



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS  
SUPERIORES ACATLÁN**

**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA  
SÍSMICA MEDIDA EN UN  
PUENTE URBANO UBICADO  
EN SUELO BLANDO DEL  
VALLE DE MÉXICO**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL**

**P R E S E N T A :**

**RICARDO TORRES ALVAREZ**

**T U T O R :**

**DR. DARÍO RIVERA VARGAS**

SANTA CRUZ ACATLÁN, NAUCALPAN, ESTADO DE MÉXICO, ENERO DE 2021



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## ÍNDICE

<b>I.</b>	<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
I.1.	Antecedentes.....	1
I.2.	Objetivo y alcance de la investigación.....	2
I.3.	Contenido.....	3
<b>II.</b>	<b>COMPORTAMIENTO Y DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES.....</b>	<b>4</b>
II.1.	Conceptos básicos de puentes.....	4
II.2.	Daños observados en puentes.....	9
II.2.1.	Superestructura.....	12
II.2.2.	Subestructura.....	17
II.3.	Respuesta sísmica medida en algunos puentes instrumentados.....	21
II.4.	Criterios básicos de análisis y diseño sísmico de puentes.....	29
II.4.1.	Análisis sísmico.....	29
II.4.2.	Diseño sísmico.....	30
<b>III.</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL PUENTE Y DE LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA.....</b>	<b>32</b>
III.1.	Ubicación y estratigrafía del sitio.....	32
III.2.	Cimentación.....	35
III.3.	Subestructura.....	42
III.4.	Superestructura.....	43
III.5.	Instrumentación sísmica y registros.....	46
<b>IV.</b>	<b>ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA REGISTRADA EN EL PUENTE.....</b>	<b>58</b>
IV.1.	Conceptos básicos de análisis de señales.....	58
IV.1.1.	Análisis en el dominio de la frecuencia.....	58
IV.1.2.	Procesamiento de los registros.....	62
IV.2.	Análisis de los registros.....	65
IV.2.1.	Movimiento del terreno en el sitio.....	65
IV.2.2.	Movimiento de la estructura, dirección transversal.....	68
IV.2.3.	Movimiento de la estructura, dirección longitudinal.....	74
IV.2.4.	Movimiento de la estructura, dirección vertical.....	81
IV.2.5.	Identificación de propiedades dinámicas.....	86
IV.3.	Análisis de la seguridad sísmica del puente.....	87
IV.3.1.	Calibración del modelo estructural.....	87
IV.3.2.	Análisis dinámico modal espectral.....	92



**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN PUENTE  
UBICADO EN SUELO BLANDO DEL VALLE DE MÉXICO  
TESIS DE LICENCIATURA**

---

IV.3.3.	Revisión de las columnas .....	94
IV.3.4.	Implicaciones en el diseño sísmico de puentes .....	100
<b>V.</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>102</b>
	<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>104</b>
	<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>105</b>



# I. INTRODUCCIÓN

## I.1. Antecedentes

Los registros sísmicos derivados de la instrumentación de una construcción, son una herramienta muy útil que ayuda a comprender el comportamiento dinámico de su estructura. En particular los puentes, ofrecen el reto de evaluar con mayor cuidado su respuesta sísmica, al considerar que se comportan de forma diferente a los edificios, y debido a que en México no se dispone de un reglamento para el diseño de puentes, resulta complicado contar con criterios que permitan obtener un modelo representativo de la estructura y, a su vez, establecer un método de análisis conveniente para estimar las demandas sísmicas en este tipo de obras de infraestructura.

Actualmente existe un avance en el desarrollo de programas de cómputo para realizar el análisis estructural de puentes, aunque aún existe incertidumbre en la reproducción de su comportamiento estructural, más aun, cuando se trata de cargas sísmicas. Por lo tanto, la instrumentación sísmica ayuda a disipar dudas sobre las hipótesis de modelación de la estructura del puente, así como evaluar las bondades de los métodos de análisis sísmico.

La relevancia de llevar a cabo estudios sobre la respuesta sísmica de puentes en México, radica en que el país se encuentra ubicado en el contexto de cinco placas tectónicas (Cocos, Norteamérica, Pacífico, Rivera y Caribe), por lo que constantemente están expuestos a sismos de subducción, zona costera del pacífico, así como de sismos de intraplaca ocurridos cerca de la zona centro del país.

Además, se debe tomar en cuenta que dicha actividad sísmica afecta a un número importante de puentes. Según la base de datos de la SCT (2010), el país cuenta con 7288 puentes registrados, entre puentes carreteros, puentes sobre valle, puentes de ferrocarril, puentes peatonales y puentes sobre ríos. La mayoría de estos puentes han estado expuestos a demandas sísmicas importantes, lo que evidentemente produce desgaste y pérdida de resistencia en sus elementos estructurales, lo que hace necesario contar con criterios de rehabilitación y diseño sísmico eficientes.

Sin embargo, en México se adolece de normatividad para el diseño y construcción de puentes como se dijo anteriormente, de tal forma que el único documento que contempla el diseño sísmico de puentes es el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015). Dicho Manual hace un gran esfuerzo por condensar los criterios de diseño sísmico, sin embargo, resultan aun insuficientes para contemplar casos relacionados con el análisis y diseño de puentes urbanos, como por ejemplo la asignación de espectros de diseño óptimos para estas estructuras.

Lo anterior resulta preocupante, si se toma en consideración que en México se tienen evidencias de daños en puentes debido a la actividad sísmica. Se conoce el caso del colapso del puente

vehicular ubicado cerca del epicentro, Puente El Cuajilote, en Tecpan de Galeana, que colapsó por el sismo del 8-mayo-2013,  $M_w = 6.4$  (El Universal, 2014); otro caso corresponde a un puente ubicado sobre la carretera Coatzacoalcos-Salina Cruz de Oaxaca, que colapsó durante el sismo reciente del 7-septiembre-2017,  $M_w = 8.2$  (Excelsior, 2017).

Las experiencias sísmicas en otros países, como los sismos catastróficos de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Kobe (1995), entre otros, han demostrado que los elementos que principalmente presentan problemas son las columnas. Se demostró que las columnas construidas con la filosofía de diseño elástica que se tenía antes de los años 70's, resultaron mayormente dañadas respecto a las construidas después de los años 80's, las cuales se pretendía que desarrollaran un comportamiento dúctil (Rivera, 2005).

Se encontró que las fallas y daños en las columnas en los sismos descritos anteriormente fueron producidos principalmente por flexión y cortante. Las fallas a flexión se atribuyen a una ductilidad y resistencia a cortante inadecuada, ya que no se contó con la separación adecuada de estribos y zunchos. Mientras que las fallas por cortante se atribuyen a columnas diseñadas con una cantidad de acero longitudinal conservadora, pero con mal detallado y deficientes cantidades de acero de refuerzo transversal. También es común que se presente el caso de falla combinada por flexión y cortante, por lo que en este sentido, tanto el refuerzo longitudinal como el transversal juegan un papel importante en el buen desempeño sísmico de las columnas (Rivera, 2005).

Actualmente existe un incremento considerable en la demanda de tráfico en las principales ciudades de la República Mexicana, entre otras cosas más que se comentarán en los siguientes capítulos, lo que hace necesario construir más puentes urbanos con estructuras más complejas y de segundos pisos en el área metropolitana del Valle de México. Para dichos puentes existe incertidumbre en su seguridad estructural ante movimientos sísmicos intensos, en algún momento de su tiempo de vida, si no se diseñan adecuadamente.

Por lo mencionado anteriormente, es importante contar con estudios específicos sobre el comportamiento sísmico de puentes, sobre todo cuando están cimentados sobre suelos blandos como los del Valle de México, por la alta amplificación en el movimiento del terreno durante un terremoto. Esto permitirá mejorar los criterios de análisis y diseño para la construcción de los futuros puentes.

## 1.2. Objetivo y alcance de la investigación

Analizar la respuesta sísmica de un puente urbano ubicado en suelo blando del Valle de México, con base en el procesamiento e interpretación de los registros sísmicos, a fin de obtener sus propiedades dinámicas y evaluar el nivel de seguridad estructural.

La presente investigación se limitó a los siguientes aspectos:

- Con base en los registros sísmicos captados en la estructura por la instrumentación del puente bajo estudio, se obtuvieron los principales periodos de vibración de la estructura.
- Se evaluó el periodo de vibración del sitio con los diferentes registros sísmicos, a fin de analizar variaciones en este parámetro de sismo a sismo, y visualizar posibles efectos dinámicos no lineales del suelo.

- A partir de la identificación de las propiedades dinámicas del puente se hizo la calibración de un modelo tridimensional, con apoyo de un programa de cómputo comercial (SAP2000), en razón de evaluar los criterios de análisis bajo un comportamiento lineal.
- Para evaluar la seguridad sísmica del puente y en consecuencia revisar los criterios de diseño, se consideró el sismo del 19-septiembre-2017 ( $M_w = 7.1$ ), al considerar que, por sus características sismológicas, resultó ser de mayor intensidad para estructuras rígidas como los puentes.

### **I.3. Contenido**

El contenido de la investigación se agrupa en cinco capítulos que se describen a continuación.

En el primer capítulo se dan algunos antecedentes con respecto a la problemática de mejorar los criterios de análisis y diseño sísmico de puentes ante la falta de un reglamento en el país para su diseño. Así mismo se describen el objetivo y los alcances de la investigación.

En el segundo capítulo, se describen las características estructurales de los puentes, así como los principales tipos de daño que han experimentado en regiones de alto peligro sísmico, como México, Estados Unidos de América, Japón y Chile. También se habla brevemente sobre la instrumentación sísmica de puentes en México y Chile, en los que se han implementado instrumentos de monitoreo para estudiar su comportamiento dinámico. Para finalizar, se comentan brevemente los métodos de análisis utilizados para el diseño sísmico de puentes carreteros, así como las filosofías y las tendencias de diseño que se adoptan actualmente, buscando un mejor control del daño en este tipo de estructuras.

En el capítulo tercero se describe la distribución geográfica, la estratigrafía y propiedades dinámicas del suelo de apoyo del puente en estudio, así como sus características geométricas y estructurales. Además, se detalla el tipo de instrumentación instalada en el puente y los resultados de la respuesta de aceleración de éste, respecto a los registros sísmicos que abarcan el periodo 2004-2017.

Mientras que en el capítulo cuarto se definen brevemente los conceptos básicos en el análisis y procesamiento de señales. Se expresan los resultados del análisis y procesamiento de los registros sísmicos del Puente Impulsora, y se define su comportamiento dinámico; con base a esto, se calibra un modelo representativo y se presenta la evaluación de la seguridad sísmica, con énfasis en la revisión de las columnas, por considerar que son los elementos más críticos en el desempeño sísmico de puentes.

En el capítulo quinto se emiten las principales conclusiones derivadas de la investigación y las recomendaciones para estudios futuros.

## II. COMPORTAMIENTO Y DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES

### II.1. Conceptos básicos de puentes

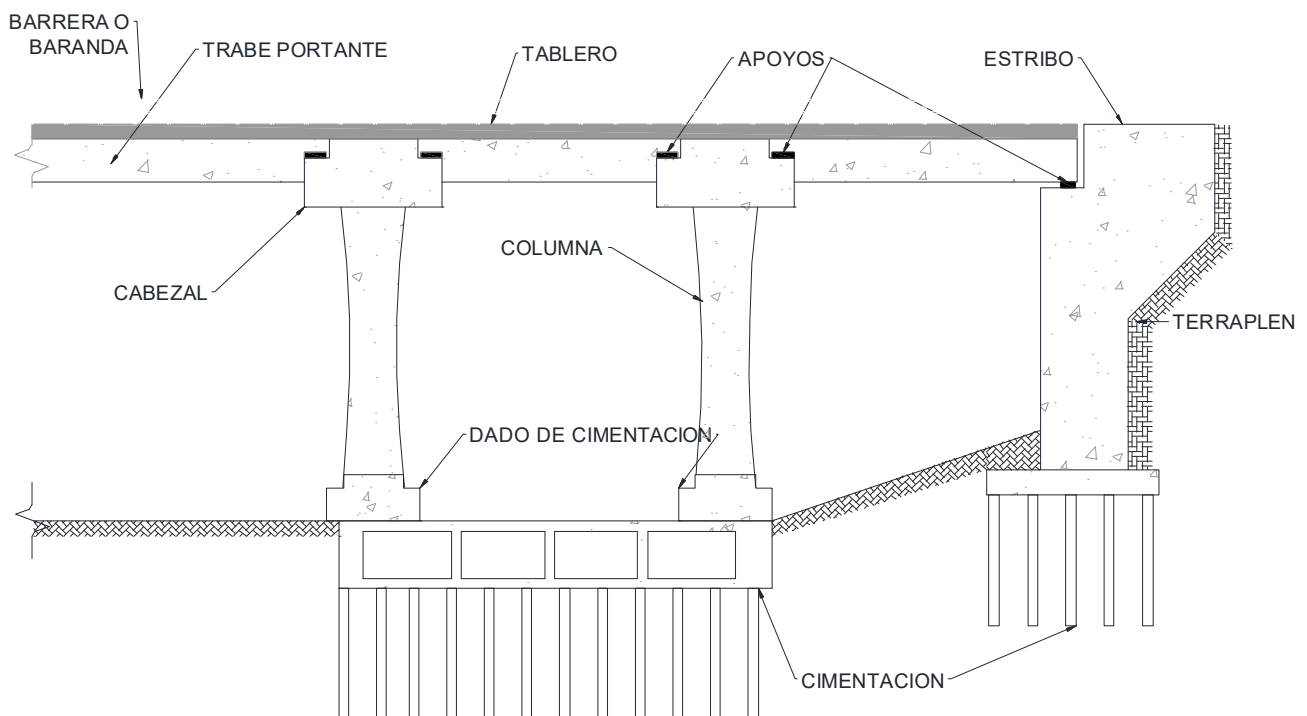
#### ➤ Definición

Un puente es una estructura que recibe, principalmente, cargas móviles con el objetivo de salvar claros que permitan solventar un obstáculo o un accidente geográfico, como por ejemplo un río o un cañón, para permitir la continuidad de una vía de comunicación, de tal manera que propicie el desarrollo económico y social de la zona en que está situado (Rivera, 2017).

Los puentes urbanos suelen ser por lo regular estructuras rígidas y contar con elementos estructurales simples pero diversos, como se detallará en esta sección.

#### ➤ Partes que integran a un puente

La estructura de un puente se conforma por dos partes fundamentales: la superestructura y la subestructura. En la figura II.1 se muestran los elementos más comunes de encontrar en la superestructura y subestructura de un puente, haciendo alusión a los de concreto presforzado por ser el tipo de puente que se analizó en esta investigación.



**FIGURA II.1.** Corte longitudinal de elementos estructurales que conforman a un puente.

La subestructura es el conjunto de elementos estructurales que conforman el soporte de la superestructura, y que transmiten las cargas de ésta hacia el terreno. Los elementos que la conforman se describen en lo que sigue (Rodríguez, 2012).

✓ **Pilas o columnas**

Las columnas de un puente soportan directamente a la superestructura y constituyen el elemento primario de recepción de las cargas muertas, vivas y accidentales a las que está sometido el puente, las cuales transmiten dichas cargas a la cimentación. En las figuras II.1 y II.3 se muestra la distribución típica de columnas en un puente.

Existen muchas configuraciones para diseñar columnas, generalmente se construyen de sección generosa y se busca formar un marco estructural transversal a través de la unión de éstas, mediante diafragmas de concreto reforzado, para reducir el esfuerzo en las columnas, producto de los elementos mecánicos a los que se someten, y así evitar que sean muy robustas.

Las columnas suelen ser de sección rectangular, circular u oblonga, aunque ésta puede variar dependiendo el proyecto.

✓ **Dado de cimentación**

El dado de cimentación o cabezal de cimentación, es un elemento de concreto, generalmente colado en sitio, el cual tiene la función de distribuir de mejor forma las cargas de la columna hacia los pilotes o el cajón de cimentación, según sea el caso. Generalmente se ubica en la base de las columnas o estribos, y suele adoptar la misma sección, pero con mayor dimensión, tal como se puede observar en las figuras II.2 y II.3.

✓ **Estribos**

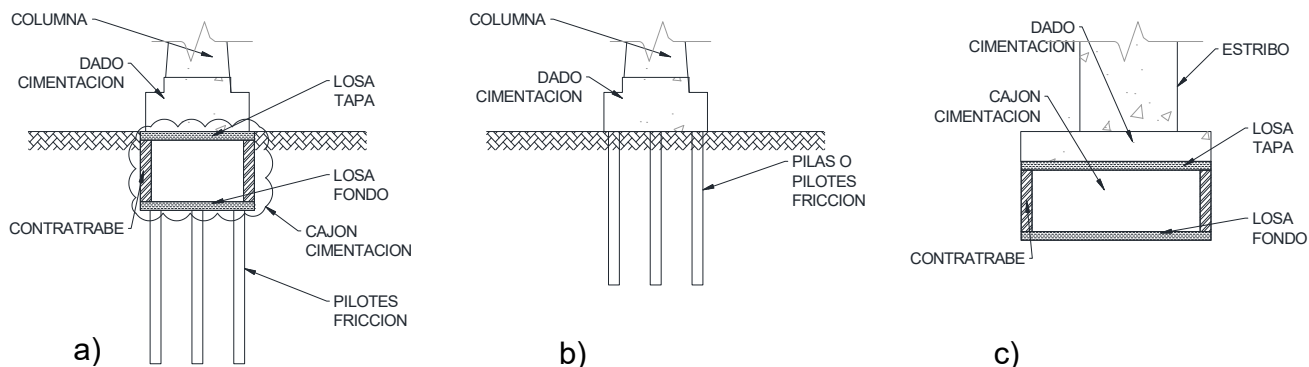
Los estribos de un puente tienen la misma función que las columnas, servir de apoyo a la superestructura, a diferencia que, los primeros se encuentran situados a los extremos del puente conectados directamente al terraplén, con objeto de sostenerlo como se muestra en la figura II.1. En ocasiones se llegan a reemplazar por pilotes hincados que permiten el desplazamiento del suelo en su alrededor (SCT, 2015).

Se pueden tener estribos de tierra armada o concreto armado, dependiendo la necesidad y las condiciones del proyecto (vulnerabilidad sísmica, socavación, entre otras). También por lo general se construyen muros ala que sirven como elementos de soporte del estribo y de la tierra en la que se desplanta. En la figura II.2 c) se muestra un estribo con su respectiva cimentación.

✓ **Cimentación**

Los cimientos corresponden a los apoyos de columnas o estribos, y son los encargados de transmitir los esfuerzos recibidos al terreno (Claros & Meruvia, 2004).

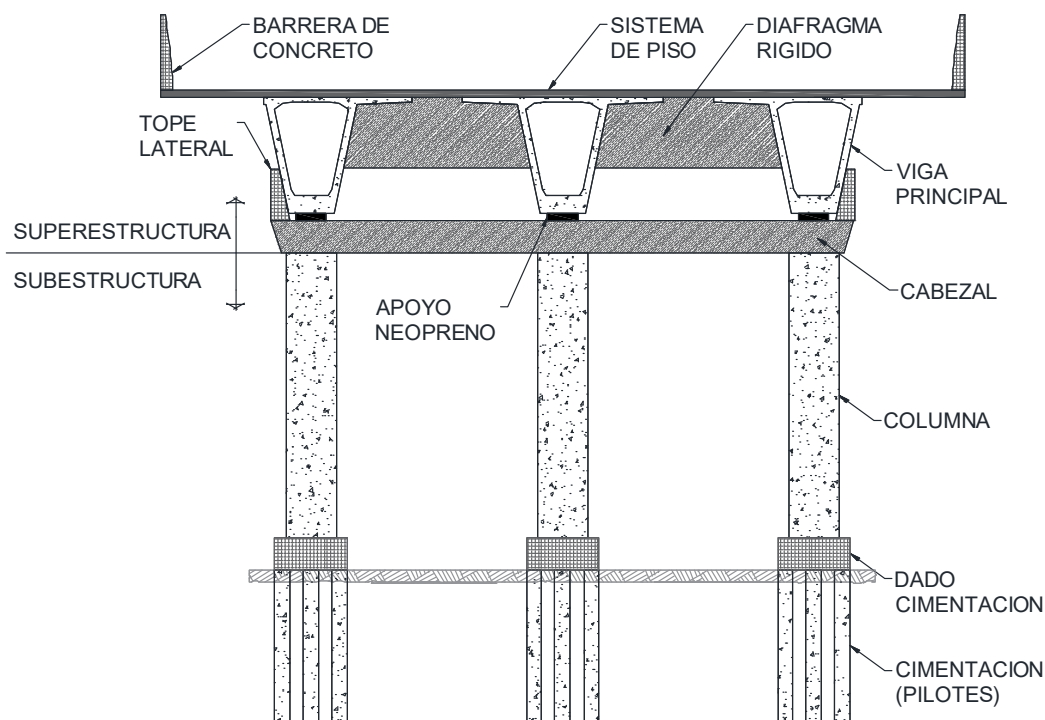
El tipo de cimentación puede ser superficial, profunda o mixta, dependiendo la estratigrafía y el tipo de suelo que se tenga en el sitio de desplante; tal como se ilustra en la figura II.2.



**FIGURA II.2.** Tipos de cimentación utilizadas comúnmente en apoyos de puentes. a) Cimentación mixta; b) cimentación con pilas o pilotes; c) cimentación con cajón.

Para el caso de la cimentación superficial, se suele resolver por medio de zapatas continuas o aisladas, o por cajón hueco. Las cimentaciones profundas generalmente se resuelven por pilas o pilotes, buscando que penetren hasta el suelo firme o capa dura. Las cimentaciones mixtas, como la correspondiente al puente bajo estudio en esta investigación, suelen contar con un cajón reticular unido a pilotes que trabajan por fricción, comúnmente.

La superestructura se refiere al conjunto de elementos que conforman la cubierta y superficie de contacto con las cargas móviles, así como los elementos que reciben directamente dicha carga y la transmiten a la subestructura (Rivera, 2017). La superestructura se compone de varios elementos tal como se muestra en la figura II.3 y que se describirán a continuación.



**FIGURA II.3.** Corte transversal con elementos estructurales de un puente tipo.



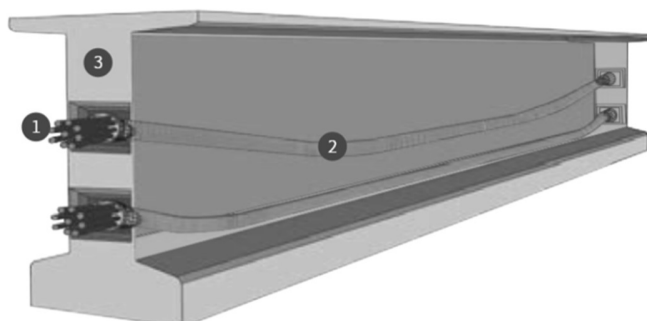
✓ **Elementos primarios o principales**

Los elementos primarios o principales que conforman la superestructura de un puente corresponden a las vigas primarias, al pavimento o superficie de rodamiento, a las barreras de seguridad (parapetos, barandas, barandales), y a los postes (Claros & Meruvia, 2004).

**a. Vigas primarias**

Las vigas primarias o trabes portantes, se denominan así por ser los que se encargan de recibir y transmitir las cargas de la cubierta hacia los apoyos por flexión (Rodríguez, 2012).

Para resistir los esfuerzos producidos por flexión, tensión, compresión y torsión, se suelen utilizar elementos de concreto presforzado, tales como: vigas AASHTO (figura II.4), vigas con sección doble T, sección cajón, bicajón y tricajón.

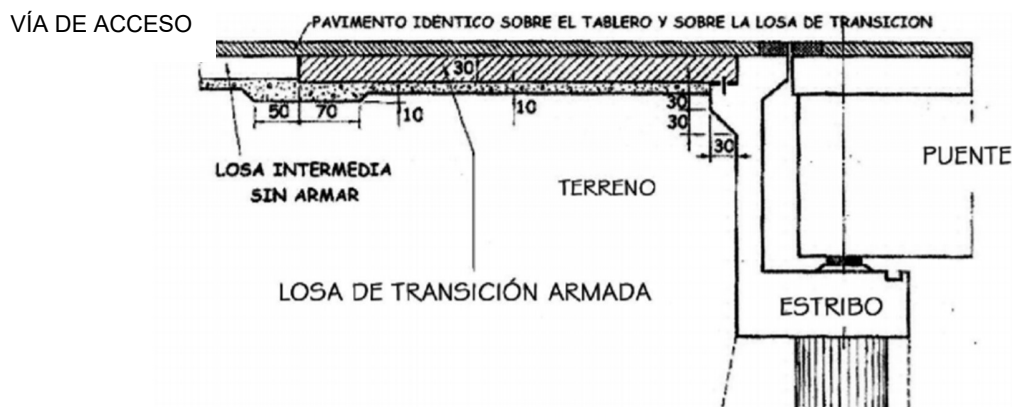


**FIGURA II.4.** Componentes de viga AASHTO prefabricada típica en puentes. 1) Torones; 2) ductos de presfuerzo; 3) concreto reforzado (SCT, 2015).

**b. Sistema de piso o superficie de rodamiento**

La superficie de rodamiento se refiere al pavimento que se construye sobre el sistema de piso para proporcionar la fricción necesaria de rodamiento a los vehículos que circulen por ahí. La superficie de rodamiento puede ser a base de asfalto (pavimento flexible) o de concreto hidráulico (pavimento rígido).

Cuando la losa cubierta del puente se conecta con la losa del terreno o terraplén de la vía o carretera se le llama losa de transición, tal como se muestra en la figura II.5 (Rodríguez, 2012).

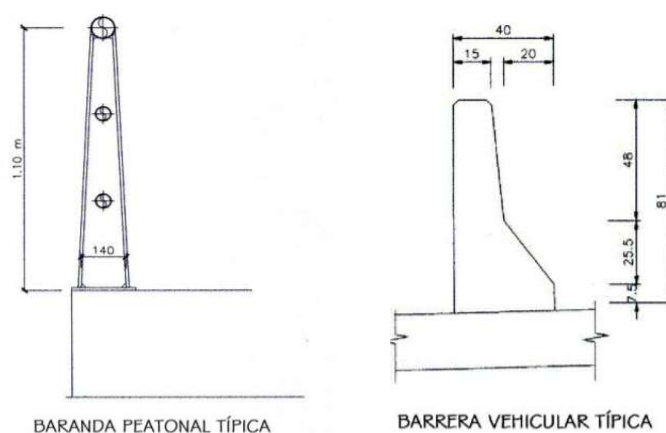


**FIGURA II.5.** Unión de sistema de piso de puente con vía de acceso (Rodríguez, 2012).

El sistema de piso, tablero o losa de cubierta del puente se encarga de recibir directamente las cargas móviles, la carga muerta (pavimento, postes de luz, entre otros) y accidentales (lluvia), principalmente, y transmitir las a los elementos primarios sobre los cuales descansa.

### c. Barreras de seguridad

Generalmente se proveen estructuras de seguridad para los circundantes, en las aceras o bordes laterales de la calzada del puente. Para proteger al peatón y al vehículo se suelen colocar parapetos, postes y barandales (figura II.1) al borde de las aceras o directamente en las calzadas. En la figura II.6 se ilustran las formas geométricas típicas que adoptan las barreras de calzada.



**FIGURA II.6.** Sección típica de baranda para peatón y barrera vehicular o parapeto (Rodríguez, 2012).

Cuando el propósito de la vía es exclusivo para vehículos, se debe prever en el puente parapetos de concreto, metal o madera o una combinación, procurando mantener buenos anclajes y resistencia adecuada, en razón de amortiguar el posible choque y asegurar que el vehículo no saldrá del puente o que sufrirá los menores daños posibles (Claros & Meruvia, 2004).

### ✓ Elementos secundarios o auxiliares

Los elementos secundarios de la superestructura ayudan a distribuir los esfuerzos y contrarrestar la torsión aplicada sobre los elementos primarios, que se pueda producir por los grandes claros con los que cuentan los puentes. Dichos elementos están constituidos por diafragmas laterales rígidos y elementos cruzados de contraventeo lateral. Mientras que los elementos auxiliares están conformados por los bancos de apoyo o cabezal, los topes laterales y los apoyos de neopreno (Rivera, 2017).

Los elementos cruzados y los diafragmas rígidos laterales (figura II.3), le proporcionan mayor rigidez lateral al puente, reduciendo la flexibilidad transversal de la estructura ante cargas laterales, y, por consiguiente, se reduce el daño y la posibilidad de que se separen o choquen entre sí los elementos principales del puente (vigas principales), disminuyendo la posibilidad de que exista daño en el tablero (SCT, 2015).

Los apoyos de neopreno evitan la concentración de esfuerzos en las zonas de descarga de los elementos principales del puente y, en parte, dan la posibilidad de aislar el movimiento de traslación de la trabe a las columnas.



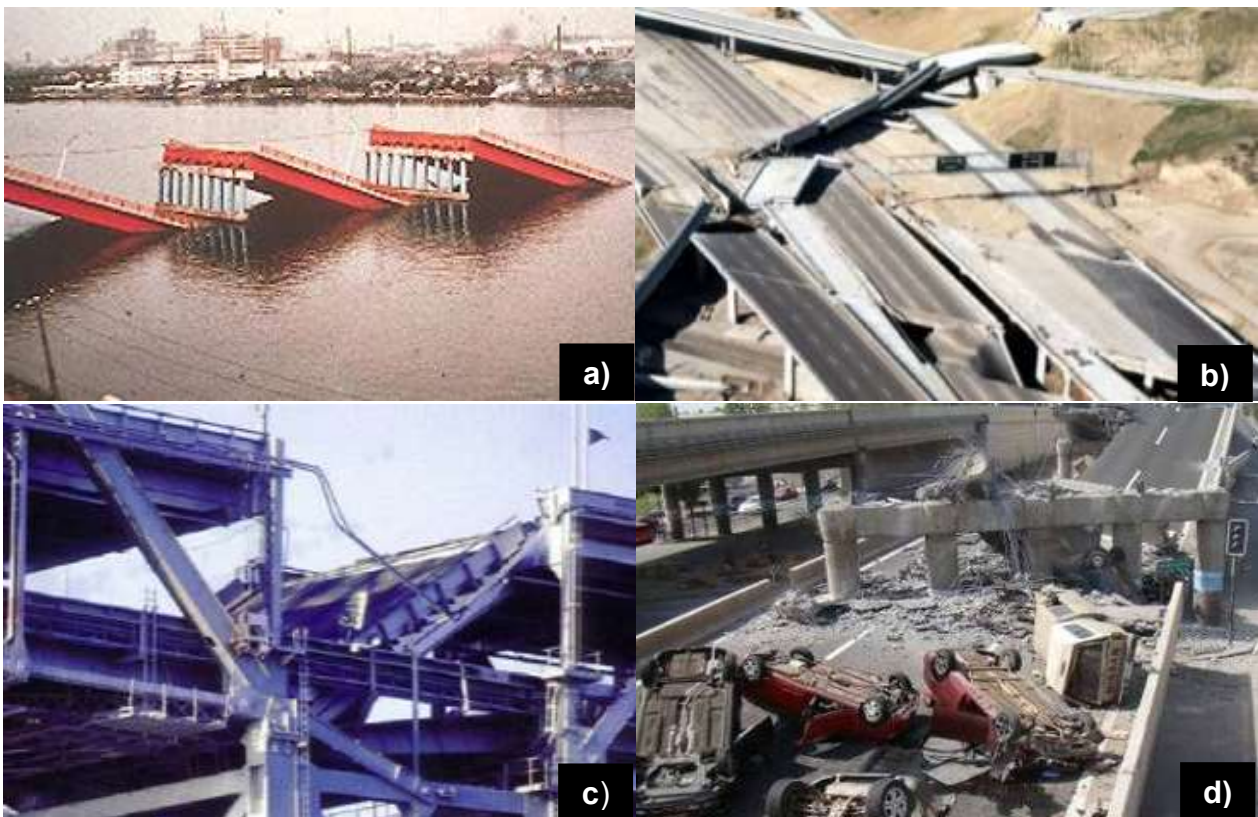
El banco de apoyo, capitel o cabezal, le brinda mayor capacidad de deslizamiento a la trabe, además de proporcionar el nivel adecuado a la cubierta en los tramos curvos de puente.

Los topes laterales o topes sísmicos, son elementos estructurales que buscan restringir el movimiento lateral de las trabes portantes del puente, al absorber la energía generada en un evento sísmico, reduciendo el riesgo de que éstas pierdan apoyo.

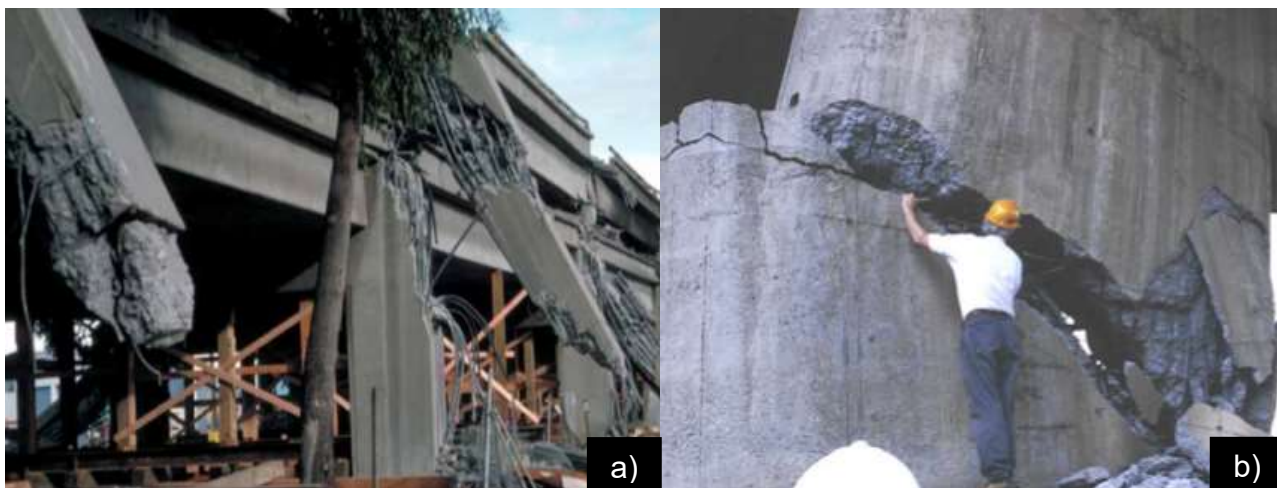
## II.2. Daños observados en puentes

Los casos más comunes de daño observado en puentes urbanos y carreteros corresponden a cuatro diferentes aspectos (Marsh, *et al.*, 2014):

- Pérdida de apoyo de superestructura por falta de longitud de asentamiento de apoyo (ver la figura II.7).
- Falla de columnas por flexión y cortante debido a un detallado inadecuado del refuerzo transversal (figura II.8).
- Daño severo o colapso de la superestructura ante irregularidades geométricas de la estructura en planta. En la figura II.9 se muestra colapso de un tramo en la superestructura de un puente, daños en llaves de cortante y en contravientos transversales de puentes.
- Daño estructural debido a la licuefacción del suelo y fallas geológicas en el sitio; en la figura II.10 se muestra un par de mecanismos de daño en puentes debido a estos factores geotécnicos.



