**Figura 13.** Localización de puentes estudiados.

### PSV La Central

Se ubica entre las calles Leandro valle y José del Río frente a la terminal de autobuses de Morelia y del estadio Morelos, en el kilómetro 21+300. Consta de dos cuerpos, uno por sentido; dada la similitud de las estructuras, se estudia solo el sentido con dirección Quiroga-Salamanca (Fig. 14).



**Figura 14.** Puente La Central.

#### Geometría

Tiene un total de cinco claros, tres intermedios de 30.64 metros y dos extremos de 30.32 metros, apoyados sobre cuatro pilas tipo caballete en los extremos y en el centro marcos acompañados de tres pilas. (Figura 15).

La superestructura está conformada por nueve traveses AASHTO IV (Figura 19), una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor y una losa de concreto hidráulico de veinte centímetros de espesor. La losa es continua entre el primer y el segundo claro, simplemente apoyada en el tercer tramo y nuevamente continua entre el cuarto y quinto tramo. En la Figura 15 se observan los tableros de las losas, así como también las juntas de dilatación entre cada claro.

Las traveses de la superestructura son rigidizadas lateralmente mediante cuatro diafragmas de concreto de dimensiones 1.15 x 0.3 metros: dos intermedios a los tercios del claro y en los extremos del mismo. El ancho total del puente es de 12.3 metros.

La superestructura descansa en la subestructura mediante apoyos de neopreno, uno por cada extremo de trabe AASHTO. Los apoyos son integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza

shore 60 de dimensiones 30 x 40 x 4.1 centímetros (Figura 20). Los apoyos de neopreno descansan sobre bancos de concreto de 0.84 x 0.8 y 1.1 x 80 centímetros, en caballetes y pilas respectivamente.

La subestructura está formada con pilas tipo marco y caballetes. Los cuatro marcos y dos caballetes tienen longitudes variables en sus columnas, resumidas en la Tabla 1. Cuenta con cuatro columnas de sección circular de 1.2m de diámetro ligadas con un cabezal de 1.2x1.4 en caballete (Figura 18), tres columnas de sección cuadrada de 1.2 metros en sus marcos centrales, y un cabezal de 1.2 x 1.5 metros. (Figura 17)

**Tabla 1.** Longitud promedio por marco y general.

Elemento de subestructura	Altura (m)
Caballete No. 1	9.18
Pila No. 2	9.61
Pila No. 3	9.69
Pila No. 4	9.5
Pila No. 5	9.08
Caballete No. 6	8.5
Promedio general	9.26

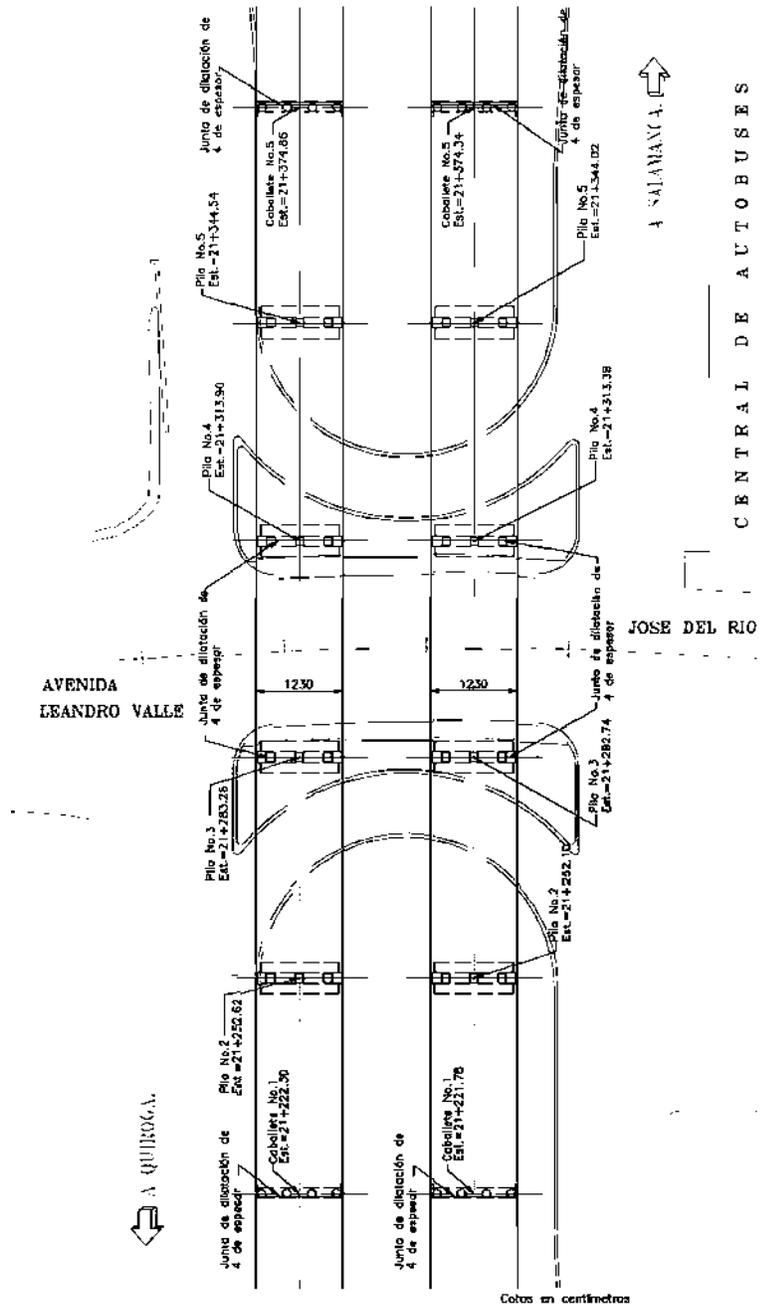


Figura 15. Planta general.

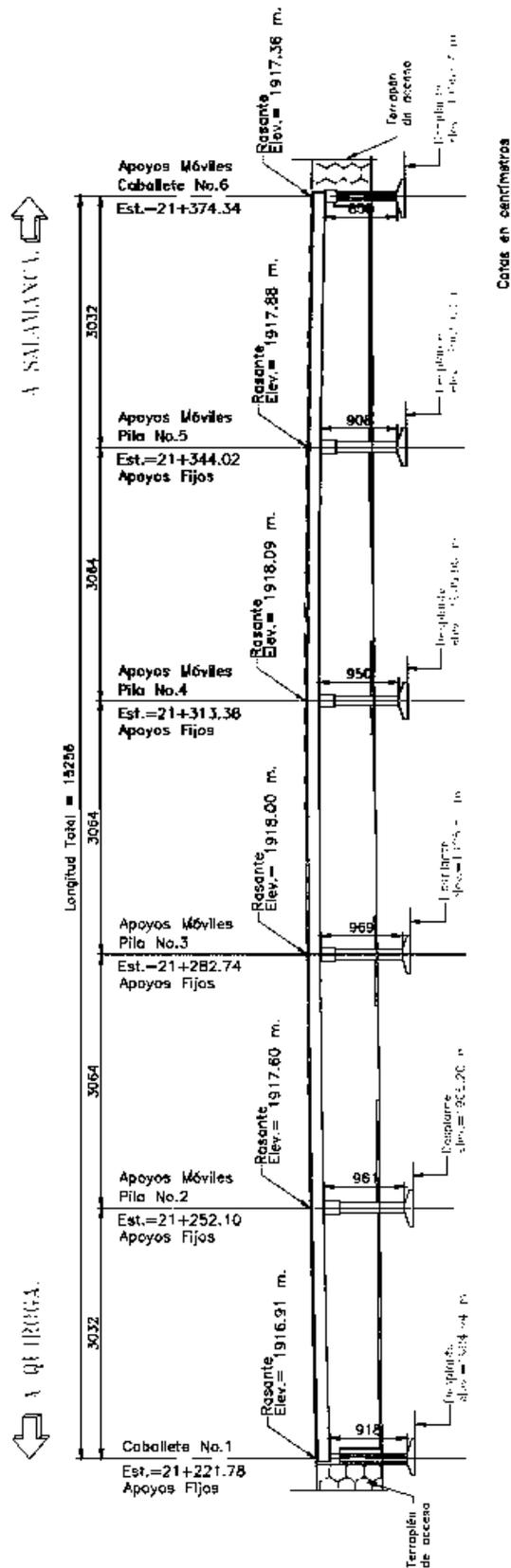


Figura 16. Perfil longitudinal.



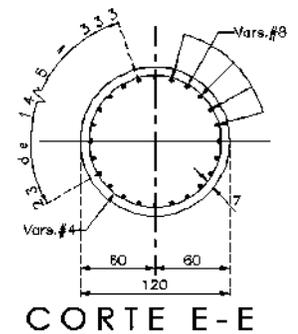
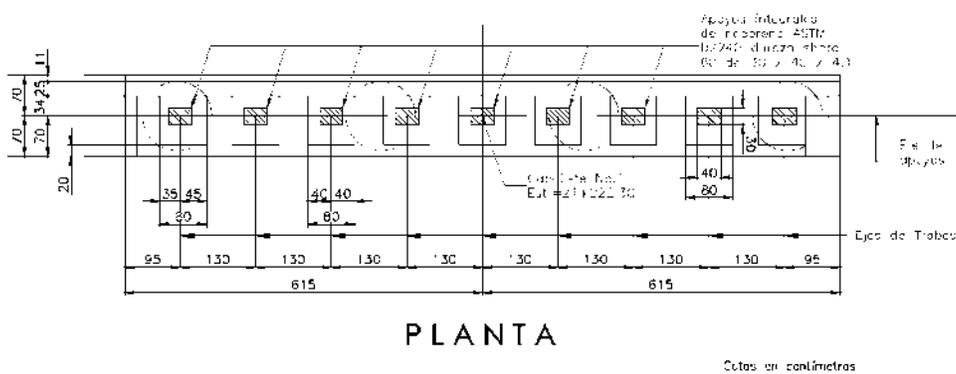
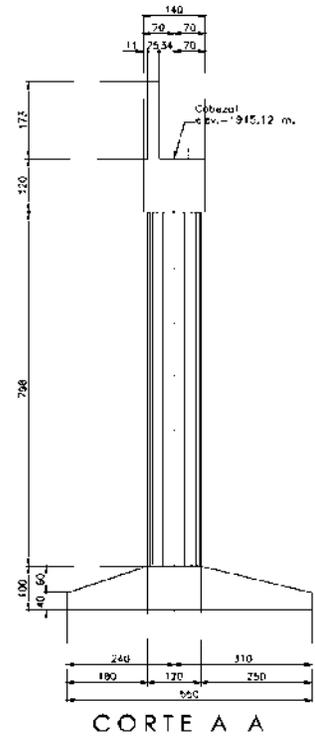
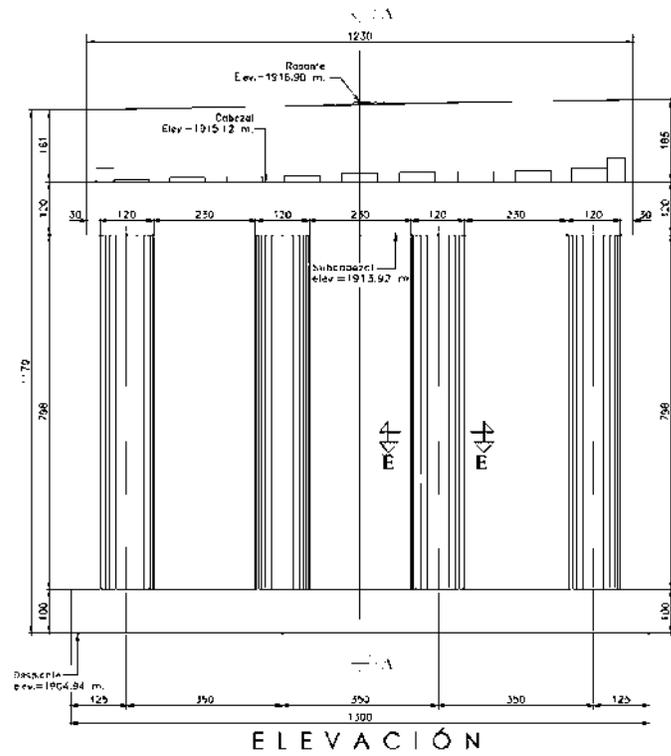
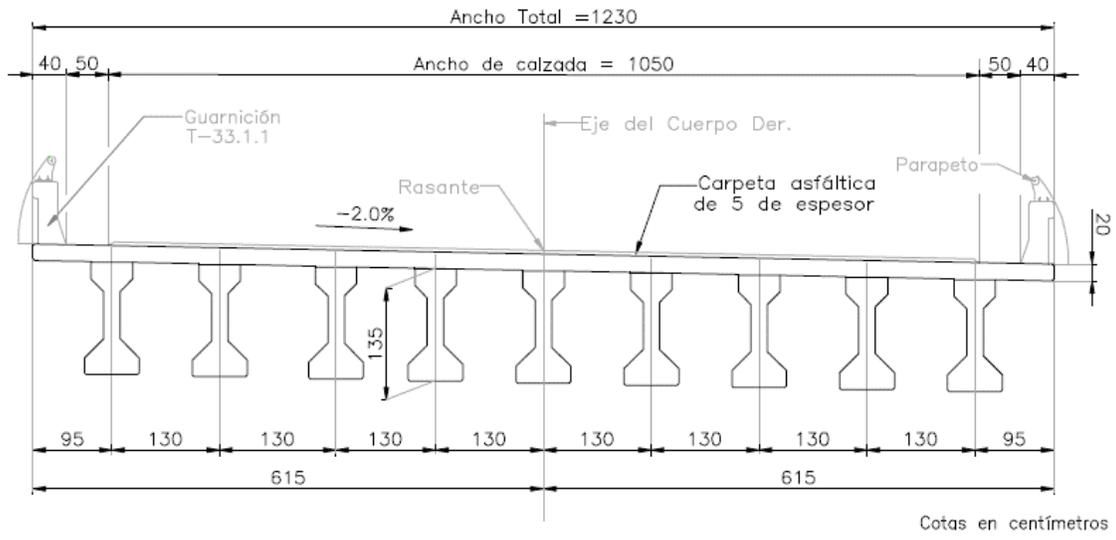
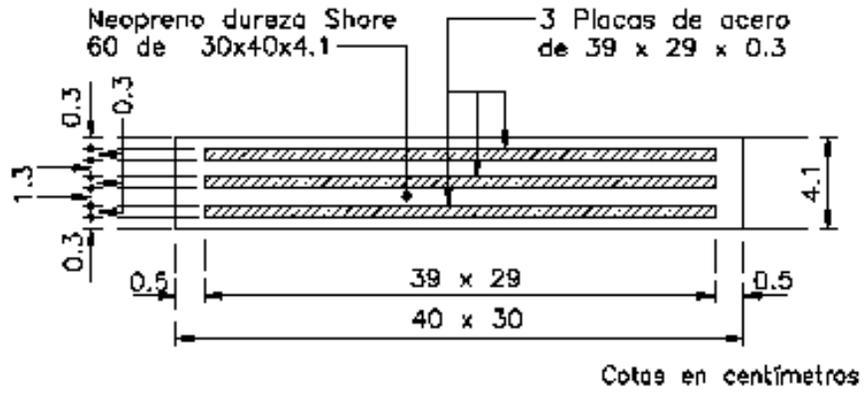


Figura 18. Pilas tipo caballete sección circular.



**Figura 19.** Sección transversal superestructura.



**Figura 20.** Apoyos de Neopreno.

### PSV El Pedregal

Se localiza en el libramiento de Morelia entre el tramo salida a Quiroga – salida a Salamanca, km 22 + 060 y cruza la avenida Pedregal (Figura 13). Se compone de dos cuerpos, uno en cada sentido (Figura 23). La sección del puente en estudio es el cuerpo derecho, sentido Quiroga-Salamanca (Figura 24). En adelante, se usará puente Pedregal para hacer referencia al cuerpo, y claros en estudio.