**FIGURA II.7.** Casos representativos de falla por pérdida de apoyo. a) Niigata, 1964; b) San Fernando, 1971; c) Loma Prieta, 1989; Chile, 2010 (Marsh, *et al.*, 2014).



**FIGURA II.8.** Daño en columnas por mal detallado del refuerzo transversal. a) Loma Prieta, 1989; b) Taiwán, 1991 (Marsh, et al., 2014).



**FIGURA II.9.** Daños típicos en cubiertas irregulares en planta de puentes. a) Northridge, 1994; b) Nisqually, 2001; c) Kobe, 1995; d) Chile, 2010 (Marsh, et al., 2014).





**FIGURA II.10.** Casos de daño estructural debido a fallas en el suelo de apoyo. a) Taiwán, 1991; b) Chile, 2010 (Marsh, et al., 2014).

En el trabajo de Marsh, et al. (2014) se hicieron reflexiones importantes en torno a las lecciones y avances sobre el diseño sísmico de puentes, al examinar los sismos más importantes que han afectado a los puentes en el periodo de 1964 a 2011. En la tabla II.1 se hace un resumen de los principales lecciones aprendidas y avances logrados en los criterios de diseño sísmico.

**TABLA II.1.** Lecciones y avances en el diseño sísmico de puentes (Marsh, et al., 2014).

Año	Sismo	Magnitud	Lecciones importantes	Avances logrados
1964	Prince William Sound, AK	M=9.2	Falla de suelo por licuefacción, pérdida de apoyo	Conocimiento de susceptibilidad a licuefacción de sitio y mayor longitud de apoyo
1964	Niigata, Japón	M=7.6	Falla de suelo por licuefacción, pérdida de apoyo	
1971	San Fernando, CA	M=6.6	Falla de columna, pérdida de apoyo	
1989	Loma Prieta, CA	M=6.9	Detalles no dúctiles en estructuras viejas, pérdida de apoyo, efecto de amplificación de movimiento en suelo	Restricciones, encamisado de columnas, extensas medidas de reforzamiento, revisados los factores de amplificación de sitio
1994	Northridge, CA	M=6.7	Distribución de cargas desfavorables a columnas con rigidez desbalanceada, pérdida de apoyo en puentes esviajados, agrietamiento en columnas, daño en elementos cruzados de la superestructura	Balancear las rigideces en las columnas de puentes con claros continuos, mayor longitud de apoyo, diseño basado en desplazamientos
1995	Kobe, Japón	M=6.9	Daño en la superestructura y respuesta no dúctil en columnas de concreto	Incremento en fuerzas de conexión mínimas, estudio sobre modelo a escala real de columnas de puentes diseñadas en Japón, en mesa vibradora

**Tabla II.1** Continuación.

2001	Nisqually, WA	M=6.8	Licuefacción, daño en elementos cruzados de superestructuras vigas-perfil de acero	Estimación de flujo lateral por licuefacción, elementos cruzados dúctiles para puentes
2008	Wenchuan, China	M=7.9	Pérdida de apoyo y daño en estribo debido a deslizamientos de ladera, vigas pandeadas sin apoyo	Estabilización de pendientes de laderas vecinas, mayor longitud de apoyos
2010	Maule, Chile	M=8.8	Pérdida de apoyo por llaves de corte deficientes, rotación en claros esviados y no esviados, asentamiento por licuefacción y fallo por corte de columnas, socavación por tsunami	Mayor longitud de soporte en puentes esviados, mejoramiento del terreno cimentación del puente para minimizar asentamiento y flujo lateral
2010, 2011	Christchurch, Nueva Zelanda	M=6.2	Flujo lateral por licuefacción, produjo daños en pilas de estribos	Mejoramiento del suelo de la cimentación del puente para minimizar efectos de flujo lateral, demostración de beneficios del programa de reforzamiento sísmico
2011	Costa de Japón	M=9.0	Daño debido a inundación por tsunami, se dio primordialmente en puentes no integrales	Se demostraron los beneficios del programa de reforzamiento sísmico, supervivencia durante una inundación por tsunami; es posible, si se diseñan correctamente las conexiones entre superestructura y subestructura.

La experiencia obtenida por muchos sismos ha servido para actualizar las técnicas de análisis y metodologías de diseño de puentes respecto a su condición de sitio y configuración estructural. Los sismos ocurridos en 1989 y 1994, demostraron que es necesario realizar un diseño basado en desplazamientos para puentes localizados cerca del epicentro (Marsh, *et al.*, 2014).

A continuación, se hará una descripción más detallada de los daños observados en la superestructura y subestructura de puentes.

### II.2.1. Superestructura

La superestructura suele resistir cargas por gravedad, así como las cargas sísmicas, debido a estas últimas se debe diseñar los elementos con alta resistencia. Generalmente, la superestructura trabaja elásticamente, por lo que suele ser más simple su análisis, y no suele ser común ver colapsos en puentes a causa de ésta.

Aunque haya puentes con la superestructura monolítica con la subestructura, es más común observar que el daño en la superestructura es secundario con respecto al daño de la subestructura, dado al aislamiento que se aplica en sus apoyos; aunque, han existido casos de daño primario principalmente en los elementos de la superestructura, como se mencionará.

➤ **Puentes con juntas cortas y claros simples**

En varias partes del mundo, todavía se construyen puentes con tableros simples apoyados en soportes libres, lo cual produce desplazamientos diferenciales debidos al constante movimiento del terreno. El problema se debe a que existen puentes con tableros simples con insuficiente espacio de movimiento en el apoyo, por lo cual se presenta comúnmente esta falla que provoca que, con cualquier movimiento intenso de terreno, la superestructura pierda apoyo y colapse, como se muestra en la figura II.11.



**FIGURA II.11.-** Colapso del Puente Showa, terremoto de 1964, Niigata (Wai-Fah & Lian, 2003)

Este problema se presenta debido a los movimientos laterales producidos por los vehículos o los sismos, lo cual provoca pérdida de apoyo o desacoplamiento en las juntas de expansión de los elementos de la superestructura (vigas). Esta situación se presentó en varios puentes de México durante el sismo de Axochiapan (2017),  $M_w = 7.1$ , tal como se muestra en la figura II.12.



**FIGURA II.12.** Pérdida de apoyo en puente peatonal, Periférico Sur, CDMX (Zavala, 2017).

➤ **Puentes torcidos y puentes curvos**

Este tipo de puentes se caracterizan por tener elementos transversales que no son perpendiculares a la dirección del eje del puente. La disposición geométrica de estos elementos causa que el puente rote con respecto al eje vertical de los estribos, por lo que se producen fuerzas de tensión, que, si son muy cortas las juntas de expansión del puente, pueden llegar a perder apoyo o quedar en diferente posición (figura II.13).



**FIGURA II.13.** Colapso del Puente Río Bananito en el terremoto de 1991 en Costa Rica (Wai-Fah & Lian, 2003).

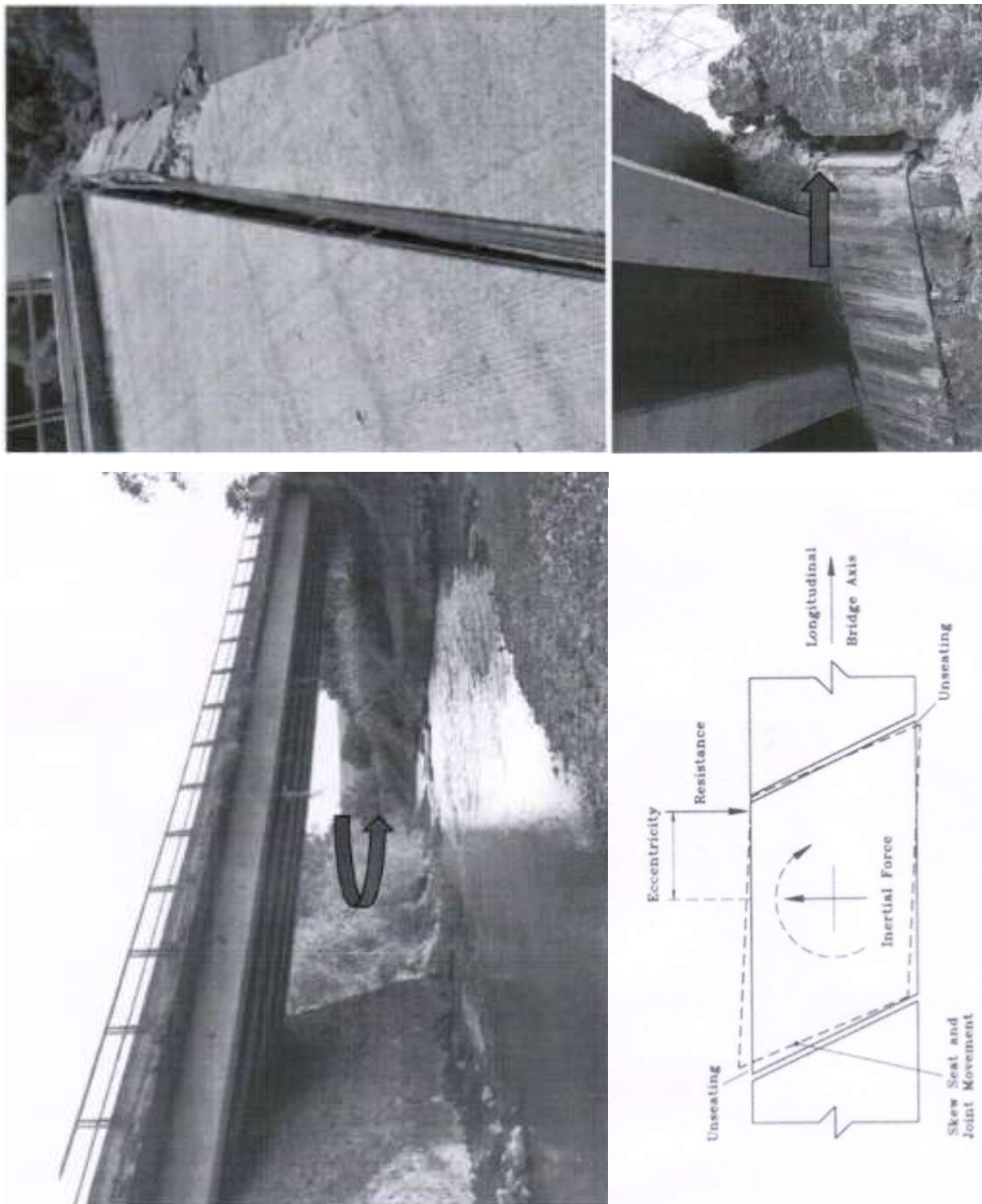
Los puentes curvos, al igual que los puentes esviajados, tienen forma irregular y son más vulnerables a desplazamientos en las juntas de apoyo. Con excepción de la pérdida de apoyo en juntas de expansión, la forma más común de daño en puentes es la correspondiente a los golpeteos y agrietamiento, debido al esfuerzo cortante, de la superestructura en las juntas de apoyo, lo cual es común en puentes de cualquier tipo de material (figura II.14).



**FIGURA II.14.** Estribo del Puente Río Santa Clara dañado por el golpeteo originado en el sismo de Northridge en 1994 (Wai-Fah & Lian, 2003).



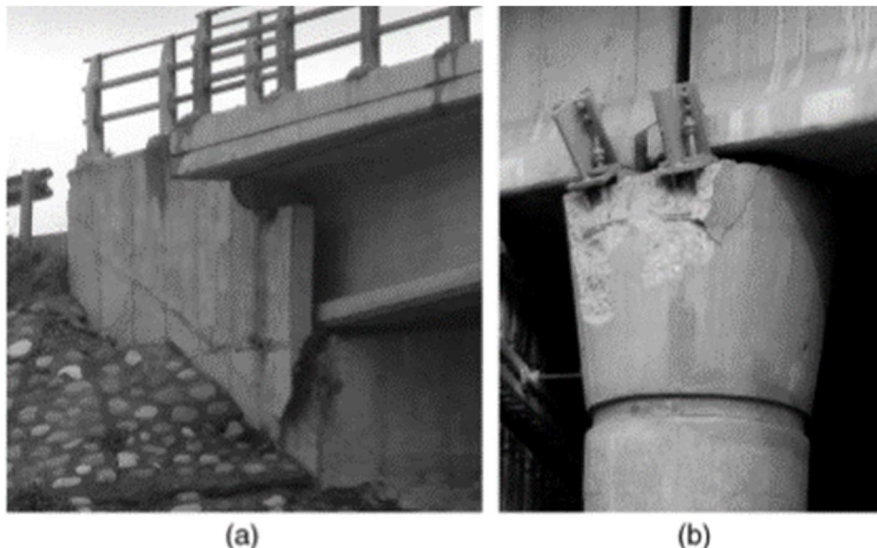
De igual forma, durante el sismo de Axochiapan (2017), se observan daños en estribos de mampostería y golpeteo en los ajustes de la cubierta en puentes esviados, como se ilustra en la figura II.15.



**FIGURA II.15.** Daños en un puente esviado durante el sismo de Axochiapan, Morelos, 19-sep-17,  $M_w = 7.1$ .

➤ **Diafragmas y llaves de corte transversales**

Durante el sismo de Maule, Chile (2010),  $M_w = 8.8$ ; se presentaron severos daños en llaves de cortante en las vigas laterales de los puentes, tal como se muestra en la figura II.16.



**FIGURA II.16.** Soportes laterales a cortante dañados por momentos de giro de rotación respecto al eje vertical. a) Soporte de concreto; b) soporte de acero (Schexnayder, et al., 2014).

En la figura II.17 se muestra el agrietamiento de una de las vigas principales del puente debido al golpeteo con una llave de cortante exterior más resistente que la misma viga.



**FIGURA II.17.** Viga dañada por cortante ocasionado por restricción lateral de movimiento de llave de corte de concreto (Schexnayder, et al., 2014).

Otra razón de este tipo de falla se atribuyó a la falta de un diafragma rígido que uniera las vigas longitudinales del puente, así como por la falta de elementos estructurales de soporte lateral a cortante que disminuyeran el movimiento lateral producido en las vigas durante sismos de alta intensidad (Schexnayder, et al., 2014).



## II.2.2. Subestructura

### ➤ Columnas

En columnas de concreto reforzado, el detallado erróneo del acero de refuerzo, puede producir fallas por momento flexionante y por fuerza cortante, rotura de empalmes o anclajes, o en algunos casos la combinación de varios mecanismos de falla. Mientras que, en estructuras de acero, se ha observado que el pandeo local de los elementos lleva progresivamente al colapso del puente (Wai-Fah & Lian, 2003).

Idealmente, una columna debe ser diseñada dúctilmente para soportar la totalidad de los momentos flexionantes, aunque las acciones inelásticas pueden llegar a hacer fallar la columna, sobre todo en puentes de mayor antigüedad. Las figuras II.18 y II.19 muestran columnas que tuvieron ductilidad y confinamiento, en los nodos plásticos, insuficiente para resistir las demandas de momento flexionante producidas por el sismo de 1971 en San Fernando.



**FIGURA II.18.** Daño a paso carretero en San Fernando durante el sismo de 1971 (Wai-Fah & Lian, 2003).



**FIGURA II.19.** Daño en pila del Hanshin Expressway durante el sismo de 1995 en Hyogo-Ken Nanbu (Wai-Fah & Lian, 2003).

El sismo del 19-sep-2017 ( $M_w = 7.1$ ), con epicentro en Axochiapan, ventiló deficiencias en el refuerzo transversal en las columnas de puentes de la Ciudad de México (figura II.20), en donde se observaron pérdidas del recubrimiento ante una posible falla por pandeo del refuerzo longitudinal.

Fallas por cortante en columnas (presentándose desplazamientos mínimos), han ocurrido muy a menudo en puentes al estar sujetos a terremotos de alta intensidad. Ello se puede deber a que no existe la cantidad suficiente de acero transversal para confinar el concreto, ya que las barras longitudinales de la columna no suelen llegar a su máximo esfuerzo de cedencia.

Otra explicación lógica para la falla de columnas a cortante es cuando el acero longitudinal sufre de reducción de resistencia a momento flexionante por las cargas cíclicas que sobrepasan la capacidad elástica del acero, dando lugar a la cedencia por flexión de la columna y, al agrietamiento que lleva a la falla por cortante de ésta.



**FIGURA II.20.** Daños por flexocompresión en columnas de puentes durante el sismo de Axochiapan, 19-sep-17,  $M_w = 7.1$  (El Universal, 2017).

Como se había mencionado, las deformaciones inelásticas repetitivas a lo largo del tiempo en las columnas, aunado a la aplicación de cargas verticales (gravitacionales) van alterando de tal grado su resistencia, hasta que se produce la falla excesiva en las mismas, como se muestra en la figura II.21 (Wai-Fah & Lian, 2003).



**FIGURA II.21.** Falla de marco de 2 columnas en el sismo de 1995 en Hyogo-Ken Nanbu (Wai-Fah & Lian, 2003).

### ➤ Terraplenes y estribos

La falla en los estribos es variable, pero depende principalmente del tipo de cimentación (pilotes, zapatas, etc.), así como del tipo de suelo que se tenga, ya que puede llegar a ocurrir la licuefacción de éste, en caso de sismo (Wai-Fah & Lian, 2003).

Durante el sismo de Maule, Chile (2010), la falla en terraplenes y rellenos de terreno en estribos de puentes fue muy frecuente; se infiere que esto sucedió debido a fallas en la capacidad de carga del material de relleno o a falta de compactación, aunque se piensa también que la pendiente en el terraplén haya sido insuficiente, como se puede ver en la figura II.22. En la figura II.23 se muestra el agrietamiento total en el tablero del puente.



**FIGURA II.22.** *Movimiento en terraplén de estribo en el Puente La Punta (Schexnayder, et al., 2014).*



**FIGURA II.23.** *Falla en estribo del Puente Nivel Graneros sobre Ruta 5 (Schexnayder, et al., 2014).*

Situación similar se observó en puentes del estado de Hidalgo, tal como el Puente El Estero, el cual presentó severos daños en la losa de transición armada, como se observa en la figura II.24.



**FIGURA II.24.** *Daños en estribo, tierra mecánicamente estabilizada, del Puente El Estero, durante el sismo del 7-sep-2017,  $M_w = 8.2$  (Aguado, 2017).*

Además, se observó en varios puentes del estado de Morelos, a raíz del sismo del 19-sep-2017, en donde los terraplenes de acceso fallaron debido a que por un lado no se consideró en el diseño la fuerza de inercia debida al sismo, y por el otro, el ángulo de fricción interna del suelo no era el adecuado para trabajar conjuntamente con el armado, en el caso de los terraplenes con tierra mecánicamente estabilizada (figura II.25).





**FIGURA II.25.** Falla en terraplenes de acceso, tierra mecánicamente estabilizada, en puentes de Morelos, durante el sismo del 19-sep-2017,  $M_w = 7.1$ .

Se ha recurrido a utilizar apoyos simples entre el estribo y la superestructura, como una forma de reducir los esfuerzos producidos por el cambio de volumen por la temperatura en los puentes; sin embargo, esto llega a producir, en casos de desplazamientos o rotaciones altas, producidas por licuefacción del terreno o movimientos bruscos, la pérdida de apoyo en las juntas.

➤ **Cimentación**

Costa Rica es un claro ejemplo del daño que se puede producir en los elementos de cimentación en caso de sismo, como es el estribo del puente dañado debido a movimientos laterales y licuefacción de terreno, tal como se muestra en la figura II.26 (Wai-Fah & Lian, 2003).

Si se presentara el caso en que un puente no sufriera daños, podrían existir en su lugar, asentamientos diferenciales del terreno que rodea o da acceso al puente (observar figura II.27).



**FIGURA II.26.** Estribo de puente dañado durante el sismo de 1991 en Costa Rica (Wai-Fah & Lian, 2003).



**FIGURA II.27.** Asentamiento de estribo del Puente Rio Quebrada Calderón durante el sismo 1991 en Costa Rica (Wai-Fah & Lian, 2003).

### II.3. Respuesta sísmica medida en algunos puentes instrumentados

En la actualidad, se tienen algunos puentes instrumentados sísmicamente para poder determinar su respuesta dinámica, y así lograr proponer criterios de análisis estructural en zonas de alta demanda sísmica, y/o brindar soluciones de diseño para puentes futuros. Se describe el tipo de estructuración e instrumentación de algunos puentes estudiados en México y Chile, así como se ilustra el resultado de los estudios experimentales para la determinación de las frecuencias de vibrar características o modales de las estructuras.

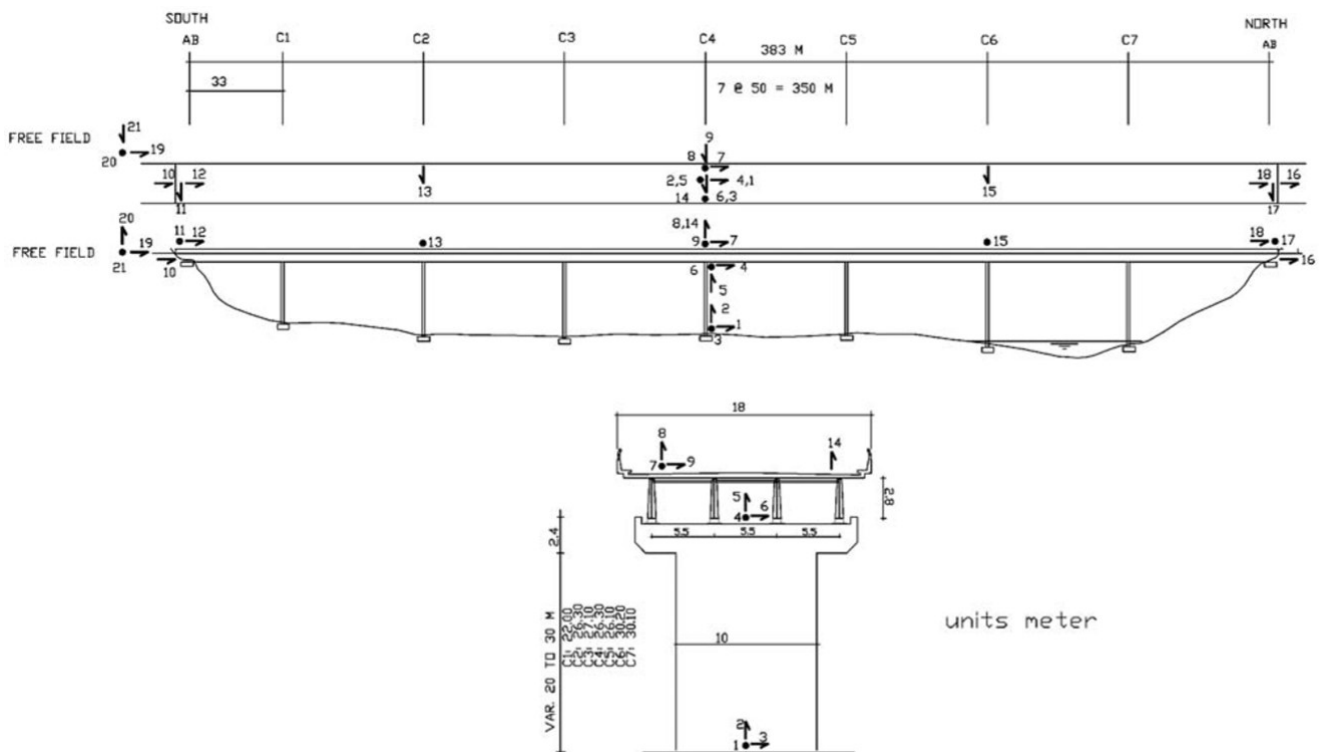
#### ➤ Puente Marga-Marga

El Viaducto Marga-Marga se encuentra ubicado en Viña del Mar, Chile, en el Km. 7.3 de la Vía Las Palmas, y es la primera infraestructura vial, construida en Chile, que se encuentra aislada sísmicamente. El puente consiste en una superestructura formada por cuatro vigas continuas de acero de 383 m de longitud, con un tablero de concreto armado de 0.25 m de espesor por 18 m de ancho, y una capa de asfalto de 5 cm de espesor, apoyadas en 36 aisladores sísmicos elastoméricos con alto amortiguamiento (Boroschek, *et al.*, 2003). En los estribos y en las columnas, el movimiento longitudinal y transversal al tablero está restringido por apoyos deslizantes (figura II.28), y se construyeron topes o llaves de cortante de concreto que controlan el movimiento transversal, de manera que las juntas de dilatación de entrada al puente se mueven principalmente en el sentido longitudinal. Más información respecto a las características y propiedades de la estructura del puente se encuentra en el trabajo de Boroschek, *et al.* (2003).



**FIGURA II.28.** Estructura Puente Marga-Marga. a) Vista panorámica del puente; b) aisladores instalados en conexión de superestructura con columnas del puente (Boroschek, *et al.*, 2003).

Este puente ha estado instrumentado desde el año 1996 con una red de 21 acelerómetros de fuerza balanceada, que ha servido tanto para registrar microvibraciones como sismos moderados. De estos sensores, 18 acelerógrafos uniaxiales conectados a una central de registro tipo Kinematic, del tipo FBA-11, se encuentran ubicados en diferentes puntos de la estructura, los cuales se pueden observar en la figura II.29. Para referir las aceleraciones de la estructura con la roca del sitio, en las dos direcciones horizontales y la vertical, se tiene un acelerómetro triaxial en campo libre del tipo FBA-23, el cual cuenta con tres sensores (sensores 19 a 21) conectados a una unidad de registro tipo ETNA, desplantados en una fosa de tres metros de profundidad, ubicada a pocos metros del extremo sur del puente (Sarrazin, *et al.*, 2002).



**FIGURA II.29.** Elevación del puente con sus respectivos sensores (Boroschek, *et al.*, 2003).

Dicha red ha permitido registrar la respuesta de varios sismos, en particular para el del 29 de octubre de 1998, que tuvo una aceleración máxima en roca de 0.023g (Sarrazin, *et al.*, 2002).

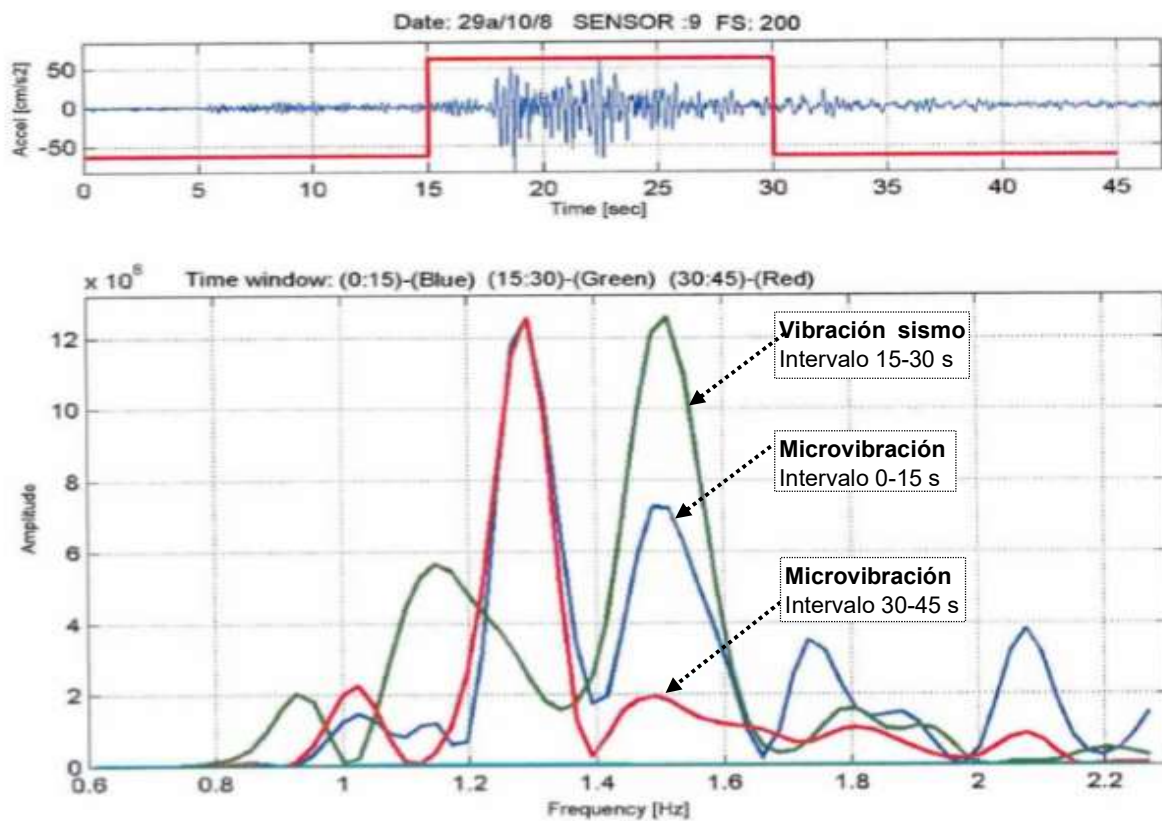
El análisis de los registros de ese sismo y otros sucedidos por esas fechas, han permitido describir las propiedades dinámicas del puente. A través de un análisis dinámico no paramétrico, se identificaron cinco modos de vibrar para el puente.

Un objetivo de ese estudio fue determinar la no linealidad de la respuesta con la magnitud de las vibraciones (microvibraciones y vibraciones por sismo). Lo cual resultó satisfactorio, al detectar que las frecuencias naturales del puente disminuían en un 10% con respecto a la vibración sísmica, a pesar de que ocurriesen terremotos pequeños (0.99 Hz a 1.20 Hz). Un ejemplo de ello se muestra en la figura II.30, espectro de movimiento del sensor 9, ubicado al centro de la losa del puente en la dirección transversal (Sarrazin, *et al.*, 2002).

El sismo más importante registrado a la fecha en este puente ocurrió el 24 de julio del 2001. En los sensores campo libre (roca), las aceleraciones máximas fueron 0.20g, 0.05g y 0.12g, en las direcciones longitudinal, vertical y transversal, respectivamente, y en los ubicados al pie de la cimentación C4, las aceleraciones máximas fueron 0.07g, 0.026g y 0.078g, respectivamente.

Al comparar las aceleraciones máximas en la cimentación C4 con lo registrado en el tablero, se observa el efecto positivo de la aislación en la dirección horizontal, ya que se encuentra una disminución en el movimiento con respecto a la superestructura de 40 a 70%, pudiéndose verificar el buen trabajo que realizan los aisladores sísmicos.

En la dirección vertical, existe amplificación tanto desde el pie de la cimentación al cabezal (1.18), como del cabezal al tablero (1.61) del puente.



**FIGURA II.30.** Variación de frecuencias detectadas en el espectro de Fourier de los registros del sismo del 20/10/98, respecto al registro de microvibraciones (Sarrazin, et al., 2002).

En la dirección longitudinal las aceleraciones máximas en la superestructura se reducen a un tercio de las registradas en el campo libre de roca, del valle y del pie de la cimentación C4. En la dirección transversal las reducciones son menores, especialmente entre el campo libre en roca y la superestructura (Sarrazin, et al., 2002).

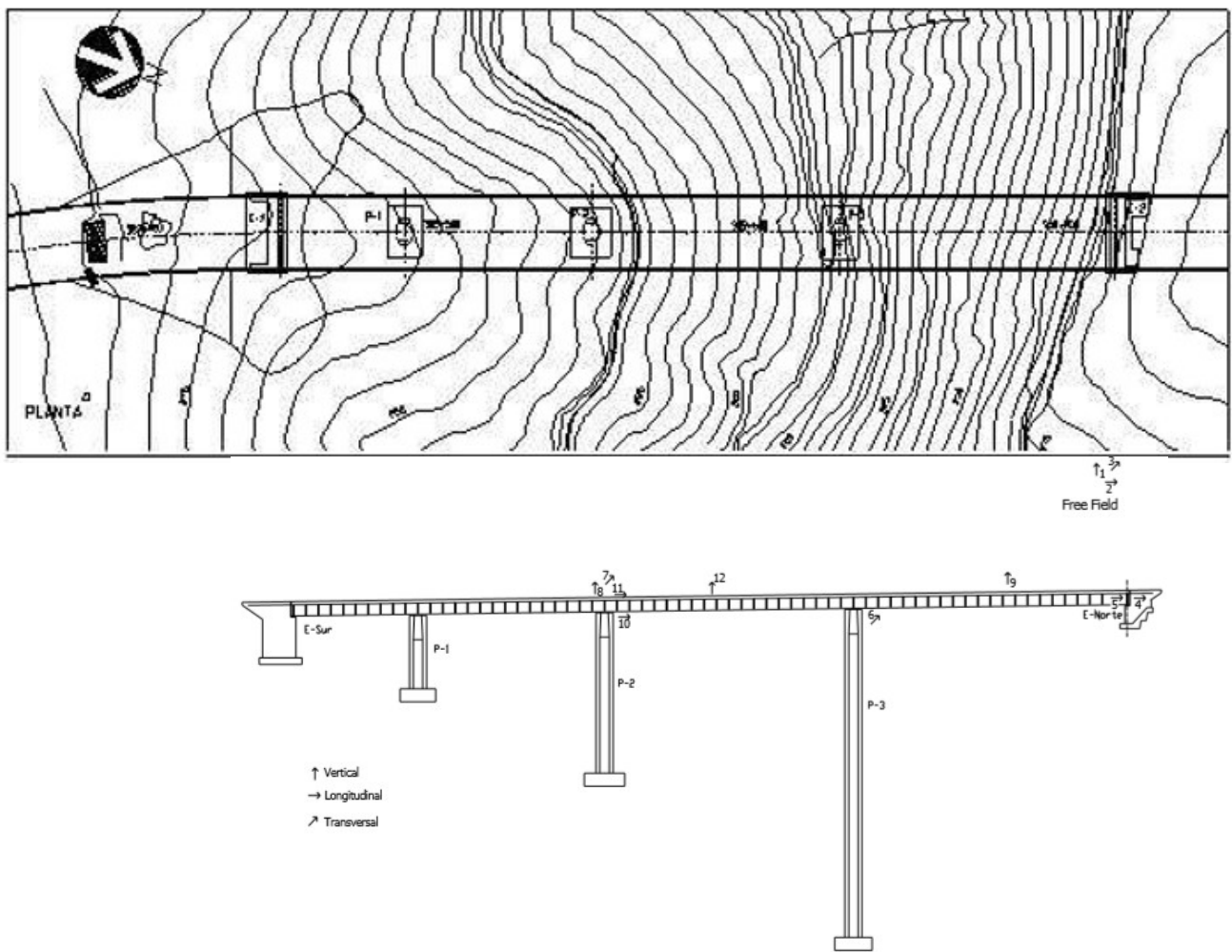
### ➤ Puente Amolanas

El Puente Amolanas es un puente carretero recto continuo de sección constante de 268 m de longitud total, con claros de 40, 60, 80 y 88 m, el cual se encuentra ubicado en el km 308 en el tramo La Serena-Los Vilos de la Ruta 5 Norte, Chile. Se trata del puente con mayor altura de Chile y, dadas las altas pendientes en el terreno de apoyo del puente, éste se decidió cimentar hasta el fondo de la quebrada, tal como se muestra en la figura II.31 (González R., 2008).