**Figura 22.** PSV El Pedregal.

### Geometría

El puente cuenta con un total de cinco claros, tres intermedios de 30.84 metros y dos extremos de 30.42 metros (Figura 24), apoyados sobre caballetes en los extremos y en el centro marcos acompañados de cuatro pilas rectangulares, con un esviaje derecho de  $39^{\circ} 33' 35''$  (Figura 23).

La superestructura del puente la conforman nueve travesaños AASHTO IV (Figura 27), una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor y una losa de concreto hidráulico de veinte centímetros, la cual es continua entre el primer y el segundo claro, simplemente apoyado el tercero y continuo entre el cuarto y quinto (Figura 23).

Las travesaños están ligadas y rigidizadas lateralmente por cuatro diafragmas de concreto de dimensiones 1.15 x 0.3 metros localizados en los tercios y extremos de cada claro. El ancho total del puente es de 12.3 metros.

Cada extremo de las traveses AASHTO descansa sobre apoyos de neopreno colocados sobre el cabezal. Los apoyos son integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60 de dimensiones 30 x 40 x 4.1 centímetros (Figura 28).

La subestructura se forma con pilas tipo marco y caballetes, ambos con cimentaciones profundas, como se observa en la Figura 29. Los cuatro marcos y dos caballetes tienen longitudes variables en sus columnas, resumidas en la Tabla 2, contando con cuatro columnas de sección cuadrada de 1.2 m en marcos y, uniendo las columnas, un cabezal de 1.2 x 1.5 metros, (Figura 25). Los caballetes están conformados por cinco columnas circulares de 1.2 metros de diámetro unidas por un cabezal de 1.2 x 1.4 metros, en la Figura 26 se presenta a detalle el caballete no. 1.

**Tabla 2.** Longitud promedio por marco y general.

Elemento de subestructura	Altura (m)
Caballete No. 1	4.31
Pila No. 2	8.24
Pila No. 3	7.72
Pila No. 4	7.42
Pila No. 5	7.33
Caballete No. 6	4.31
Promedio	7.6775

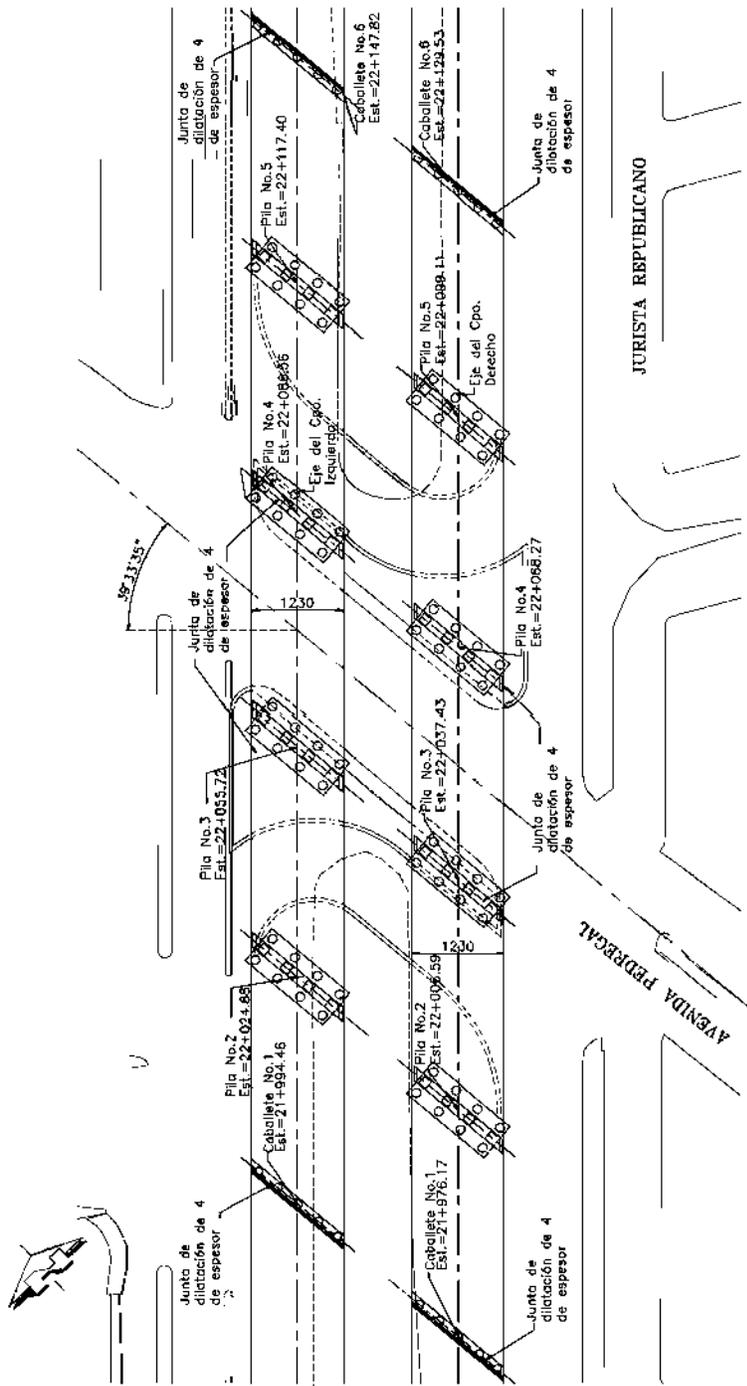


Figura 23. PSV El Pedregal visto en planta.

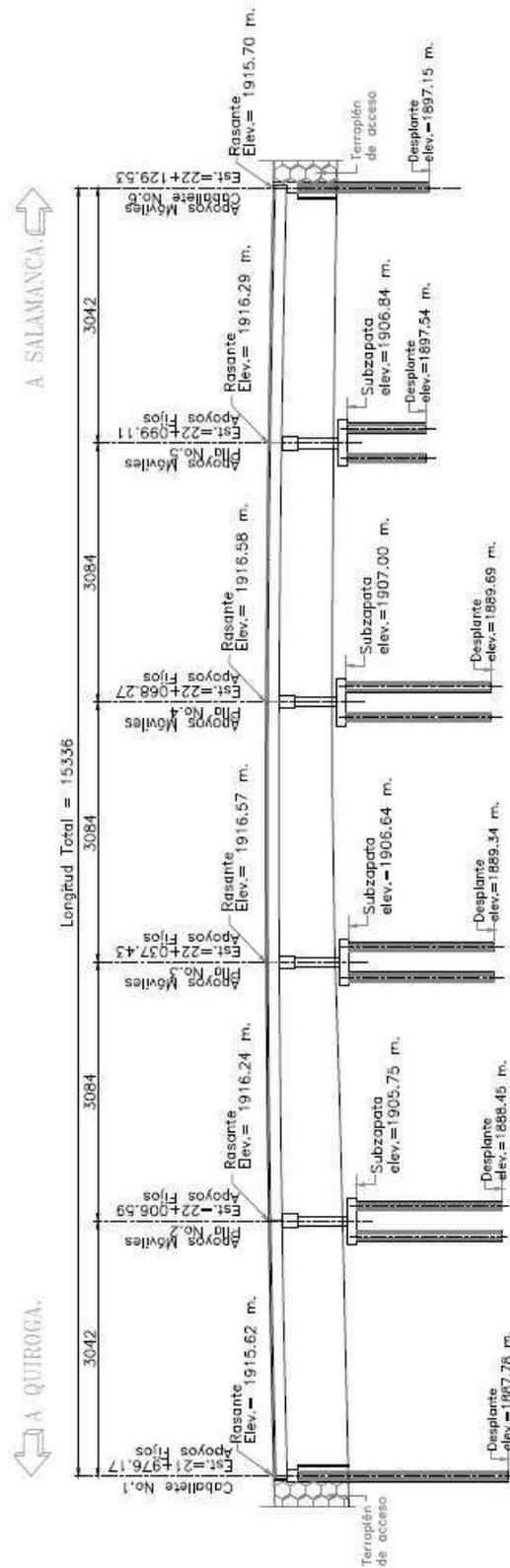
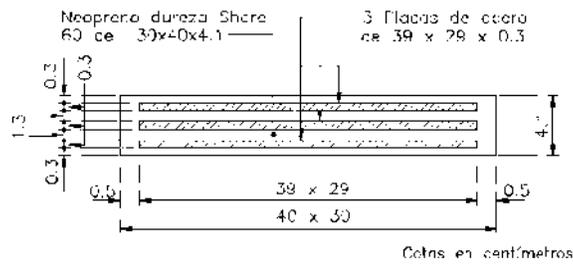


Figura 24. PSV El Pedregal perfil longitudinal.







**Figura 28.** Apoyos de Neopreno.

### PSV El Lago

Se localiza en el libramiento de Morelia entre el tramo salida a Quiroga – salida a Salamanca, km 23 + 460, frente a la colonia El Lago (Figura 13). Consta de dos cuerpos, uno por sentido de circulación (Figura 31). La investigación realizada es del cuerpo con sentido Salamanca-Quiroga (cuerpo izquierdo).



**Figura 30.** PSV El Lago.

### Geometría

Consta de un total de siete claros, cinco intermedios de 33.03 metros y dos extremos de 32.51 metros (Figura 31), apoyados sobre seis marcos y dos estribos a los extremos. El puente presenta un esviaje izquierdo de  $30^{\circ} 00' 00''$  en dirección del sentido opuesto a las manecillas del reloj.

La superestructura del puente está integrada por nueve traveses AASHTO tipo IV (Figura 34) en cada uno de sus claros, una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor y una losa de concreto hidráulico de 20 centímetros, siendo simplemente apoyada en todos los claros (Figura 31). Tiene juntas de dilatación en cada extremo de los claros (Figura 31). Las traveses son rigidizadas lateralmente mediante cuatro diafragmas de concreto; dos intermedios de 0.57 x 0.35m y dos extremos de 0.92 x 0.35m.

Las traveses AASHTO descansan sobre apoyos de neopreno localizados sobre los cabezales. Los apoyos son integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60 de dimensiones 20 x 30 x 4.1 centímetros para todos los apoyos localizados sobre las pilas (Figura 35a) y de 20 x 30 x 5.7 centímetros sobre los estribos (Figura 35b).

La subestructura se conforma con pilas tipo marco y estribos. Los cuatro marcos y 2 estribos que integran el puente (Figura 32), tienen longitudes variables resumidas en la Tabla 3. Contando con tres columnas de sección cuadrada de 1.5 metros en cada uno de ellas y un cabezal de 1.1 x 1.5 metros uniendo las columnas (Figura 33).

**Tabla 3.** Longitud promedio por marco y general.

Elemento de subestructura	Altura (m)
Caballote No. 1	-
Pila No. 2	6.9
Pila No. 3	7.2
Pila No. 4	7.3
Pila No. 5	7.1
Pilas No. 6	7.1
Pilas No. 7	6.9
Caballote No. 8	-
Promedio	7.08333333

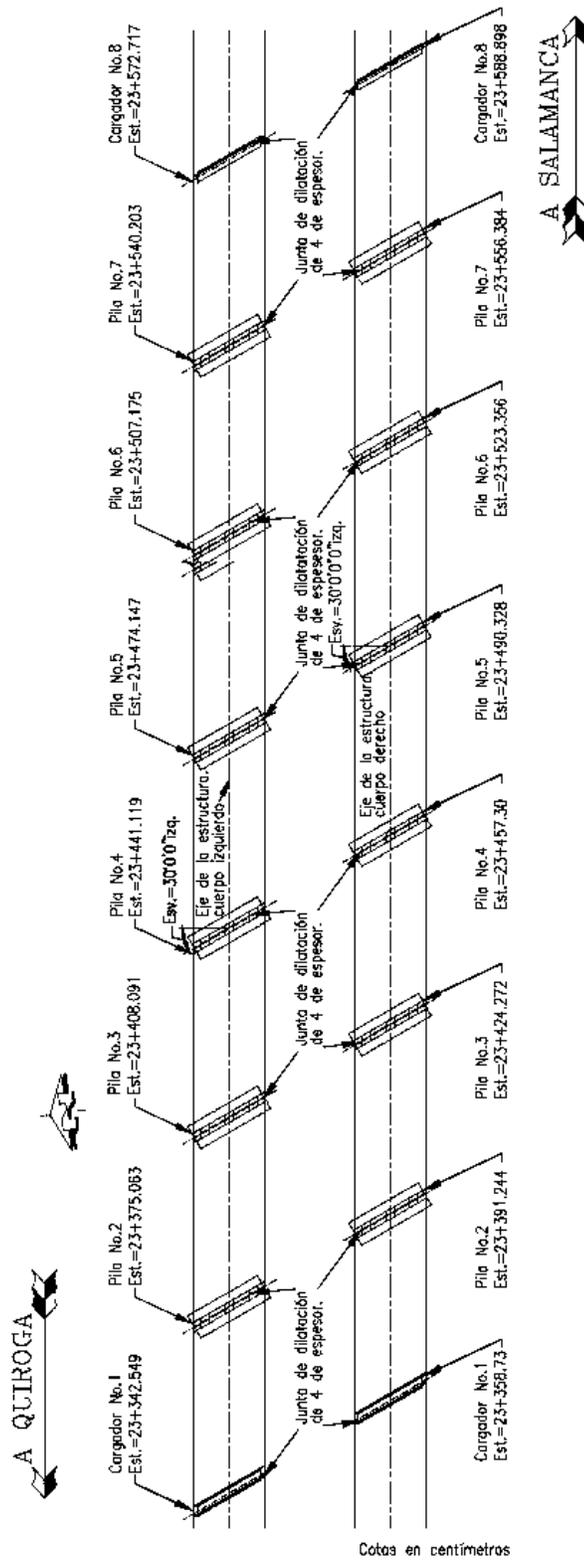


Figura 31. PSV El Lago visto en planta.

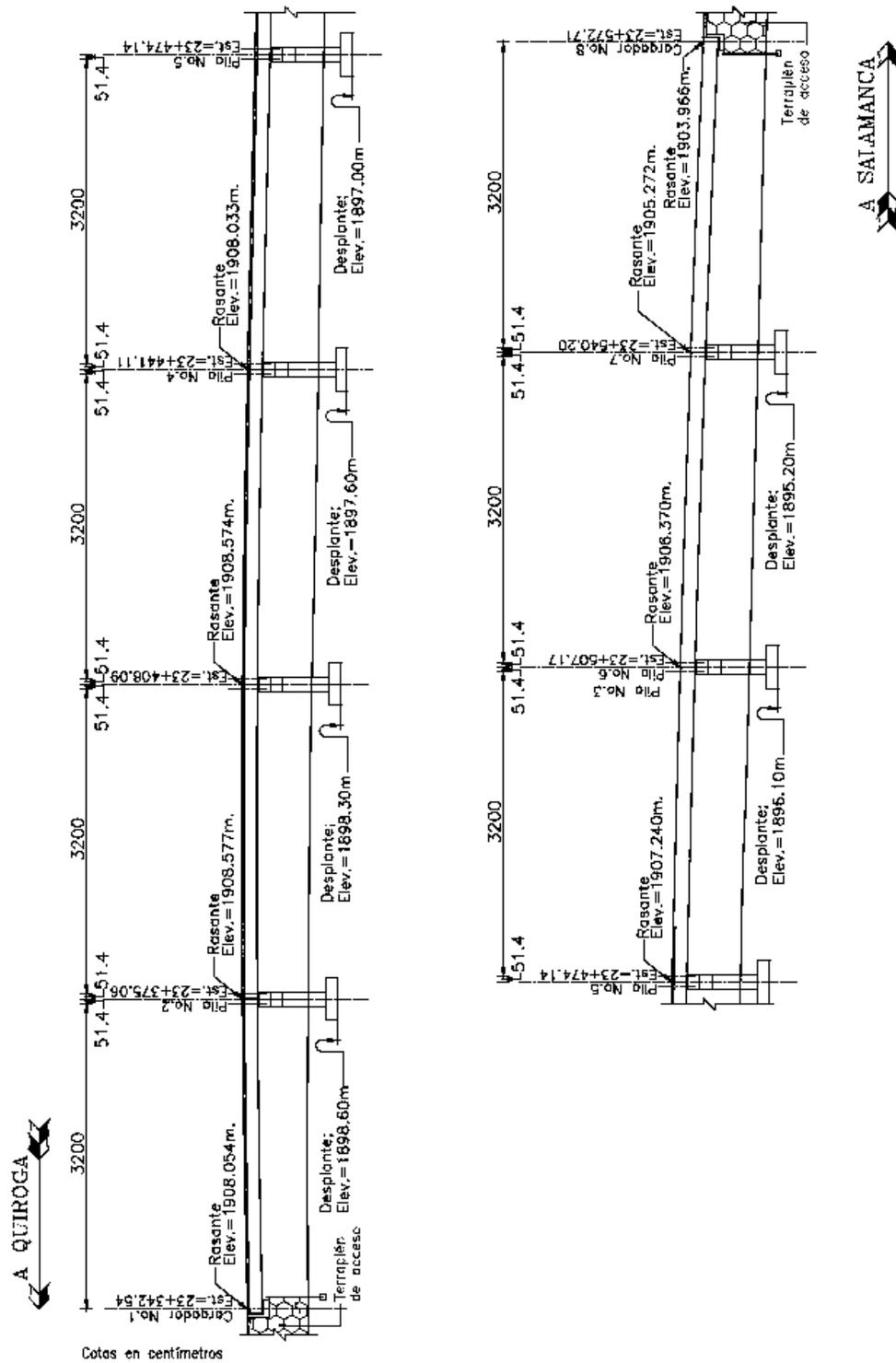
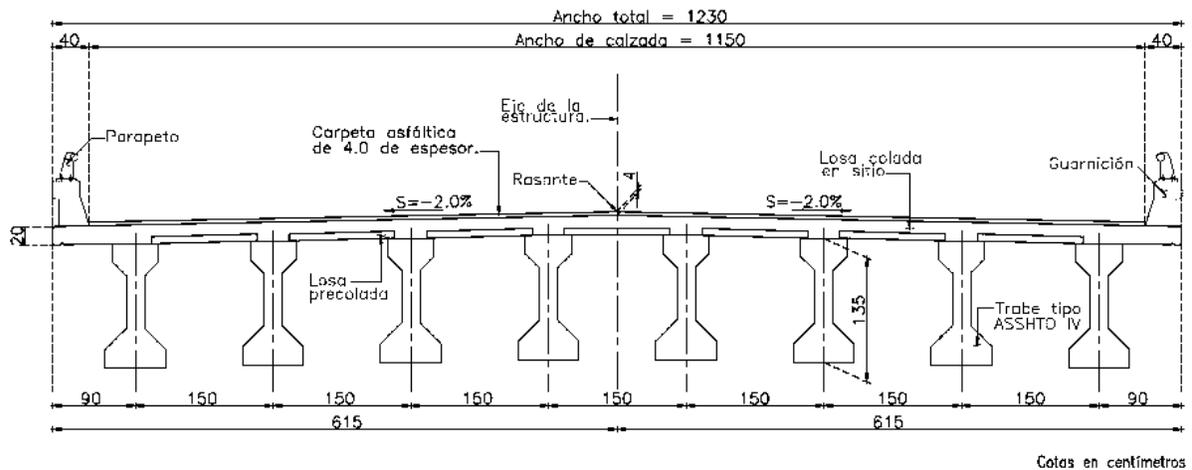
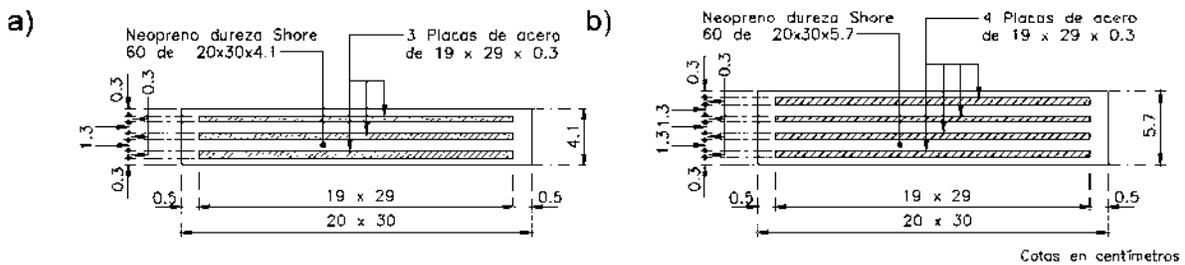


Figura 32. PSV El Lago perfil longitudinal.





**Figura 34.** Sección transversal PSV El Lago.



**Figura 35.** Apoyos de Neopreno.

Desde un punto de vista de impacto económico y social que se deriva de la suspensión del tránsito de vehículos sobre un puente y/o de su posible colapso, los puentes estándar se clasifican en dos tipos:

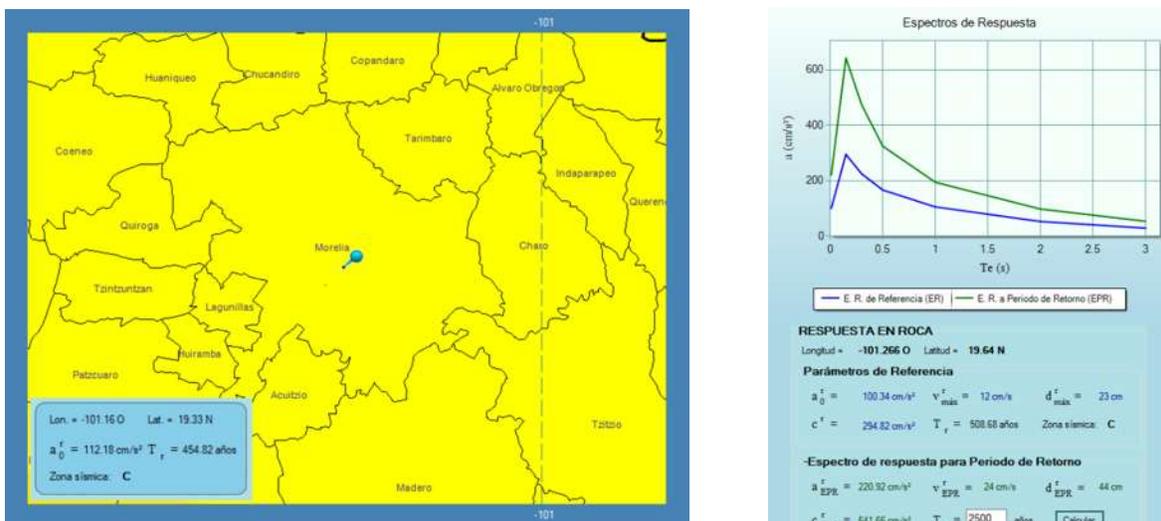
1. Los puentes de especial importancia (Grupo A) son aquellas estructuras esenciales para el mantenimiento de las comunicaciones tras un desastre. Son aquellos puentes cuya falla está asociada a un gran número de muertes probables, o puentes especialmente costosos para los que se desea una vida útil superior a la media.
2. Los puentes comunes (Grupo B) son el resto de los puentes cuyo diseño corresponde a una vida útil media.

En el 2013 se registró un aforo del orden de 40 mil vehículos diarios en la vialidad donde se ubican los puentes y esta vía conecta el paso de vehículos de largo itinerario que circulan entre las carreteras con dirección a Guadalajara, Ciudad de México, Salamanca, Pátzcuaro, Uruapan, Apatzingán y al Puerto de Lázaro Cárdenas. Por ello, los puentes localizados en este libramiento deben ser clasificados dentro del grupo A. y analizados con un espectro de diseño con un periodo de retorno de 2500 años.

## CARACTERÍSTICAS DE LA DEMANDA SÍSMICA EN LA ZONA DE LOCALIZACIÓN.

Morelia está situada en la zona centro-norte del estado de Michoacán. Se ubica en las coordenadas  $19.33^\circ$  de latitud norte y  $-101.16^\circ$  de longitud oeste, a una altura de 1,951 metros al nivel del mar y a 226 km en línea recta de la costa michoacana; se encuentra asentada en terreno firme de piedra dura denominada riolita, conocida comúnmente como cantera, y de materiales volcánicos no consolidados o en proceso de consolidación como tepetate. (H. Ayuntamiento de Morelia, s.f.)

El análisis sísmico de cualquier estructura depende de su localización. En el Manual de Obras Civiles de la CFE en su capítulo de Diseño por Sismo, se establecen los parámetros de diseño sísmico para una estructura, entre los que se encuentran la aceleración máxima del suelo (CFE). El manual proporciona una aplicación de cómputo llamada Prodisis que determina los espectros de diseño como función de las coordenadas geográficas. En este caso, la aceleración máxima para Morelia en terreno duro es de  $220.92 \text{ cm/s}^2$  para un periodo de retorno de 2500 años, debido a la importancia de los PSV del libramiento norte y clasificados en el grupo A, En la figura 36 B en color verde podemos observar en espectro de respuesta.



**Figura 36. A)** Localización y **B)** espectro de respuesta de referencia obtenido con el programa Prodisis.

Obteniendo los datos de la plataforma de CFE Prodisis, se continuó con la búsqueda de acelerogramas registrados. Estos acelerogramas tendrán que tener como característica los siguiente: Una distancia entre epicentro y estación de registro cercana a 226 km,  $100 \text{ cm/s}^2$  de aceleración máxima y magnitud cercana a 6 grados o mayor. A continuación, se enumeran los registros con las características mencionadas anteriormente:

## Familia de Acelerogramas

### Sismo

Registro: SJLL0608.191

Fecha: 2006-08-19

Hora: 05:41:30

Epicentro: 15.91 Lat. N.

-97.30 Long. W.

Magnitud: M=5.5

Profundidad: 52 km

### Estación

Aparato: ETNA/4570

Rango: 2/2/2

Coordenadas: 16.657822Lat. N

-98.498463 Long. W

Tipo de Suelo: Roca

Distancia E-E: 152 km

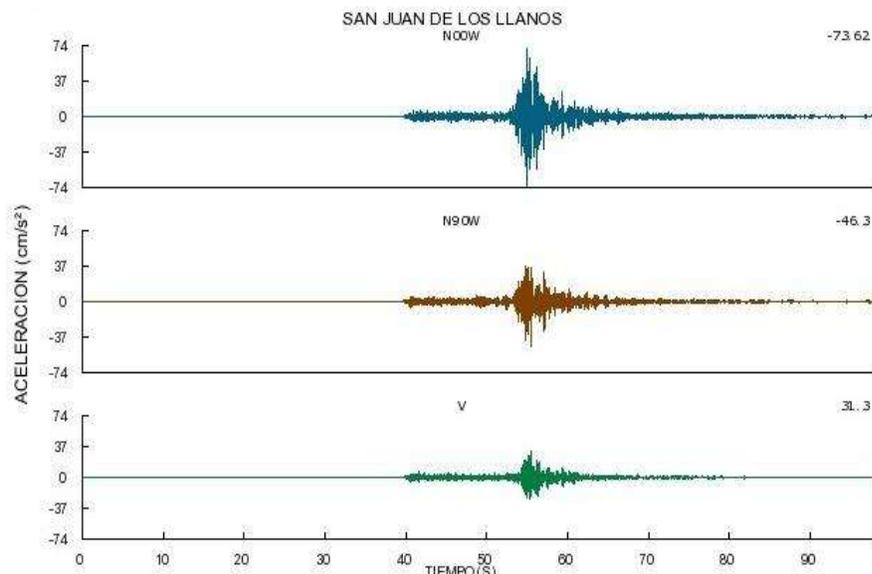


Figura 37. Gráfica del acelerograma.

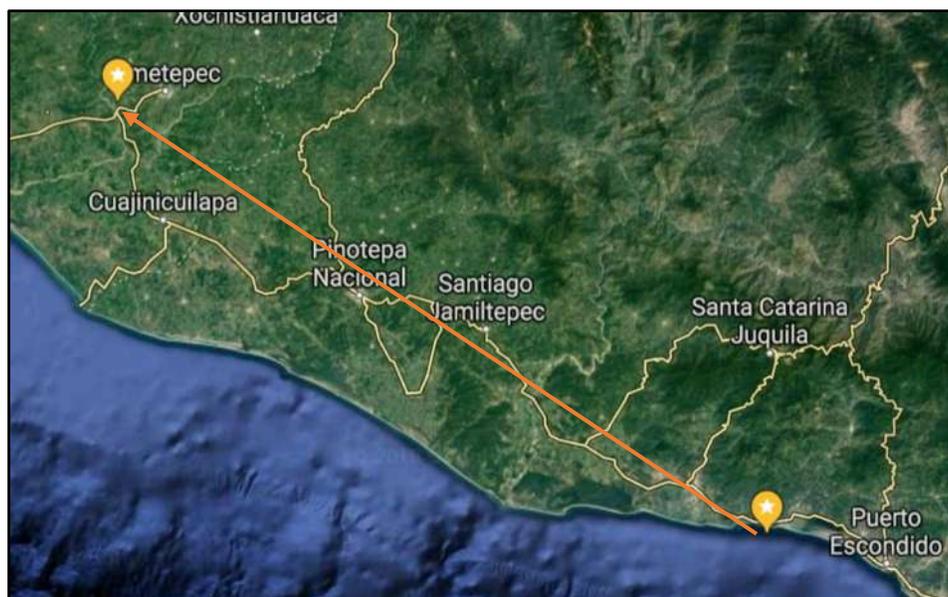


Figura 38. Ubicación Epicentro-Estación.

## Sismo

Registro: UNIO9701.111

Fecha: 1997/01/11

Hora: 20:28:27.2

Epicentro: 17.910 Lat. N.

-103.040 Long. W.

Magnitud: Mb= 6.5

Ms= 6.9

Mc= -

Profundidad: 16 km

## Estación

Aparato: DSA-1/252

Rango: 2/2/2

Coordenadas: 17.98762 Lat. N.

-101.810623

Tipo de Suelo: Roca

Distancia E-E: 130

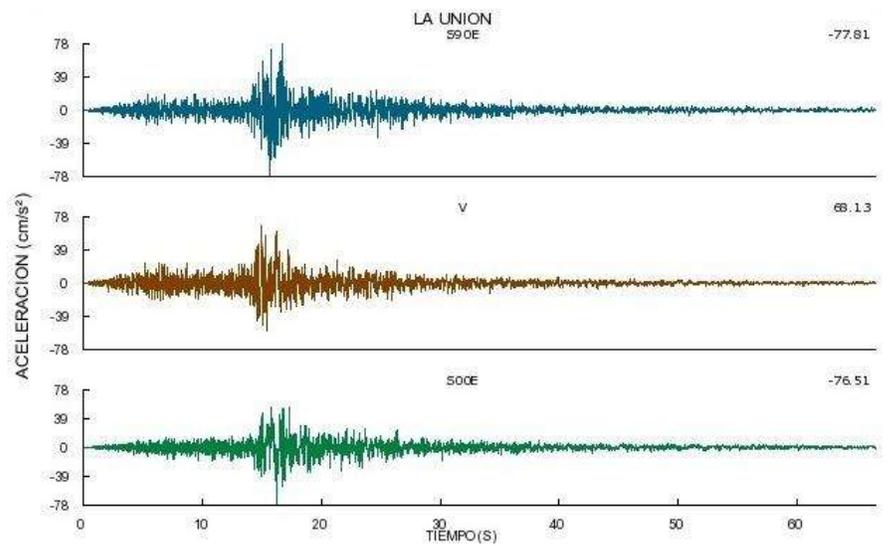


Figura 39. Gráfica del acelerograma.