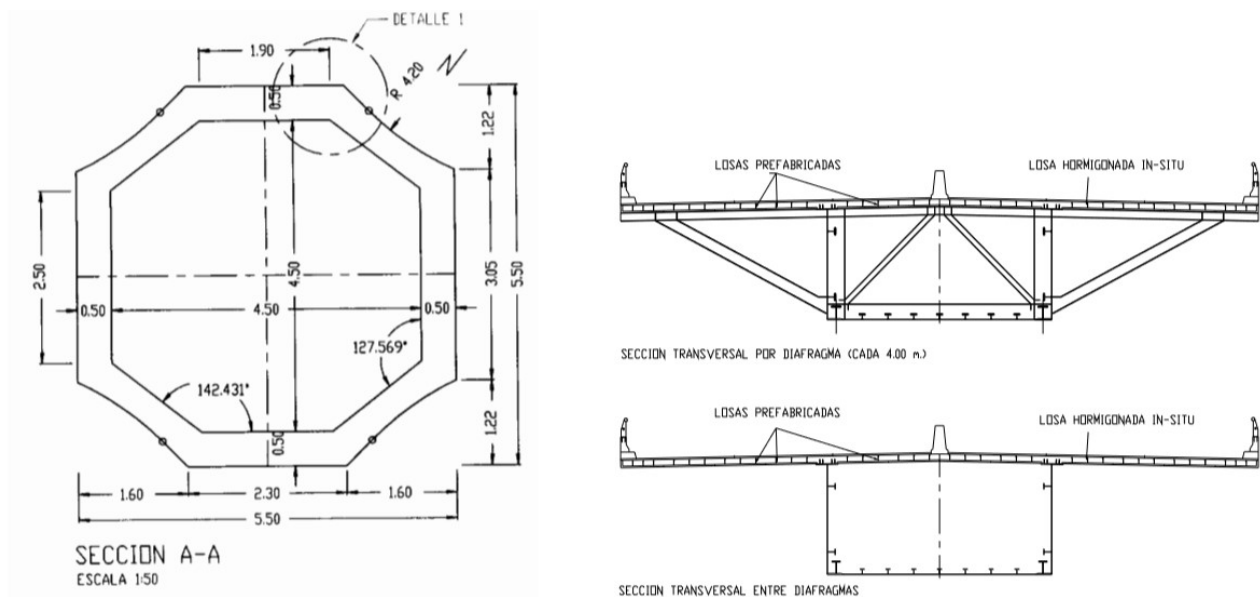
Cuenta con una sección transversal mixta, con una viga cajón metálica de ocho metros de ancho y cuatro de altura, y una losa de concreto armado pretensado longitudinalmente, con 22.7 m de largo y 26 cm de espesor. Las columnas son de concreto armado con alturas de 22.3, 49.1 y 95.6 m, y cimentaciones rectangulares apoyadas en roca.

Todas las columnas son de sección octagonal constante, con un ensanchamiento de sección en la parte superior para recibir la superestructura, con excepción de la más alta, la cual engrosa su sección progresivamente a medida que se acerca a su base. En la figura II.32 se muestran las características geométricas de las columnas y las vigas del puente.





**FIGURA II.31.** Puente Amolanas. a) Vista en planta b) vista elevación frontal de estructura y dispositivos de instrumentación (González R., 2008; Sarrazin, et al., 2002).



**FIGURA II.32.** Secciones de columnas y vigas del Puente Amolanas (Sarrazin, et al., 2002).



En el trabajo de González R. (2008) se da a conocer más información técnica y detalles sobre las características estructurales del puente.

El puente cuenta con un sistema de protección sísmica formado por dos apoyos deslizantes de neopreno en una caja metálica fija con lámina de teflón, ubicados sobre el borde superior de las columnas. Dichos apoyos permiten el movimiento longitudinal y restringen el transversal entre la viga y la columna, con excepción de la columna más alta (P-3), que cuenta con restricción de movimiento en ambas direcciones (Sarrazin, *et al.*, 2002). Con objeto de controlar el movimiento longitudinal del puente, cada estribo cuenta con un amortiguador viscoelástico de Taylor Devices Inc. de 300 t, desplazamiento máximo de  $\pm 200$  mm y velocidad máxima de 1.2 m/s.

Actualmente el puente cuenta con un sistema de monitoreo dinámico, que consiste en una red permanente de acelerómetros especiales para detectar aceleraciones de gran magnitud, como las producidas por sismos. Dicha red se compone por doce acelerógrafos (Kinematics Episensor ES-U), nueve distribuidos en la estructura del puente y tres ubicados ortogonalmente en campo libre; y, cuatro sensores de desplazamiento, marca Celesco (González R., 2008).

Con objeto de medir la respuesta dinámica del puente ante microvibraciones, se realizaron mediciones por sensores de aceleración FBA-11 y sismómetros Ranger SS-1, a inicios de su construcción. La obtención de la respuesta en el tiempo fue necesaria, dado al grado de no linealidad con la que cuenta la estructura del puente: roce entre la viga, las pilas y los estribos, y disipadores viscosos no lineales (Sarrazin, *et al.*, 2002).

Desde su puesta en marcha (diciembre de 2001), se detectaron una serie de vibraciones y micovibraciones, como el 12-dic-2001, cuyo análisis ratifica las propiedades dinámicas del puente que se habían establecido en anterioridad con acelerómetros portátiles con los que se había monitoreado de forma sencilla el puente. Sin embargo, las microvibraciones no describían las propiedades dinámicas del puente al estar sometido a sismos de alta intensidad que incidan en el trabajo de los amortiguadores viscosos y los apoyos, presentándose una situación no lineal.

En la tabla II.2 se muestran las frecuencias de vibración identificadas en nueve modos.

**Tabla II.2.** Formas modales de vibrar obtenidas de los registros de microvibraciones asociados a los acelerómetros FBA-11 (Sarrazin, *et al.*, 2002).

RESULTADOS OBTENIDOS PARA LOS ACELERÓMETROS FBA-11			
MODO	FRECUENCIA	PERÍODO	DIRECCIÓN ASOCIADA
	[Hz]	[seg]	
1	0.6834	1.4633	Transversal -Vertical
2	1.3180	0.7587	Longitudinal - Vertical
3	1.6598	0.6025	Transversal
4	2.0503	0.4877	Transversal -Vertical -Longitudinal
5	2.9534	0.3386	Longitudinal
6	3.1731	0.3151	Transversal -Vertical
7	3.3439	0.2991	Transversal -Vertical -Longitudinal
8	3.5148	0.2845	Transversal -Vertical
9	4.3691	0.2289	Transversal -Vertical -Longitudinal

Hasta el año 2002 solamente se registraron aceleraciones para tres sismos pequeños, los cuales no fueron lo suficientemente intensos para lograr describir la respuesta del sistema estructural, y establecer sismos de diseño para facilitar la modelación de puentes.

Con objeto de comprender el comportamiento dinámico del puente ante vibración resultante de movimientos sísmicos intensos, se analizaron y procesaron los datos de registro para el sismo del 12-oct-2006,  $M_w = 6.2$ , obteniéndose las propiedades dinámicas mostradas en la tabla II.3.

**TABLA II.3.** Frecuencias de movimiento respecto a la dirección longitudinal, transversal y vertical del Puente Amolanas (González R., 2008).

Frecuencia (Hz)	Dirección Asociada
0.61-0.64	Transversal
1.25-1.35	Longitudinal
1.28-1.32	Vertical
1.50-1.56	Transversal
2.00-2.02	Vertical
2.82-2.85	Transversal
2.90-2.94	Vertical
3.25-3.31	Transversal
3.30-3.50	Longitudinal
4.84-4.90	Transversal

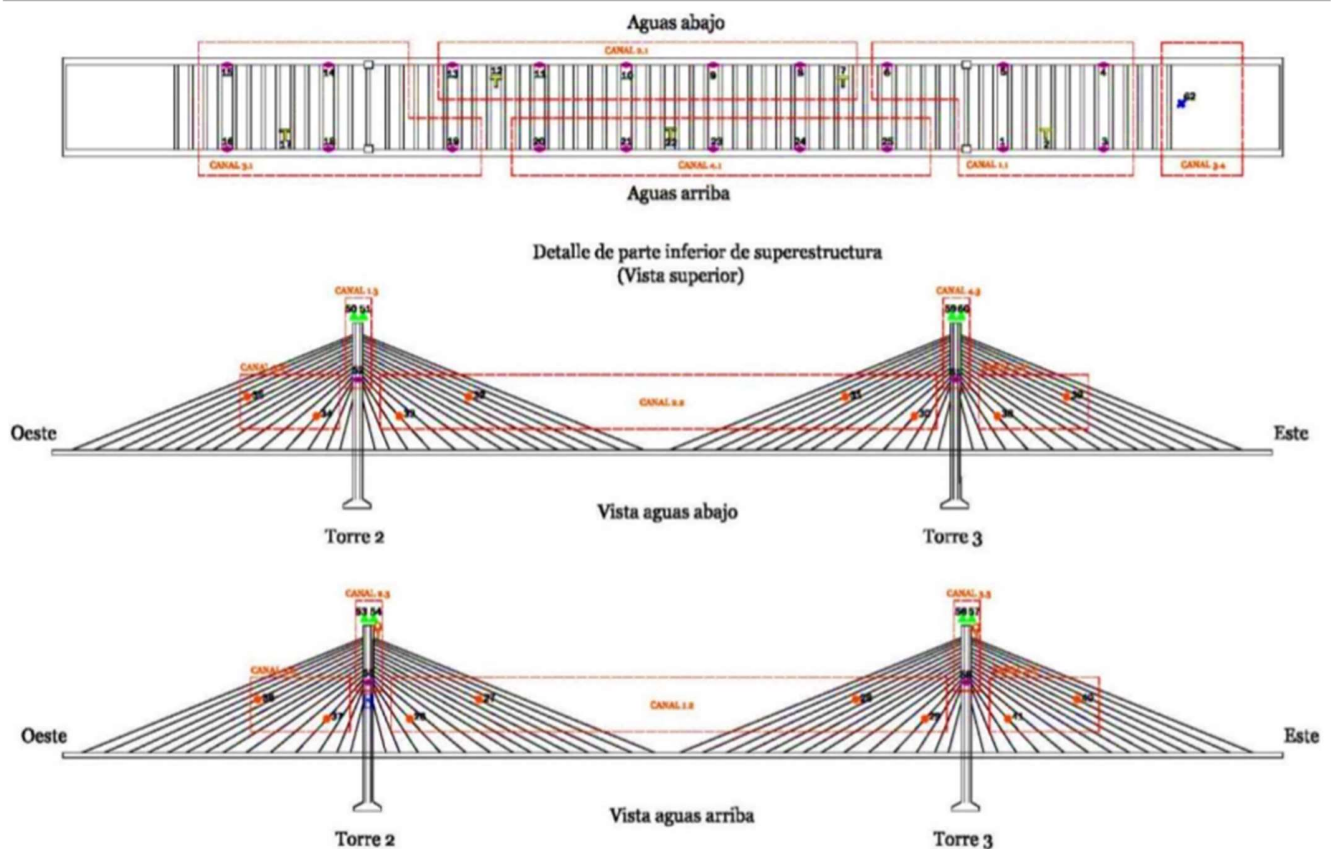
### ➤ Puente Río Papaloapan

El Puente Río Papaloapan corresponde a un puente atirantado cuya construcción termina en el año 1994, se localiza en el kilómetro 85+980 de la autopista la Tinaja-Acayucan, en Veracruz, México, y cuenta con un claro máximo de 203 m y una longitud total de 407 m.

Este puente es el primero en ser monitoreado e instrumentado por el Centro de Monitoreo de Puentes y Estructuras Inteligentes (CMPEI) del Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Se llevó a cabo la instrumentación del puente en el año 2013, empleando sensores de fibra óptica del tipo FBG, como se puede observar en la figura II.33.

El sistema de monitoreo permanente se conforma por 24 sensores de deformación para concreto, de los cuales 11 se instalaron en la cara inferior de la viga principal del puente del lado aguas abajo, 11 en la viga principal del lado aguas arriba, y los otros dos sensores de deformación se instalaron en cada una de las torres del que soportan las ocho semi arpas del puente (IMT, 2015).

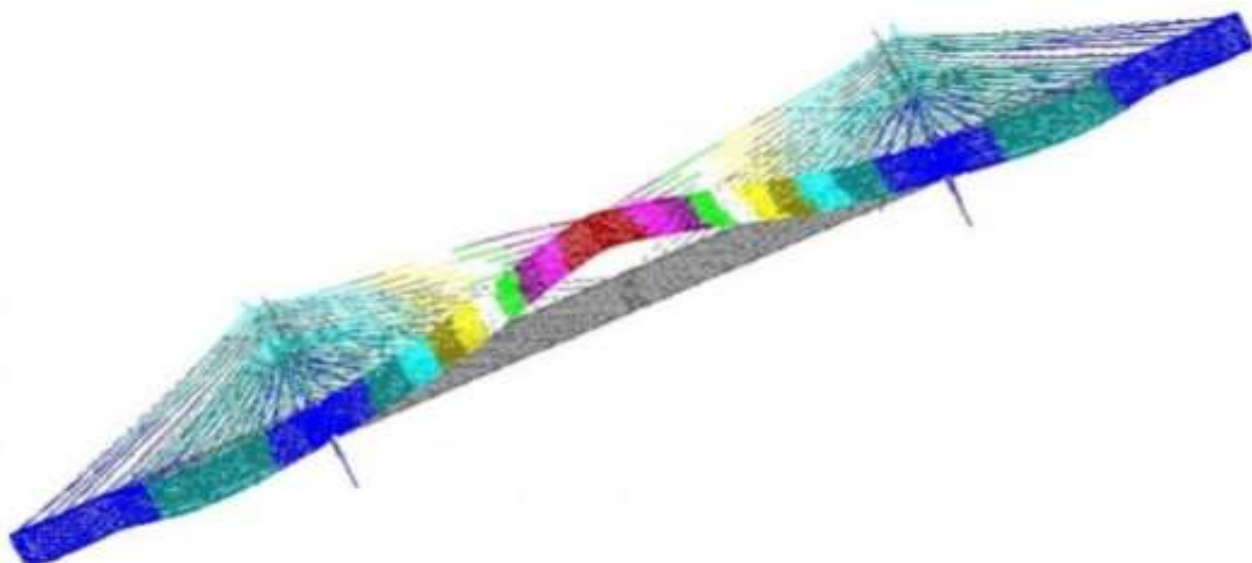
Adicionalmente se colocaron 24 acelerómetros, de los cuales 16 se instalaron a la mitad de la longitud de los tirantes 4 y 11, y los ocho restantes en la parte superior de las torres, dos para cada una. Sobre éstas también se colocaron ocho inclinómetros, dos en la parte superior de cada torre de igual manera. Así mismo, se instalaron cinco termómetros, un sensor de desplazamiento ubicado en las juntas de expansión (como se muestra en la figura II.33), dos cámaras de video colocadas a 20 m de altura en las torres del puente, una estación climatológica ubicada en la parte superior de la torre 2 y una estación sismológica (IMT, 2015).



**FIGURA II.33.** Diagrama de Instalación del sistema de monitoreo estructural del Puente Río Papaloapan (IMT, 2015).

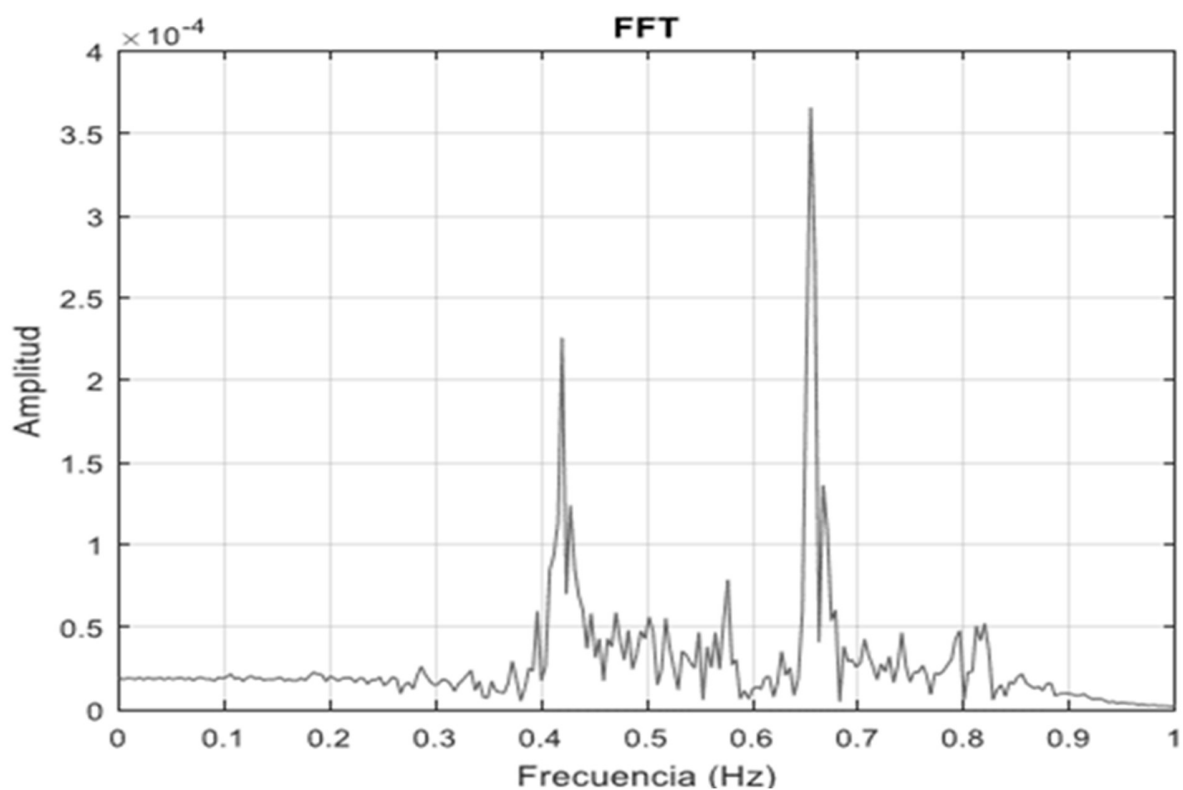
Con el fin de evaluar el comportamiento del Puente Río Papaloapan ante movimientos intensos, y establecer un sistema de alerta, en caso de que presente riesgo en los tirantes estructurales de la superestructura o en las columnas de apoyo, se establecieron tres estrategias de monitoreo del puente, las cuales corresponden a: estrategias de monitoreo locales, las cuales se basan en el seguimiento del comportamiento estructural del puente ante cargas vivas (flujo vehicular) y accidentales por condiciones climatológicas (viento y sismo), a través del análisis estadístico de los datos de cada sensor de acuerdo al tipo de sensor; estrategias de monitoreo globales, en las cuales se analiza el comportamiento de la estructura a partir de la información obtenida por grupo de sensores del mismo tipo; y por último, las llamadas estrategias de monitoreo de predicción e históricas, en las que se analiza la información de los sensores de manera local y global, y se establecen tendencias del comportamiento estructural del puente en el tiempo, apoyados de técnicas de detección de daño como la simulación de Monte Carlo y estudios de pronosis (IMT, 2015). Para esta última se cuenta con un archivo histórico de eventos atípicos, como los sismos y ráfagas de viento, para simular las condiciones y generar datos de respuesta.

Del análisis global del puente se determinó la frecuencia fundamental de vibrar del puente, a partir de la respuesta dinámica de los extensómetros en las dos vigas principales (figura II.34), cuya frecuencia natural tiene un valor de 0.116 Hz.



**FIGURA II.34.** Primer modo de vibrar del Puente Río Papaloapan (IMT, 2015).

Con la finalidad de corroborar los resultados obtenidos de las señales de monitoreo remoto, se diseñó una prueba dinámica a partir de los acelerómetros ubicados en los tirantes 2, 7 y 12 de cada semi-arpa y al centro del claro central. En la figura II.35 se muestra el espectro de frecuencia resultante del análisis dinámico de la respuesta del puente, en dónde se observan tres formas modales de vibrar principales del puente ante microvibraciones (IMT, 2018).



**FIGURA II.35.** Espectro de Fourier para la respuesta de aceleración del Puente Río Papaloapan (IMT, 2018).

## II.4. Criterios básicos de análisis y diseño sísmico de puentes

Dentro de la literatura especializada sobre el diseño de puentes existen reglamentos y documentos que abordan los criterios de análisis y diseño sísmico de este tipo de obras de infraestructura, dentro de las cuales se pueden mencionar las siguientes: AASHTO (2017), ATC-32 (1996) y CALTRANS (2013). En dichos trabajos se ha puesto énfasis en caracterizar el movimiento del terreno y su efecto en la respuesta dinámica del puente, en el sitio donde se va a proyectar.

A partir de la ocurrencia de fallas en las columnas por el sismo de San Francisco (1971), se detectó que las columnas no contaban con la cantidad y el detallado de refuerzo transversal adecuado para confinar el concreto, ya que las columnas diseñadas antes de los años 70's comúnmente consistían en estribos o zunchos del no. 4, a una medida de separación de 30 cm (12 in). Por esta razón, se condujo una ardua investigación y se consideró necesario disminuir la separación entre estribos y zunchos al menor valor, según Caltrans (2013), de: seis diámetros de la barra longitudinal, 20 cm (8 in) y una quinta parte de la menor dimensión de la columna; y según AASHTO (2017): seis veces el diámetro de la varilla longitudinal o 15 cm (6 in).

En este sentido, para 1981 el ATC desarrolló las bases del diseño sísmico de puentes, y un poco después, en el año 1991, fue adoptado por el reglamento AASHTO para aplicarlo en el diseño de puentes.

A continuación, se comentarán brevemente los criterios básicos para el análisis y diseño sísmico de puentes con base a lo que establecen los reglamentos y documentos previamente descritos.

### II.4.1. Análisis sísmico

Dependiendo de la zona sísmica, geometría e importancia del puente, alguno de los siguientes métodos se puede utilizar para el análisis sísmico de puentes (Wai-Fah & Lian, 2003): método estático, análisis modal espectral, respuesta con movimiento fuera de fase y análisis en el dominio del tiempo (paso a paso).

#### ➤ Método estático

El método estático o modo singular modal (análisis de único modo de vibración y carga uniforme) asume que los esfuerzos y deformaciones en los elementos estructurales de un puente, se describen predominantemente en el primer modo (modo fundamental) de vibración.

Para la obtención de la respuesta de un sistema estructural (puente), se considera una carga estática equivalente aplicada en un punto de un elemento barra de la superestructura, ya sea en la dirección longitudinal o transversal (con estructura continua o discontinua). Dicha carga estática equivalente se basa en el periodo natural de una estructura de un solo grado de libertad (1 GDL) y en un espectro de respuesta.

Este método es viable de usar cuando se cuenta con puentes regulares con rigidez similar en cada uno de los tramos del sistema estructural.



### ➤ **Análisis modal espectral**

Es el método más adecuado para analizar la respuesta estructural de puentes con geometría, masa y rigidez irregular, sometidos a excitaciones sísmicas. Este método asume que las fuerzas, momentos y desplazamientos en los miembros estructurales, resultantes de las cargas sísmicas, deben ser producto de la combinación de varios modos de vibrar de la estructura, utilizando métodos de combinación de la respuesta modal, tales como: la Combinación Cuadrática Completa (CCC) y la Raíz Cuadrada de la Sumatoria de los Cuadrados (RCSC)

El método CCC es el más adecuado para el análisis de la mayoría de los sistemas estructurales como puentes, mientras que el método RCSC resulta mayormente útil cuando se busca combinar la respuesta de formas modales muy diferentes entre sí.

### ➤ **Respuesta con movimiento fuera de fase**

El espectro de respuesta con movimiento fuera de fase o de apoyos múltiples (ERSM), provee de un espectro de respuesta y la respuesta de desplazamiento máxima en cada grado de libertad individual, tomando en cuenta el cambio de movimiento de terreno, incluyendo los efectos inconsistentes (poco claros), el paso de ondas y la variación en la condición del suelo, en los apoyos del puente.

Este método es muy utilizado para el análisis dinámico de puentes con claros largos, apoyos separados por largas distancias. También cuenta mayor rapidez y eficacia en el procesamiento numérico computacional en comparación con la respuesta en el dominio del tiempo, con la limitante de que no existan efectos no lineales en los elementos estructurales del puente y no se presentan efectos de interacción suelo-estructura.

Con la utilización del método de ERSM, la respuesta de un sistema estructural lineal sujeto a múltiples excitaciones en sus apoyos, puede ser programado directamente en términos de un espectro de respuesta con los grados de libertad que existen en los soportes, y una función de coherencia que describa la variación del movimiento en el suelo a través del espacio.

### ➤ **Análisis en el dominio del tiempo (paso a paso)**

El método paso a paso o de respuesta en el dominio del tiempo, se trata de un método numérico paso a paso de integración de las ecuaciones de movimiento del sistema estructural en estudio.

Este método involucra análisis no lineales en los elementos estructurales de un puente, y da la posibilidad de considerar efectos de sitio. Sin embargo, éste suele ser requerido especialmente para puentes con alta importancia (críticos) y geometría compleja, dado a que involucra un gran proceso numérico y demanda una gran cantidad de tiempo computacional.

## **II.4.2. Diseño sísmico**

En la concepción del diseño sísmico de los puentes se contempla un equilibrio entre seguridad y economía de la estructura, para ello se acepta que ciertos elementos estructurales y/o sistemas de control de la respuesta sísmica, disipen energía ante la ocurrencia de sismos de intensidad extraordinaria. Esencialmente, se recomienda que la superestructura permanezca sin daño y, en

consecuencia, que la subestructura pueda disipar energía por algún mecanismo de comportamiento dúctil o histerético, como a través de la incorporación de algún dispositivo.

Reglamentos como el AASHTO (2017), conciben el enfoque tradicional basado en fuerzas con la revisión de dos estados límites de diseño: servicio y prevención de colapso. De esta manera, para los elementos que se les permite tener un comportamiento dúctil, las fuerzas sísmicas de diseño se obtienen a partir del coeficiente de respuesta sísmica ( $C_{sism}$ ), dividido por un factor de respuesta elástica ( $R$ ), que considera el comportamiento inelástico que pueda experimentar el elemento en algún momento.

En tanto, el Departamento de Transporte de California (Caltrans, 2013), implementa una metodología de diseño sísmico de puentes por resistencia, basada en la filosofía de diseño de la prevención de colapso. Dicha metodología involucra la aplicación de una carga estática equivalente sobre los elementos individuales de la estructura, definida a partir del producto del peso de ésta y las amplitudes de un espectro elástico de aceleración (ARS); para luego obtener las demandas sísmicas de diseño, se aplica un análisis estático o un análisis dinámico modal espectral, dependiendo la regularidad estructural del puente, y los resultados obtenidos se dividen por un factor de ajuste  $Z$ , cuyo valor depende de la rigidez y ductilidad de la estructura.

Así mismo, se definen espectros de diseño en términos de aceleraciones y de desplazamientos, tomando en cuenta la zona sísmica, tipo del suelo y magnitud del sismo para revisar diferentes niveles de desempeño. Mientras que la capacidad de la estructura se debe revisar en función de la resistencia y la deformación, esta última resulta ser relevante para tener un mejor control del daño para cierto nivel de desempeño que se quiera cumplir.

Algunas de las recomendaciones que comúnmente hacen los reglamentos de puentes para una mejor práctica del diseño sísmico, como el de Caltrans (2013), se resumen a continuación:

- Es recomendable iniciar el análisis del puente con modelos simples, y en caso de incertidumbre en los resultados, proceder con modelos de análisis más complejos.
- Los desplazamientos inducidos por el sismo de diseño no deben ser mayores a la capacidad de desplazamiento global de la estructura, y local de cada uno de sus elementos estructurales individuales, cuando se acerca a su estado límite de colapso.
- Se debe evitar que las columnas pierdan resistencia al rebasar el rango elástico, y deben contar con capacidad de rotación suficiente para presentar un comportamiento dúctil.
- Las cargas aplicadas en la cimentación deben regirse de acuerdo a la capacidad máxima probable de la columna, multiplicadas un factor de sobrerresistencia apropiado; se busca diseñar los elementos de la cimentación para que se comporten elásticamente.
- La capacidad de resistir fuerzas sísmicas del estribo de un puente debe basarse en su capacidad estructural, y en la resistencia del suelo capaz de absorber el movimiento.
- Deben proporcionarse elementos que restrinjan el movimiento y brindar suficiente espacio de asentamiento en las juntas de dilatación entre elementos adyacentes, así como en los estribos de apoyo de la superestructura, para evitar pérdida de apoyo en los elementos.

### III. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE Y DE LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA

#### III.1. Ubicación y estratigrafía del sitio

El puente vehicular bajo estudio se ubica al noreste de la zona metropolitana de la Ciudad de México, en los límites de la CDMX con el municipio de Nezahualcóyotl, Estado de México, al cual se le hará referencia como Puente Impulsora. Dicho puente se encuentra sobre Av. de las Zapatas y cruza la Av. Central; y sobre ésta recorre la línea B del metro de la CDMX, resuelto por vía superficial (Mendoza, 2007).

En la figura III.1 se aprecia más a detalle la ubicación de sitio del Puente Impulsora.



**FIGURA III.1.** Vista aérea satelital, ubicación del Puente Impulsora (Google, s.f.).

La estratigrafía del sitio es típica de la porción virgen de la zona lacustre de la ciudad de México. Se encontró una costra de desecación relativamente dura y de poco espesor, la cual fue removida



a través de la excavación temprana en el lugar. De igual forma se identificó una capa subyacente de 33 m de espesor, correspondiente a una arcilla suave, muy blanda y compresible (formación arcillosa superior FAS). Se trata de un depósito de suelo arcilloso lacustre joven, normalmente consolidado con el valor medio de las propiedades índice mostradas en la tabla III.1 (Mendoza, *et al.*, 1997).

**TABLA III.1.** *Propiedades índices de la formación arcillosa superior del suelo de desplante del apoyo instrumentado del puente (Mendoza, et al., 1997).*

PROPIEDADES INDICE	%
CONTENIDO DE AGUA ( $\omega$ )	303
LÍMITE LÍQUIDO (LL)	336.6
INDICE DE PLASTICIDAD (IP)	245
CONSISTENCIA RELATIVA (CR)	-13.7

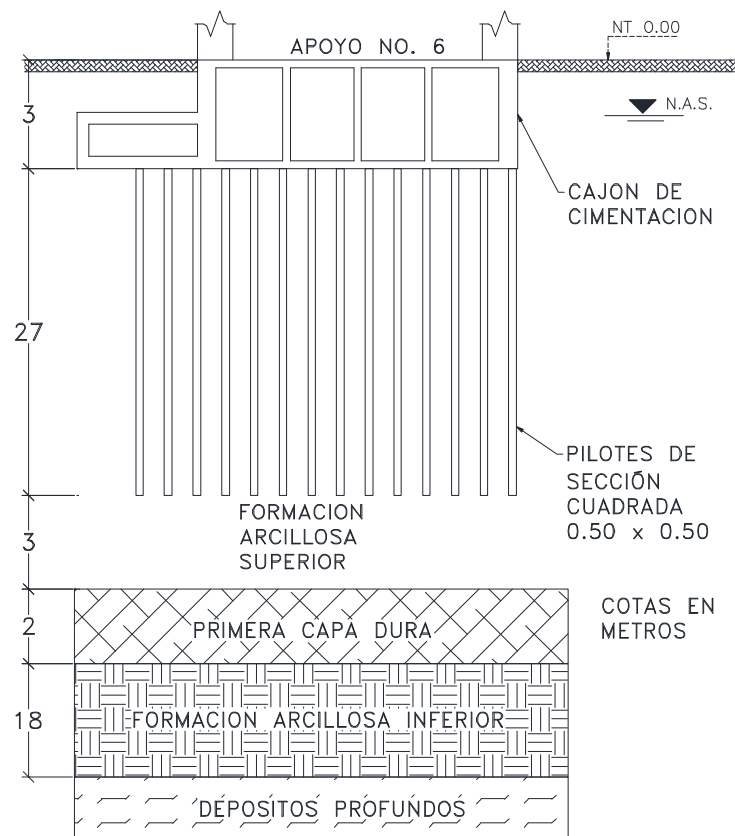
La resistencia media no drenada de la arcilla, obtenida por pruebas de compresión triaxial, fue de tan sólo 1.26 t/m<sup>2</sup>. Por consecuencia, la compresibilidad del material del sitio resultó muy alta, dando como valor medio 1.178 cm<sup>2</sup>/kg, y el coeficiente de compresibilidad ( $a_v$ ), con valores máximo y mínimo de 3.206 cm<sup>2</sup>/kg y 2.238 cm<sup>2</sup>/kg, respectivamente (Mendoza, *et al.*, 1997).

La capa subyacente a la FAS corresponde a la denominada capa dura, un estrato arcilloso con intercalación de arenas, y bajo éste yace la formación arcillosa inferior (FAI), cuyas propiedades índices se pueden observar en la tabla III.2.

**TABLA III.2.** *Propiedades índices de la formación arcillosa inferior del suelo de desplante del apoyo instrumentado del puente (Mendoza, et al., 1997).*

PROPIEDADES INDICE	%
CONTENIDO DE AGUA ( $\omega$ )	237.1
LÍMITE LÍQUIDO (LL)	251.3
INDICE DE PLASTICIDAD (IP)	192.1
CONSISTENCIA RELATIVA (CR)	-7.4

Es posible observar entonces, que la consistencia de la capa FAI es relativamente menos compresible que la FAS, por lo que resulta conveniente ubicar los pilotes lo más cercanos a ella. Los depósitos profundos se localizan a 53 m de profundidad, como se muestra en la figura III.2.



**FIGURA III.2.** Descripción de estratos de suelo del apoyo no. 6 del Puente Impulsora.

De acuerdo a Mendoza, *et al.* (1997), se determinaron las propiedades dinámicas del suelo, tales como: módulo de cortante dinámico ( $G$ ) y el cociente de amortiguamiento con respecto al crítico. Estas propiedades se obtuvieron en laboratorio a través de una cámara triaxial de columna resonante, y en campo a través de un equipo conocido como sonda suspendida. Para la determinación de la velocidad de ondas sísmicas S (superficiales),  $v_s$ , y P (profundas),  $v_p$ , se recurrió también a una sonda suspendida. Para mayor detalle sobre la realización de dichas pruebas se sugiere revisar la referencia antes mencionada.

El valor medio de la velocidad de las ondas de cortante ( $v_s$ ) en la FAS fue de 35.4 m/s, que corresponde a un valor medio de  $G = 15.1 \text{ kg/cm}^2$ . Se aprecian algunos valores por arriba de la tendencia, lo cual debió haber sucedido por la presencia de vidrio volcánico o capas arenosas en el sitio (Mendoza, *et al.*, 1997).

En la tabla III.3 se muestran los valores del módulo de Poisson,  $\nu$ , el valor del módulo de cortante dinámico en campo,  $G_{oC}$ , el módulo de la velocidad de ondas S y P,  $v_s$  y  $v_p$ , respectivamente, y su cociente obtenidos en campo; así mismo, se muestran los valores obtenidos en laboratorio para la velocidad de ondas S,  $v_s$ , el módulo de cortante dinámico,  $G_{oL}$  y el amortiguamiento. Además, se describe el cociente obtenido del módulo de cortante dinámico en campo y en laboratorio,  $G_{oL}/G_{oC}$ .

**TABLA III.3. Velocidad de ondas S y P, módulo de rigidez de cortante G y amortiguamiento para el suelo de estudio (Mendoza, et al., 1997).**

Prof m	CAMPO (sonda suspendida)					LABORATORIO (columna resonante)				$\frac{G_{oL}}{G_{oc}}$
	$v_p$ m/s	$v_s$ m/s	$v_p/v_s$	Rel. de Poisson, $\nu$	$G_{oc}$ kg/cm <sup>2</sup>	Muestra	$v_s$ m/s	$G_{oL}$ m/s	Amorti- guamiento	
1	303	238	1.27		677.96					
2	182	140	1.30		234.59					
3	757	33	22.94	0.499	13.03					
4		32.3			12.49	M1-T2	41.92	21.04	1.00%	1.68
						M1-T2*	57.32	39.32	2.40%	
5	625	37	16.89	0.498	16.39	M1-T3	45.43	24.70	1.60%	1.51
						M1-T3*	55.49	36.85	1.80%	
6	833	50	16.67	0.498	29.92					
7	714	31.3	22.82	0.499	11.73					
8	769	30.3	25.39	0.499	10.99					
9	714	32.3	22.11	0.499	12.49					
10	769	30.3	25.39	0.499	10.99					
11	669	30.3	22.09	0.499	10.99					
12	667	29.4	22.68	0.499	10.35					
13	833	27.8	29.97	0.499	9.25					
14	556	31.3	17.75	0.498	11.73					
15	667	34.5	19.32	0.499	14.25					
16	1000	34.5	28.99	0.499	14.25					
17	1429	35.7	40.02	0.500	15.25					
18	1136	37	30.70	0.499	16.39					
19	1429	31.3	45.64	0.500	11.73	M3-T1	48.85	28.56	1.00%	2.44
20	1111	26.3	42.25	0.500	8.28					
21	1429	27.8	51.39	0.500	9.25					
22		45.5								
23	1538	45.5	33.80	0.500	24.78					
24	1515	45.5	33.30	0.500	24.78					
25	1429	40	35.72	0.500	19.15					
26	1515	45.5	33.30	0.500	24.78					
27	1429	42.5	33.61	0.500	21.62					
28	1539									
29	1282	132	9.71	0.495	208.54					
30	1111	66.7	16.66	0.498	53.25					
31		333								
32	1427	125	11.43	0.496	187.01					
33	1470	50	29.40	0.499	29.92					

Se observa que los valores obtenidos en laboratorio resultaron mayores que los de campo. Se atribuyen varias razones por las cuales pudo haber existido esta distorsión en los datos, una de ellas puede ser a causa de la heterogeneidad en el suelo de campo (excavación) por ser suelo blando, y con ello producir una disminución en la rigidez dinámica del mismo; así como también, debido a las discrepancias en la generación de esfuerzos entre el espécimen de prueba y el suelo de campo.

La situación anterior justifica la necesidad de obtener datos de ambas fuentes, tanto de campo como de laboratorio, para representar mejor los datos del suelo en el sitio.

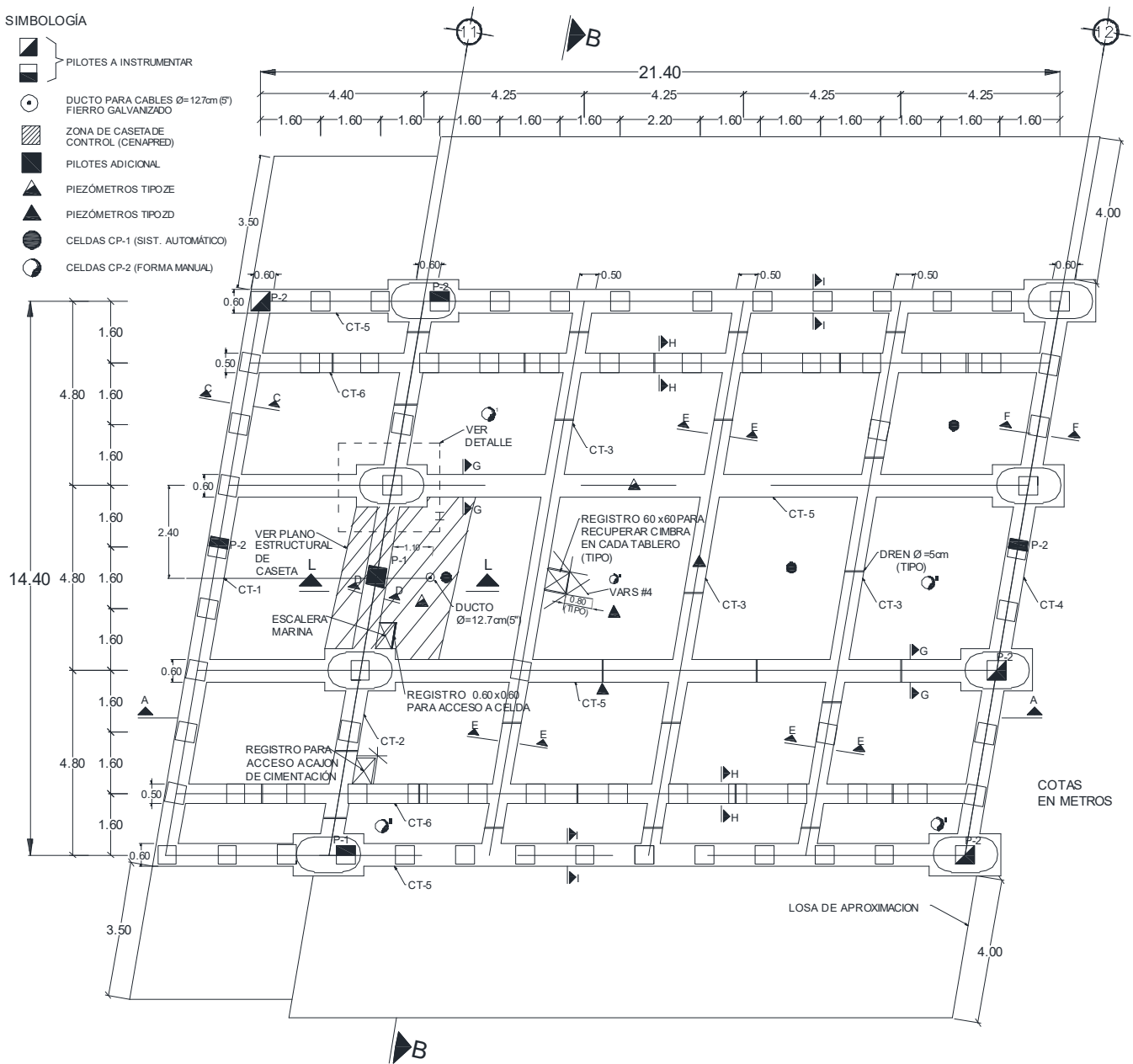
### III.2. Cimentación

La cimentación del apoyo no. 6 del puente estudiado está formada por un cajón de cimentación y un conjunto de pilotes cuyo trabajo es por fricción, ambos construidos con concreto reforzado. Ésta es prototipo de los soportes de los puentes vehiculares del Metro en la Zona del Lago.

Dado a que se tiene un grado de esviaje entre las dos avenidas de 14°, se tiene una superficie romboidal, lo cual conlleva a distribuir las contratraves y pilotes de forma inclinada con respecto al eje longitudinal del puente, tal como se muestra en la figura III.3.

SIMBOLOGÍA

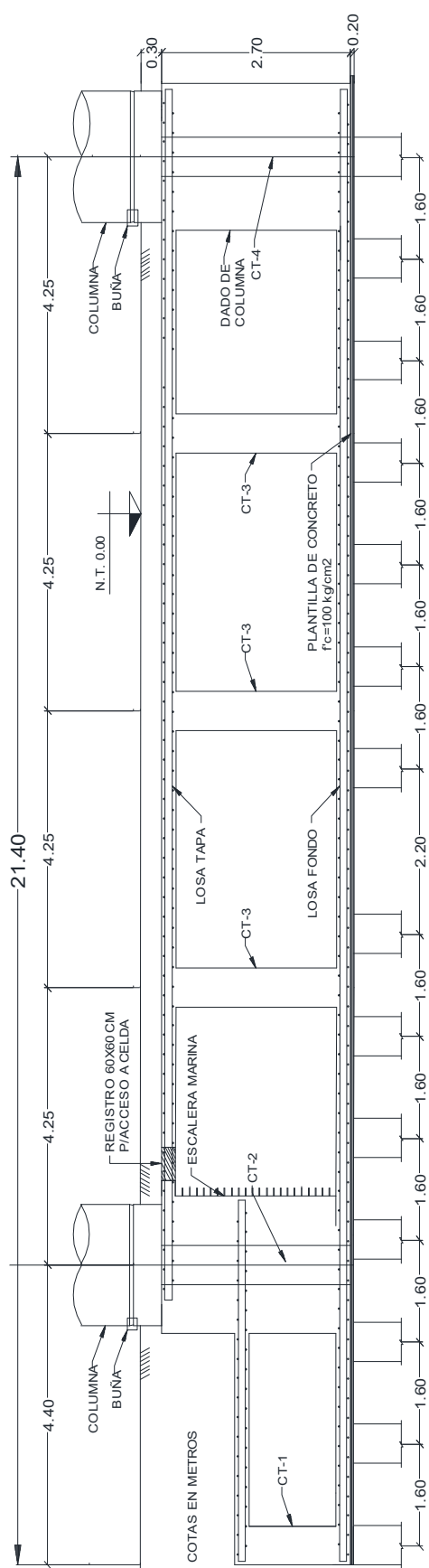
- PILOTES A INSTRUMENTAR
- DUCTO PARA CABLES Ø=12.7cm(5") FIERRO GALVANIZADO
- ZONA DE CASETA DE CONTROL (CENAPRED)
- PILOTES ADICIONAL
- PIEZÓMETROS TIPOZE
- PIEZÓMETROS TIPOZD
- CELDAS CP-1 (SIST. AUTOMÁTICO)
- CELDAS CP-2 (FORMA MANUAL)



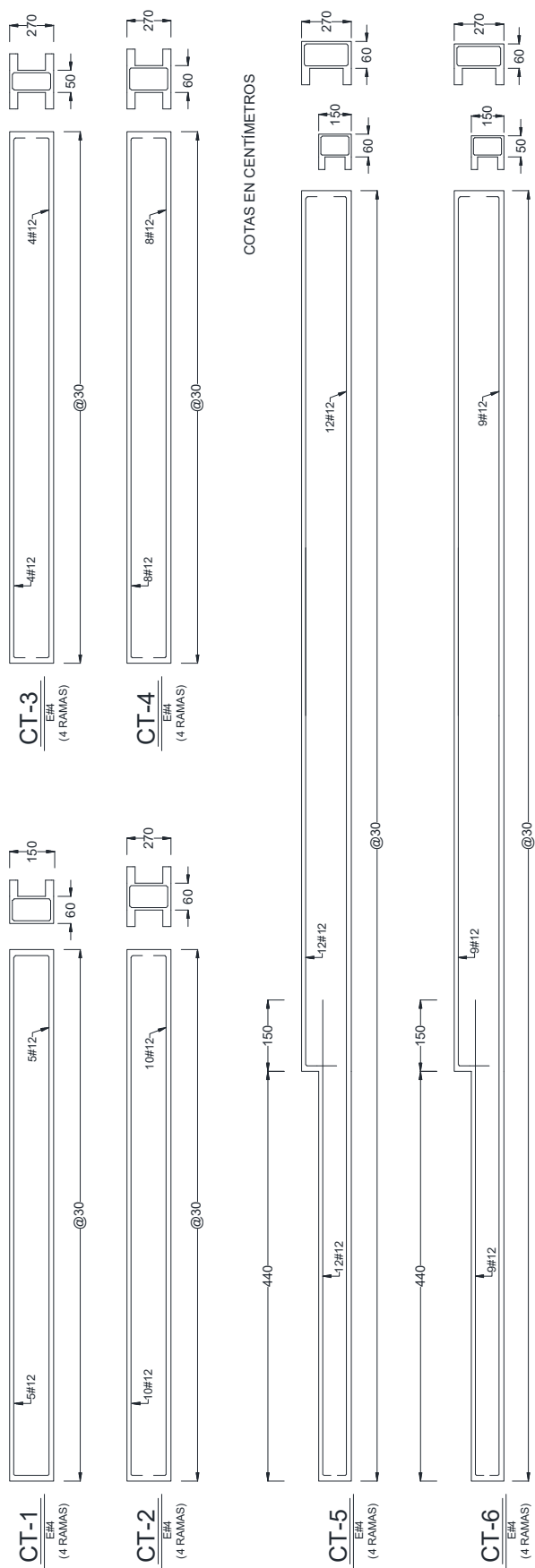
**FIGURA III.3.** Vista en planta de la cimentación del apoyo instrumentado del Puente Impulsora (Riobóo, 1995).

El cajón de cimentación está constituido por una retícula de contratrabes no ortogonales (figura III.3), tres de ellas recorriendo la dirección transversal del puente con una altura de 2.70 m (CT-2, CT-3 y CT-4), dos de ellas recorriendo la dirección longitudinal con una altura variable de 2.70 m y 1.50 m (CT-5 y CT-6), y solamente la contratrabes CT-1 con una altura de 1.50 m; éstas fueron coladas monolíticamente junto con la losa tapa y la losa de fondo de la cimentación, permitiendo que trabajen en conjunto como un diafragma rígido (figura III.4). Las contratrabes CT-3 y CT-6, tienen un ancho de 50 cm, mientras que las demás son de 60 cm.

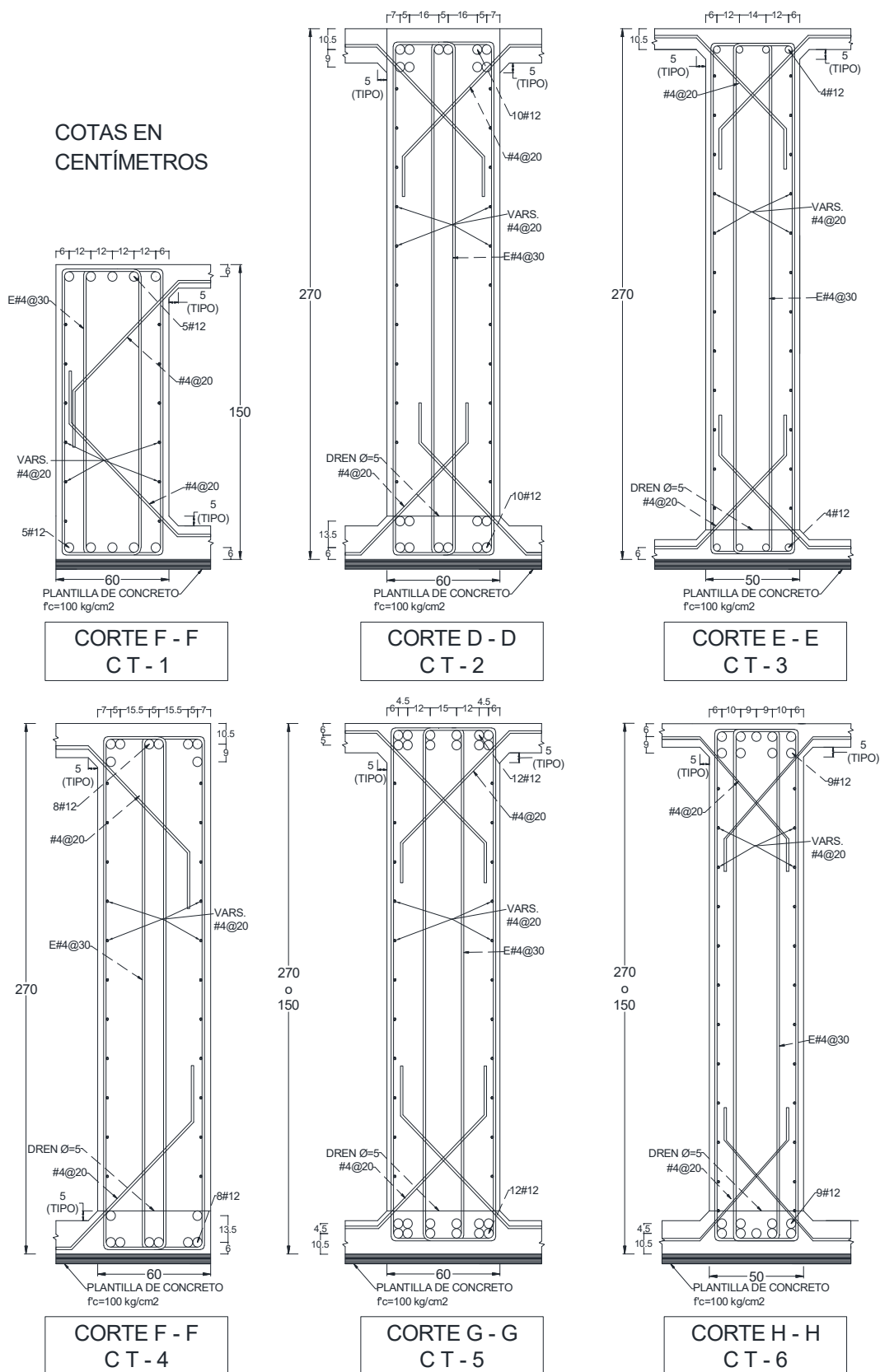
En las figuras III.5 y III.6 se detallan las medidas, así como las características geométricas y estructurales del armado de refuerzo de las contratrabes antes mencionadas.



**FIGURA III.4. Corte lateral A-A de cajón de cimentación con pilotes de fricción (Riobóo, 1995).**



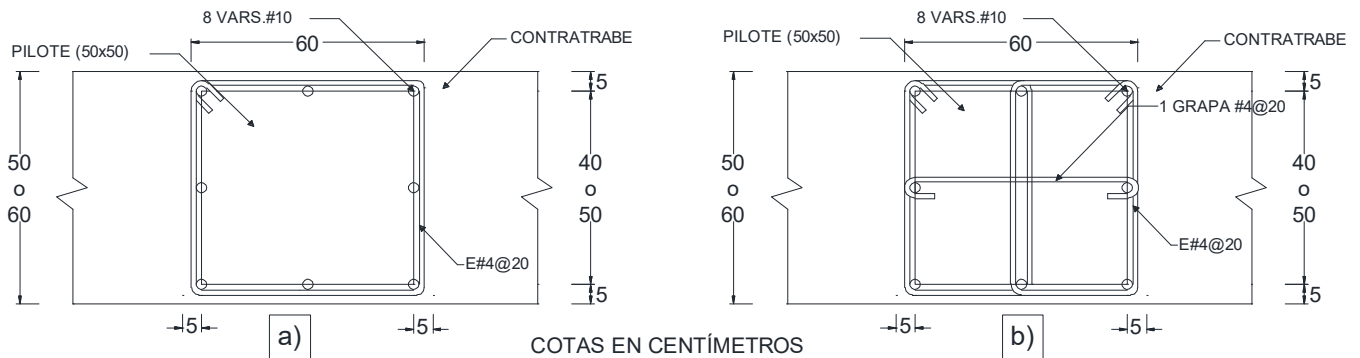
**FIGURA III.5. Corte lateral de contratraves utilizadas para la cimentación (Riobóo, 1995).**



**FIGURA III.6.** Sección transversal de armado estructural y conexión de contratraves con losa tapa y fondo de cimentación (Riobóo, 1995).

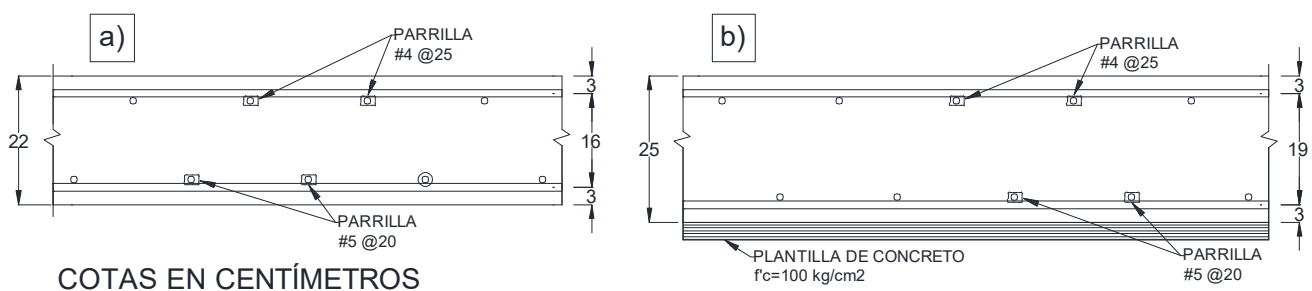
Se hincaron un total de 77 pilotes bajo las contratraves del puente, ubicados en las contratraves de los extremos principalmente (CT-5 y CT-6), dispuestos a cada 1.60 y 2.20 m de separación entre sí, y debajo de cada dado de cimentación, tal como se observa en las figuras III.3 y III.4.

Los pilotes son de sección cuadrada de 50 y 60 cm por lado (figura III.7), y su trabajo es por fricción, ya que se encuentran ahogados en la FAS (Formación Arcillosa Superior) alcanzando una profundidad de 30 m, dejando un “colchón” de suelo arcilloso de tres metros entre su punta y la PCD (Primera Capa Dura), tal como se observa en la figura III.2 (Mendoza, *et al.*, 1997).



**FIGURA III.7.** Vista en planta de sección de pilotes de fricción para desplante de cimentación. a) Corte H-H, b) corte I-I (Riobóo, 1995).

La losa de fondo de la cimentación está desplantada en una plantilla de concreto de  $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ , y se une a las contratraves en su parte inferior, su espesor es de 25 cm, mientras la losa tapa del cajón de cimentación se une en la parte superior de estas, y cuenta con un espesor de 22 cm (Rivera, 2005), como se muestra en la figura III.8.



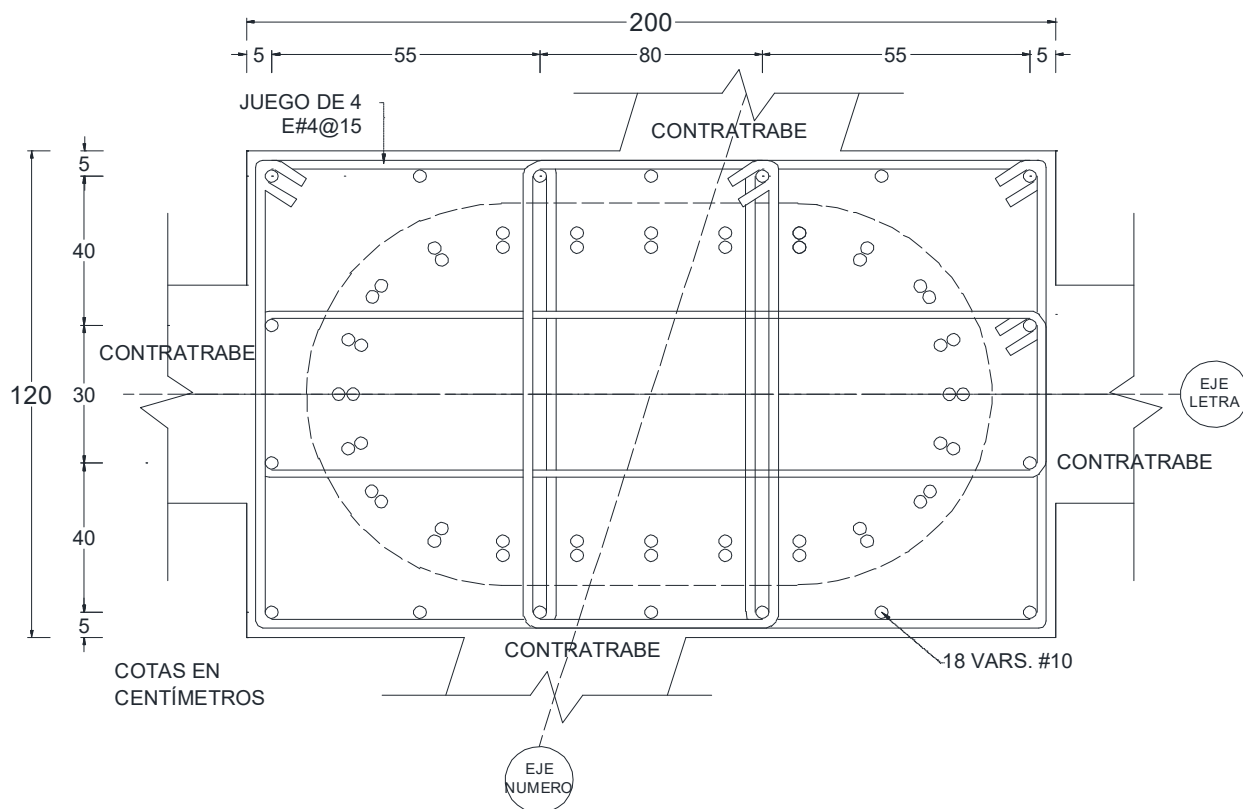
**FIGURA III.8.** Detalle estructural de losas del cajón. a) Losa tapa, b) losa fondo (Riobóo, 1995).

Dichas losas de cimentación están construidas monólicamente con las contratraves de concreto reforzado, lo cual brinda mayor rigidez a la cimentación del puente.

Con objeto de aumentar la superficie de apoyo y aumentar la resistencia al corte en la conexión de las columnas con la cimentación, debajo de cada una de dichas columnas se construyó un elemento de concreto reforzado, conocido como dado de cimentación.

En la figura III.9 se muestra la sección del dado de cimentación, el cual cuenta con una sección rectangular de 110 cm de ancho y 200 cm de largo, con 10 cm de holgura con respecto a la

columna del puente. Se cuenta con cuatro grapas o estribos de varillas del no. cuatro a cada 15 cm de separación, utilizados como refuerzo transversal del dado de cimentación; teniéndose seis ramales de refuerzo en la dirección "x" o eje principal de inercia del dado de cimentación, y cuatro ramales en la dirección "y" o el eje débil de éste.



**FIGURA III.9.** Vista en planta de sección de dado de cimentación (Riobóo, 1995).

Para considerar que los apoyos de las columnas del puente se comportan como empotrados, estas fueron coladas monolíticamente con los dados de cimentación, y estos elementos a su vez, se conectan con las contratraves y con los pilotes del cajón de cimentación, con una magnitud y longitud de acero de refuerzo considerable, para el correcto anclaje de la estructura, tal como se puede observar en las figuras III.10 y III.11, respectivamente.

En la figura III.10 se logra apreciar la unión entre el refuerzo longitudinal de la contratrabe y el dado de cimentación, que le otorgan mayor rigidez a la columna. La conexión es por medio de soldadura, teniéndose tres paquetes duales de varillas de refuerzo y dos varillas individuales en los extremos de la contratrabe, soldadas con los elementos longitudinales de acero de refuerzo de otra contratrabe y del dado de cimentación.

Se puede apreciar también en la figura III.10, que la contratrabe unida a la columna en su eje débil, a pesar de contar con un claro más corto, cuenta con mayor refuerzo longitudinal que la contratrabe que recorre el eje fuerte de la columna, lo cual permite otorgarle mayor resistencia a la columna con respecto a movimientos dinámicos transversales que presente el puente.



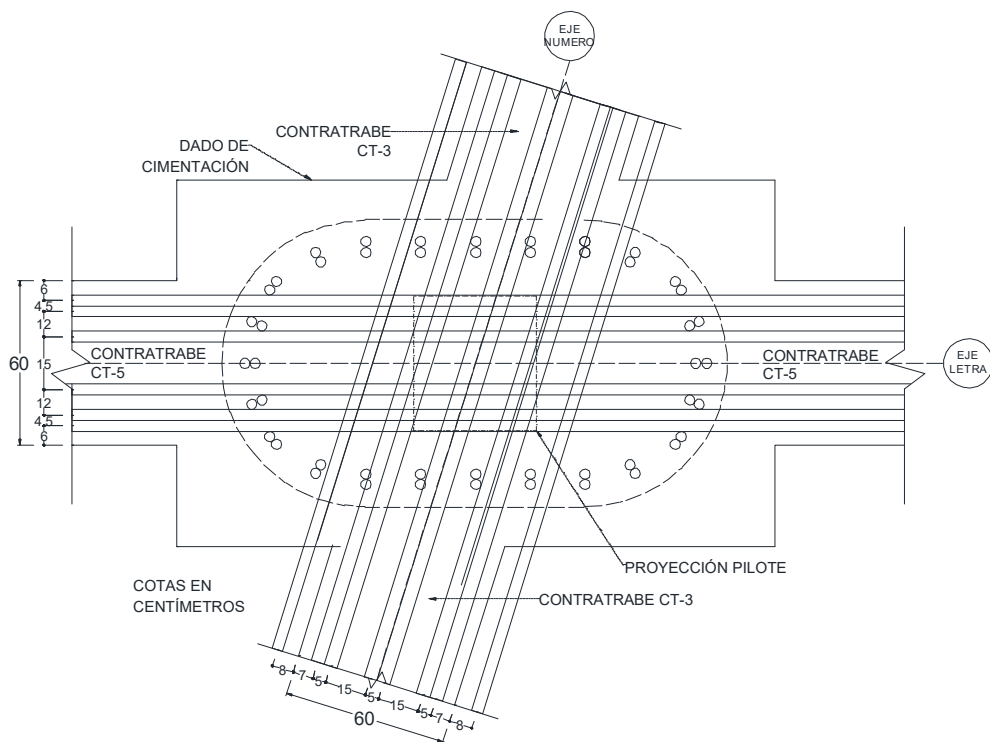


FIGURA III.10. Vista en planta, conexión de dado de cimentación y contratrabe (Riobóo, 1995).

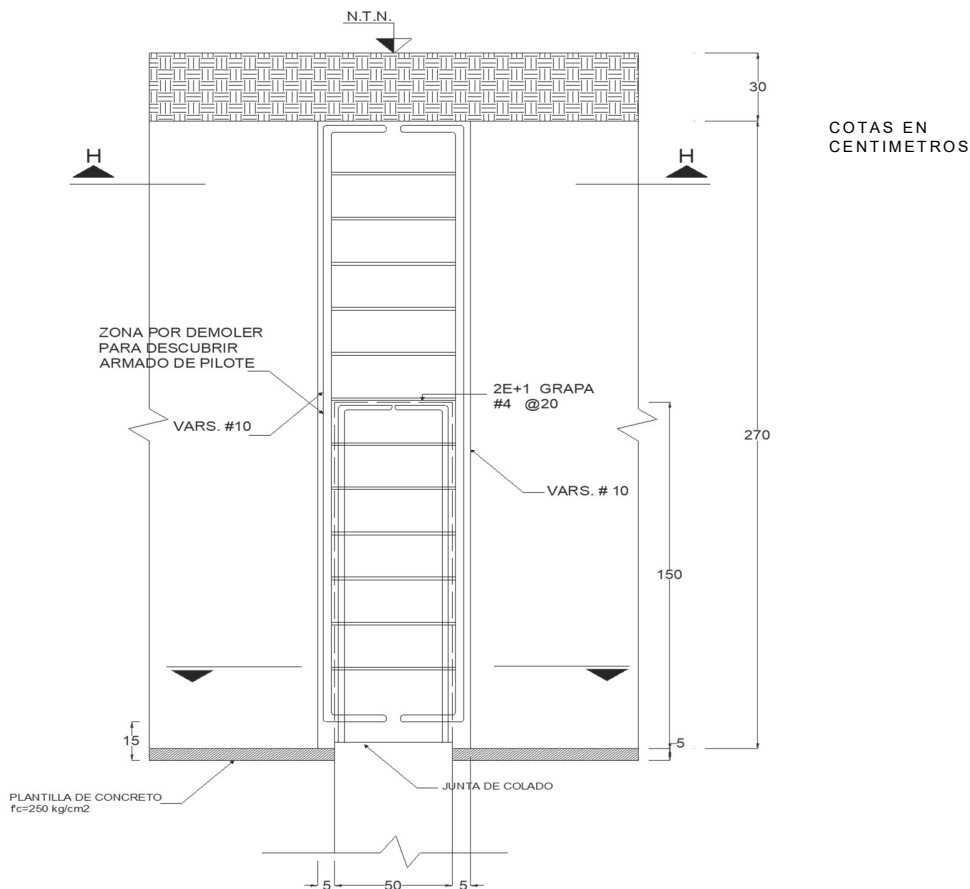
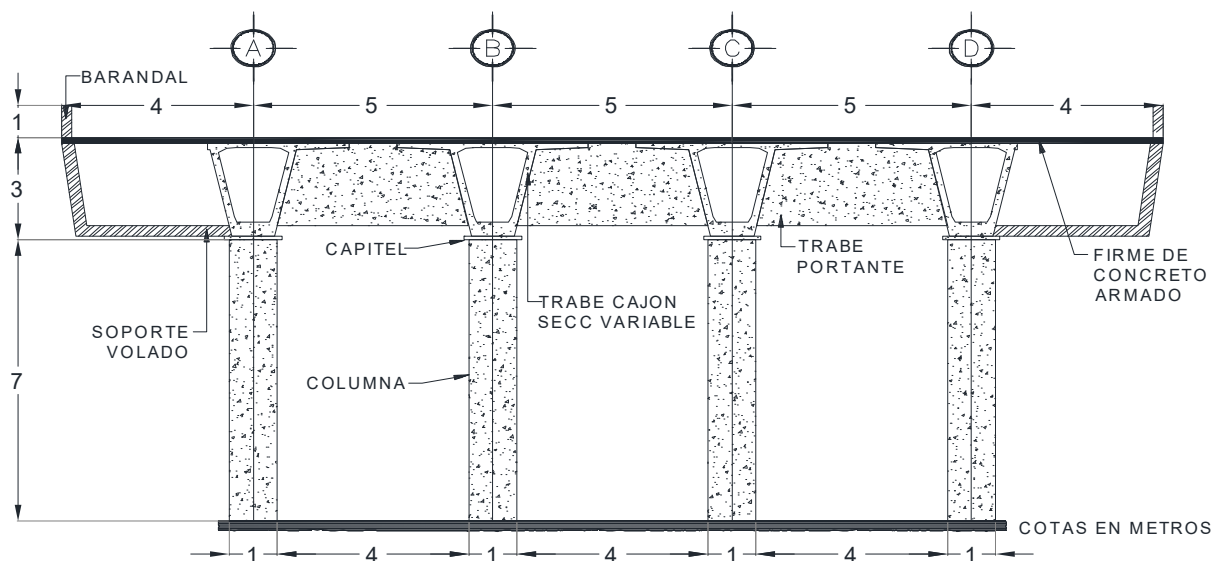


FIGURA III.11. Detallado de conexión y anclaje de pilote con dado de cimentación (Riobóo, 1995).

### III.3. Subestructura

La subestructura del apoyo instrumentado del puente consta de ocho columnas con dado de cimentación como base, desplantadas sobre una cimentación mixta compuesta de un cajón reticular hueco con forma romboidal de 15 m de ancho y 22 m largo, respectivamente, desplantado a tres metros de profundidad del nivel de terreno. Todos estos elementos estructurales se construyeron con concreto reforzado (Mendoza, 2007).