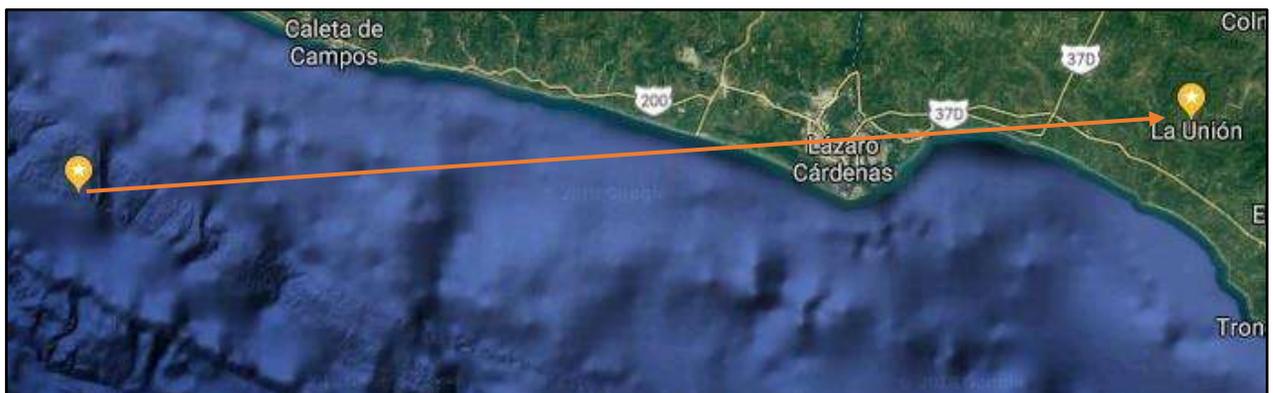


Figura 40. Ubicación Epicentro-Estación.

## Sismo

Registro: UNIO1404.181

Fecha: 2014/04/18

Hora: 14:27:23

Epicentro: 17.18 Lat. N.

-101.19 Long. W.

Magnitud: Mb=-

Ms=7.2

Mc=-

Profundidad: 10 km

## Estación

Aparato: ETNA/373

Rango:1/1/1

Coordenadas: 17.98762 Lat. N.

-101.810623Long. W.

Tipo de Suelo: Roca

Distancia E-E: 111km

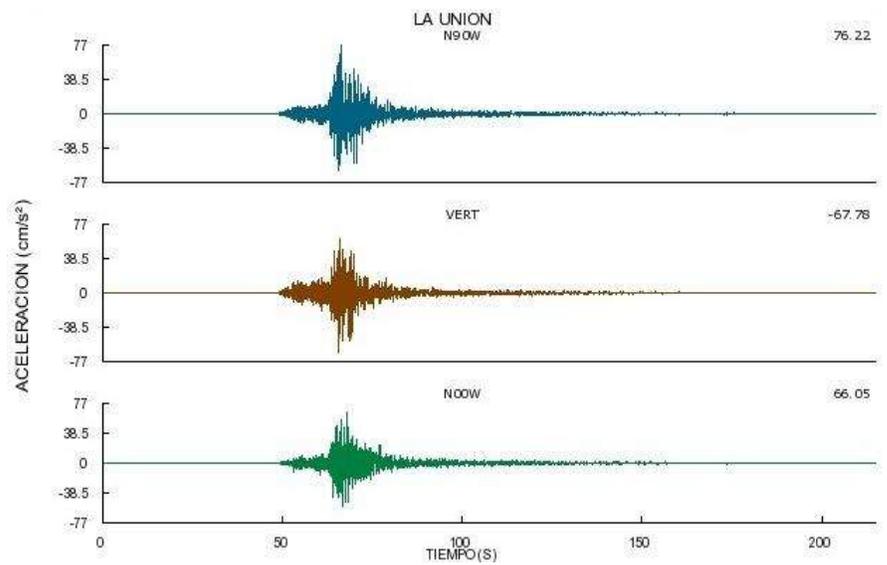


Figura 41. Gráfica del acelerograma.

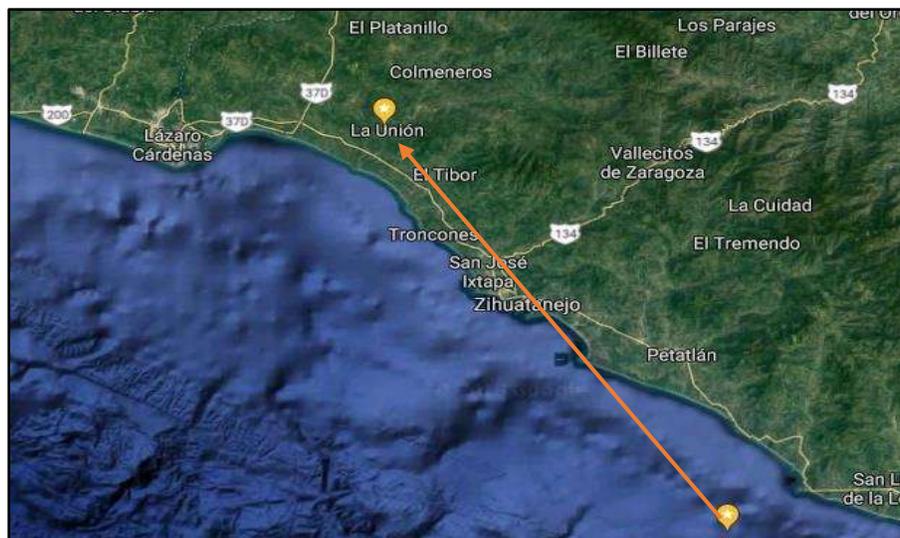


Figura 42. Ubicación Epicentro-Estación.

## Sismo

Registro: COMD1404.181

Fecha: 2014/04/18

Hora: 14:27:23

Epicentro: 17.18 Lat. N.

-101.19 Long. W.

Magnitud: Mb=-

Ms=7.2

Mc=-

Profundidad: 10 km

## Estación

Aparato: ETNA/968

Rango: 0.5/0.5/0.5

Coordenadas: 18.122359 Lat. N.

-100.523804 Long. W.

Tipo de Suelo: Roca

Distancia E-E: 125 km

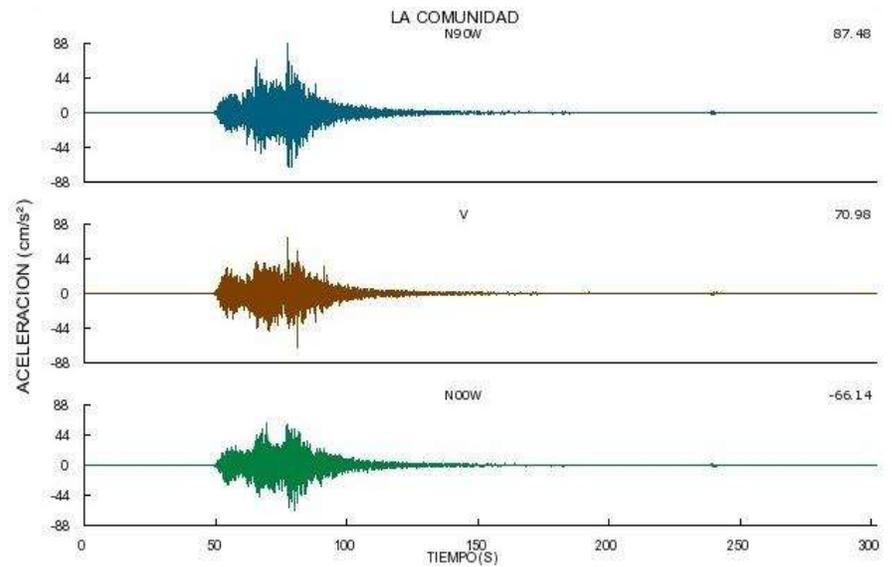


Figura 43. Gráfica del acelerograma.

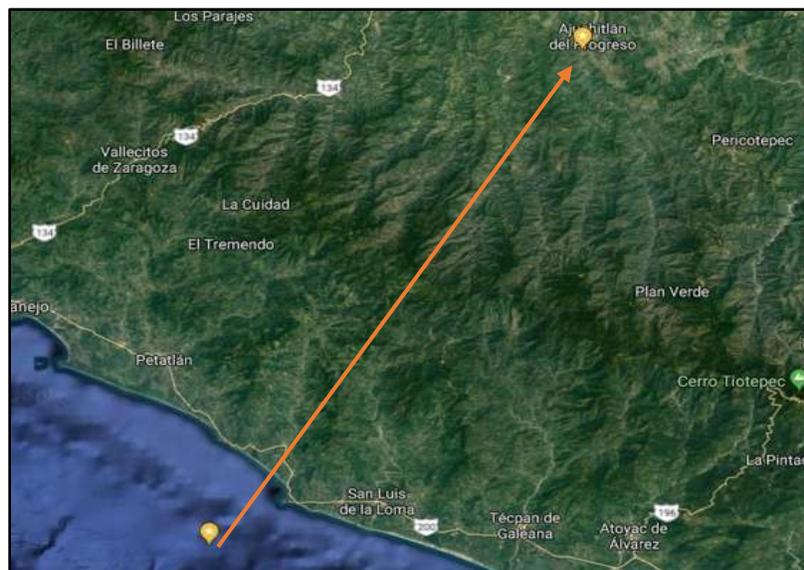


Figura 44. Ubicación Epicentro-Estación.

## Sismo

Registro: APAT8509.191

Fecha: 1985/09/19

Hora: 13:17:42.6

Epicentro: 18.081 Lat. N.

-102.942 Long. W.

Magnitud: Mb=6.8

Ms=8.1

Mc=8.1

Profundidad: 15 km

## Estación

Aparato: SMA-1/0453

Rango: 1/1/1

Coordenadas: 19.083 Lat. N.

-102.350 Long. W.

Tipo de Suelo: Roca

Distancia E-E: 127 km

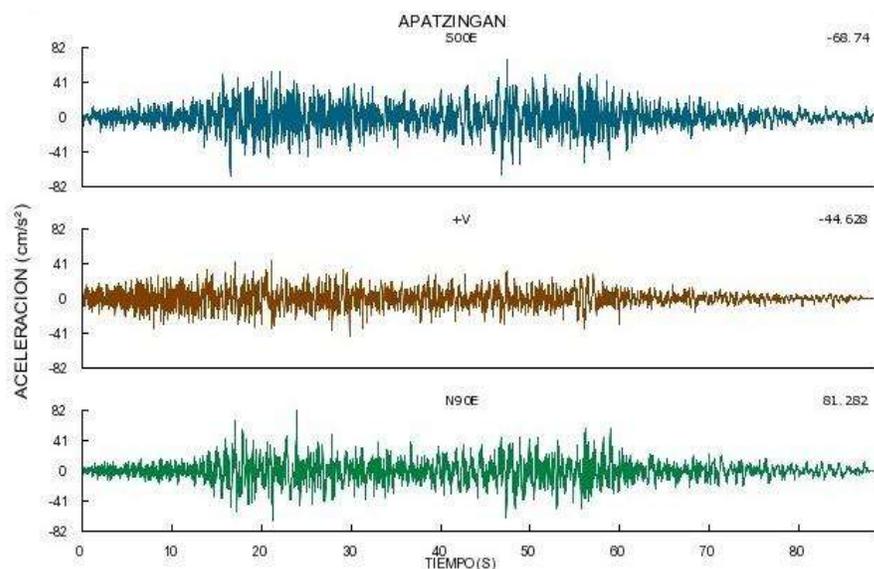


Figura 45. Gráfica del acelerograma.

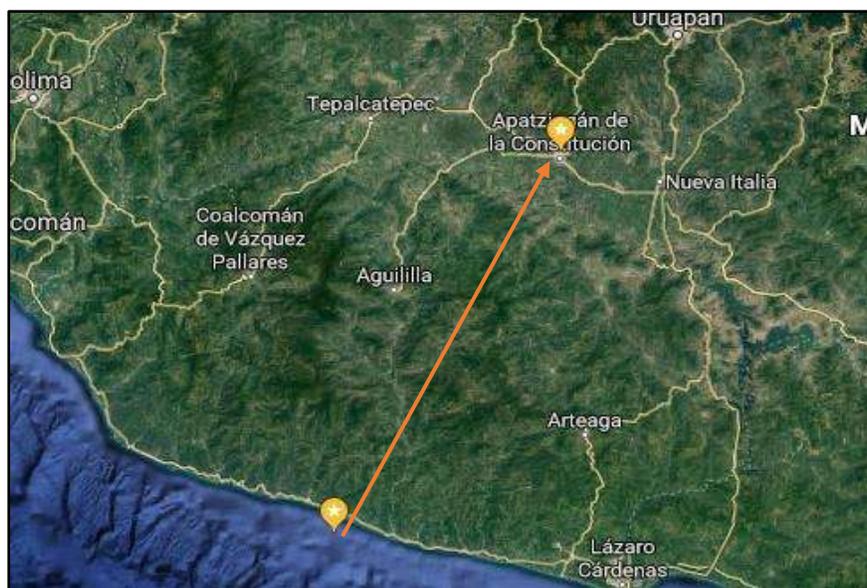


Figura 46. Ubicación Epicentro-Estación.

## Sismo

Registro: APAT8110.251

Fecha: 1981/10/25

Hora: 03:22:13.5

Epicentro: 17.880 Lat. N.

-102.150 Long. W.

Magnitud: Mb=6.1

Ms=7.3

Mc=-

Profundidad: 14 km

## Estación

Aparato: SMA-1/0453

Rango: 1/1/1

Coordenadas: 19.083 Lat. N.

-102.350 Long. W.

Tipo de Suelo: Roca

Distancia E-E: 134 km

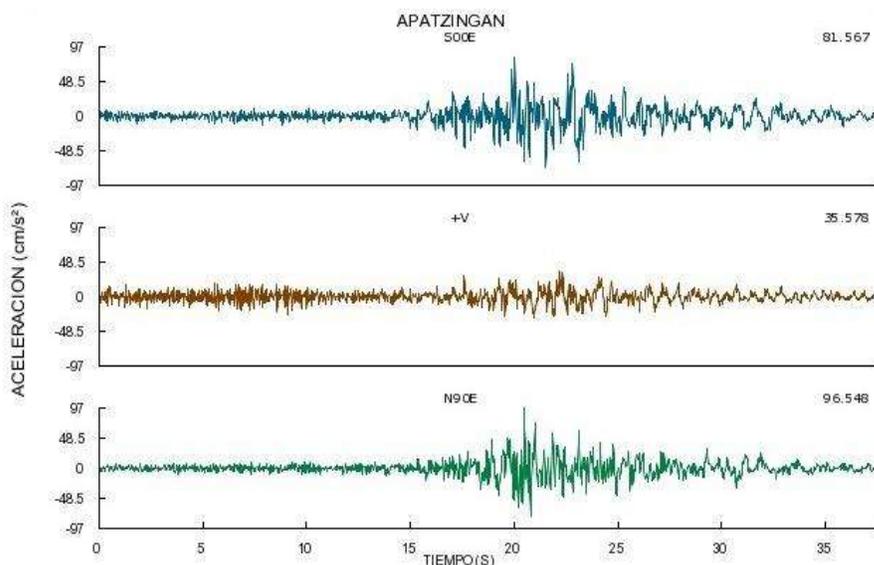


Figura 47. Gráfica del acelerograma.