La parte central del apoyo del puente en estudio está cubierta por dos ejes inclinados (ejes 11 y 12), como se mencionó anteriormente, con cuatro columnas dispuestas equivalentemente a cinco metros de separación entre sí respecto a su centro de inercia; dichas columnas alcanzan una altura de siete metros, tal como se observa en la figura III.12. En la figura III.13 se muestra la distribución real en campo de las columnas del tramo estudiado del Puente Impulsora.



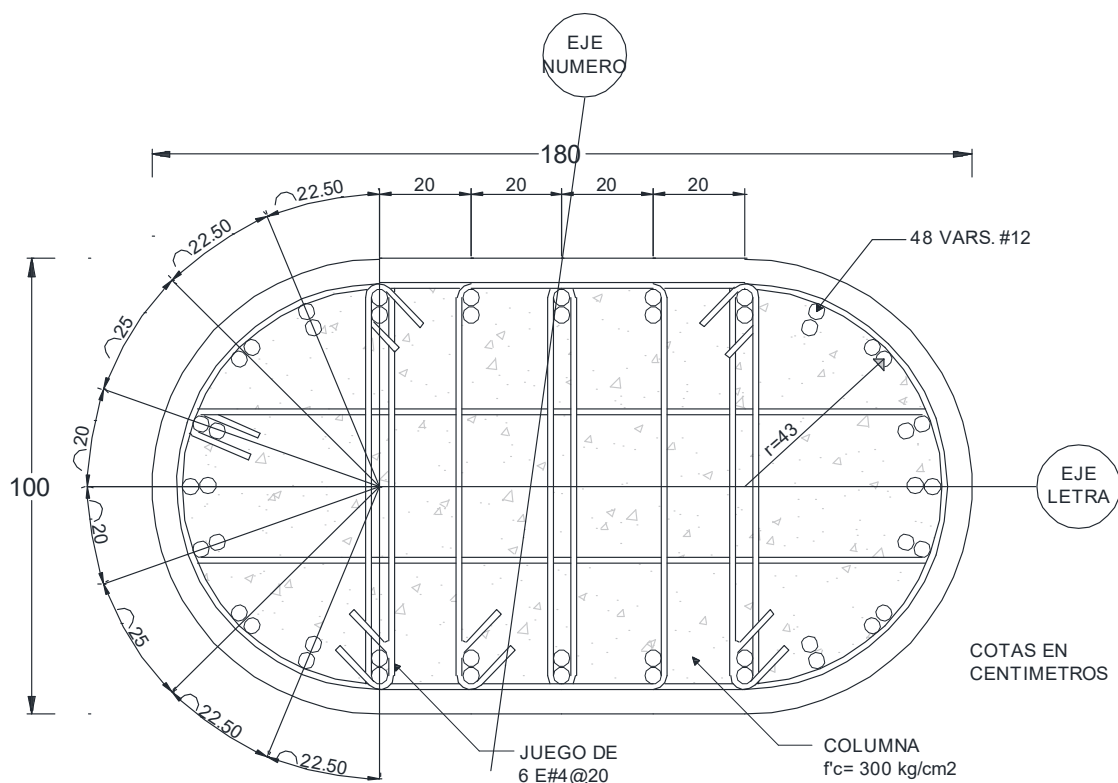
**FIGURA III.12.** Corte transversal B-B del tramo instrumentado del puente (Rivera, 2005).



**FIGURA III.13.** Vista frontal actual de disposición estructural, en campo, de los elementos de subestructura del apoyo instrumentado del Puente Impulsora.

Con base en la información disponible en planos estructurales, así como en informes técnicos como el de Aguilar & Alcocer (1997), se obtuvieron las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales del puente (trabes y columnas), así como la resistencia nominal a compresión del concreto empleado en los diferentes elementos estructurales.

Las columnas del Puesto Impulsora son de sección oblonga de 100 cm de ancho (eje menor de inercia) y 180 cm de largo (eje de inercia principal), y cuentan con una resistencia nominal de concreto de  $300 \text{ kg/cm}^2$ , tal como se muestra en la figura III.14.



**FIGURA III.14.** Vista en planta de columna principal del puente (Riobóo, 1995).

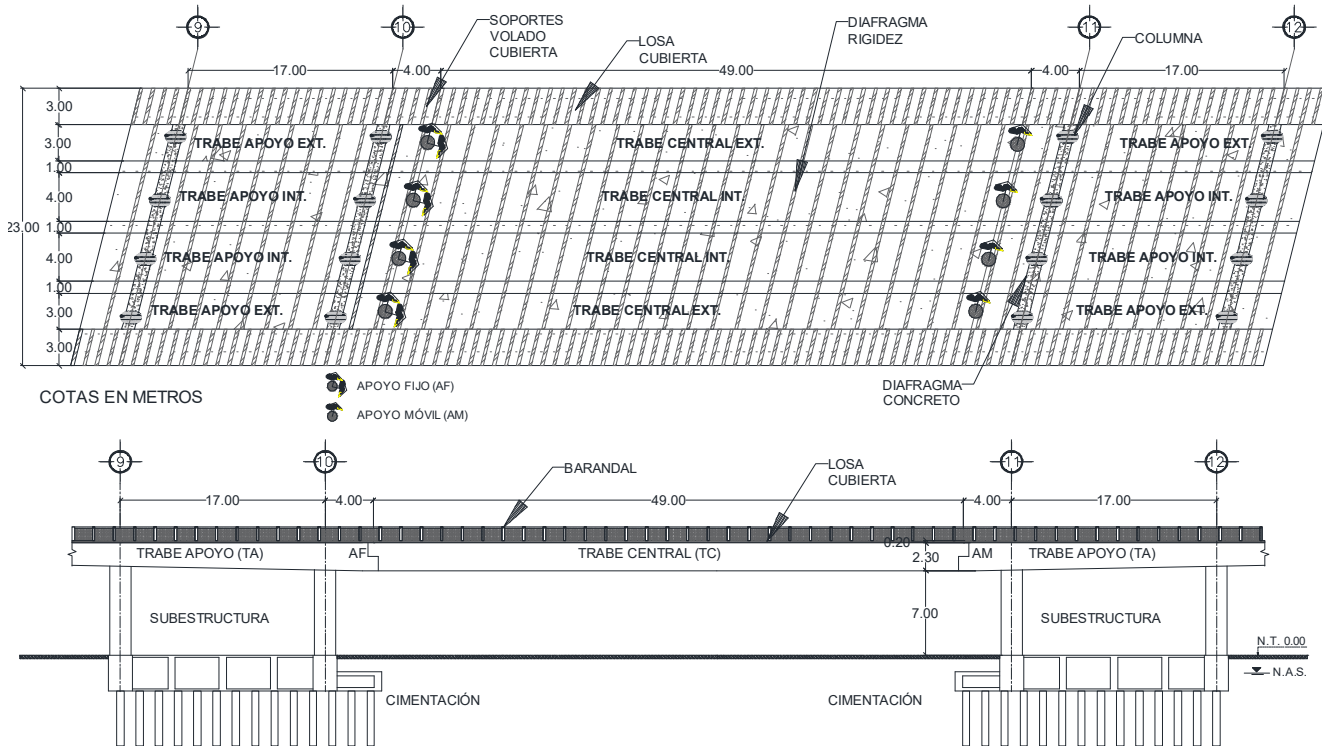
Cada columna está constituida por un conjunto de seis estribos con grapas de refuerzo transversal contra esfuerzo cortante, supuestos a una separación de 20 cm entre ellos, a lo largo de la altura de la columna. Estos estribos se distribuyen en diez ramales de acero en el eje principal de inercia de la columna (eje "letras" o longitudinal), y en cuatro ramales en el eje menor de inercia de ésta (eje "número" o transversal).

En lo que respecta al refuerzo utilizado longitudinalmente para resistir los esfuerzos de flexión y tensión, así como en algunos casos (en presencia de sismos o movimientos dinámicos intensos) torsión, se cuenta con 24 paquetes de dos varillas soldadas del no. 12, teniéndose en total 48 varillas con un área total de refuerzo  $547.2 \text{ cm}^2$ .

### III.4. Superestructura

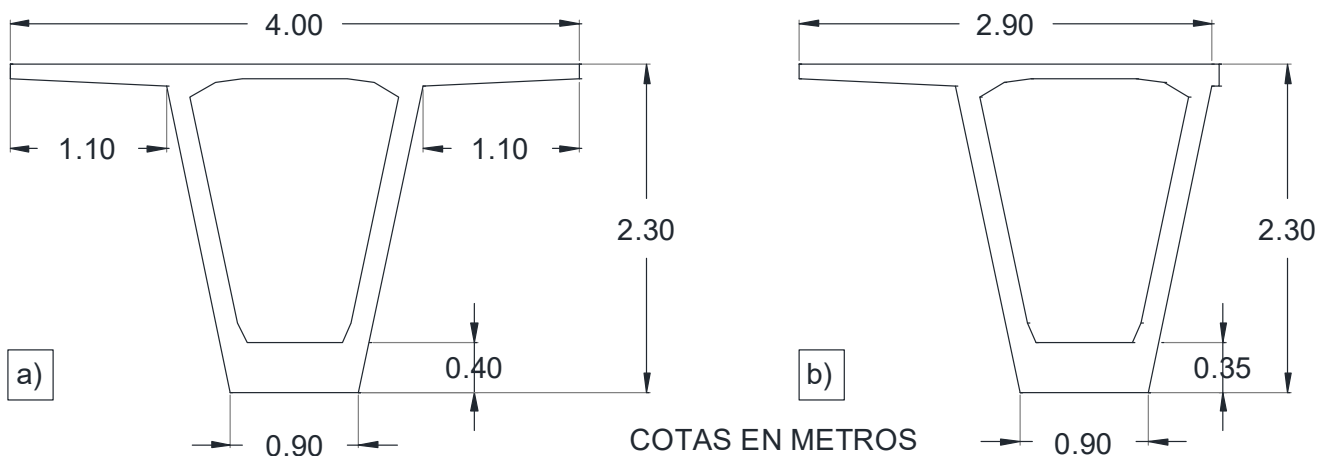
El puente vehicular Impulsora cuenta con una longitud total de 405 m y un ancho total de tablero de 23 m, de los cuales 17 m corresponden a cuatro carriles de tránsito continuo de vehículos, y los otros seis metros fungen como paso peatonal, como se observa en la figura III.15.

Respecto al tramo instrumentado, se tiene que el claro principal es de 57 m, cubierto por cuatro traves centrales de 49 m de longitud, paralelas entre sí, las cuales descansan en un apoyo fijo y en un apoyo móvil, en sendas traves portantes trabajando en doble voladizo. Las traves portantes o de apoyo descansan, a su vez, en dos ejes de columnas a las que están conectadas monóticamente en las dos direcciones (figura III.15).



**FIGURA III.15.** Vista en planta y alzado de superestructura del puente en estudio.

Las traves de apoyo y centrales son prefabricadas de concreto presfuerzo de sección cajón, colocadas de manera que trabajan como vigas Gerber, su peralte es de 2.30 m y el espesor de sus paredes laterales es de 15 cm, tal como se observa en la figura III.16.



**FIGURA III.16.** Tipo de sección transversal de trabe de apoyo y trabe central. a) Interior; b) exterior (Rivera, 2005).



Las traveses centrales se construyeron con un concreto de alta resistencia nominal correspondiente a  $400 \text{ kg/cm}^2$ ; y fueron presforzadas mediante 96 torones de acero de alta resistencia (cables de presfuerzo), con un  $f_y = 14000 \text{ kg/cm}^2$  y una sección transversal de  $1.03 \text{ cm}^2$ ; mientras que las traveses de apoyo cuentan con más cantidad de acero que las antes mencionadas, con 130 cables de presfuerzo (Rivera & Meli, 2003).

Las traveses interiores cuentan con un par de patines de 1.10 m, a diferencia de las exteriores que constan de un solo patín al estar ubicadas en los extremos laterales del puente. Es importante mencionar que las traveses apoyo, principalmente, no tienen una sección fija determinada, sino que es variable en el peralte a lo largo de su longitud.

Se construyeron diafragmas transversales de concreto rectangulares, con sección de uno por dos metros, colados de forma monolítica con las columnas y traveses de apoyo a lo largo de los ejes 9, 10, 11 y 12, que corresponden a los ejes de columnas de ambos apoyos considerados en la instrumentación y en el modelo del puente (figura III.15).

Para estructurar monolíticamente las traveses de apoyo con los diafragmas transversales, se extendió el acero longitudinal y transversal de la columna una altura adicional de 2.30 m al paño superior de la columna. Estos diafragmas se construyeron de concreto reforzado, con una resistencia nominal del concreto correspondiente a  $350 \text{ kg/cm}^2$  (Rivera, 2005).

Además de los diafragmas o traveses portantes mencionados anteriormente, el puente consta de un diafragma rígido conformado por una serie de tubos metálicos de 10" (25 cm) de diámetro, colocados a cada dos metros de separación aproximadamente, y se encuentran fijados en sus extremos a las traveses centrales y de apoyo, a través de soldadura eléctrica, tal como se puede observar en las figuras III.15 y III.17 (Rivera, 2005).



**FIGURA III.17.** Vista frontal en campo que muestra los elementos secundarios (tubos) para rigidizar los elementos primarios (vigas cajón) del Puente Impulsora.

Para soportar el volado situado en los extremos laterales de la cubierta se utilizaron también tubos metálicos de 10" (25 cm) de diámetro, aunque distribuidos a una separación de alrededor de un metro, conformando un marco estructural de apoyo anclado a las traveses primarias del

puente. Dichos elementos funcionan como barandales para el pasillo de peatones, como se puede observar en la figura III.18.



**FIGURA III.18.** Vista lateral en campo que muestra los elementos de soporte del tramo volado de la cubierta del Puente Impulsora.

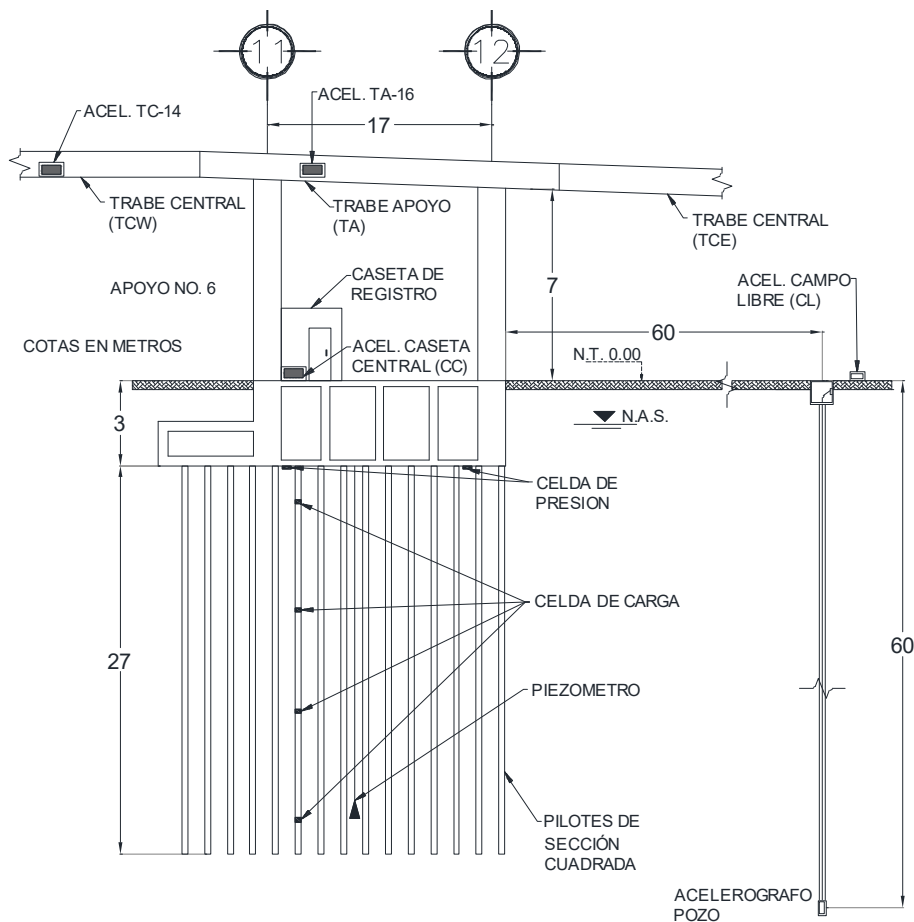
### III.5. Instrumentación sísmica y registros

La instrumentación sísmica del Puente Impulsora tiene sus antecedentes desde 1997, donde en un principio, el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) y la Agencia de Cooperación Internacional de Japón, se encargaron de llevar a cabo la instrumentación desde la cimentación hasta la subestructura y superestructura del puente.

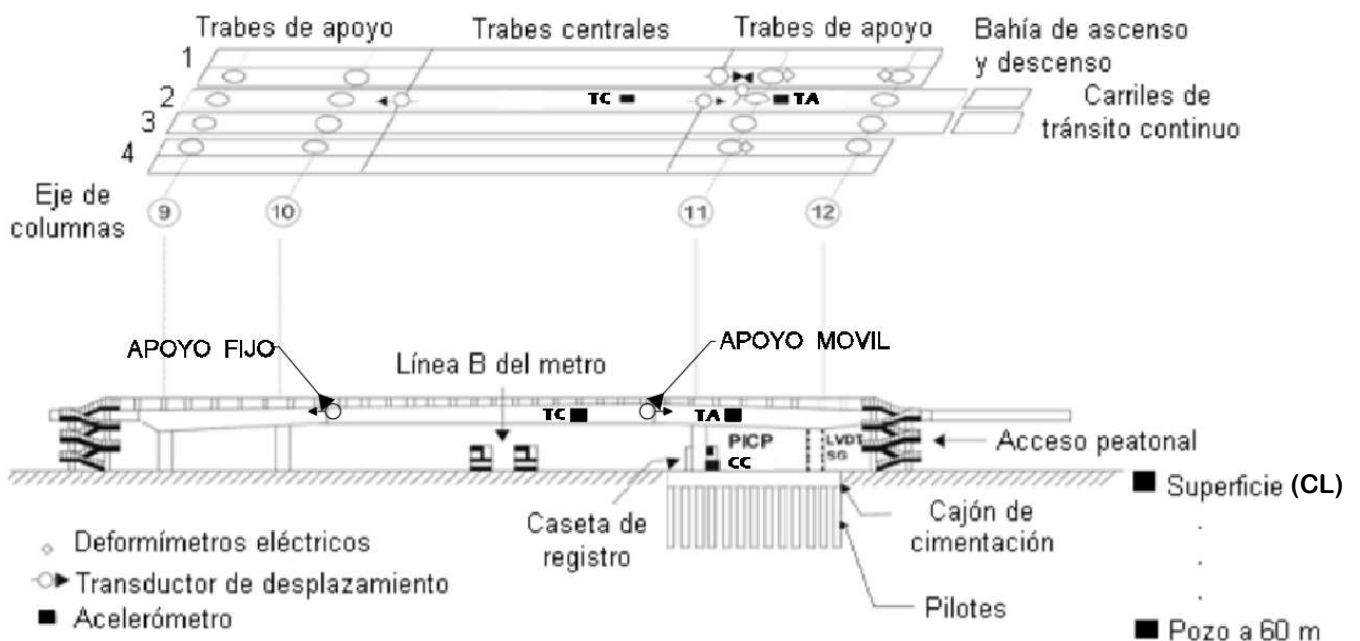
De esta manera, en el apoyo no. 6, entre los ejes 11 y 12, se colocaron 13 celdas de carga instaladas en la periferia de siete pilotes determinadas a cierta distancia desde su cabeza, que sirvieron para medir la carga axial a la que se someten estos; así mismo se instalaron ocho celdas de presión distribuidas en la interfaz suelo-losa, los que miden el esfuerzo total vertical en ese contacto; seis piezómetros colocados a ciertas profundidades para medir la presión del agua bajo la cimentación; de igual forma se instalaron tres acelerógrafos triaxiales: en pozo a 60 m de profundidad, en campo libre y en el cajón de cimentación.

Para mayor información sobre lo que fue la instrumentación sismogeotécnica, se puede consultar el trabajo de Mendoza, *et al.* (1997). En la figura III.19 se ilustra la instrumentación anteriormente descrita.

En lo que concierne a la instrumentación de la subestructura y superestructura, se vio la posibilidad de colocar 150 deformímetros adheridos a las barras del refuerzo longitudinal y transversal de tres columnas del apoyo no. 6; de igual forma se colocaron cuatro transductores de desplazamiento tipo LVDT con objeto de medir el desplazamiento longitudinal y transversal de la cubierta del puente, ubicados cerca de la conexión entre las traveses de apoyo (TA) y las traveses centrales (TC), como se muestra en la figura III.20; además se instalaron dos acelerógrafos triaxiales en el interior de la trabe de apoyo (TA) y de la trabe central (TC).



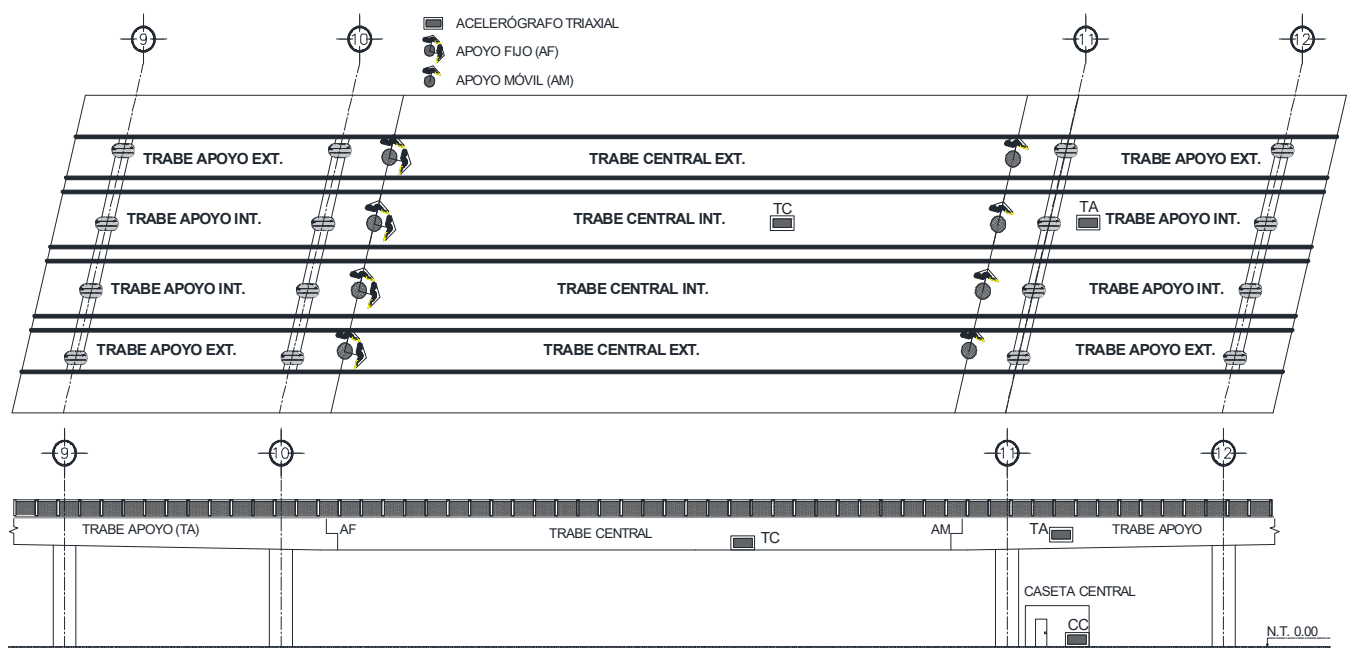
**FIGURA III.19.** Descripción de la instrumentación sísmogeotécnica instalada en el apoyo No.6 del Puente Impulsora (Mendoza, et al., 1997).



**FIGURA III.20.** Descripción de la instrumentación sísmica instalada en la superestructura del Puente Impulsora (Aguilar & Alcocer, 1997).

En una segunda etapa de la instrumentación del Puente Impulsora, la operación y mantenimiento pasó a cargo de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, a partir del año 2003.

Para esta etapa de la instrumentación solamente se dispusieron de tres acelerógrafos triaxiales (figura III.21): el primero corresponde al de caseta central (CC), el cual se ubica sobre la tapa de cimentación en la caseta de registro; el segundo está instalado en la trabe central (TC), sobre el patín inferior de la viga cajón que aloja los cables de presfuerzo; mientras que el tercero se encuentra dentro de la trabe de apoyo (TA), cerca de la conexión de ésta con el diafragma del eje 11. Los acelerógrafos triaxiales son del tipo FBA23 fabricados por Kinemetrics, tienen un rango de medición de hasta 2.0g y resolución de 19 bits, estos sensores se programan para registrar 100 muestras por segundo.



**FIGURA III.21.** Segunda etapa de instrumentación del Puente Impulsora.

La interpretación de la respuesta sísmica concerniente a la primera etapa de la instrumentación a cargo del CENAPRED y de la Agencia de Cooperación Internacional de Japón está reportada en los trabajos de Mendoza, *et al.* (1997), Aguilar & Alcocer (1997) y Rivera & Meli (2003).

Por consiguiente, para efectos de esta investigación se analizará la respuesta sísmica del Puente Impulsora, con base en los registros sísmicos captados en la segunda etapa de la instrumentación a cargo del Instituto de Ingeniería (UNAM), los cuales se describen a continuación.

De enero de 2004 a septiembre de 2017 la red acelerográfica del puente registró 45 sismos. En la tabla III.4 se presentan las características de los sismos, mientras que en la tabla III.5 se muestran las aceleraciones máximas registradas en diferentes partes de la estructura.



**TABLA III.4.** Características de los sismos registrados en la segunda etapa de instrumentación del puente bajo estudio.

Evento sísmico	M <sub>w</sub>	Epicentro	Profundidad (km)	Distancia epicentral al puente, R (km)
1-ene-04	6.3	Frente a las costas de Guerrero, La Isla 17.39 Lat. N 101.37 Long. W	10	337.38
1-ene-04	5.8	Frente a las costas de Guerrero, La Isla 16.97 Lat. N 101.84 Long. W	10	405.44
13-ene-04	5.5, 5.1, 5.5, 5.3, 5.7	Cuixtla, Oaxaca 15.99 Lat. N 97.15 Long. W	16	436.14
14-jun-04	5.8	Pastoria, Oaxaca 16.03 Lat. N 97.84 Long. W	10	403.36
18-ago-04	5.7	San Pedro Huilotepec, Oaxaca 16.24 Lat. N 95.15 Long. W	51	548.02
28-oct-04	4.6	Coatepec Costales, Guerrero 18.34 Lat. N 99.74 Long. W	51	146.2
15-nov-04	5.1	Frente a costas de Guerrero-Oaxaca, Maldonado 15.98 Lat. N 98.72 Long. W	25	389.57
14-ago-05	5.8	Frente a las costas de Oaxaca, El Monroy 15.94 Lat. N 97.93 Long. W	9	409.97
11-ago-06	5.9	Guayameo, Guerrero 18.32 Lat. N 101.27 Long. W	51	267.16
13-abr-07	6.3	Llano Real, Guerrero 17.09 Lat. N 100.44 Long. W	41	303.21
13-abr-07	5.4	San Vicente de Jesús, Guerrero 17.27 Lat. N 100.27 Long. W	51	277.11
6-nov-07	5.6	Coyuca de Benítez, Guerrero 17.08 Lat. N 100.14 Long. W	9	291.24
12-feb-08	6.6	Frente a costas de Oaxaca, Aguachil 16.19 Lat. N 94.54 Long. W	90	601.16
28-abr-08	5.6	Zacapostepec, Guerrero 18.05 Lat. N 100.01 Long. W	52	187.53
23-sep-08	5.2	Frente a costas de Guerrero, Acapulco 16.42 Lat. N 100.14 Long. W	12	357.79
16-oct-08	6.6	Frente a costas de Chiapas, Tapachula 13.87 Lat. N 92.50 Long. W	23	934.71
22-may-09	5.7	Chila de la Sal, Puebla 18.13 lat n 98.44 long w	45	163.22
9-feb-10	5.8	Santa María Colotepec, Oaxaca 15.9 lat n 96.86 long w	37	459.76

**TABLA III.4. Continuación.**

Evento sísmico	M <sub>w</sub>	Epicentro	Profundidad (km)	Distancia epicentral al puente, R (km)
30-jun-10	6	Achiotes, Oaxaca 16.22 Lat. N 98.03 Long. W	8	377.23
5-may-11	5.5	Copala, Guerrero 16.61 Lat. N 98.91 Long. W	11	318.45
11-dic-11	6.5	Tlacotepec, Guerrero 17.84 Lat. N 99.98 Long. W	58	206.95
20-mar-12	7.4	Frente a costas de Oaxaca, Culebra 16.251 Lat. N 98.521 Long. W	16	362.47
2-abr-12	6	Frente a costas de Oaxaca, Culebra 16.27 Lat. N 98.47 Long. W	10	361.16
11-abr-12	6.4	Frente a costas de Michoacán, Caleta de Campos 17.9 Lat. N 103.06 Long. W	16	457.51
1-may-12	5.6	La Calavera, Guerrero 18.2 Lat. N 101.01 Long. W	51	250.92
22-sep-12	5.4	Frente a costas de Oaxaca, Corralero 16.23 Lat. N 98.3 Long. W	2	368.97
7-nov-12	7.3	Frente a costas de Chiapas, Tapachula 14.08 Lat. N 92.32 Long. W	16	933.79
7-nov-12	7.3	Frente a costas de Chiapas, Tapachula 14.08 Lat. N 92.32 Long. W	16	933.79
15-nov-12	6.1	Ajuchitlan, Guerrero 18.17 Lat. N 100.52 Long. W	40	212.71
26-mar-13	5.4	Frente a costas de Oaxaca, Corralero 15.78 Lat. N 98.61 Long. W	10	411.89
22-abr-13	5.8	Frente a costas de Michoacán, Lázaro Cárdenas 17.87 Lat. N 102.19 Long. W	10	376.5
16-jun-13	5.8	Tulimán, Guerrero 18.04 Lat. N 99.25 Long. W	60	161.42
16-ago-13	5.1	Los Metates, Guerrero 16.54 Lat. N 98.59 Long. W	20	329.64
21-ago-13	6	Las Minas, Guerrero 16.79 Lat. N 99.56 Long. W	20	303.22
18-abr-14	7.2	Frente a costas de Guerrero, Papanoa 17.18 Lat. N 101.19 Long. W	10	340.86
8-may-14	6.4	Frente a costas de Guerrero, Nuxco 17.11 Lat. N 100.87 Long. W	17	325.75
10-may-14	6.1	Frente a costas de Guerrero, Nuxco 17.06 Lat. N 100.95 Long. W	12	335.16

**TABLA III.4. Continuación.**

Evento sísmico	M <sub>w</sub>	Epicentro	Profundidad (km)	Distancia epicentral al puente, R (km)
29-jul-14	6.4	Chichihualco, Guerrero 17.63 Lat. N 95.66 Long. W	131	215.29
6-ago-14	3.2	Ciruelo, Oaxaca 16.28 Lat. N 98.17 Long. W	14	366.82
13-ago-14	5.4	Frente a costas de Oaxaca, Corralero 16.13 Lat. N 98.35 Long. W	10	378.7
20-mar-15	5.4	San Miguel Comitipa, Guerrero 17.96 Lat. N 98.58 Long. W	61	175.97
23-nov-15	5.6	Quiahuitepec, Guerrero 16.86 Lat. N 98.94 Long. W	10	294.84
8-may-16	6	Cerro de la Esperanza, Oaxaca 16.25 Lat. N 97.98 Long. W	35	375.6
8-sep-17	8.2	Frente a costas de Chiapas, Los Carritos 14.85 Lat. N 94.11 Long. W	58	734.1
19-sep-17	7.1	Tlancualpican, Puebla 18.4 Lat. N 98.72 Long. W	57	125.09

**TABLA III.5. Aceleraciones máximas registradas en diferentes partes del Puente Impulsora.**

Evento sísmico	M <sub>w</sub>	Componente	CC (gal)	TA (gal)	TC (gal)
1-ene-04	6.3	L	2.80	3.34	3.36
		V	2.46	1.61	2.91
		T	4.55	4.96	4.68
1-ene-04	5.8	L	1.14	1.73	1.77
		V	0.70	0.63	2.27
		T	1.83	2.34	2.22
13-ene-04	5.5, 5.1, 5.5, 5.3, 5.7	L	1.45	3.69	3.61
		V	1.96	6.79	11.87
		T	1.64	2.85	4.16
14-jun-04	5.8	L	2.84	3.45	3.68
		V	1.31	1.14	3.61
		T	4.93	5.38	4.39
18-ago-04	5.7	L	-	0.71	0.73
		V	-	0.27	0.76
		T	-	1.03	0.93
28-oct-04	4.6	L	0.52	0.89	0.86
		V	0.85	1.32	5.05
		T	0.77	1.08	1.21
15-nov-04	5.1	L	1.35	1.61	1.47
		V	0.48	0.59	2.33
		T	1.78	2.15	2.11

*Tabla III.5 Continuación.*

Evento sísmico	Mw	Componente	CC (gal)	TA (gal)	TC (gal)
14-ago-05	5.8	L	2.21	2.78	2.59
		V	1.28	2.83	8.11
		T	2.33	3.55	3.90
11-ago-06	5.9	L	6.55	6.86	6.92
		V	2.82	1.63	3.89
		T	4.76	5.28	4.99
13-abr-07	6.3	L	5.85	6.59	6.86
		V	2.26	2.78	6.39
		T	11.49	14.04	13.74
13-abr-07	5.4	L	2.03	2.48	2.52
		V	0.78	1.62	4.23
		T	3.38	4.51	4.20
6-nov-07	5.6	L	-	1.96	1.90
		V	-	3.32	9.64
		T	-	2.19	3.43
12-feb-08	6.6	L	3.34	4.20	4.19
		V	1.78	4.08	13.85
		T	3.00	3.72	5.25
28-abr-08	5.6	L	3.03	3.60	3.64
		V	5.46	5.52	10.19
		T	3.28	4.29	4.84
23-sep-08	5.2	L	0.87	1.76	1.92
		V	1.09	2.69	7.70
		T	0.90	1.81	3.61
16-oct-08	6.6	L	2.16	2.48	2.39
		V	1.22	3.33	9.61
		T	1.26	2.29	2.92
22-may-09	5.7	L	7.40	10.00	10.68
		V	6.00	6.40	24.71
		T	10.34	17.04	16.09
9-feb-10	5.8	L	1.29	-	-
		V	1.34	-	-
		T	1.96	-	-
30-jun-10	6	L	5.48	6.26	6.41
		V	2.20	2.07	3.02
		T	5.85	7.79	7.59
5-may-11	5.5	L	-	2.96	2.75
		V	-	5.75	9.39
		T	-	3.41	3.58
11-dic-11	6.5	L	11.03	12.07	12.63
		V	13.78	14.71	34.06
		T	11.03	14.12	13.77
20-mar-12	7.4	L	45.09	44.24	43.68
		V	7.76	8.20	15.95
		T	27.11	33.76	33.25
2-abr-12	6	L	6.59	-	-
		V	1.62	-	-
		T	5.82	-	-



*Tabla III.5 Continuación.*

Evento sísmico	M <sub>w</sub>	Componente	CC (gal)	TA (gal)	TC (gal)
11-abr-12	6.4	L	5.92	-	-
		V	1.41	-	-
		T	5.82	-	-
1-may-12	5.6	L	2.79	3.93	2.11
		V	2.62	6.42	9.52
		T	2.48	4.18	2.59
22-sep-12	5.4	L	1.54	2.16	1.00
		V	1.31	3.51	2.34
		T	1.94	2.65	1.48
7-nov-12	7.3	L	5.11	5.48	2.71
		V	1.36	2.89	3.38
		T	4.33	5.07	2.72
7-nov-12	7.3	L	1.37	2.22	1.22
		V	1.23	2.54	2.96
		T	2.13	2.54	1.48
15-nov-12	6.1	L	7.13	7.07	3.56
		V	4.15	4.15	9.00
		T	4.02	5.07	2.69
26-mar-13	5.4	L	1.60	2.27	1.16
		V	1.50	3.83	4.54
		T	1.78	3.13	1.94
22-abr-13	5.8	L	6.73	7.01	3.51
		V	1.86	2.72	3.09
		T	5.08	5.60	2.91
16-jun-13	5.8	L	12.94	13.83	7.03
		V	4.19	4.78	5.66
		T	13.97	17.18	8.34
16-ago-13	5.1	L	1.61	2.14	1.06
		V	1.17	2.56	2.66
		T	1.78	2.51	1.30
21-ago-13	6	L	5.71	5.82	2.91
		V	2.16	5.18	9.30
		T	7.93	9.07	4.57
<b>18-abr-14</b>	<b>7.2</b>	<b>L</b>	<b>29.27</b>	<b>29.38</b>	<b>29.13</b>
		<b>V</b>	<b>7.96</b>	<b>7.94</b>	<b>20.80</b>
		<b>T</b>	<b>26.36</b>	<b>35.24</b>	<b>35.78</b>
<b>8-may-14</b>	<b>6.4</b>	<b>L</b>	<b>23.00</b>	<b>23.44</b>	<b>23.24</b>
		<b>V</b>	<b>7.75</b>	<b>7.66</b>	<b>13.76</b>
		<b>T</b>	<b>24.14</b>	<b>28.56</b>	<b>27.32</b>
10-may-14	6.1	L	5.73	6.28	6.50
		V	2.15	2.76	5.90
		T	7.50	8.90	9.13

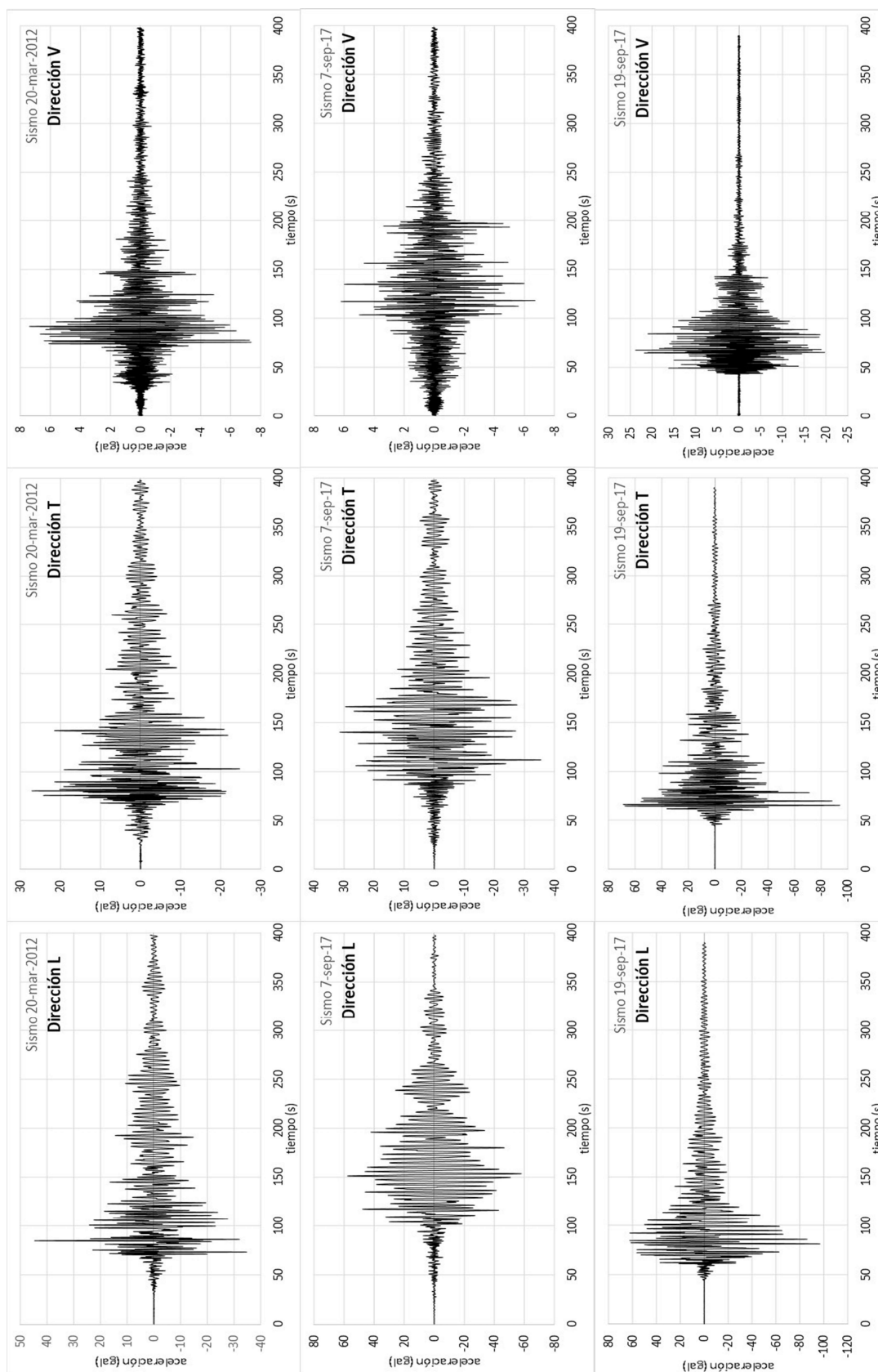
*Tabla III.5 Continuación.*

Evento sísmico	M <sub>w</sub>	Componente	CC (gal)	TA (gal)	TC (gal)
29-jul-14	6.4	L	4.13	4.46	4.62
		V	1.49	3.01	5.28
		T	3.30	4.22	4.34
6-ago-14	3.2	L	2.35	10.07	8.82
		V	4.34	7.51	35.17
		T	1.15	4.83	12.03
13-ago-14	5.4	L	1.65	1.92	1.89
		V	0.64	1.66	4.15
		T	2.41	2.75	2.63
20-mar-15	5.4	L	2.25	2.38	2.34
		V	1.81	1.64	6.18
		T	1.95	2.65	2.54
23-nov-15	5.6	L	-	3.06	3.97
		V	-	4.67	8.97
		T	-	3.86	4.83
8-may-16	6	L	-	4.29	4.89
		V	-	3.62	11.06
		T	-	4.42	4.10
<b>8-sep-17</b>	<b>8.2</b>	<b>L</b>	<b>58.53</b>	<b>60.59</b>	<b>60.20</b>
		<b>V</b>	<b>7.62</b>	<b>10.51</b>	<b>45.14</b>
		<b>T</b>	<b>35.47</b>	<b>40.34</b>	<b>40.30</b>
<b>19-sep-17</b>	<b>7.1</b>	<b>L</b>	<b>97.04</b>	<b>103.89</b>	<b>104.46</b>
		<b>V</b>	<b>24.48</b>	<b>25.34</b>	<b>58.06</b>
		<b>L</b>	<b>94.74</b>	<b>110.02</b>	<b>109.67</b>

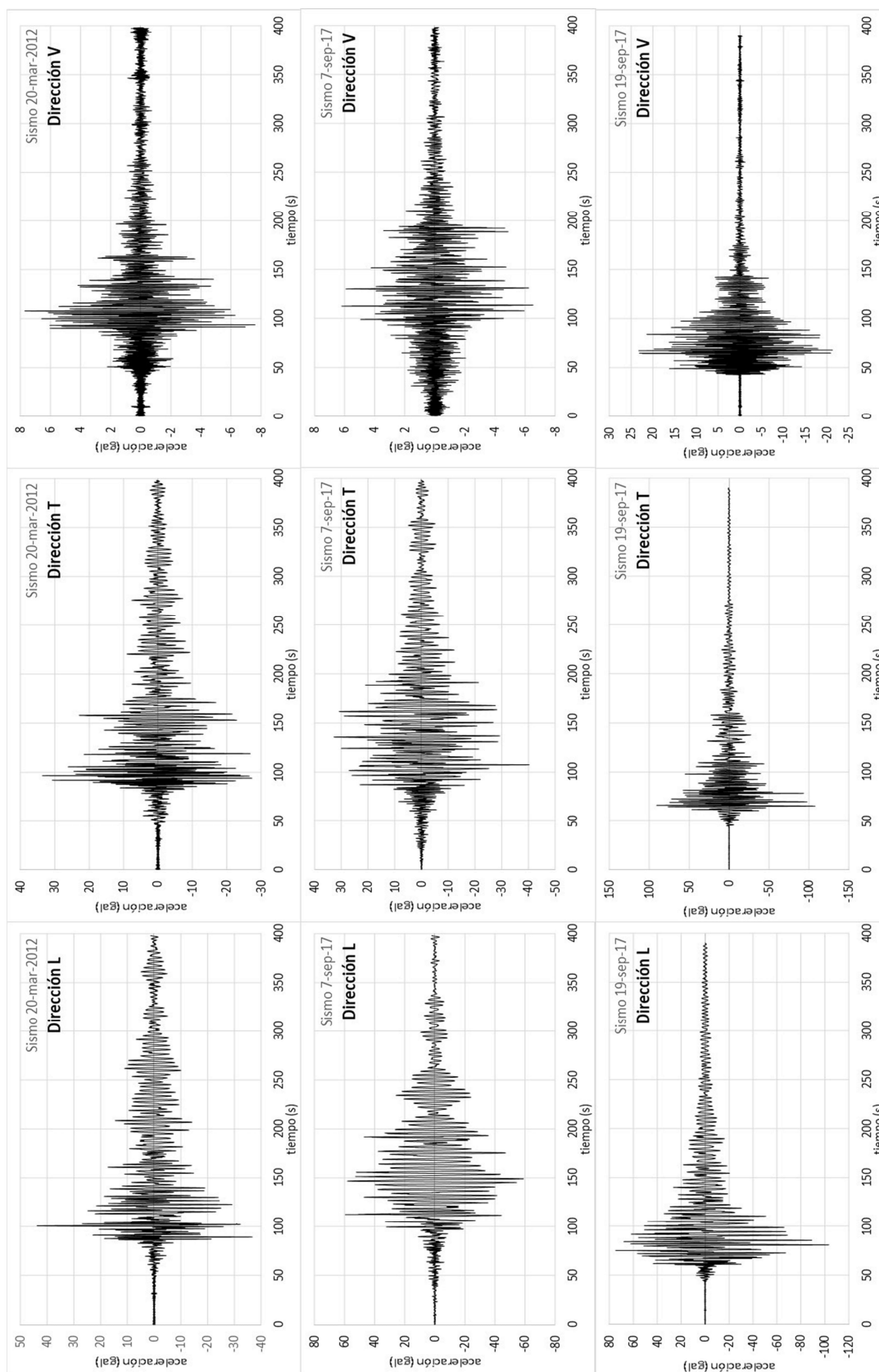
Como se puede observar en la tabla III.4, se registraron las respuestas de aceleración para un total de 45 registros sísmicos (periodo 2004-2017). de los cuales 14 tuvieron su epicentro en Oaxaca (31.11%), 23 en la región de Guerrero (51.11%), cuatro en la región de Chiapas (8.89%), dos en la región de Puebla (4.44%) y dos en Michoacán (4.44%).

Los sismos de mayor intensidad, correspondientes a la zona de subducción, suelen producirse principalmente en la región de Guerrero. El único sismo que se produjo fuera de la costa del Pacífico, fue el del 19-sep-17, precisamente en la frontera del estado de Puebla y Morelos. Dicho sismo fue producido por una falla de intraplaca, dada la ubicación del epicentro.

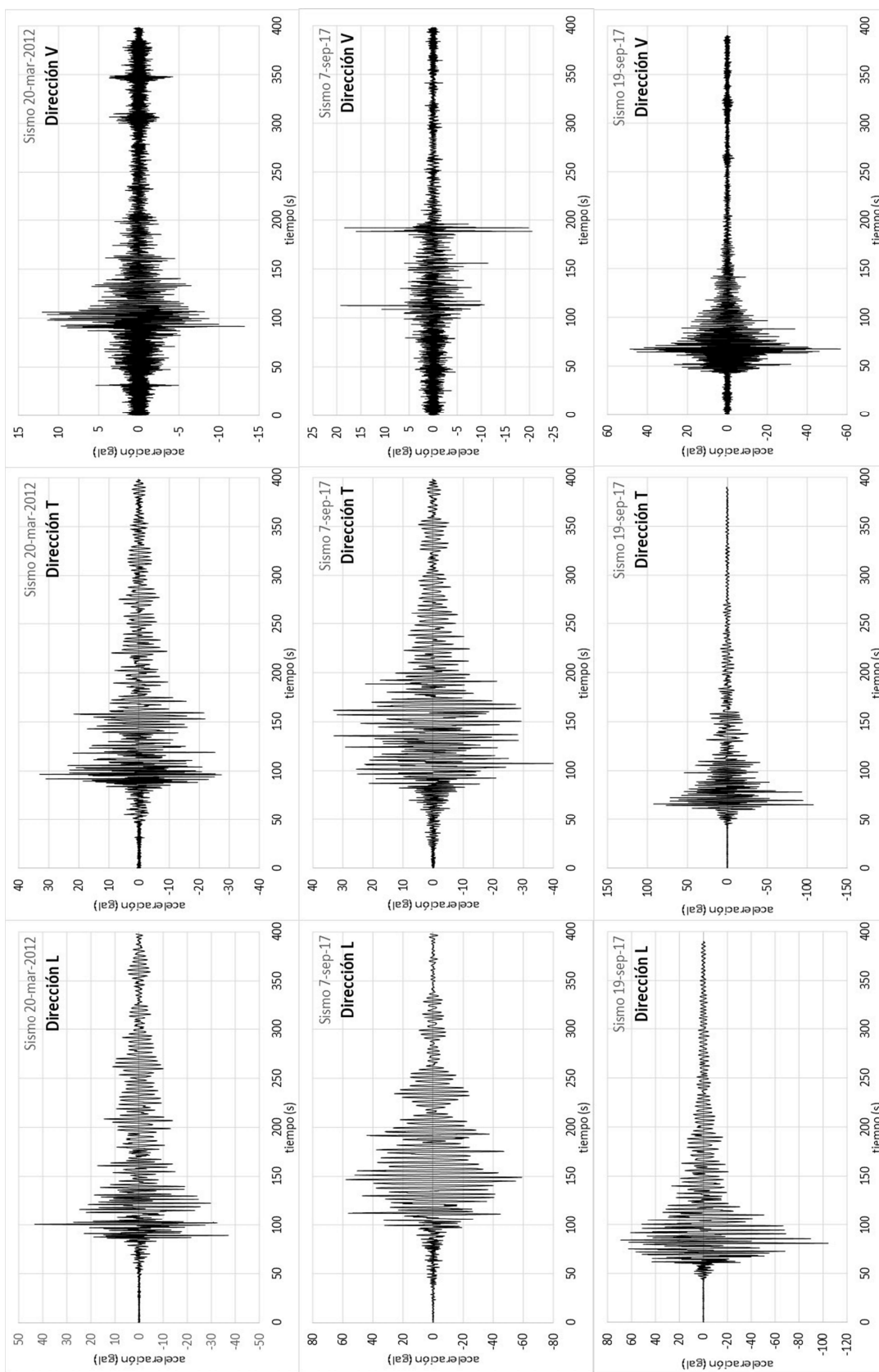
En la tabla III.5 se resaltaron los registros sísmicos con la mayor intensidad de respuesta (aceleración) en las tres direcciones, los cuales corresponden a los siguientes eventos: 11-dic-11, 20-mar-12, 18-abr-14, 8-may-14, 7-sep-17 y 19-sep-17. En las figuras III.22, III.23 y III.24, se muestran los acelerogramas en las tres direcciones, longitudinal (L), transversal (T) y vertical (V), correspondientes a los tres sismos de mayor intensidad registrados por esta red.



**FIGURA III.22.** Acelerogramas de los tres sismos más intensos registrados en la caseta central (CC).



**FIGURA III.23.** Acelerogramas de los tres sismos más intensos registrados en la trabe de apoyo (TA).



**FIGURA III.24.** Acelerogramas de los tres sismos más intensos registrados en la trabe central (TC).



## IV. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA REGISTRADA EN EL PUENTE

### IV.1. Conceptos básicos de análisis de señales

#### ➤ Concepto de señal

En términos generales, una señal es la representación de un fenómeno físico o estado material, a través de una relación establecida: las entradas y salidas de un sistema electrónico serán señales variables (González, 2013).

En el análisis de señales, una señal se considera como una variable física principalmente en función del tiempo, que describe el comportamiento y evolución de un fenómeno. Las señales las podemos encontrar en las gráficas de aceleración o desplazamiento, en las cuales se utiliza un dispositivo sensible que permite obtener estos tipos de parámetros.

Se han desarrollado diferentes técnicas de análisis de señales para una mejor interpretación de los registros provenientes de estructuras instrumentadas. En este sentido, para la identificación de las propiedades dinámicas a partir del análisis de registros sísmicos, ya sea en dominio del tiempo o de la frecuencia, se consideran las técnicas de tipo paramétrico y no paramétrico (Bendat & Piersol, 1989).

La estimación paramétrica consiste en la identificación de las propiedades de un sistema a partir de un modelo matemático idealizado, por medio del cual se busca reproducir la información que se ha obtenido experimentalmente. Mientras que la estimación de tipo no paramétrica se enfoca directamente al análisis de los registros sísmicos, mediante herramientas matemáticas que facilitan la identificación de las propiedades que se desean conocer; en esta investigación se empleó esta técnica y en lo que sigue se comentarán brevemente las herramientas matemáticas elementales.

#### IV.1.1. Análisis en el dominio de la frecuencia

El análisis de tipo no paramétrico generalmente, se realiza en el dominio de la frecuencia, mediante funciones que relacionan diferentes señales de entrada (excitaciones a las que está sometido un sistema) y salida (respuesta del sistema). Para dicho análisis se aplica a las señales una transformada matemática que las convierta del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, y una vez que éstas han sido convertidas, es útil realizar una serie de operaciones tales como: cálculo de espectros de amplitudes de Fourier, funciones de transferencia y de coherencia, entre otros, de tal forma que hacen más fácil su interpretación (Rivera, 2005).

➤ **Transformada de Fourier**

La transformada de Fourier es una técnica matemática que permite convertir una función con respecto al tiempo, a una función en el dominio de la frecuencia. La carga de cálculo que se requiere para el análisis de Fourier ha sido un parámetro muy importante que se ha resuelto gracias a las computadoras, ya que el número de multiplicaciones depende del cuadrado del número de muestras empleadas (Chopra, 2014).

La transformada de Fourier  $P(\omega)$ , de una función típica de excitación con respecto al tiempo  $p(t)$ , está dada por la ecuación IV.1.

$$P(\omega) = F[p(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} p(t)e^{-i\omega t} dt \quad (IV.1)$$

Una vez que se obtiene la excitación en función del tiempo, entonces se procede a obtener la respuesta del sistema en función de la frecuencia (ecuación IV.2).

$$U(\omega) = H(\omega)P(\omega) \quad (IV.2)$$

Dónde,  $H(\omega)$  es el coeficiente o la función compleja de la respuesta del sistema.

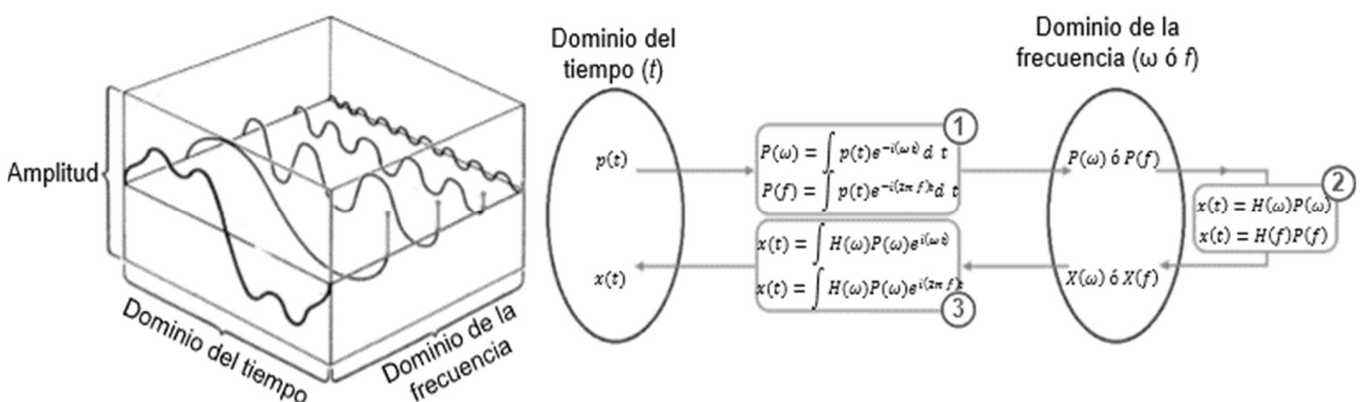
Ahora, se procede a aplicar la transformada inversa de la respuesta de desplazamiento, de igual manera que con respecto al tiempo, pero ahora en el dominio de la frecuencia (ecuación IV.3).

$$u(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} U(\omega)e^{i\omega t} d\omega \quad (IV.3)$$

Si se discretiza el tiempo a que  $T \rightarrow \infty$ , se sustituye la frecuencia angular,  $\omega$ , por la frecuencia cíclica,  $f$  ( $\omega = 2\pi f$ ), y se intercambia el desplazamiento,  $u$ , por la aceleración,  $\ddot{u}$ , en la respuesta, el resultado es la ecuación IV.4.

$$\ddot{U}(\omega) = \int_{-\infty}^T \ddot{u}(t)e^{-i2\pi f t} dt \quad (IV.4)$$

En la figura IV.1 se resume gráficamente el procedimiento, antes descrito, para obtener el valor de la aceleración en el dominio de frecuencia con respecto al tiempo, también conocido como Transformada Rápida de Fourier.



**FIGURA IV.1.** Análisis en el dominio de la frecuencia con respecto al tiempo (Chopra, 2014).

### ➤ Espectros de Amplitudes de Fourier

Se puede expresar la ecuación IV.4 (Transformada Discreta de Fourier) también de forma trigonométrica (ecuación IV.5), en la que se puede notar como las amplitudes de Fourier se componen de una parte real  $\ddot{X}_R$  y una parte imaginaria  $\ddot{X}_I$  (Murià-Vila, 2007).

$$\ddot{X}(f) = \int_0^T \ddot{x}(t) \cos(2\pi ft) dt - i \int_0^T \ddot{x}(t) \sen(2\pi ft) dt \quad (IV.5)$$

Si aplicamos el método de mínimos cuadrados, se obtiene el valor de la amplitud máxima de Fourier, el cual se observa en la ecuación IV.6.

$$|\ddot{X}(f)| = \sqrt{[\ddot{X}_R]^2 + [\ddot{X}_I]^2} \quad (IV.6)$$

El espectro de amplitudes de Fourier es una función de densidad espectral que involucra las amplitudes espectrales de Fourier,  $|\ddot{X}(f)|$ , correspondientes a las frecuencias de una señal de respuesta dada (aceleración), tal como se muestra en la ecuación IV.7 (Henao, 2013).

$$S_x(f) = |\ddot{X}(f)| \quad (IV.7)$$

Otra forma de expresar el espectro de Fourier con connotación polar (ecuación IV.8), es por medio del espectro de amplitudes de Fourier  $|S_x(f)|$  y el ángulo de fase  $\theta(f)$ .

$$S_x(f) = |S_x(f)|e^{-i\theta(f)} \quad (IV.8)$$

De esta manera, el espectro de amplitudes de Fourier es una función de densidad espectral, donde se grafican las amplitudes de la transformada de Fourier contra frecuencias para una señal dada (Henao, 2013).

### ➤ Función de transferencia

Para determinar la función de transferencia  $H(\omega)$ , es necesario obtener las características dinámicas de un sistema, lo cual no es posible realizar en la mayoría de los casos por cuestión de tiempo y complejidad del proceso. Para ello, se recurre a una función de respuesta en el dominio de la frecuencia de un sistema lineal dado,  $H(f)$ , entre los espectros de Fourier de entrada y de salida,  $S_x(f)$  y  $S_y(f)$ , respectivamente (ecuación IV.9). En términos prácticos, es el cociente entre el espectro de la señal de salida y de entrada de una señal dada (Henao, 2013).

$$H(f) = \frac{S_y(f)}{S_x(f)} \quad (IV.9)$$

### ➤ Identificación de frecuencias fundamentales

En la práctica, es necesario trabajar los espectros de Fourier con base a diversas técnicas que permiten conocer las frecuencias dominantes del sistema estructural.

Para ello, se inicia con el cálculo del espectro de amplitudes de Fourier de los registros sísmicos capturados en las diferentes partes del sistema estructural.

Con dicha herramienta matemática es posible conocer las frecuencias fundamentales de la estructura, al hacer sobresalir los picos con mayor amplitud de respuesta correspondientes a sus frecuencias de vibrar características. El espectro de Fourier se grafica en función de las frecuencias en forma logarítmica, para detectar mejor todo el rango de datos de la señal.

En ocasiones, se cuenta con espectros en los que se vuelve complicado distinguir los picos de amplitud correspondientes a alguna frecuencia específica, por lo que es necesario considerar un procedimiento de división entre espectros de distintos elementos del sistema de una misma señal, para así conocer de forma aproximada la frecuencia dominante en dicho espectro.

Una forma de manipular las señales para conocer las frecuencias de vibrar asociadas a formas modales es a través de los cocientes espectrales. De forma similar que la función de transferencia antes mencionada, a partir de los cocientes espectrales resulta fácil obtener las propiedades dinámicas de los elementos estructurales instrumentados.

Si se tienen los espectros de amplitud de Fourier de dos señales de salida resultantes de una misma excitación,  $S_{y1}(f)$  y  $S_{y2}(f)$ , correspondientes a dos partes distintas de la estructura, se puede inferir la coherencia entre ambas señales. Para ello se considera el cociente del cuadrado del valor absoluto de la amplitud de alguno de los espectros,  $|S_{y1y2}(f)|^2$ , del cual se desee estudiar el movimiento relativo, respecto al producto de la amplitud de ambos espectros,  $S_{y1}(f) \cdot S_{y2}(f)$ , como se muestra en la ecuación IV.10.

$$c^2(f) = \frac{|S_{y1y2}(f)|^2}{S_{y1}(f) \cdot S_{y2}(f)} \quad (\text{IV.10})$$

Dicho valor no tiene unidades y representa la similitud o discrepancia existente entre el movimiento relativo entre dos elementos distintos en el sistema, que sean objeto de estudio. Si el valor se acerca a 1, nos indica que ambos elementos se mueven en resonancia; si es un valor entre 0 y 1, corresponde a un movimiento relativo entre los elementos; y si el valor es mayor a 1, significa que ambos elementos se mueven en sentidos opuestos en un mismo instante de tiempo.

En este trabajo se consideraron los cocientes espectrales entre las señales de salida registradas para cada uno de los diferentes elementos estructurales del sistema, respecto a cada excitación a la que se sometió y en las tres direcciones de estudio: longitudinal, transversal y vertical.

#### ➤ **Cociente de Nakamura**

Para el caso de estimar el periodo fundamental del suelo con base en un registro de movimiento del terreno, se suele recurrir al cociente de Nakamura. Nakamura (1989) demostró que el cociente de las componentes horizontales y verticales de un registro, es una estimación fiable de la función de transferencia de sitio. Mientras que trabajos como el de Konno & Ohmachi (1998), han mostrado que dicho cociente es útil para estimar el periodo fundamental de vibrar del suelo.

Este método es una aplicación de la función de transferencia, ya que se busca obtener la frecuencia dominante del movimiento del suelo, a través del cociente entre la señal de entrada de la estructura en dirección longitudinal,  $S_{x1}(f)$ , con respecto a la vertical  $S_y(f)$ , y la dirección transversal,  $S_{x2}(f)$ , con respecto a la vertical,  $S_y(f)$ . En caso que el resultado coincida o sea

similar para ambas señales (longitudinal y transversal), se pone en evidencia la existencia de propiedades elástico lineales en el suelo de estudio.

#### IV.1.2. Procesamiento de los registros

Los registros se procesan en dos etapas. La primera lo lleva a cabo el grupo encargado de la operación y mantenimiento de la red acelerográfica, Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual guarda los datos almacenados en una memoria en archivos con formato DOS, a cada archivo se integra un encabezado con diversos datos de referencia, tales como: nombre de la estación de registro, tipo de instrumento, rango, fecha de recolección, entre otros. La segunda etapa consiste en el tratamiento del acelerograma en cuanto a la corrección de línea base y el filtrado de la señal.

##### ➤ Corrección de línea base

Llega a ocurrir en ocasiones, que los puntos de respuesta en el registro se encuentran desplazados con respecto a la línea base, que corresponde a la que cuenta con amplitud cero. Por ello, se necesita efectuar un procedimiento que permite corregir la línea base y situarla en la zona que le corresponde correctamente (cuando la amplitud de respuesta es cero).

Este error puede ocurrir porque el acelerógrafo no esté perfectamente nivelado en su emplazamiento, o bien porque el sistema de registro provoque una deriva de los datos respecto a la línea de base. Aunque este error puede ser inapreciable en aceleración, puede ser muy importante cuando se obtienen la velocidad y el desplazamiento por integración, ya que se contabiliza área que hay entre la curva de aceleración y la línea de base (González, 2013).

Existen varias formas de corregir la línea base de un registro, dos de ellas son las que utiliza el programa DEGTRA: corrección normal y corrección de tres líneas.

##### ✓ Corrección normal

Para realizar la corrección normal, se obtiene una constante que equivale al valor medio de todos los puntos de amplitud que se encuentran en el registro. El valor de esta constante se resta a todos los puntos que componen al registro, teniéndose que conseguir que la resta entre el valor final e inicial (promedio aritmético) sea igual a cero (Murià-Vila, 2007; Ordaz, *et al.*, 2005).

Esta corrección es la que se utilizó para el tratamiento de los registros del Puente Impulsora, ya que es uno de los métodos más simples y rápidos.

##### ✓ Corrección de tres líneas

El método de corrección de tres líneas se aplica en casos más especiales, en donde se aplica una corrección distinta para tres regiones del registro. A cada región se le aplicará una corrección lineal, la cual dependerá de la aceleración original en cada punto, así como de dos coeficientes que variarán en valor dependiendo el caso de corrección que se busque aplicar en cada región. Para mayor información se puede consultar el manual DEGTRA A4 (2005).



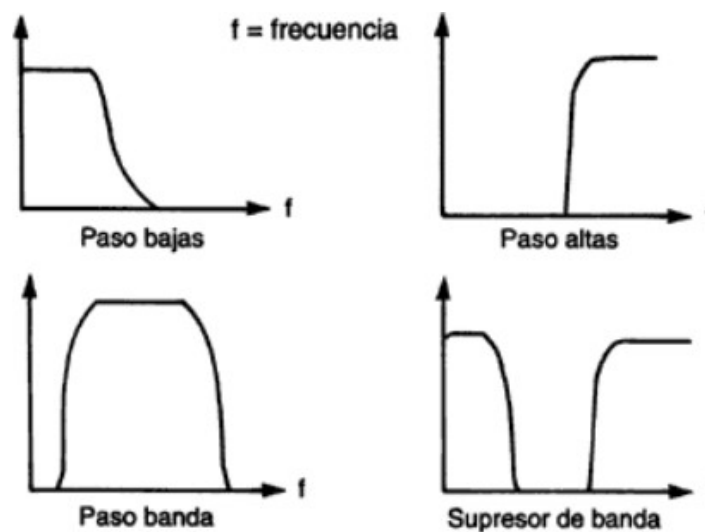
➤ **Filtrado de señales**

Es muy frecuente que existan ondas superpuestas aleatorias en los registros acelerográficos, las cuales suelen producir irregularidades y distorsión en el contenido de la señal que se esté estudiando. Estas irregularidades en la señal son lo que se le conoce como ruido, y si la relación ruido-síñal es muy alta podría afectar el resultado en la respuesta obtenida.

Este ruido es debido principalmente a las transferencias electromagnéticas producidas por el paso de la información en los cables, así como por fallas de interconexión entre los equipos de medición. Éste también puede ser causado por fenómenos naturales que produzcan interferencia en los datos (Zamora, 2016).

Para evitar que estas señales alteren el resultado final esperado, se recurre a un proceso conocido como filtrado, el cual consiste en atenuar o eliminar un tramo de espectro de una determinada señal. El rango de frecuencias atenuadas o eliminadas es a lo que se le llama banda de rechazo, y las frecuencias restantes que se mantienen en la señal son a las que se les denomina banda de paso.

En función de cómo sea el tramo de corte espectral, se tienen distintos tipos de filtro de señal, tal como se muestra en la figura IV.2 y se mencionará a continuación (Carrillo, 2003).

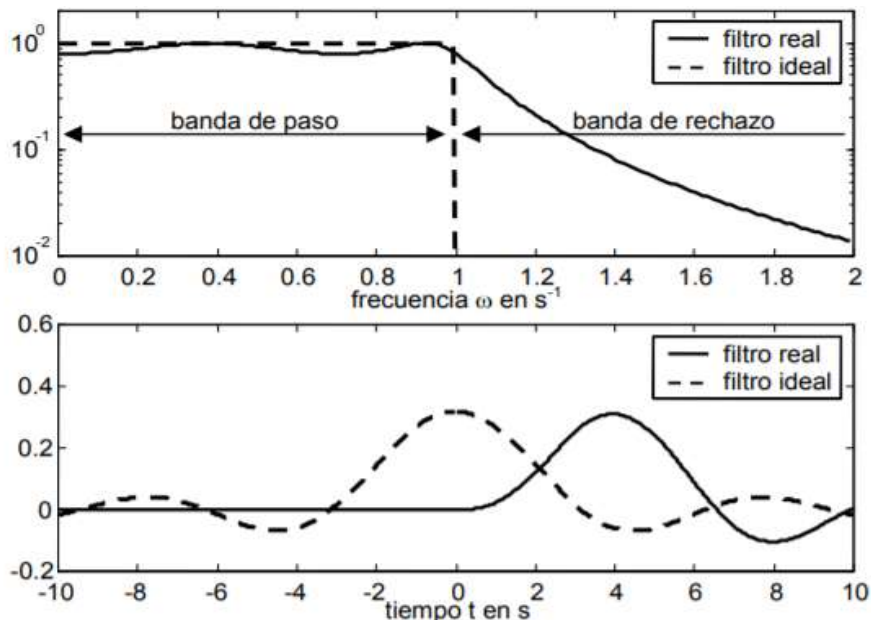


**FIGURA IV.2.** Tipos de filtro de banda señal (Carrillo, 2003).

En el filtro paso bajas se eliminan o atenúan todas las frecuencias por encima de la frecuencia de corte. En tanto, en el filtro paso altas se eliminan o atenúan todas las frecuencias por debajo de la frecuencia de corte. En el caso del filtro paso de banda, se atenúan o eliminan todas las frecuencias que no se encuentren dentro de un rango de dos frecuencias dadas. Mientras que en el caso del filtro rechazo o supresor de banda, se atenúan o eliminan todas las frecuencias que se encuentren dentro del rango de dos frecuencias dadas.