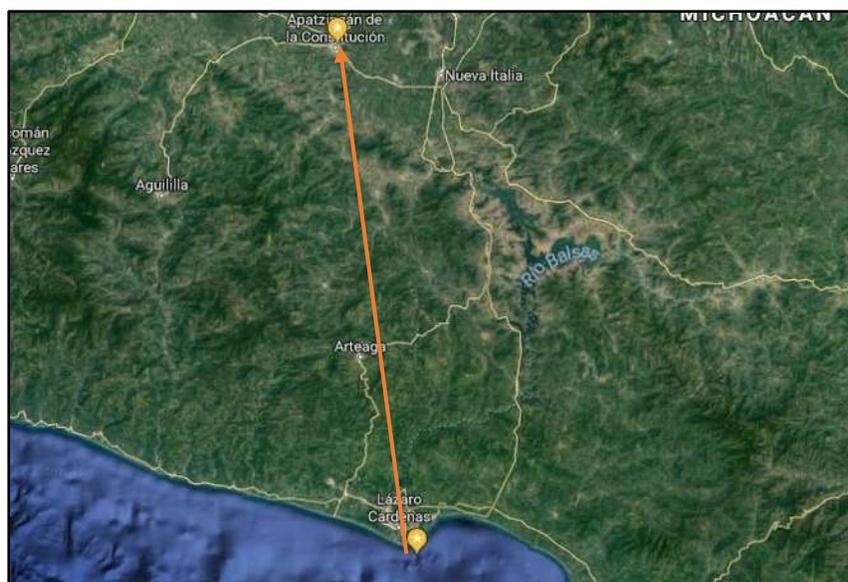


Figura 48. Ubicación Epicentro-Estación.

## Sismo

Registro: PARS8904.251

Fecha: 1989/04/25

Hora: 14:29:00.36

Epicentro: 16.603 Lat. N.

-99.4 Long. W.

Magnitud: Mb= -

Ms=6.5

Mc= -

Profundidad: 19 km

## Estación

Aparato: DSA-1/254

Rango: -

Coordenadas: 17.3444 Lat. N.

-100.2145 Long. W.

Tipo de Suelo: Roca

Distancia E-E: 119.70 km

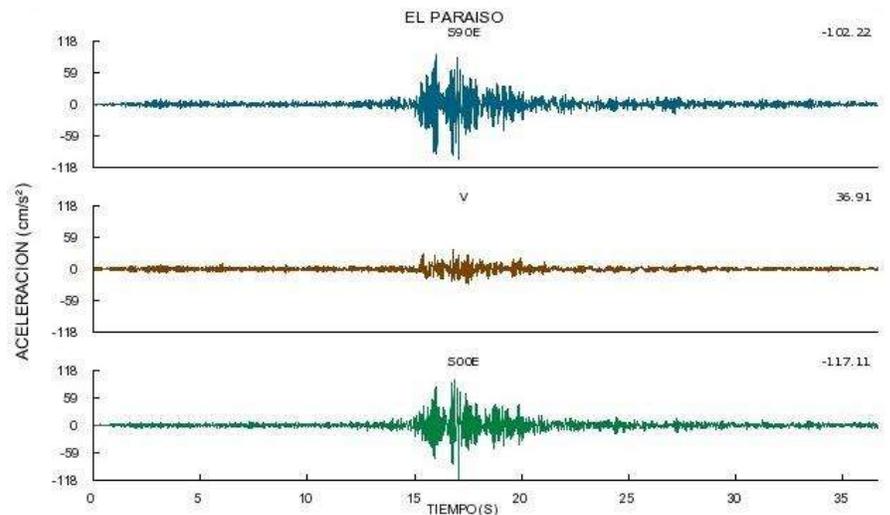


Figura 49. Gráfica del acelerograma.

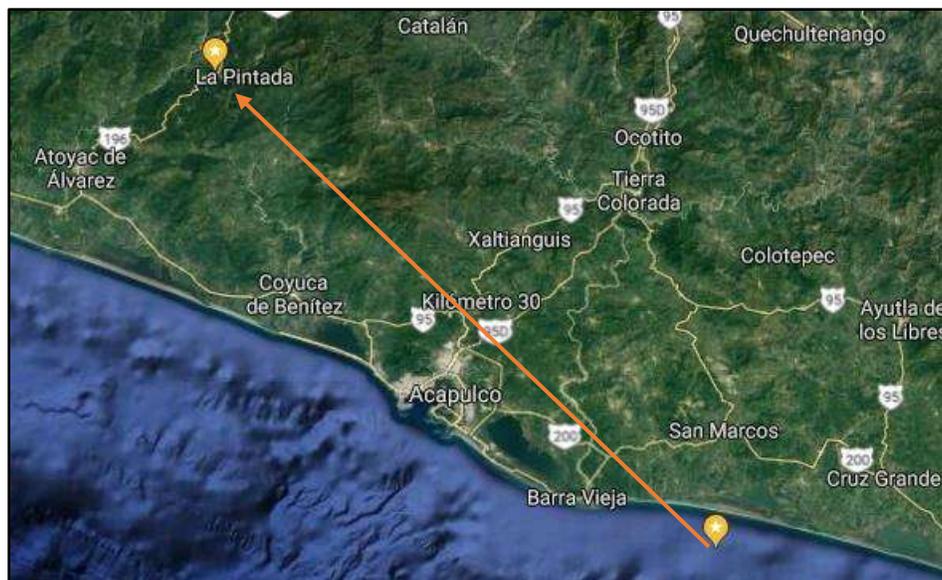


Figura 50. Ubicación Epicentro-Estación.

## Espectros de Respuesta

Con los acelerogramas seleccionados se calcularon los espectros de respuesta usando el programa seismo signal y se determinaron la intensidad del espectro de mayor aceleración cada registro entre los periodos de 0.1 a 0.5 s.

Los acelerogramas se escalaron con base en el coeficiente escalar ( $C_{ASI}$ ) definido como el coeficiente de la intensidad del espectro de referencia de aceleración de Morelia ( $ASI_M$ ) y la intensidad del espectro de aceleración de cada registro acelerométrico ( $ASI_R$ ).

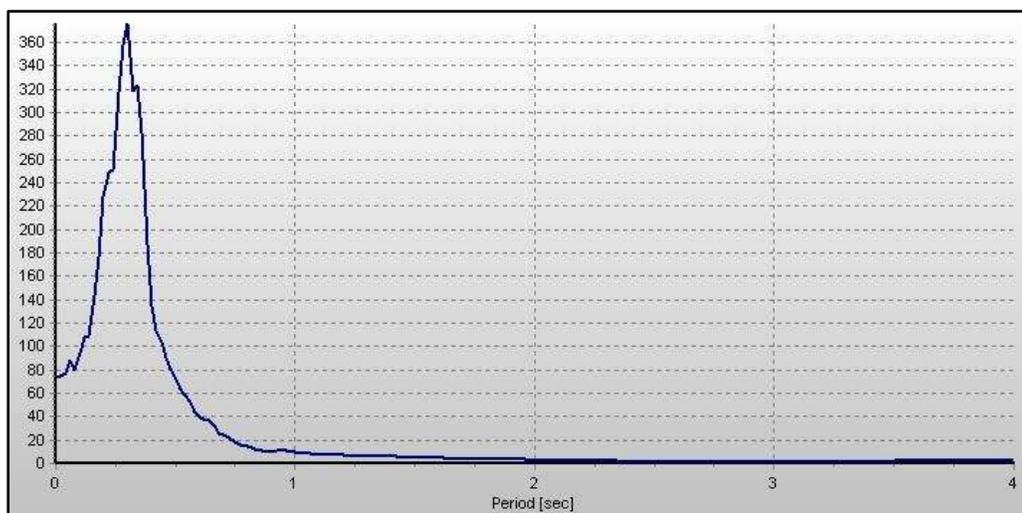
$$C_{ASI} = \frac{ASI_M}{ASI_R} \quad ASI_M = 191.78$$

A continuación, se elaboró una recopilación de ASI de cada registro, con su coeficiente correspondiente:

Registro: SJLL0608.191

Intensidad del espectro de aceleración: 80.60

$$C_{ASI} = 2.38$$

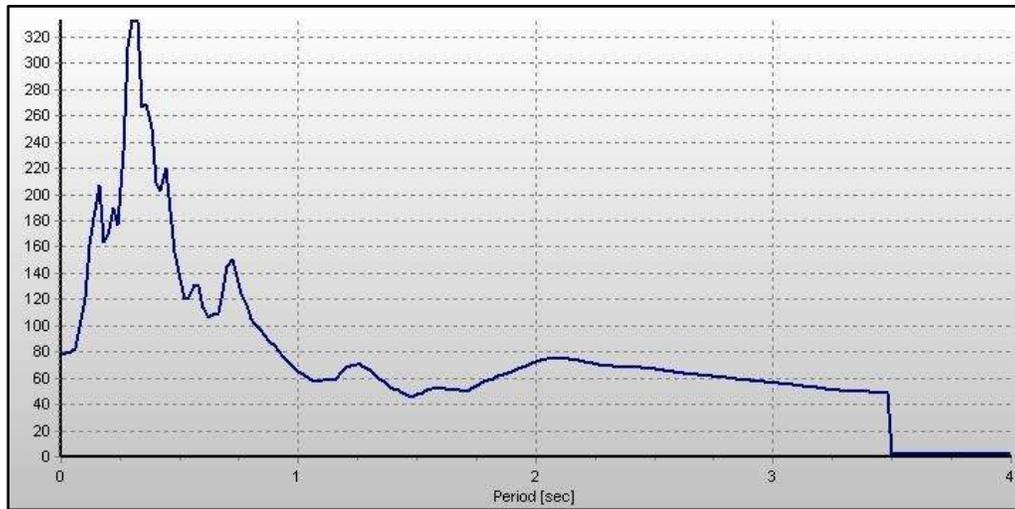


**Figura 51.** Espectro de respuesta elástico.

Registro: UNIO9701.111

Intensidad del espectro de aceleración: 87.11

$$C_{ASI} = 2.20$$

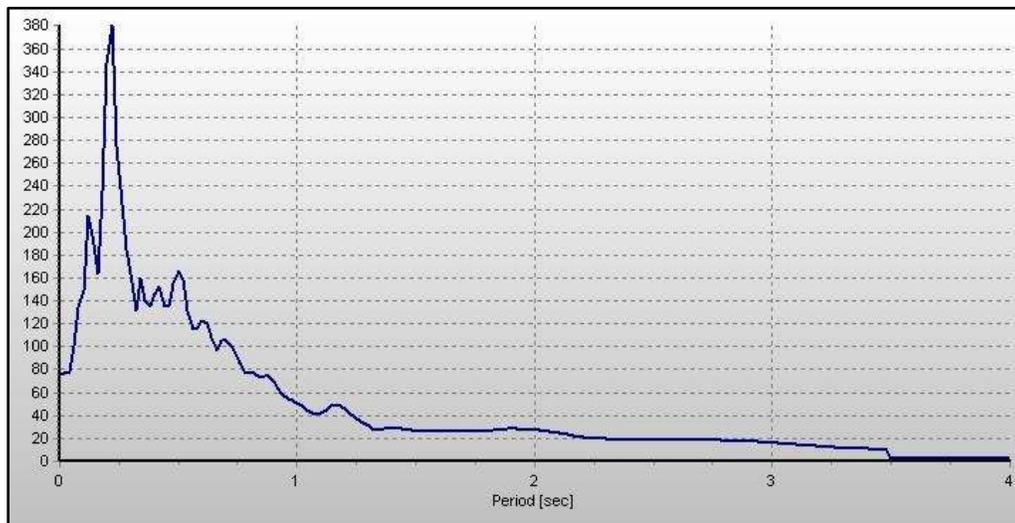


**Figura 52.** Espectro de respuesta elástico.

Registro: UNIO1404.181

Intensidad del espectro de aceleración: 76.71

$$C_{ASI} = 2.50$$

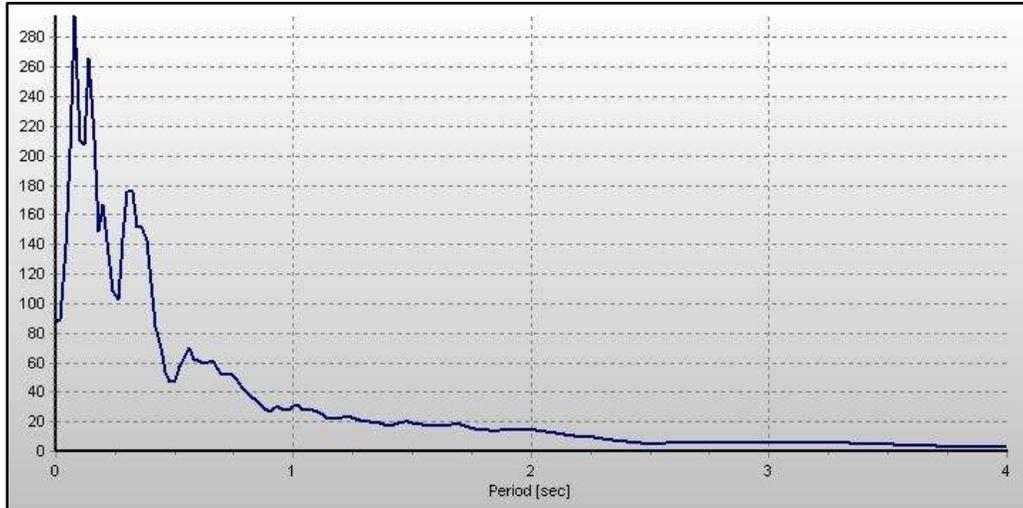


**Figura 53.** Espectro de respuesta elástico.

Registro: COMD1404.181

Intensidad del espectro de aceleración: 55.77

$$C_{ASI} = 3.44$$

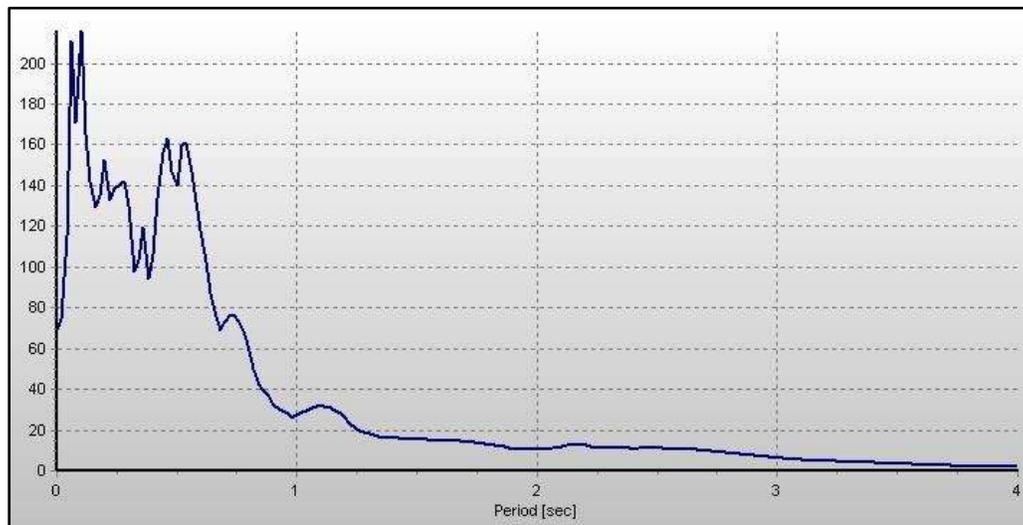


**Figura 54.** Espectro de respuesta elástico.

Registro: APAT8509.191

Intensidad del espectro de aceleración: 53.87

$$C_{ASI} = 3.56$$

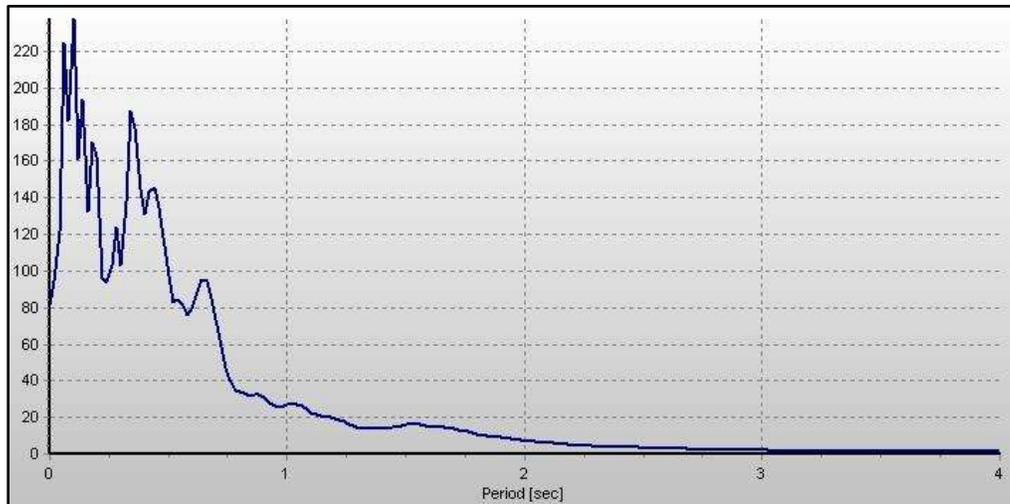


**Figura 55.** Espectro de respuesta elástico.

Registro: APAT8110.251

Intensidad del espectro de aceleración: 56.55

$$C_{ASI} = 3.39$$

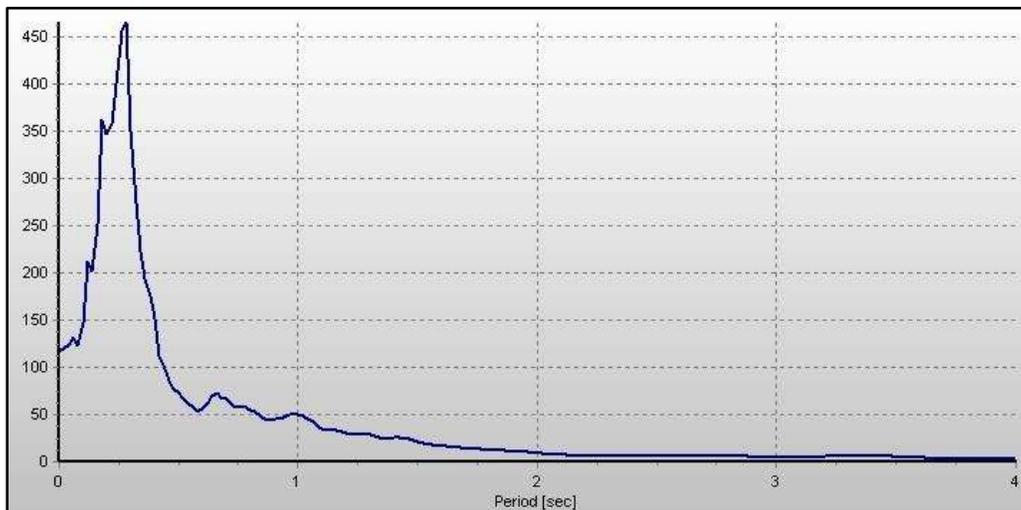


**Figura 56.** Espectro de respuesta elástico.

Registro: PARS8904.251

Intensidad del espectro de aceleración: 97.90

$$C_{ASI} = 1.96$$



**Figura 57.** Espectro de respuesta elástico.

## Resumen de Intensidad del espectro de aceleración

**Tabla 4.** Resumen de intensidad de espectro de aceleración.

Registro	ASI <sub>R</sub>	ASI <sub>M</sub>	C <sub>ASI</sub>
SJLL0608.191	80.60	191.78	2.38
UNIO9701.111	87.11		2.20
UNIO1404.181	76.71		2.50
COMD1404.181	55.77		3.44
APAT8509.191	53.87		3.56
APAT8110.251	56.55		3.39
PARS8904.251	97.90		1.96

## ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Los análisis estáticos no lineales permiten determinar la demanda de desplazamientos y fuerzas cuando los puentes se ven sometidos a sollicitaciones que exceden su capacidad elástica.

El desempeño de una estructura depende de su capacidad de resistir una demanda sísmica, y de su compatibilidad con los objetivos de diseño. Por ello el procedimiento de análisis no lineal (pushover), tal como el método de capacidad-espectro, requiere la determinación de tres elementos primarios: capacidad, demanda y desempeño.

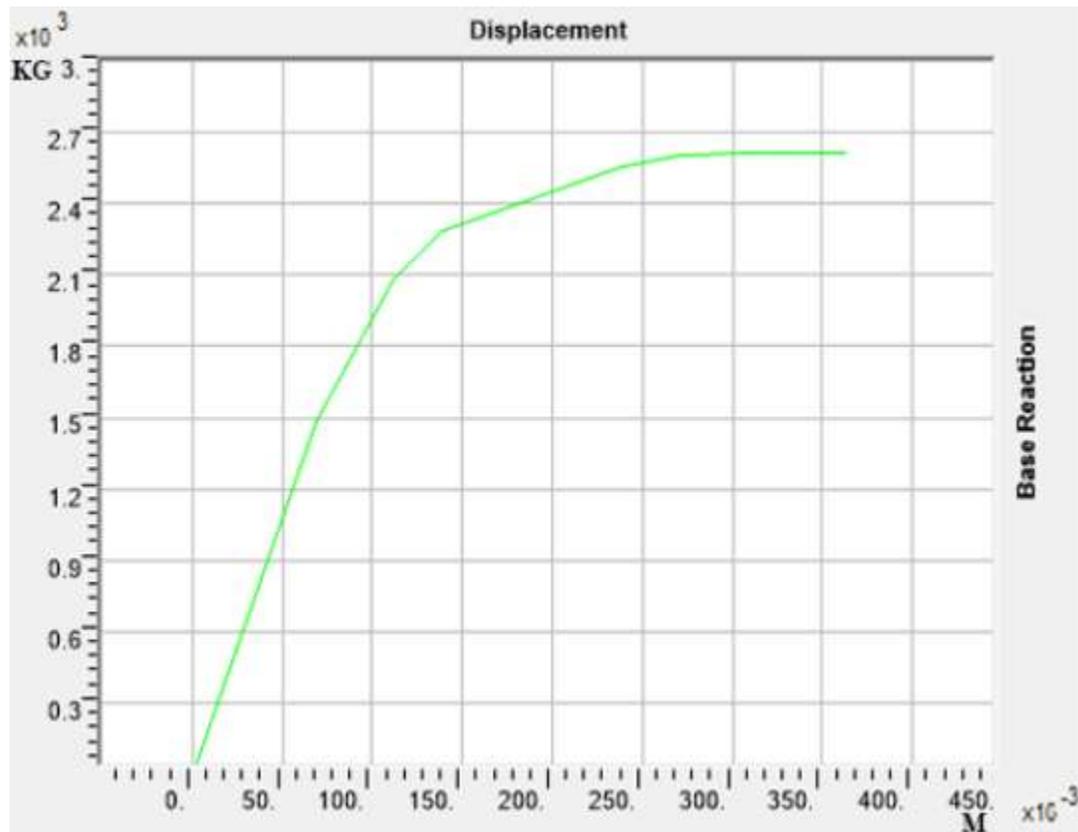
### Capacidad

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal tal como el procedimiento pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos de manera secuencial y luego son superpuestos para aproximar un diagrama de fuerza-desplazamiento de toda la estructura.

El modelo matemático de la estructura es modificado en cada paso, para tomar en cuenta la reducción de rigidez de los componentes que alcanzaron su fluencia, posteriormente se aplica un incremento en la fuerza externa de manera que otros componentes también alcancen su fluencia. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcance un límite pre establecido. (California seismic safety commission , 1996).

Este procedimiento de análisis estático no lineal (pushover) se implementó en los modelos matemáticos de los pasos superiores vehiculares mencionados anteriormente, el análisis fue desarrollado en la aplicación de computo SAP 2000. El procedimiento se aplicó en dirección X y Y para el puente de la central. Para los puentes del pedregal y el lago no fue así; debido a su esviaje las cargas aplicadas no están exactamente en la dirección propuesta, por lo que

presentan giros y desplazamientos tanto en la dirección X como en la Y. Se optó por hacer dos modelos para X (XU1 y XU2), dos modelos para Y (YU1 y YU2) y uno adicional en donde la carga aplicada tiene una rotación equivalente al esviaje de cada puente, dando como resultado la curva de capacidad pushover (Figura 59).

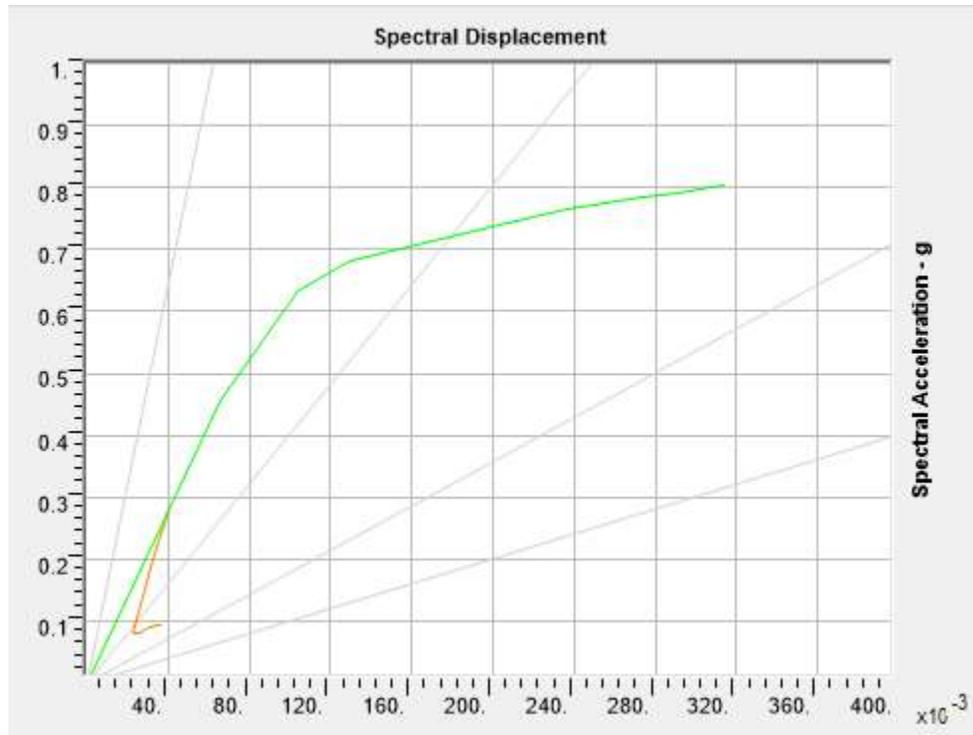


**Figura 59.** Curva de capacidad pushover.

#### Demanda

A diferencia de los métodos de análisis lineal que emplean fuerzas laterales para representar una condición de diseño, los métodos de análisis no lineal emplean desplazamientos laterales como una condición de diseño, ya que son más directos y tienen mayor relación con el daño esperado. Para una estructura y una sollicitación sísmica, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada durante el movimiento sísmico.

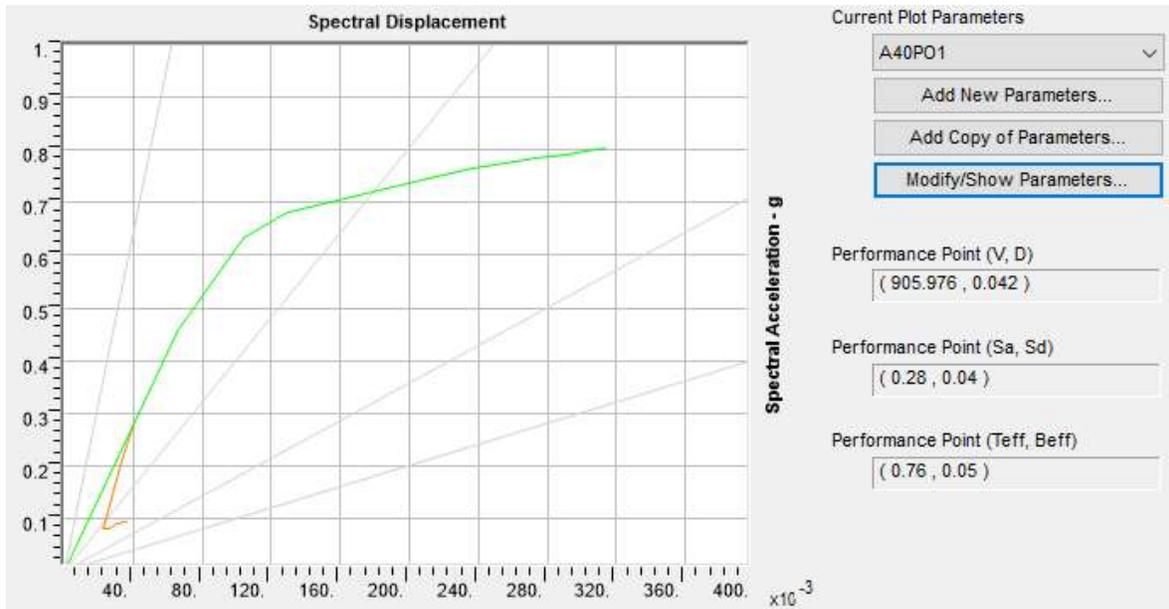
Una vez desarrollado el procedimiento pushover en cada uno de los modelos, se incorporaron los espectros de respuesta correspondientes a los acelerogramas escalados de los eventos sísmicos, para crear el espectro de capacidad (Figura 60).



**Figura 60.** Espectro de capacidad-demanda de desplazamiento.

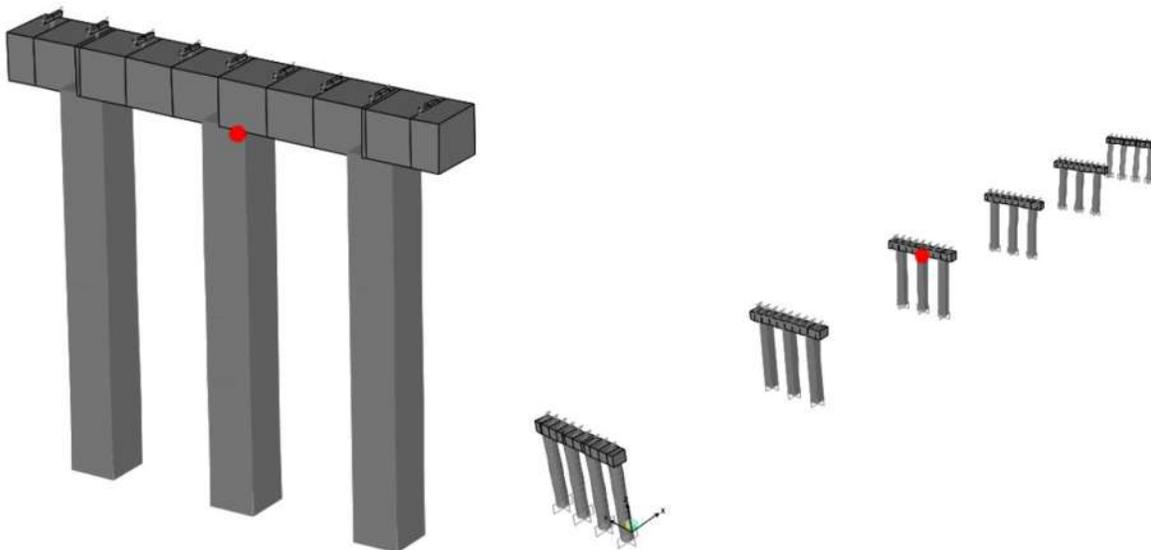
### Desempeño

Una vez que se han determinado la curva de capacidad pushover y se han definido las condiciones de diseño, se puede evaluar el desempeño de la estructura. El desempeño se obtiene como el punto de intersección ( $S_a, S_d$ ) de la curva espectro de capacidad (ATC-40) del modelo matemático de la estructura, como un sistema de un grado de libertad (color verde), y la curva del espectro de respuesta (color naranja) de la aceleración escalada de cada evento sísmico (demanda), ambas curvas se pueden ver en la en la figura 61.