Un filtro ideal, se puede decir que es aquél que elimina por completo todas las frecuencias que quedan a partir de la frecuencia de corte, es decir sobre la banda de rechazo, mientras que la banda de paso queda sin alteración alguna (tal como se puede observar en la figura IV.3). Es importante notar cómo un filtro real, a diferencia del ideal, va reduciendo gradualmente la

amplitud de respuesta de varias frecuencias situadas en la zona de supresión hasta llegar a eliminarlas por completo, por lo que suele ser más utilizado el filtro ideal en la mayoría del análisis de señales (Carrillo, 2003).



**FIGURA IV.3.** Caracterización de la respuesta en el dominio de frecuencia y temporal, para un impulso unitario de un filtro ideal y uno real según Chebyshev (Carrillo, 2003).

Uno de los filtros más utilizados en la técnica de Fourier es el filtro de paso de bajas frecuencias, por lo que se tiene que su comportamiento en dominio de la frecuencia es el de la ecuación IV.11.

$$\ddot{U}(\omega) = \begin{cases} 0 & |\omega| > \omega_c \\ 1 & |\omega| \leq \omega_c \end{cases} \quad (IV.11)$$

Como se puede observar en la ecuación IV.11, se considera conservar la respuesta de aceleración para todas las frecuencias que se encuentren debajo de la frecuencia de corte,  $\omega_c$ , definida como el punto de transición entre las frecuencias de rechazo y las de paso de banda.

En el dominio de la frecuencia, los filtros se caracterizan por cuatro parámetros: frecuencia central, ancho de banda, rizado y selectividad.

La frecuencia central se define como el valor medio geométrico de los valores superior e inferior de los límites de frecuencia del filtro, el ancho de banda indica la capacidad de identificar y separar componentes de frecuencia con amplitudes similares, y la selectividad indica la capacidad que se tiene para separar componentes de frecuencias próximas, pero de amplitudes diferentes (Zamora, 2016).

Para este trabajo se utilizó un filtrado de paso de banda, el cual se calcula de acuerdo a la ecuación IV.12 (Ordaz, *et al.*, 2005).

$$H(f) = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f^2 - F_{min}F_{max}}{f(F_{max} - F_{min})}\right)^{2N}}} \quad (IV.12)$$

Dónde  $f$  es la frecuencia para filtrar;  $F_{min}$  y  $F_{max}$  son las frecuencias mínima y máxima del registro, respectivamente; y  $N$  corresponde al número de polos, el cual corresponde a un valor de 1, en la mayoría de los casos.

## IV.2. Análisis de los registros

### IV.2.1. Movimiento del terreno en el sitio

Para analizar las características del movimiento de terreno en el sitio, a partir de los registros sísmicos, se evaluaron los espectros de respuesta y de amplitudes de Fourier de la estación caseta central (CC); desafortunadamente en esta segunda etapa de instrumentación no se dispuso de una estación en campo libre (CL). En las figuras IV.4 y IV.5 se presentan los espectros de respuesta y de amplitudes de Fourier, para los sismos más intensos registrados por la red acelerográfica, en la dirección longitudinal (L) y transversal (T).

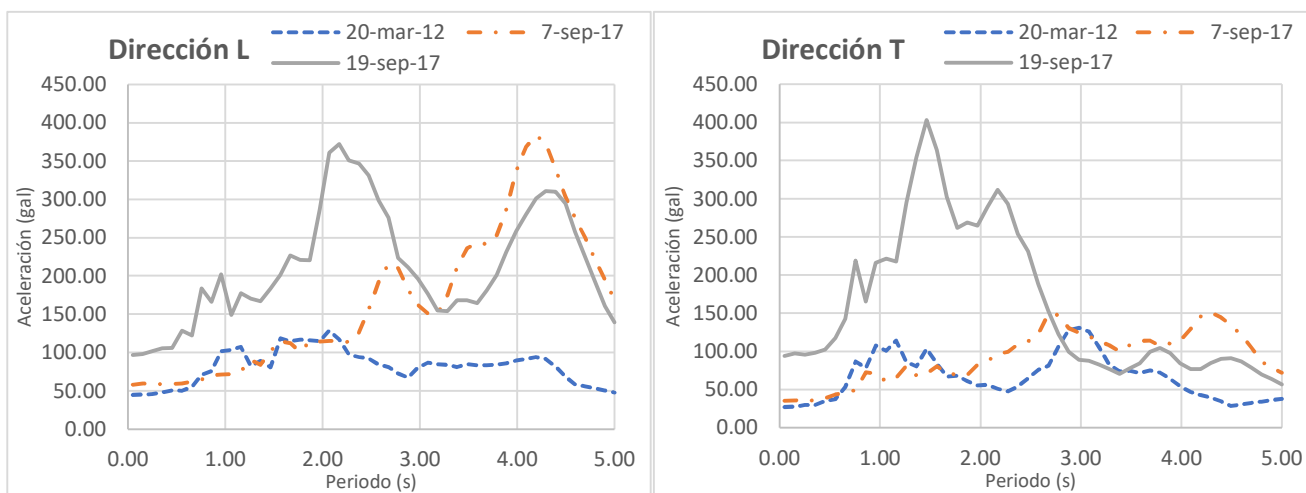


FIGURA IV.4. Espectros de respuesta, de los tres sismos más intensos, para la estación CC.

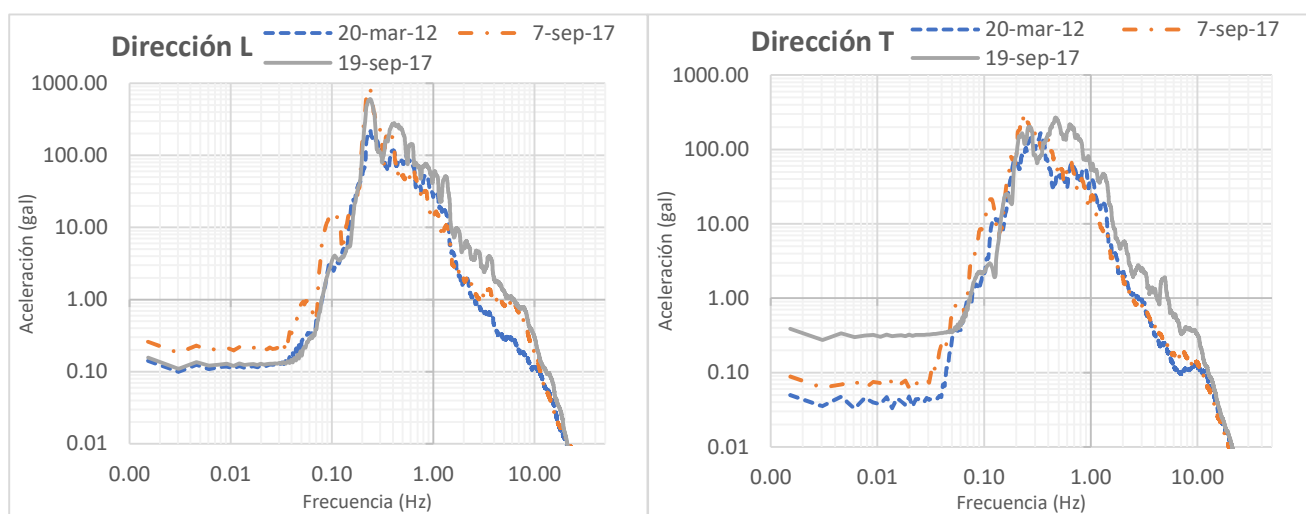
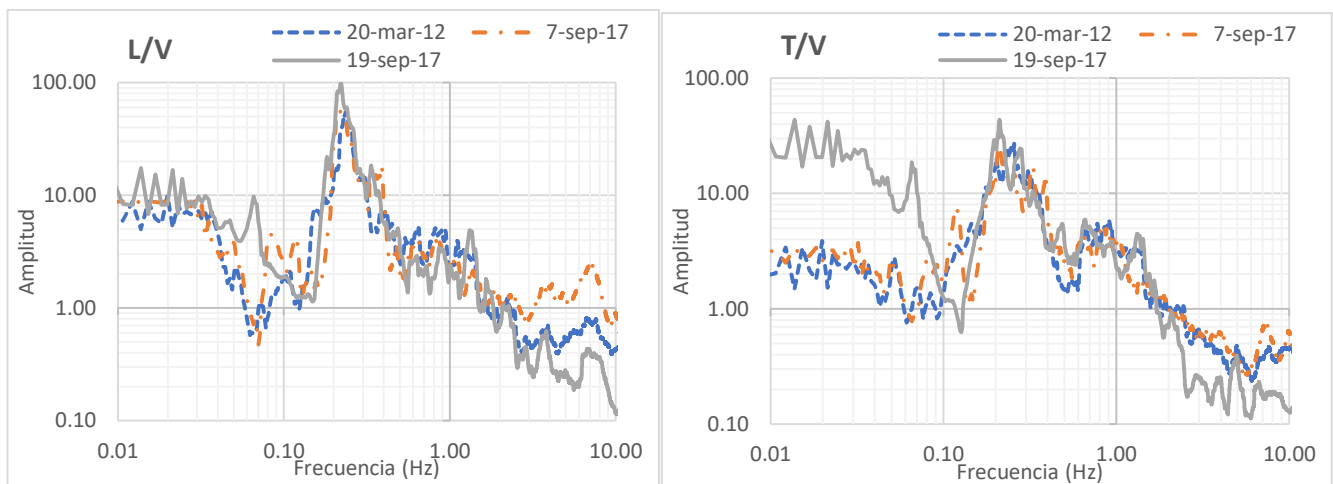


FIGURA IV.5. Espectros de amplitudes de Fourier, de los tres sismos más intensos, para la estación CC.

En la figura IV.4 se observa que la respuesta pico para los tres eventos en ambas direcciones, suele estar entre 2.0 y 3.0 s, sin embargo, se presenta otro pico de respuesta entre los 4.0 y 5.0 s, dirección longitudinal, respecto a los eventos del 7-sep-19 y 19-sep-17 y, además se observa otro pico de amplitud mejormente marcado respecto al espectro de respuesta de este último, dirección transversal, en un periodo de 1.5 s, aproximadamente. En dichos espectros se aprecia el efecto de fuente sísmica, subducción e intraplaca, lo cual hace que la respuesta pico varíe.

Ante esta posible influencia del efecto de fuente sísmica sobre la forma de los espectros en las figuras IV.4 y IV.5, se procedió a calcular el cociente de Nakamura para tener una mejor estimación del periodo fundamental que predomina en el sitio donde se ubica el Puente Impulsora. En la figura IV.6 se muestran los cocientes de las componentes longitudinal (L) y transversal (T), entre la vertical (V), para los espectros de los tres sismos de mayor intensidad.



**FIGURA IV.6.** Cocientes de Nakamura de la estación CC, L/V y T/V.

En tanto, en la tabla IV.1 se reportan los periodos fundamentales del sitio, obtenidos con el cociente de Nakamura, de todos los sismos captados por la red de instrumentación del Puente Impulsora. Como se podrá notar, tanto en la figura IV.6 como en la tabla IV.1, el valor del periodo fundamental del sitio oscila alrededor de los cuatro segundos, en las dos direcciones horizontales (longitudinal y transversal).

**Tabla IV.1.** Periodo fundamental del sitio en dirección longitudinal ( $T_{SL}$ ) y transversal ( $T_{ST}$ ), obtenido con el cociente de Nakamura para los sismos registrados en la estación CC.

Evento Sísmico	M <sub>w</sub>	Distancia Epicentral al puente, R (km)	Periodo fundamental, T <sub>SL</sub> (s)	Periodo fundamental, T <sub>ST</sub> (s)
1-ene-04	6.3	337.38	4.552	4.552
1-ene-04	5.8	405.44	4.310	4.310
13-ene-04	5.3	436.14	4.367	4.000
14-jun-04	5.8	403.36	4.682	4.673
28-oct-04	4.6	146.2	3.717	3.636
15-nov-04	5.1	389.57	4.484	4.367
14-ago-05	5.8	409.97	4.202	4.975

**Tabla IV.1. Continuación.**

11-ago-06	5.9	267.16	4.310	5.376
13-abr-07	6.3	303.21	4.367	4.367
13-abr-07	5.4	277.11	4.425	4.673
12-feb-08	6.6	601.16	4.149	5.263
28-abr-08	5.6	187.53	4.673	4.975
23-sep-08	5.2	357.79	4.367	5.040
16-oct-08	6.6	934.71	4.255	4.098
22-may-09	5.7	163.22	4.255	4.484
9-feb-10	5.8	459.76	4.202	3.571
30-jun-10	6	377.23	4.149	4.367
11-dic-11	6.5	206.95	4.367	5.291
20-mar-12	7.4	362.47	4.202	3.906
2-abr-12	6	361.16	4.202	3.448
11-abr-12	6.4	457.51	4.049	4.425
1-may-12	5.6	250.92	4.310	3.906
22-sep-12	5.4	368.97	3.604	4.684
7-nov-12	7.3	933.79	4.202	5.464
7-nov-12	7.3	933.79	4.202	4.310
15-nov-12	6.1	212.71	4.000	4.310
26-mar-13	5.4	411.89	3.766	3.413
22-abr-13	5.8	376.5	4.545	4.545
16-jun-13	5.8	161.42	4.202	4.000
16-ago-13	5.1	329.64	3.643	3.333
21-ago-13	6	303.22	4.149	4.367
18-abr-14	7.2	340.86	4.149	4.158
8-may-14	6.4	325.75	4.065	5.236
10-may-14	6.1	335.16	4.149	4.819
29-jul-14	6.4	215.29	3.922	4.926
6-ago-14	3.2	366.82	4.098	4.000
13-ago-14	5.4	378.7	4.310	3.960
20-mar-15	5.4	175.97	4.425	4.808
7-sep-17	8.2	734.1	4.587	4.785
19-sep-17	7.1	125.09	4.545	4.717

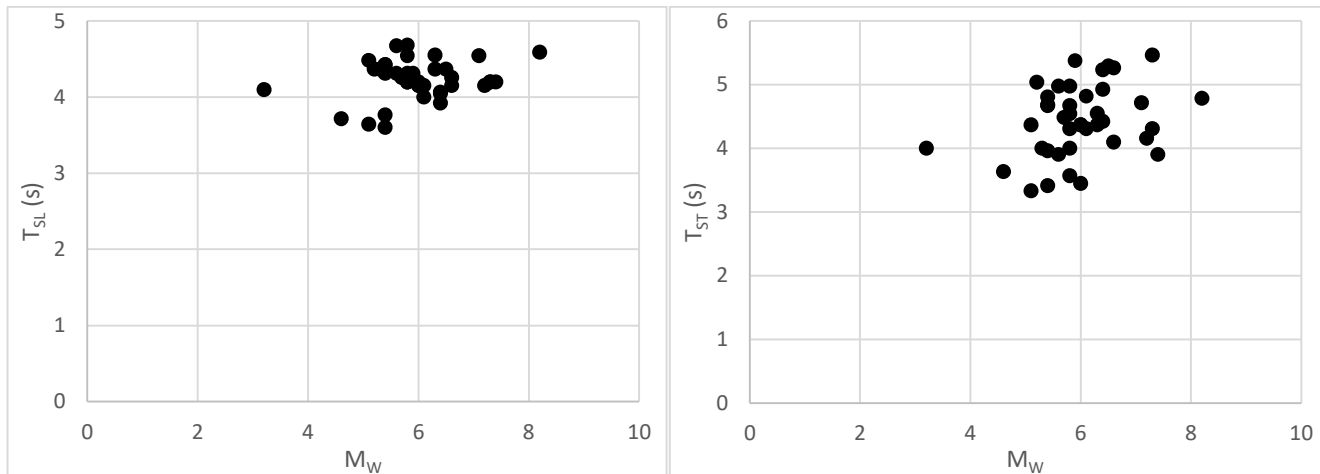
Con objeto de establecer el periodo fundamental que representa al suelo del sitio, se calculó la media aritmética (promedio) de los datos obtenidos, teniéndose como resultado: 4.229 s (0.236 Hz) y 4.439 s (0.225 Hz), en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente, como se puede observar en la tabla IV.2.

**Tabla IV.2. Periodo fundamental de vibración promedio del suelo blando de apoyo del Puente Impulsora, en dirección longitudinal ( $T_{SL}$ ) y transversal ( $T_{ST}$ ).**

$T_{SL}$ (s)	$T_{ST}$ (s)
4.229	4.439



Así mismo, para verificar si el suelo presenta un comportamiento elástico lineal, se obtuvo una gráfica en la que se analiza la variación del periodo fundamental del suelo con respecto a la magnitud de los sismos registrados, tal como se observa en la figura IV.7.



**FIGURA IV.7.** Variación del periodo fundamental del suelo en dirección longitudinal ( $T_{SL}$ ) y transversal ( $T_{ST}$ ), con respecto a la magnitud ( $M_W$ ) de los sismos ocurridos.

En la figura IV.7, se aprecia que la respuesta dinámica del suelo no presenta efectos importantes de no linealidad, al no presentarse cambios drásticos en el valor del periodo fundamental del suelo, respecto a la dirección longitudinal ( $T_{SL}$ ) y transversal ( $T_{ST}$ ), con el incremento de la magnitud ( $M_W$ ) de los sismos ocurridos.

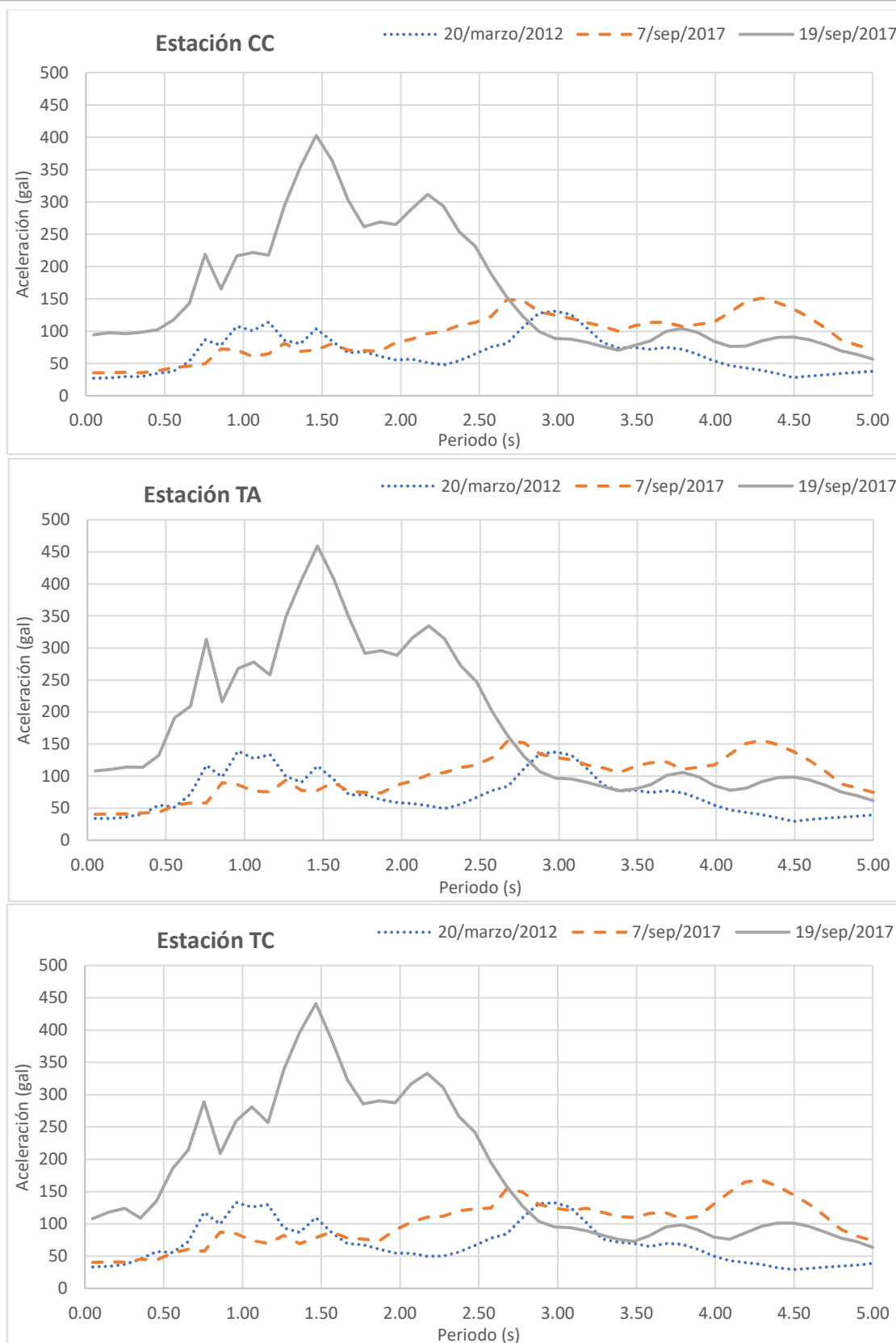
Al comparar los resultados obtenidos por la instrumentación sísmica, con los establecidos en el mapa de periodos de sitio de la Ciudad de México, ilustrado en el apéndice A de las NTC-Sismo (2004) respecto a la ubicación del Puente Impulsora, se logra detectar que el periodo fundamental de movimiento que se encuentra en la zona es de 4.0 s, por lo que se verifica que el periodo del suelo medido con el dispuesto en la norma resulta similar.

#### IV.2.2. Movimiento de la estructura, dirección transversal

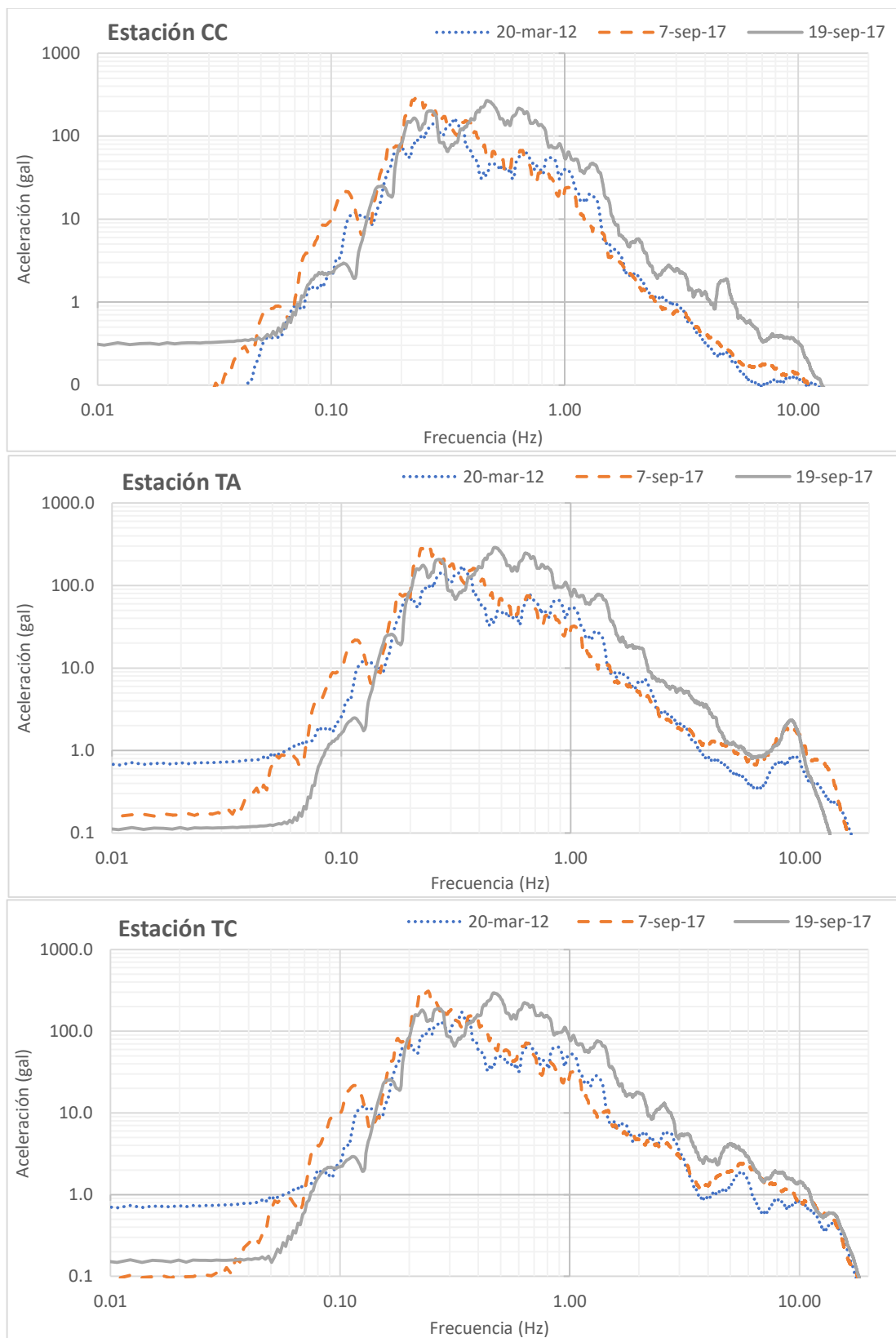
Se analizó el total de los 45 registros sísmicos y se obtuvo su respectivo espectro de respuesta de aceleración, con lo cual se puede inferir de una forma muy general la amplitud de movimiento de la estructura dependiendo del sismo inducido.

En este trabajo se presentan las gráficas obtenidas para los espectros de respuesta de los tres sismos con la máxima aceleración registrada en la dirección transversal, correspondientes a los tres sensores instalados en la estructura (CC, TA y TC), tal como se muestra en la figura IV.8.

De igual forma se calcularon los espectros de amplitudes de Fourier para dichos sismos, correspondientes a las tres estaciones del puente (CC, TA y TC), en dirección transversal, como se ilustra en la figura IV.9.



**FIGURA IV.8.** Espectros de respuesta de las tres estaciones del puente (CC, TA y TC), correspondientes a los sismos de mayor intensidad en la dirección transversal.



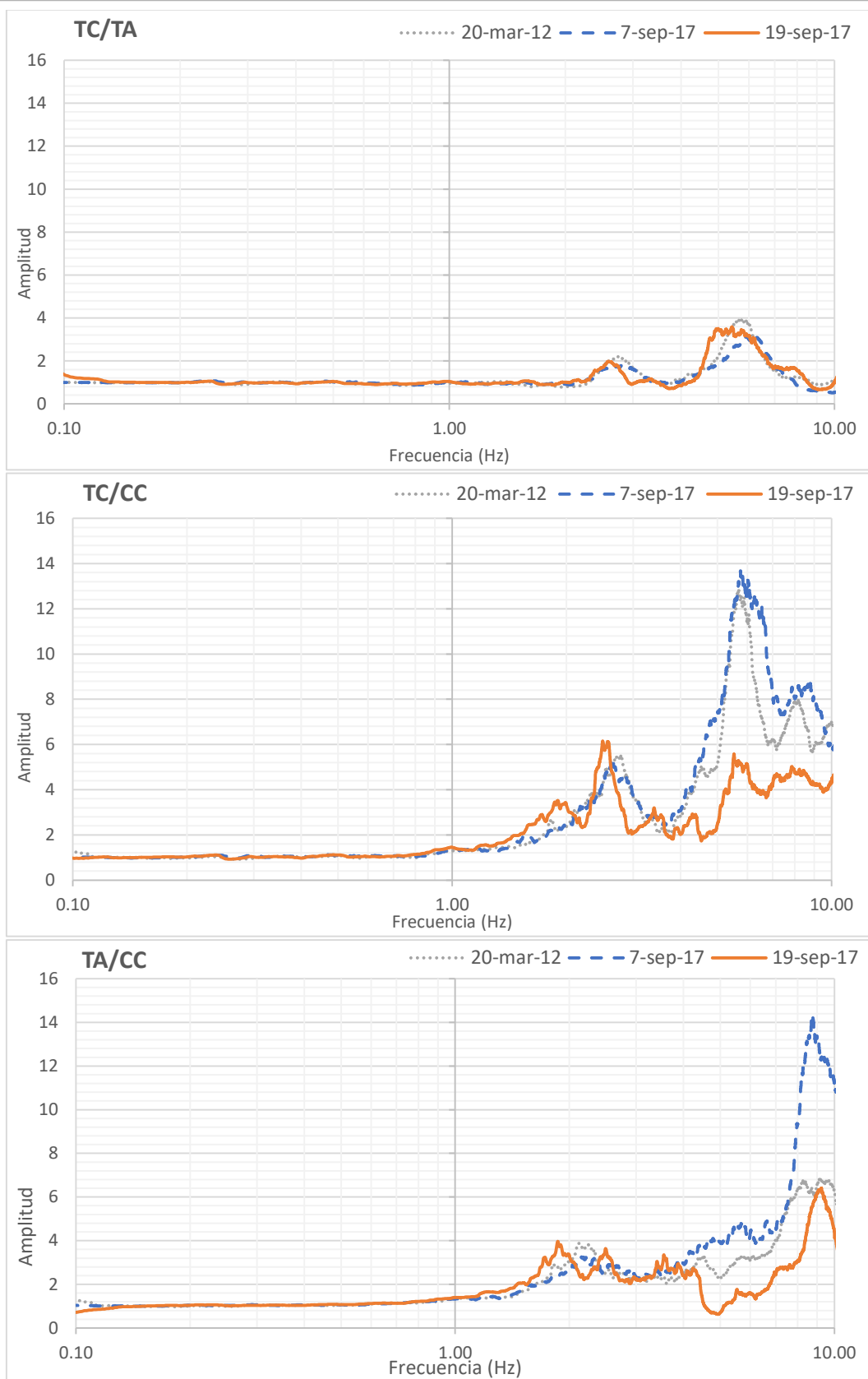
**FIGURA IV.9.** Espectros de amplitudes de Fourier de las tres estaciones del puente (CC, TA y TC), correspondientes a los sismos de mayor intensidad en la dirección transversal.

En los espectros obtenidos, mostrados tanto en la figura IV.8 como IV.9, se aprecia que de sismo a sismo tienden a mantener la misma forma del espectro, así mismo, el movimiento de la estructura en la dirección transversal resulta casi uniforme, al no percibirse alguna amplificación importante relativa entre el movimiento de las estaciones TA y TC con respecto a CC.

Con objeto de establecer alguna posible amplificación de movimiento en la estructura y en consecuencia identificar su periodo fundamental en la dirección transversal, se procedió a calcular cocientes espectrales: TC/TA, TC/CC y TA/CC. En la figura IV.10 se presentan las gráficas de dichos cocientes espectrales.

Además, en la tabla IV.3 se reportan los periodos pico identificados para el resto de los sismos analizados. Como se podrá notar, el cociente espectral TA/CC promedio de todos los registros sísmicos resulta en un periodo de 0.42 s, el cual es casi similar a los valores promedio de los cocientes TC/TA (0.35 s) y TC/CC (0.36 s), los cuales sugieren la existencia de una vibración relativa conjunta de esta parte central del puente, con el resto de la estructura en esta dirección.

Dichos cocientes espectrales sugieren la existencia de una forma modal identificada asociada al movimiento de traslación del conjunto de la estructura en la dirección transversal, respecto a una frecuencia pico promedio de sismo a sismo de 2.38 Hz (0.42 s). No obstante, durante el sismo 19-sep-17 la frecuencia pico se presentó en 1.86 Hz (0.54 s), tal como se observa en el cociente espectral TA/CC de la figura IV.10.



**FIGURA IV.10.** Cocientes espectrales TC/TA, TC/CC y TA/CC, correspondientes a los sismos de mayor intensidad en la dirección transversal.



**Tabla IV.3.** *Periodos de vibración pico identificados con base en los cocientes espectrales, en dirección transversal (periodo 2004-2017).*

Evento Sísmico	Magnitud, $M_w$	Distancia epicentral al puente, R (km)	TC/TA	TC/CC	TA/CC
			T (s)	T (s)	T (s)
1-ene-04	6.3	337.38	0.36	0.37	0.42
1-ene-04	5.8	405.44	0.36	0.36	0.40
13-ene-04	5.5	436.14	0.35	0.37	0.41
14-jun-04	5.8	403.36	0.34	0.35	0.40
18-ago-04	5.7	548.02	0.35	-	-
28-oct-04	4.6	146.2	0.36	0.35	0.40
15-nov-04	5.1	389.57	0.36	0.37	0.40
14-ago-05	5.8	409.97	0.35	0.36	0.42
11-ago-06	5.9	267.16	0.35	0.36	0.43
13-abr-07	6.3	303.21	0.34	0.36	0.43
13-abr-07	5.4	277.11	0.36	0.36	0.38
6-nov-07	5.6	291.24	0.35	-	-
12-feb-08	6.6	601.16	0.33	0.35	0.41
28-abr-08	5.6	187.53	0.36	0.37	0.44
23-sep-08	5.2	357.79	0.36	0.37	0.42
16-oct-08	6.6	934.71	0.36	0.37	0.44
22-may-09	5.7	163.22	0.40	0.40	0.40
30-jun-10	6	377.23	0.36	0.35	0.43
5-may-11	5.5	318.45	0.34	-	-
11-dic-11	6.5	206.95	0.36	0.39	0.43
20-mar-12	7.4	362.47	0.36	0.36	0.45
1-may-12	5.6	250.92	0.35	0.35	0.41
22-sep-12	5.4	368.97	0.33	0.35	0.38
7-nov-12	7.3	933.79	0.36	0.35	0.41
7-nov-12	7.3	933.79	0.34	0.34	0.39
15-nov-12	6.1	212.71	0.36	0.35	0.43
26-mar-13	5.4	411.89	0.35	0.36	0.43
22-abr-13	5.8	376.5	0.36	0.35	0.40
16-jun-13	5.8	161.42	0.38	0.38	0.46
16-ago-13	5.1	329.64	0.34	0.36	0.39
21-ago-13	6	303.22	0.34	0.34	0.42
18-abr-14	7.2	340.86	0.36	0.37	0.43
8-may-14	6.4	325.75	0.36	0.35	0.43
10-may-14	6.1	335.16	0.38	0.38	0.45
29-jul-14	6.4	215.29	0.34	0.35	0.42
6-ago-14	3.2	366.82	0.33	0.34	0.43
13-ago-14	5.4	378.7	0.35	0.34	0.44
20-mar-15	5.4	175.97	0.33	0.39	0.39
23-nov-15	5.6	294.84	0.35	-	-
8-may-16	6	375.9	0.34	-	-
7-sep-17	8.2	734.1	0.38	0.38	0.45
19-sep-17	7.1	125.09	0.39	0.39	0.40
<b>VALOR PROMEDIO T (s)</b>			<b>0.35</b>	<b>0.36</b>	<b>0.42</b>

### IV.2.3. Movimiento de la estructura, dirección longitudinal

Para analizar la respuesta de la estructura en la dirección longitudinal se procedió a calcular los espectros de respuesta para los tres puntos de medición del puente en estudio (CC, TA y TC), como se muestra en la figura IV.11. De igual forma se obtuvieron los espectros de amplitudes de Fourier para los puntos antes referidos, los cuales se presentan en la figura IV.12.