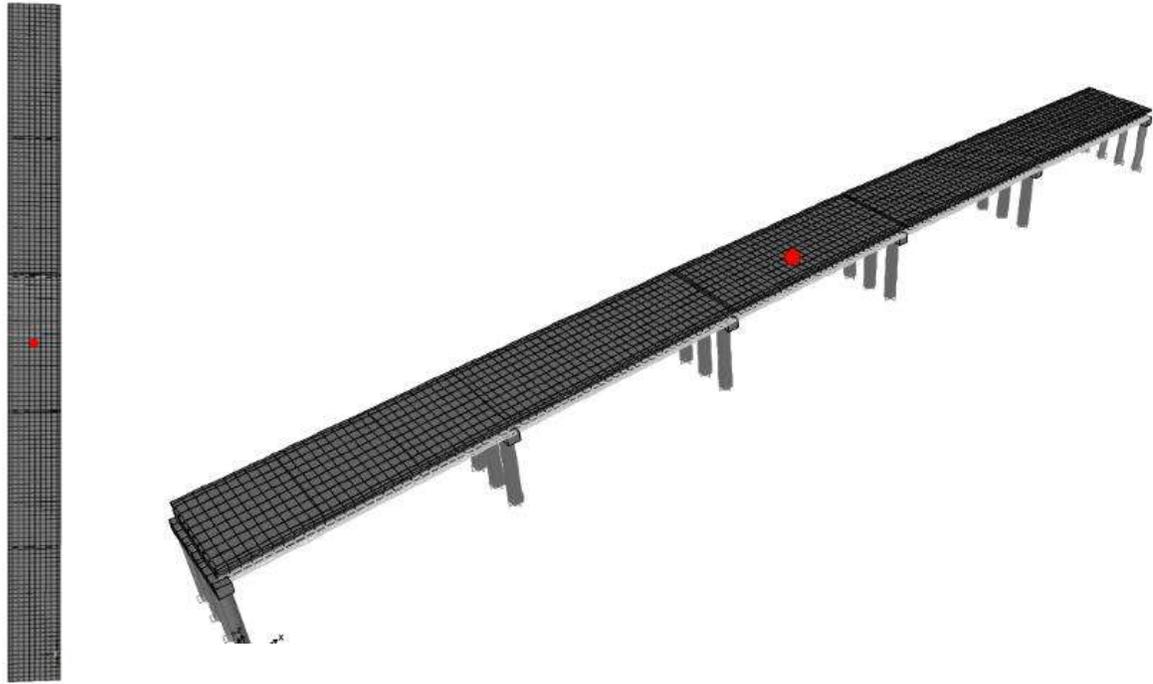


**Figura 61.** Punto de desempeño en espectro de capacidad.

Con ello se obtiene un total de siete puntos de desempeño por cada modelo, correspondientes a los siete eventos sísmicos seleccionados. Se determinó el desplazamiento máximo correspondiente a la demanda sísmica en dos puntos diferente de cada modelo, uno en la parte superior de una columna del centro del modelo (Figura 62) y otro punto en la losa en la parte central del modelo (Figura 63).



**Figura 62.** Punto de monitoreo en parte superior de columna.



**Figura 63.** Punto de monitoreo en centro de losa.

A continuación, en las tablas 6 y 7, se presentan los desplazamientos máximos de los modelos. En este procedimiento de análisis las fuerzas aplicadas son laterales, por lo que los desplazamientos verticales no representan algo significativo en este análisis, por lo que se omitieron en los resultados.

**Tabla 6.** Desplazamientos máximos en parte superior de columnas (metros).

MODEL/S	APAT8110		APAT8509		COMD1404		PARS8904		SJLL0608		UNIO1404		UNIO9701	
	U1	U2												
PSV CENT														
XU1	0.02016	1.9E-05	0.02636	2.4E-05	0.02558	2.4E-05	0.01861	1.7E-05	0.00508	4.7E-06	0.03334	3.1E-05	0.04884	4.5E-05
YU2	0	0.00859	0	0.01636	0	0.01063	0	0.00736	0	0.00252	0	0.0135	0	0.01718
PSV PEDR														
XU1	0.01112	0.0068	0.00978	0.00599	0.00756	0.00463	0.00489	0.00299	0.00241	0.00148	0.01023	0.00626	0.01112	0.0068
XU2	0.00327	0.002	0.00282	0.00173	0.00219	0.00134	0.0015	0.00092	0.00071	0.00043	0.003	0.00184	0.0032	0.00196
YU1	0.00231	0.00306	0.00218	0.00289	0.00149	0.00197	0.00097	0.00129	0.0006	0.0008	0.0019	0.00252	0.0017	0.00226
YU2	0.00715	0.00948	0.00584	0.00906	0.00466	0.00618	0.00299	0.00396	0.00185	0.00246	0.00591	0.00783	0.00528	0.007
XYU1	0.03414	0.02897	0.02394	0.02032	0.03043	0.02582	0.0219	0.01858	0.03678	0.03122	0.02046	0.01737	0.03441	0.02921
PSV LAGO														
XU1	0.00555	0.00318	0.00654	0.00375	0.00595	0.0034	0.00535	0.00306	0.00122	0.0007	0.00674	0.00386	0.00813	0.00465
XU2	0.00065	0.00038	0.00077	0.00044	0.0007	0.0004	0.00062	0.00036	0.00014	8.2E-05	0.00079	0.00045	0.00094	0.00054
YU1	0.00039	0.00052	0.00042	0.00057	0.00045	0.00061	0.00042	0.00057	9.9E-05	0.00013	0.00054	0.00074	0.00062	0.00084
YU2	0.00319	0.00434	0.00343	0.00466	0.00367	0.00498	0.00343	0.00466	0.00081	0.00111	0.00449	0.0061	0.00508	0.00691
XYU1	0.00688	0.00527	0.00958	0.00735	0.00875	0.00671	0.00646	0.00495	0.00177	0.00136	0.01208	0.00927	0.01646	0.01262

**Tabla 7.** Desplazamientos máximos en parte central de losas (metros).

MODEL/ SISMO	APAT8110		APAT8509		COMD1404		PARS8904		SILL0608		UNIC1404		UNIC9701	
	U1	U2												
PSV CENT														
XU1	0.026	6.1E-06	0.034	8E-06	0.033	7.8E-06	0.024	5.7E-06	0.00655	1.5E-06	0.043	1E-05	0.063	1.5E-05
YU2	6.9E-07	0.021	1.3E-06	0.04	8.5E-07	0.026	5.9E-07	0.018	2E-07	0.00617	1.1E-06	0.033	1.4E-06	0.042
PSV PEDR														
XU1	0.025	0.00734	0.022	0.00646	0.017	0.00499	0.011	0.00323	0.00542	0.00159	0.023	0.00676	0.025	0.00734
XU2	0.00735	0.00216	0.00635	0.00186	0.00492	0.00144	0.00337	0.00099	0.00159	0.00047	0.00675	0.00198	0.0072	0.00212
YU1	0.00242	0.00744	0.00229	0.00701	0.00156	0.00479	0.00102	0.00313	0.00063	0.00194	0.00199	0.00611	0.00179	0.00548
YU2	0.0075	0.023	0.00717	0.022	0.00489	0.015	0.00313	0.00962	0.00194	0.00596	0.00619	0.019	0.00554	0.017
XYU1	0.08463	0.00274	0.05934	0.00192	0.07543	0.00244	0.05428	0.00176	0.09117	0.00295	0.05073	0.00164	0.08531	0.00276
PSV LAGO														
XU1	0.028	0.00327	0.033	0.00386	0.03	0.00351	0.027	0.00316	0.00617	0.00072	0.034	0.00397	0.041	0.00479
XU2	0.0033	0.00039	0.0039	0.00046	0.00351	0.00041	0.00314	0.00037	0.00072	8.5E-05	0.00398	0.00047	0.00476	0.00056
YU1	0.0004	0.00327	0.00043	0.00353	0.00046	0.00377	0.00043	0.00352	0.0001	0.00084	0.00056	0.00458	0.00063	0.00522
YU2	0.00328	0.027	0.00352	0.029	0.00377	0.031	0.00352	0.029	0.00084	0.00688	0.00462	0.038	0.00523	0.043
XYU1	0.033	0.00145	0.046	0.00203	0.042	0.00185	0.031	0.00137	0.00851	0.00037	0.058	0.00255	0.079	0.00348

Como podemos observar los desplazamientos registrados en el punto de control de la losa (Tabla 7) son más grandes respecto a los puntos de control de la columna (Tabla 6), esto sucede debido a el trabajo de los apoyos de neopreno disminuyendo los desplazamientos en la columna y disipando la energía del sismo a través de ellos.

## ANÁLISIS DINÁMICO EN LA HISTORIA DEL TIEMPO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Los proyectos geométricos trazados para cumplir con lineamientos y normativas en la rama de vías terrestres han aumentado las irregularidades estructurales, un gran ejemplo son los esviajes vistos en los presentes PSV. Por tal motivo, los métodos simplificado y estático podrían no representan con suficiente aproximación el comportamiento real de las estructuras sujetas a la acción de los sismos. El análisis dinámico es un método más refinado para determinar el comportamiento real de las estructuras, pues incorpora información ignorada o indirectamente considerada en el análisis estático. La diferencia entre el método estático y el dinámico consiste en la manera de considerar el posible comportamiento inelástico y la forma en que se define la excitación sísmica de diseño. (Presichi, 2007)

La acción sísmica se introduce en SAP 2000 como una aceleración en la base incorporando en el programa la familia de acelerogramas escalados mencionados anteriormente (Tabla 2). Se determina el desplazamiento máximo que provocara cada uno de los eventos sísmicos en sus sentidos ortogonales en un tiempo específico (Figura 64), en cualquier parte del PSV, monitoreando como puntos de interés la parte superior de las columnas del centro del puente (Figura 62), así como también el desplazamiento obtenido en el centro del puente a la altura de la losa (Figura 63).

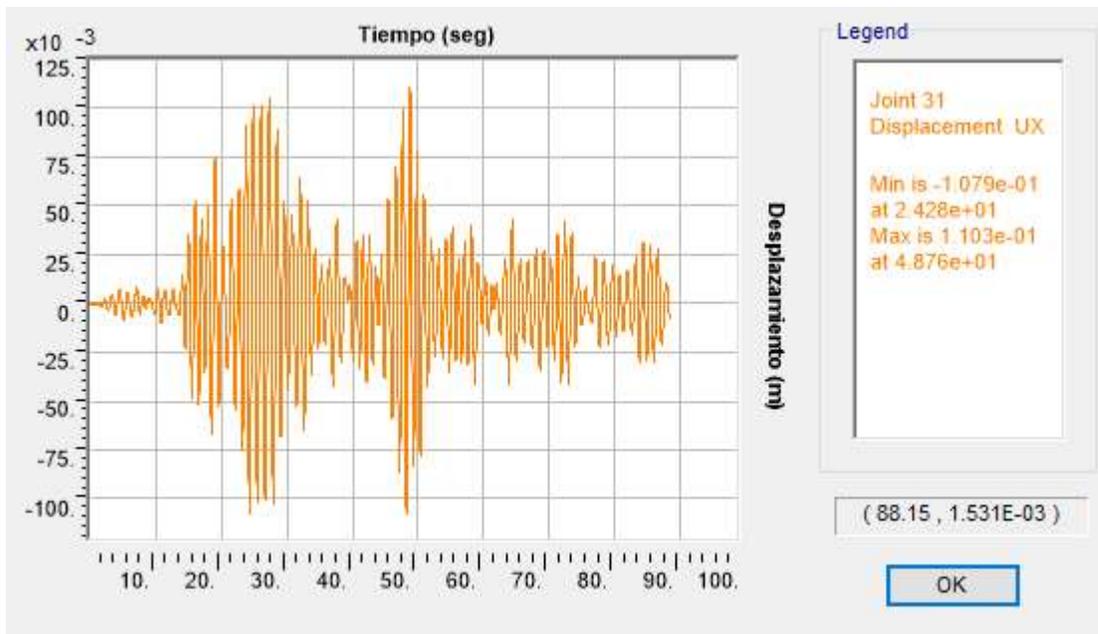


Figura 64. Desplazamiento máximo en sentido X.

En las tablas 8 y 9 se muestran los desplazamientos máximos obtenidos en cada componente ortogonal acompañados de sus otras dos componentes, como en el análisis anterior se omitieron los desplazamientos verticales.

Tabla 8. Desplazamientos máximos parte superior de columnas (metros).

MODEL/ SISMO	APAT8110		APAT8509		COMD1404		PARS8904		SJLL0608		UNIO1404		UNIO9701	
	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
PSV CENT														
UX	0.0803	0.0160	<b>0.1103</b>	0.0042	0.0075	0.0022	0.0039	0.0012	0.0017	0.0004	0.0367	0.0006	0.0473	0.0083
UY	0.0246	0.0371	0.0283	0.0263	0.0042	0.0039	0.0011	0.0045	0.0002	0.0036	0.0008	0.0209	0.0383	0.0130
PSV PEDR														
UX	<b>0.0444</b>	0.0325	0.0654	0.0575	0.0048	0.0032	0.0039	0.0009	0.0031	0.0012	0.0176	0.0157	0.0149	0.0119
UY	<b>0.0411</b>	0.0367	0.0651	0.0575	0.0034	0.0038	0.0014	0.0045	0.0018	0.0027	0.0173	0.0160	0.0106	0.0134
PSV LAGO														
UX	0.0178	0.0157	0.0302	0.0123	0.0062	0.0049	0.0028	0.0023	0.0014	0.0012	0.0094	0.0058	0.0092	0.0078
UY	0.0168	0.0172	0.0232	0.0168	0.0062	0.0049	0.0028	0.0023	0.0014	0.0012	0.0079	0.0063	0.0088	0.0098

Tabla 9. Desplazamientos máximos en parte central de losas (metros).

MODEL/ SISMO	APAT8110		APAT8509		COMD1404		PARS8904		SJLL0608		UNIO1404		UNIO9701	
	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
PSV CENT														
UX	0.0994	0.0388	0.1393	0.0046	0.0092	0.0059	0.0050	0.0034	0.0008	0.0003	0.0477	0.0021	0.0615	0.0209
UY	0.0287	0.0092	0.0428	0.0613	0.0040	0.0082	0.0017	0.0071	0.0005	0.0018	0.0033	0.0510	0.0498	0.0316
PSV PEDR														
UX	0.0929	0.0621	0.1291	0.1094	0.0086	0.0030	0.0055	0.0018	0.0014	0.0013	0.0366	0.0263	0.0323	0.0144
UY	0.0824	0.0837	0.1047	0.1378	0.0044	0.0081	0.0035	0.0067	0.0013	0.0016	0.0329	0.0372	0.0152	0.0329
PSV LAGO														
UX	0.0781	0.0133	<b>0.1710</b>	0.0460	0.0143	0.0049	0.0052	0.0031	0.0010	0.0011	0.0418	0.0061	0.0274	0.0249
UY	0.0243	0.0932	0.0378	0.1264	0.0000	0.0108	0.0041	0.0043	0.0005	0.0015	0.0021	0.0252	0.0156	0.0487

En el AENL y ADHT los desplazamientos inducidos por los eventos sísmicos empleados en esta investigación nunca llegaron al intervalo inelástico, como podemos observar en las tablas 9 el mayor desplazamiento obtenido es de 17.10 cm y de 11.03 cm en la tabla 8(marcados de color gris ambos resultados), provocando desplazamientos muy pequeños e irrelevantes que afecten la seguridad de estas estructuras.

## DISCUSIÓN DE RESULTADOS

A continuación, se analiza como medida de tendencia central al promedio de los desplazamientos y como medidas de dispersión de los resultados a la desviación estándar y al coeficiente de variación. Las tablas 10 y 11 muestran estos valores estadísticos para los análisis estáticos no lineales para los desplazamientos obtenidos en la parte superior de las pilas y de las losas, respectivamente.

**Tabla 10.** Desviación estándar, media y coeficiente de variación de columnas en AENL.

Modelo SAP	Desviación estandar		Media		Coef. de variación	
	U1	U2	U1	U2	U1	U2
<b>PSV CENTRAL</b>						
XU1	0.01354	1.25E-05	0.025423	2.35E-05	0.533	0.533
YU2	0	0.005229	0	0.010877	0	0.481
<b>PSV PEDREGAL</b>						
XU1	0.003379	0.002068	0.00816	0.004994	0.414	0.414
XU2	0.000972	0.000595	0.002384	0.001459	0.408	0.408
YU1	0.000624	0.000828	0.001594	0.002113	0.392	0.392
YU2	0.001955	0.002592	0.004954	0.006567	0.395	0.395
XYU1	0.000216	0.000183	0.000935	0.000793	0.231	0.231
<b>PSV LAGO</b>						
XU1	0.002156	0.001235	0.005639	0.003229	0.382	0.382
XU2	0.000252	0.000144	0.000661	0.000379	0.381	0.381
YU1	0.000163	0.000221	0.000418	0.000567	0.389	0.389
YU2	0.001343	0.001825	0.003444	0.004679	0.390	0.390
XYU1	0.00463	0.003551	0.008855	0.006791	0.523	0.523

**Tabla 11.** Desviación estándar, media y coeficiente de variación de losas en AENL.

Modelo SAP	Desviación estandar		Media		Coef. de variación	
	U1	U2	U1	U2	U1	U2
<b>PSV CENTRAL</b>						
XU1	0.017465	0.000004	0.032793	0.000008	0.533	0.533
YU2	0.000000	0.012784	0.000001	0.026596	0.481	0.481
<b>PSV PEDREGAL</b>						
XU1	0.007597	0.002232	0.018346	0.005390	0.414	0.414
XU2	0.002185	0.000642	0.005361	0.001575	0.408	0.408
YU1	0.000655	0.002009	0.001672	0.005129	0.392	0.392
YU2	0.002051	0.006291	0.005196	0.015940	0.395	0.395
XYU1	0.016540	0.000536	0.071554	0.002318	0.231	0.231
<b>PSV LAGO</b>						
XU1	0.010881	0.001272	0.028452	0.003326	0.382	0.382
XU2	0.001269	0.000149	0.003330	0.000390	0.381	0.381
YU1	0.000167	0.001375	0.000429	0.003532	0.389	0.389
YU2	0.001380	0.011358	0.003540	0.029126	0.390	0.390
XYU1	0.022223	0.000979	0.042501	0.001872	0.523	0.523

Las tablas 12 y 13 proporcionan la media, desviación estándar y coeficientes de variación para los desplazamientos obtenidos con los análisis dinámicos de historia en el tiempo, para las columnas y la losa, respectivamente.

**Tabla 12.** Desviación estándar, media y coeficiente de variación de columnas en ADHT.

Modelo SAP	Desviación estándar		Media		Coef. de variación	
	U1	U2	U1	U2	U1	U2
<b>PSV CENTRAL</b>						
UX	0.0417	0.0057	0.0411	0.0047	1.0156	1.2135
UY	0.0160	0.0130	0.0139	0.0156	1.1481	0.8334
<b>PSV PEDREGAL</b>						
UX	0.0239	0.0208	0.0220	0.0175	1.0876	1.1880
UY	0.0242	0.0206	0.0201	0.0192	1.2058	1.0703
<b>PSV LAGO</b>						
UX	0.0100	0.0052	0.0110	0.0071	0.9121	0.7353
UY	0.0078	0.0065	0.0096	0.0083	0.8140	0.7813

**Tabla 13.** Desviación estándar, media y coeficiente de variación de losas en ADHT.

Modelo SAP	Desviación estándar		Media		Coef. de variación	
	U1	U2	U1	U2	U1	U2
<b>PSV CENTRAL</b>						
UX	0.0527	0.0141	0.0518	0.0108	1.0164	1.2989
UY	0.0213	0.0239	0.0187	0.0243	1.1404	0.9829
<b>PSV PEDREGAL</b>						
UX	0.0489	0.0407	0.0438	0.0312	1.1182	1.3052
UY	0.0420	0.0500	0.0349	0.0440	1.2014	1.1375
<b>PSV LAGO</b>						
UX	0.0601	0.0162	0.0484	0.0142	1.2416	1.1406
UY	0.0145	0.0484	0.0121	0.0443	1.2038	1.0927

Como podemos observar en la tabla 10 y 11 correspondiente a el AENL los coeficientes de variación obtenidos son menores a 0.5 por lo contrario, en la tabla 12 y 13 en su mayoría superan la unidad; posterior a la obtención de estos resultados se siguió con la comparación de los desplazamientos obtenidos en cada uno de los métodos de análisis, a continuación, en la tabla 14 se presenta un cociente de comparación entre la media del AENL y ADHT correspondientes a los puntos de control ya mencionados.

**Tabla 14.** Cociente de comparación AENL/ADHT

Ptomonitore/Modelo	Losa		Columna	
	U1	U2	U1	U2
<b>PSV CENT</b>				
XU1	0.63275469	0.00071374	0.61878969	0.00500934
YU1	4.6714E-05	1.09429205	0	0.69669216
<b>PSV PEDR</b>				
XU1	0.41919174	0.17286673	0.37069242	0.28457012
XU2	0.12249601	0.05051503	0.10832356	0.08315694
YU1	0.04785286	0.11656752	0.07933009	0.1098892
YU2	0.14872776	0.36229446	0.24655968	0.34153809
XYU1	0.05295387	0.00240755	0.04247429	0.04521806
<b>PSV LAGO</b>				
XU1	0.58785593	0.23405415	0.51305784	0.45280993
XU2	0.06880717	0.02743928	0.06011096	0.05311657
YU1	0.03559357	0.07971136	0.04352692	0.06798314
YU2	0.2935473	0.65739555	0.35897525	0.56067059
XYU1	0.87811947	0.13172483	0.80569058	0.95233342

Para una mejor comparación de los resultados elásticos obtenidos en el AENL se decidió someter nuevamente los modelos de los tres puentes a un nuevo análisis. Se realizó un análisis dinámico modal espectral de acuerdo con el manual de diseño de obras civiles de CFE. Se utilizó el espectro de diseño ilustrados de la figura 12a asociado a un periodo de retorno de 2500 años. En la tabla 15 se observan los desplazamientos obtenidos y su cociente de comparación AENL/DE.

**Tabla 15.** Cociente de comparación AENL/DE

Ptomonitor/ Modelo	Desplazamientos								Cociente de comparación			
	DE Morelia 2500 Losa		DE Morelia 2500 Colum		Media Losa AENL		Media Columna AENL		Losa		Columna	
	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
PSV CENT												
XU1	0.07216	0.00001444	0.05668	0.00002537	0.032793	0.000008	0.025423	0.000024	0.454448	0.535439	0.448538	0.928097
YU1	0.00001332	0.04897	0.00001273	0.01981	0.000001	0.026596	0.000000	0.010877	0.065531	0.543111	0.000000	0.549089
PSV PEDR												
XU1	0.04241	0.02699	0.01612	0.01388	0.018346	0.005390	0.008160	0.004994	0.432593	0.199694	0.506190	0.359778
XU2	0.04241	0.02699	0.01612	0.01388	0.005361	0.001575	0.002384	0.001459	0.126412	0.058354	0.147919	0.105134
YU1	0.04124	0.02395	0.01504	0.01354	0.001672	0.005129	0.001594	0.002113	0.040536	0.214137	0.105982	0.156050
YU2	0.04124	0.02395	0.01504	0.01354	0.005196	0.015940	0.004954	0.006567	0.125987	0.665541	0.329394	0.485007
PSV LAGO												
XU1	0.04298	0.02856	0.00972	0.00713	0.028452	0.003326	0.005639	0.003229	0.661986	0.116442	0.580146	0.452901
XU2	0.04298	0.02856	0.00972	0.00713	0.003330	0.000390	0.000661	0.000379	0.077484	0.013651	0.067971	0.053127
YU1	0.034	0.03754	0.00749	0.00738	0.000429	0.003532	0.000418	0.000567	0.012623	0.094077	0.055756	0.076875
YU2	0.034	0.03754	0.00749	0.00738	0.003540	0.029126	0.003444	0.004679	0.104106	0.775873	0.459828	0.634005

Como se observa en la tabla 14 y 15 los cocientes de comparación en los puentes son muy lejanos a la unidad. Dado que se cuenta con la demanda de desplazamientos XU1 y XU2 (correspondientes a el AENL en los puentes con esviaje), se determinó vectorialmente la resultante X de estos dos valores y de igual manera para Y, obteniendo los siguientes resultados.

**Tabla 16.** Cociente de comparación AENL R /ADHT

Ptomonitor/ Modelo	Desplazamientos								Cociente de comparación			
	Media Losa AENL		Media Columna AENL		Media Losa ADHT		Media Columna ADHT		Losa		Columna	
	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
PSV CENT												
XU1	0.032793	0.000008	0.025423	0.000024	0.051826	0.010833	0.041085	0.004700	0.63275469	0.00071374	0.61878969	0.00500934
YU1	0.000001	0.026596	0.000000	0.010877	0.018686	0.024304	0.013935	0.015613	4.6714E-05	1.09429205	0	0.69669216
PSV PEDR												
XU1	0.019114	0.005615	0.008501	0.005203	0.043766	0.031179	0.022012	0.017548	0.43672301	0.18009629	0.38619537	0.2964713
YU1	0.005458	0.016744	0.005204	0.006899	0.034934	0.043997	0.020093	0.019228	0.1562365	0.38058543	0.2590076	0.35878114
XYU1	0.002318	0.000075	0.000935	0.000793	0.043766	0.031179	0.022012	0.017548	0.05295387	0.00240755	0.04247429	0.04521806
PSV LAGO												
XU1	0.028646	0.003326	0.005639	0.003229	0.048400	0.014209	0.010991	0.007131	0.59186909	0.23405415	0.51305784	0.45280993
YU1	0.003566	0.029340	0.003469	0.004713	0.012058	0.044306	0.009594	0.008345	0.29569734	0.66221055	0.36160451	0.56477714
XYU1	0.042501	0.001872	0.008855	0.006791	0.048400	0.014209	0.010991	0.007131	0.87811947	0.13172483	0.80569058	0.95233342

**Tabla 17.** Cociente de comparación AENL R / DE

Ptomonitor/ Modelo	Desplazamientos								Cociente de comparación			
	Morelia 2500 Losa		Morelia 2500 Columna		Media Losa AENL		Media Columna AENL		Losa		Columna	
	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
PSV CENT												
XU1	0.07216	0.00001444	0.05668	0.00002537	0.032793	0.000008	0.025423	0.000024	0.454448	0.535439	0.448538	0.928097
YU1	0.00001332	0.04897	0.00001273	0.01981	0.000001	0.026596	0.000000	0.010877	0.065531	0.543111	0.000000	0.549089
PSV PEDR												
XU1	0.04241	0.02699	0.01612	0.01388	0.019114	0.005615	0.008501	0.005203	0.450685	0.208045	0.527360	0.374824
YU1	0.04124	0.02395	0.01504	0.01354	0.005458	0.016744	0.005204	0.006899	0.132347	0.699142	0.346024	0.509493
PSV LAGO												
XU1	0.04298	0.02856	0.00972	0.00713	0.028646	0.003348	0.005678	0.003251	0.666505	0.117239	0.584114	0.456006
YU1	0.034	0.03754	0.00749	0.00738	0.003566	0.029340	0.003469	0.004713	0.104868	0.781556	0.463196	0.638649

Al determinar vectorialmente la resultante en X y Y correspondiente al AENL y a su comparación con el ADHT y con la DE se vieron resultados bastante favorables, como podemos observar en la tabla 16 y 17 los cocientes de comparación son más cercanos a la unidad.

## CONCLUSIÓN

En todos los análisis realizados, la demanda de desplazamientos de las pilas de los puentes se encontró siempre en el intervalo elástico, por lo que el diseño de un aislador sísmico resultó inviable, ya que su objetivo al ser incorporado en un puente es llevar a las columnas de la subestructura a un comportamiento esperado en el intervalo lineal.

El coeficiente de variación de desplazamientos en los análisis estáticos no lineales se encontró cercano al 0.5. Por lo contrario, en el ADHT este coeficiente en la mayoría de los casos supera la unidad, lo que implica datos más dispersos. Esto se observa en las tablas 12 y 13.

De acuerdo con lo mencionado en el capítulo del ADHT, este tipo de análisis es el más refinado de los utilizados en este trabajo. Puede representar con suficiente aproximación el comportamiento real de las estructuras con irregularidad geométrica, como son los esviajes presentes en el PSV de la central y pedregal. Es por ello que los cocientes de comparación de las tablas 14 y 15 de los puentes con esviaje, tienen mayores diferencias de resultados. Dado que la aplicación de las señales sísmicas se hizo en tres direcciones ortogonales, los resultados mostraron que utilizar para fines comparativos la resultante de los desplazamientos en el AENL, se acerca más a los resultados obtenidos con los ADHT e incluso con la DE, obteniendo resultados cercanos a la unidad, pero por debajo ella lo que también nos indica, que los desplazamientos obtenidos en el AENL son menores a el ADHT y DE, debido a que los desplazamientos del AENL en su comparación fue tomado como el dividendo de la operación.

## BIBLIOGRAFÍA

- California seismic safety commission . (1996). seismic evaluation and retrofit of concret buildings .  
Rer wood, California.
- El Universal. (2017). Los paises donde hay mas sismos y huracanes. *El Universal*.
- Estructural, S. M. (2004). COMPARACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL OBTENIDA MEDIANTE  
ANALISIS DINAMICO INCREMENTAL Y ANALISIS ESTATICO NO LINEAL . Acaulco.  
FEMA 273. (1997).
- H. Ayuntamiento de Morelia. (s.f.). *INAFED*. Obtenido de  
[www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM16michoacan/municipios/16053a.html](http://www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM16michoacan/municipios/16053a.html)
- Jara, J. (2007). Dispositivos de control en puentes. *1er Simposio internacional de diseño de  
puentes*, (pág. 3). Morelia.
- Jara, JM, Villanueva, D., Jara, M. and Oloms, B.A. (2013). Isolation parameters for improving the  
seismic performance of irregular bridges . *Bulleting of earthquake engeneering*, No. 11, pp  
663-686
- M., C. N. (2011). Proteccion sismica de estructuras.
- Orozco, N. M. (18 de Septiembre de 2015). *Forbes Mexico* . Obtenido de Forbes Mexico :  
<https://www.forbes.com.mx/los-8-sismos-mas-catastroficos-en-la-historia-de-mexico/>
- Presichi, G. D. (2007). Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sismico  
de edificios con disipadores de energia. UNAM.
- SCT-IMT. (1996). *Comportamiento Sismico de Puentes sobre Aopyos Elastomericos*. queretaro.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructur Estructural. (2004). APLICABILIDAD DEL ANÁLISIS  
ESTÁTICO NO LINEAL EN LA PREDICCIÓN DE LA. Acapulco.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. (2004). APLICABILIDAD DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO  
LINEAL EN LA PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA ULTIMA DE SISTEMAS ESTRUCTURALES.  
Acapulco.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. (2004). COMPARACIÓN DE LA CAPACIDAD  
ESTRUCTURAL OBTENIDA MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL Y ANÁLISIS  
ESTÁTICO NO LINEAL . Acapulco .
- UNAM. (2016). *Servicio Sismologico Nacional*. Obtenido de Servicio Sismologico Nacional:  
<http://www2.ssn.unam.mx:8080/estadisticas/>
- UNAM. (2016). *Servicio Sismológico Nacional*. Obtenido de Servicio Sismológico Nacional:  
<http://www.ssn.unam.mx/acerca-de/historia/>
- Vargas, D. R. (2007). *Evaluacion* . Ciudad de Mexico: CENAPRED.