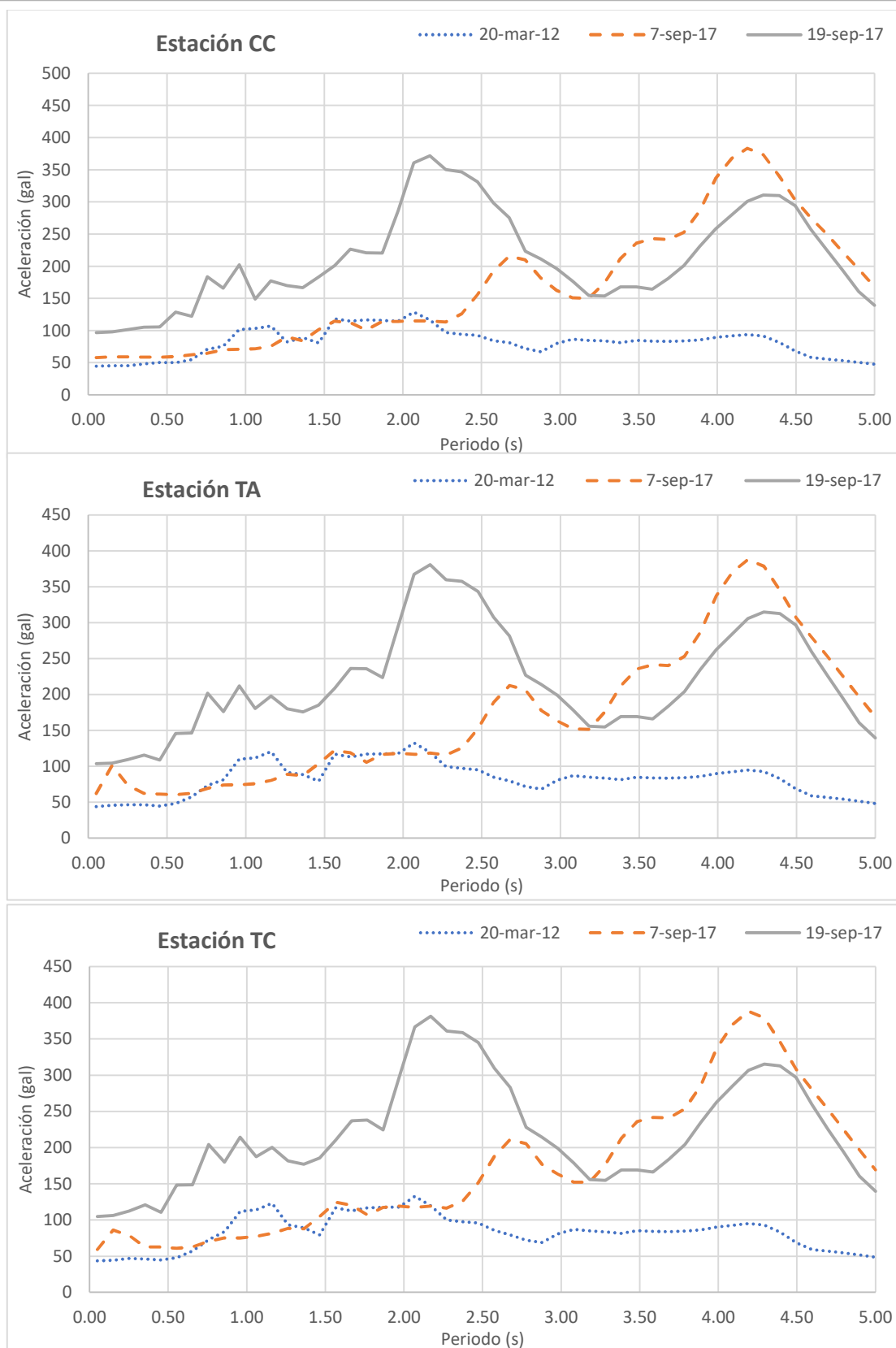
En los espectros de las figuras IV.11 y IV.12 se observa que, con los tres sismos de mayor intensidad, la estructura tiende a tener el mismo movimiento en los tres puntos de medición (CC, TA y TC) en la dirección longitudinal, al conservar la misma forma de los espectros y el mismo nivel de amplitud de movimiento. Para confirmar esta situación se procedió a comparar los espectros de respuesta y de amplitudes de Fourier de las estaciones CC, TA y TC, dirección longitudinal, como se muestra en las figuras IV.13 y IV.14. En dichas figuras se puede notar que la cubierta del tramo central del puente se mueve de manera uniforme (TA y TC) junto con la losa tapa de la cimentación (CC); de igual forma, se observa que la amplitud del contenido de frecuencias de estos tres puntos de la estructura tiende a ser similar.

Otra forma de identificar una posible amplificación de movimiento de la estructura en esta dirección, es a través del cálculo de los cocientes espectrales. Al evaluar el cociente espectral TC/TA (figura IV.15) se identifican algunos picos con una amplitud limitada; se aprecia un pico asociado a una frecuencia de vibración de 2.56 Hz (0.39 s), que concuerda con la frecuencia de vibración identificada en el tramo central del puente (TC) en la dirección vertical (V), como se verá más adelante. Este acoplamiento de las frecuencias de vibrar permite establecer que al mismo tiempo que la trabe central vibra en la dirección vertical, también experimenta un breve deslizamiento sobre la trabe de apoyo en la dirección longitudinal, como consecuencia del trabajo del apoyo móvil que conecta a dichas traves y de la holgura que presenta.

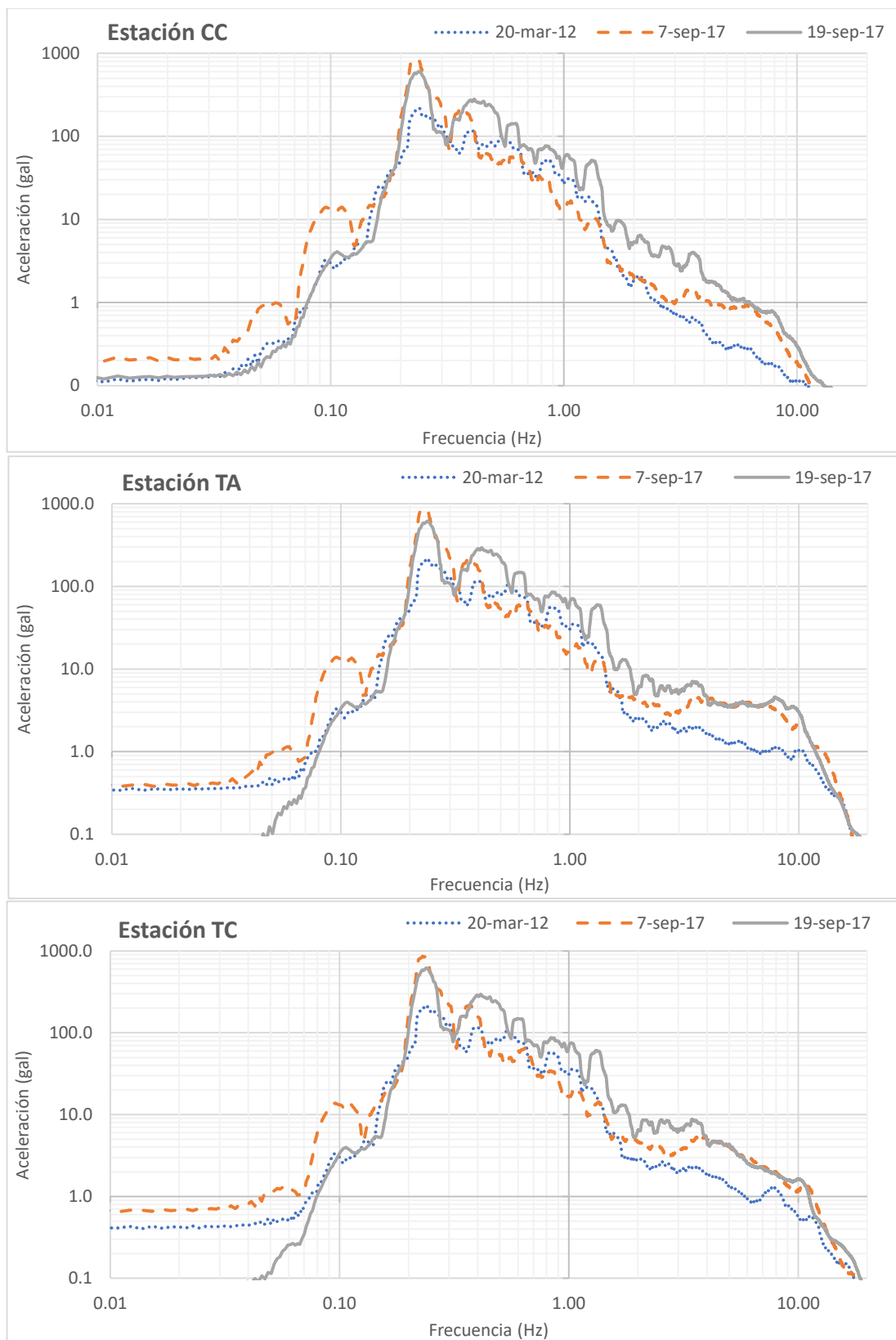
También se aprecia un segundo pico, alrededor de 7.5 Hz (0.13 s), como se aprecia en la figura IV.15. Esta frecuencia de vibración se relaciona con un movimiento de traslación de la trabe central, debido nuevamente al trabajo del apoyo móvil que permite el desplazamiento relativo de las traves sobre la dirección longitudinal.

En la figura IV.15 se muestra el cálculo de los cocientes espectrales TA/CC, TC/CC y TC/TA, para los eventos sísmicos de mayor intensidad. En el cociente TA/CC se puede apreciar que el cociente tiende a uno, a excepción de frecuencias superiores a 7 Hz (0.14 s); esta situación se puede atribuir a que la subestructura es muy rígida sobre la dirección longitudinal, por lo que el movimiento de la trabe de apoyo (TA) es similar al de la base (CC), y por tanto la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura en la dirección longitudinal se da en una alta frecuencia. En tanto, en el cociente TC/CC se observa un pico que tiende a ser similar a la frecuencia identificada en el cociente TC/TA (figura IV.15), en donde se aprecia una frecuencia pico en 7.5 Hz (0.13 s), que se asocia al trabajo del apoyo móvil que conecta la trabe central (TC) con la trabe de apoyo (TA), y que tiene su grado de libertad sobre esta dirección.

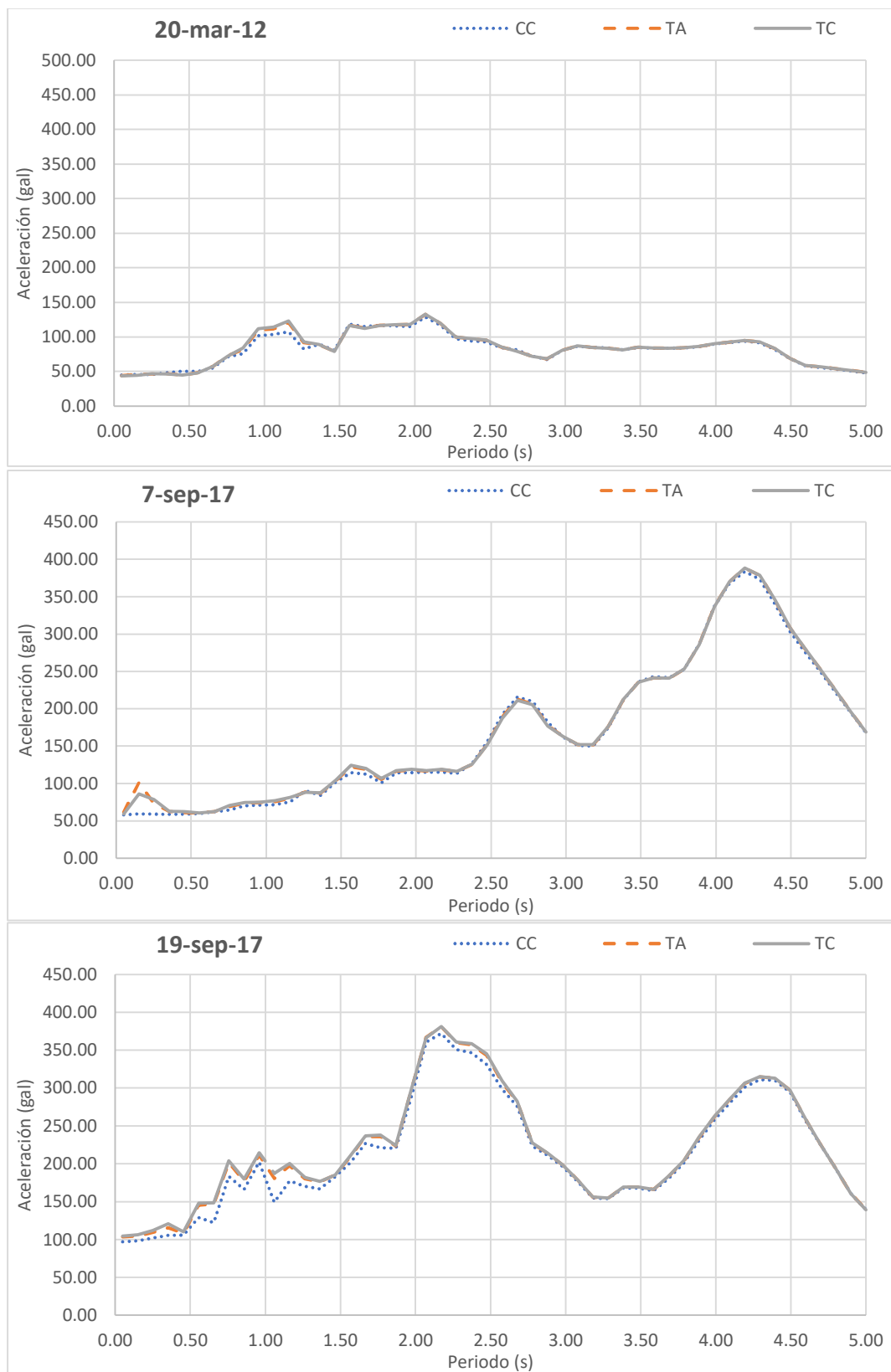
En la tabla IV.4 se resumen los periodos pico identificados con los cocientes espectrales TC/TA, TC/CC y TA/CC, dirección longitudinal, para el resto de los sismos registrados por la red acelerográfica del Puente Impulsora.



**FIGURA IV.11.** Espectros de respuesta de las tres estaciones del puente (CC, TA y TC), correspondientes a los sismos de mayor intensidad en la dirección longitudinal.

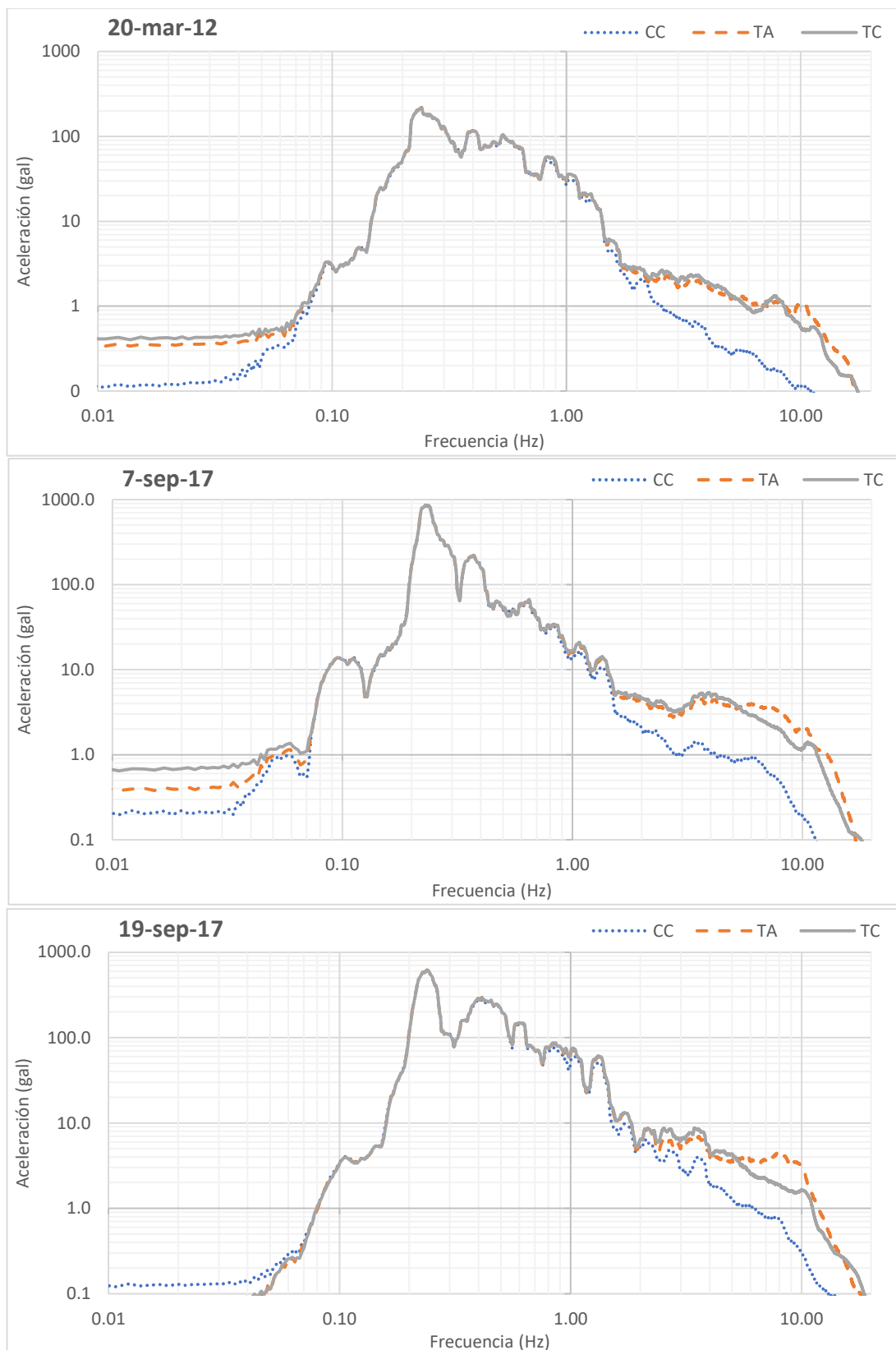


**FIGURA IV.12.** Espectros de amplitudes de Fourier de las tres estaciones del puente (CC, TA y TC), correspondientes a los sismos de mayor intensidad en la dirección longitudinal.

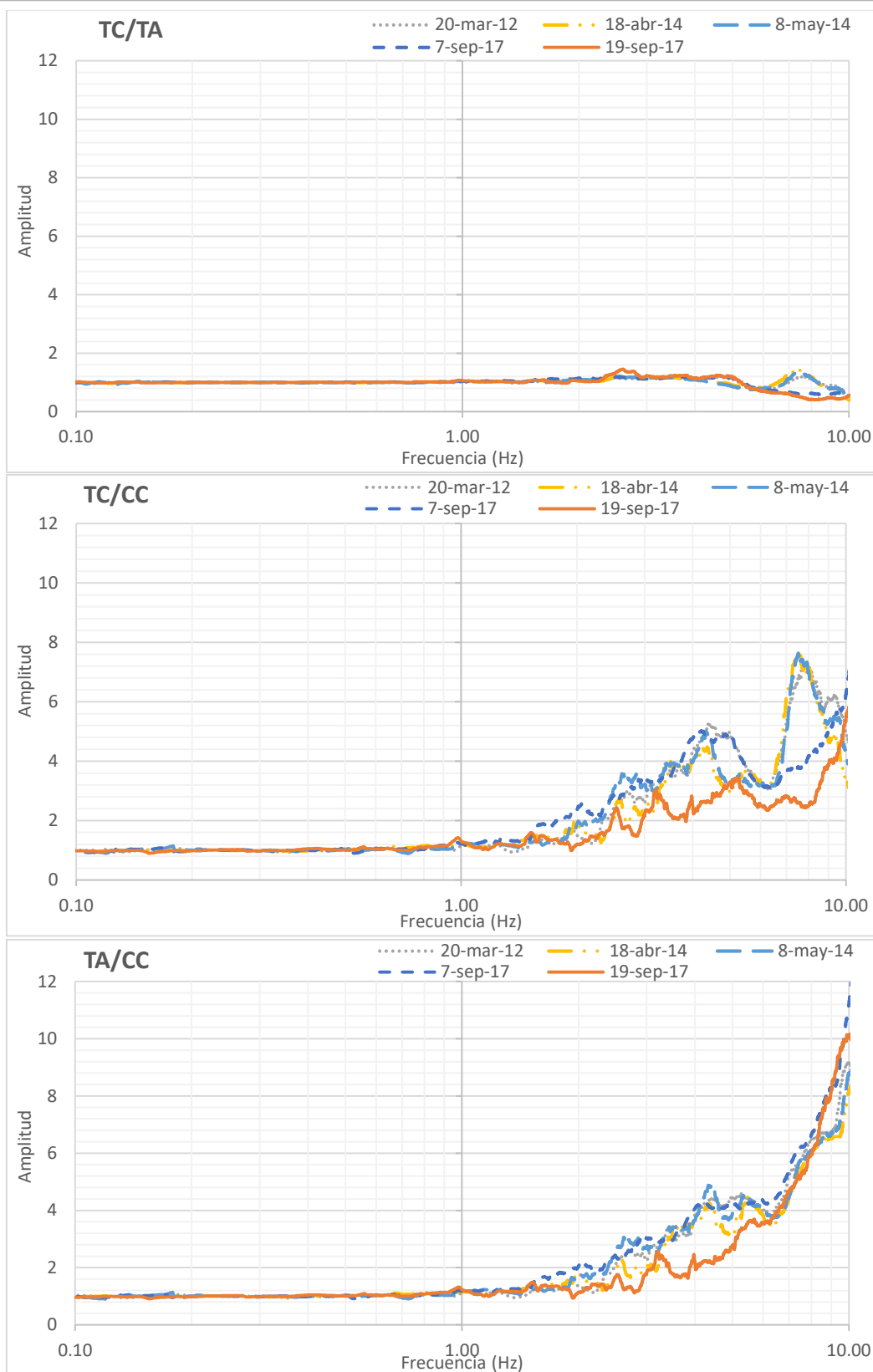


**FIGURA IV.13.** Espectros de respuesta de las tres estaciones del puente (CC, TA y TC), correspondientes a los sismos de mayor intensidad, en la dirección longitudinal.





**FIGURA IV.14.** Espectros de amplitudes de Fourier de las tres estaciones del puente (CC, TA y TC), correspondientes a los sismos de mayor intensidad, en la dirección longitudinal.



**FIGURA IV.15.** Cocientes espectrales TC/TA, TC/CC y TA/CC, correspondientes a los sismos de mayor intensidad en la dirección longitudinal.

**Tabla IV.4.** *Periodos de vibración pico identificados con base en los cocientes espectrales, en dirección longitudinal (periodo 2004-2017).*

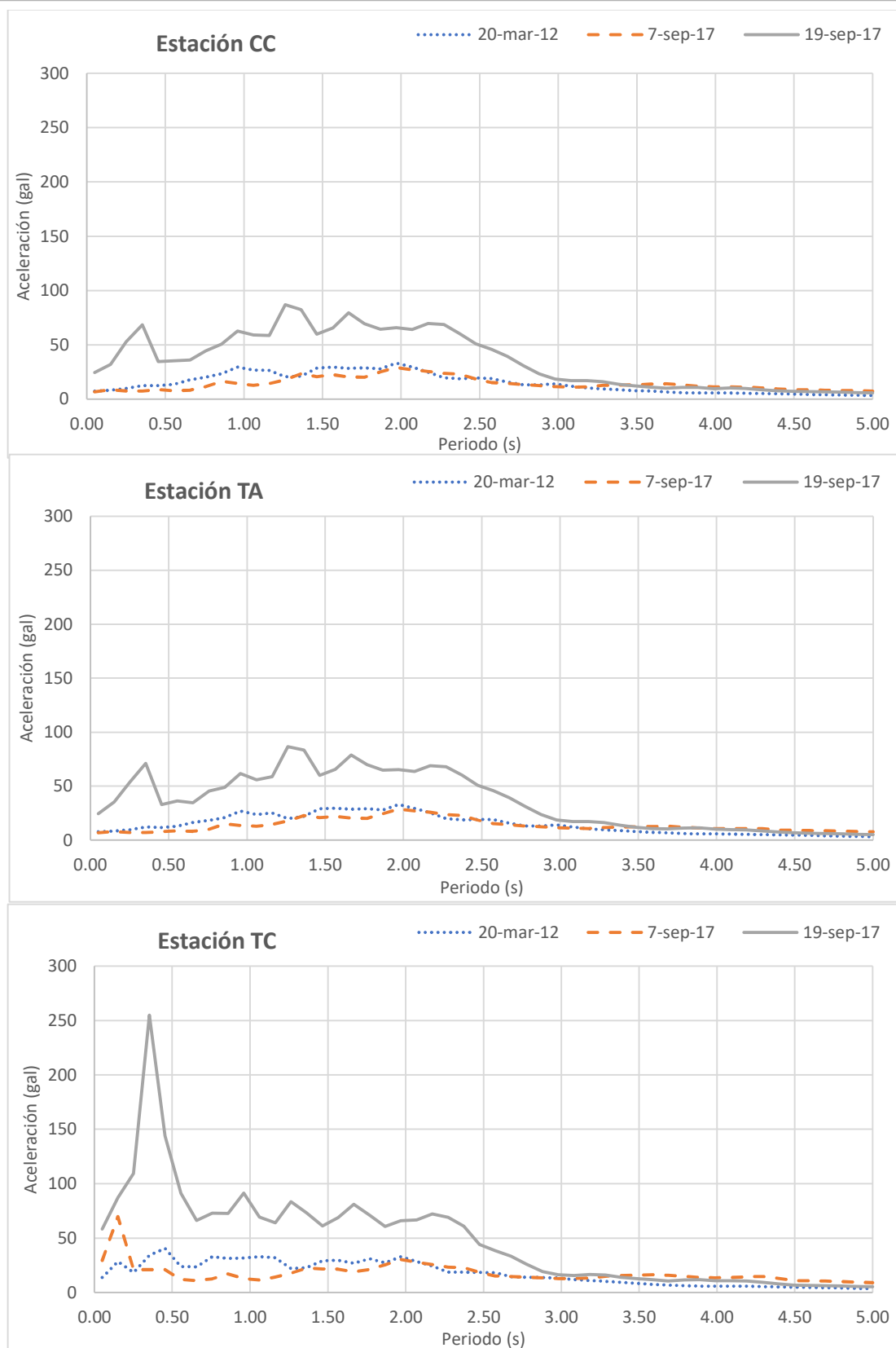
Evento Sísmico	Magnitud, $M_w$	Distancia epicentral al puente, R (km)	TC/TA		TC/CC	TA/CC
			T (s)	$T_2$ (s)	T (s)	T (s)
1-ene-04	6.3	337.38	0.12	0.37	0.12	0.10
1-ene-04	5.8	405.44	0.12	0.40	0.12	0.10
13-ene-04	5.5	436.14	0.12	0.40	0.12	0.10
14-jun-04	5.8	403.36	0.12	0.40	0.12	0.10
18-ago-04	5.7	548.02	0.12	0.40	-	-
28-oct-04	4.6	146.2	0.12	0.41	0.12	0.10
15-nov-04	5.1	389.57	0.12	0.40	0.10	0.10
14-ago-05	5.8	409.97	0.12	0.38	0.12	0.10
11-ago-06	5.9	267.16	0.12	0.39	0.30	0.30
13-abr-07	6.3	303.21	0.12	0.40	0.12	0.10
13-abr-07	5.4	277.11	0.12	0.40	0.12	0.10
6-nov-07	5.6	291.24	0.12	0.40	-	-
12-feb-08	6.6	601.16	0.12	0.37	0.12	0.10
28-abr-08	5.6	187.53	0.13	0.39	0.12	0.10
23-sep-08	5.2	357.79	0.12	0.37	0.12	0.10
16-oct-08	6.6	934.71	0.12	0.38	0.12	0.10
22-may-09	5.7	163.22	0.13	0.39	0.12	0.10
30-jun-10	6	377.23	0.14	0.38	0.14	0.10
5-may-11	5.5	318.45	0.14	0.39	-	-
11-dic-11	6.5	206.95	0.15	0.41	0.14	0.11
20-mar-12	7.4	362.47	0.13	0.41	0.13	0.10
1-may-12	5.6	250.92	0.13	0.41	0.13	0.10
22-sep-12	5.4	368.97	0.15	0.39	0.12	0.10
7-nov-12	7.3	933.79	0.15	0.38	0.12	0.10
7-nov-12	7.3	933.79	0.15	0.40	0.12	0.10
15-nov-12	6.1	212.71	0.12	0.39	0.12	0.10
26-mar-13	5.4	411.89	0.12	0.35	0.12	0.10
22-abr-13	5.8	376.5	0.13	0.38	0.13	0.10
16-jun-13	5.8	161.42	0.12	0.40	0.12	0.10
16-ago-13	5.1	329.64	0.12	0.41	0.12	0.10
21-ago-13	6	303.22	0.14	0.39	0.12	0.10
18-abr-14	7.2	340.86	0.14	0.39	0.13	0.10
8-may-14	6.4	325.75	0.14	0.40	0.13	0.10
10-may-14	6.1	335.16	0.14	0.37	0.12	0.10
29-jul-14	6.4	215.29	0.15	0.38	0.12	0.10
6-ago-14	3.2	366.82	0.16	0.38	0.12	0.10
13-ago-14	5.4	378.7	0.13	0.38	0.12	0.10
20-mar-15	5.4	175.97	0.12	0.39	0.12	0.10
23-nov-15	5.6	294.84	0.13	0.40	-	-
8-may-16	6	375.9	0.13	0.38	-	-
7-sep-17	8.2	734.1	0.20	0.39	0.20	0.10
19-sep-17	7.1	125.09	0.20	0.38	0.19	0.10
<b>VALOR PROMEDIO T (s)</b>			<b>0.13</b>	<b>0.39</b>	<b>0.13</b>	<b>0.10</b>

#### IV.2.4. Movimiento de la estructura, dirección vertical

Para analizar el movimiento de la estructura en la dirección vertical, se siguió el mismo procedimiento descrito para el estudio de la respuesta dinámica en los componentes horizontales. De esta manera, para comparar el movimiento que experimentan la trabe de apoyo (TA) y central (TC) en dirección vertical, se obtuvieron espectros de respuesta de las estaciones CC, TA y TC, para los tres sismos que se consideran los más intensos de los registrados, tal como se muestra en la figura IV.16.

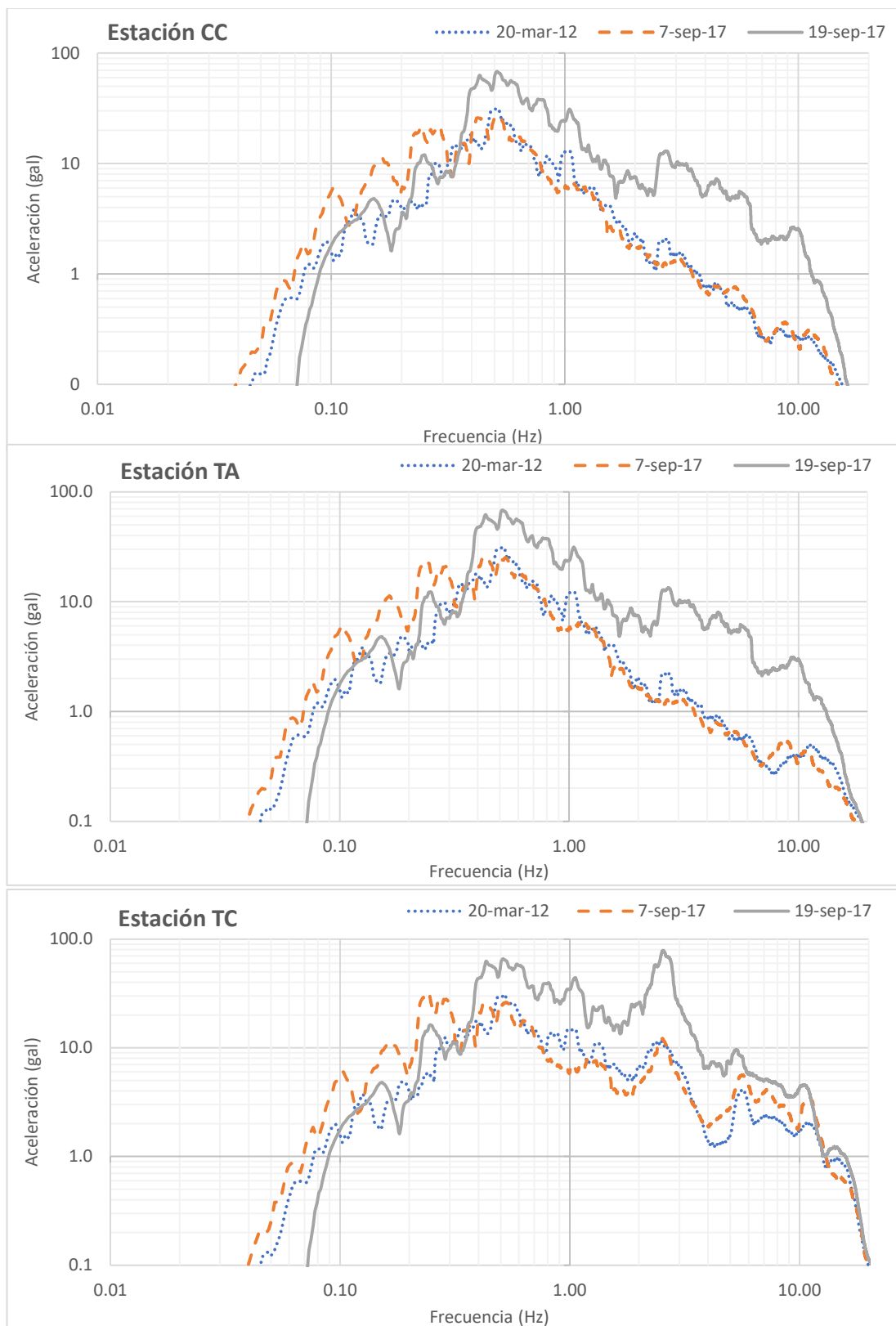
El movimiento de los tres puntos de la estructura (CC, TA y TA) también se comparará mediante los espectros de Fourier, como se puede ver en la figura IV.17. En las figuras IV.16 y IV.17 se aprecia claramente que la trabe central (TC) experimenta mayor respuesta que la trabe de apoyo (TA), es decir, esta última tiende a moverse similar a la estación CC. Lo anterior pone en evidencia que la cubierta central ofrece cierta flexibilidad en la dirección vertical.

La amplificación de movimiento que presenta la trabe central (TC) del puente también se observa en los cocientes espectrales de TC/TA y TC/CC, como se ilustra en la figura IV.18, en la cual se observa que de manera consistente la mayor amplificación se presenta para una frecuencia de 2.56 Hz (0.39 s).

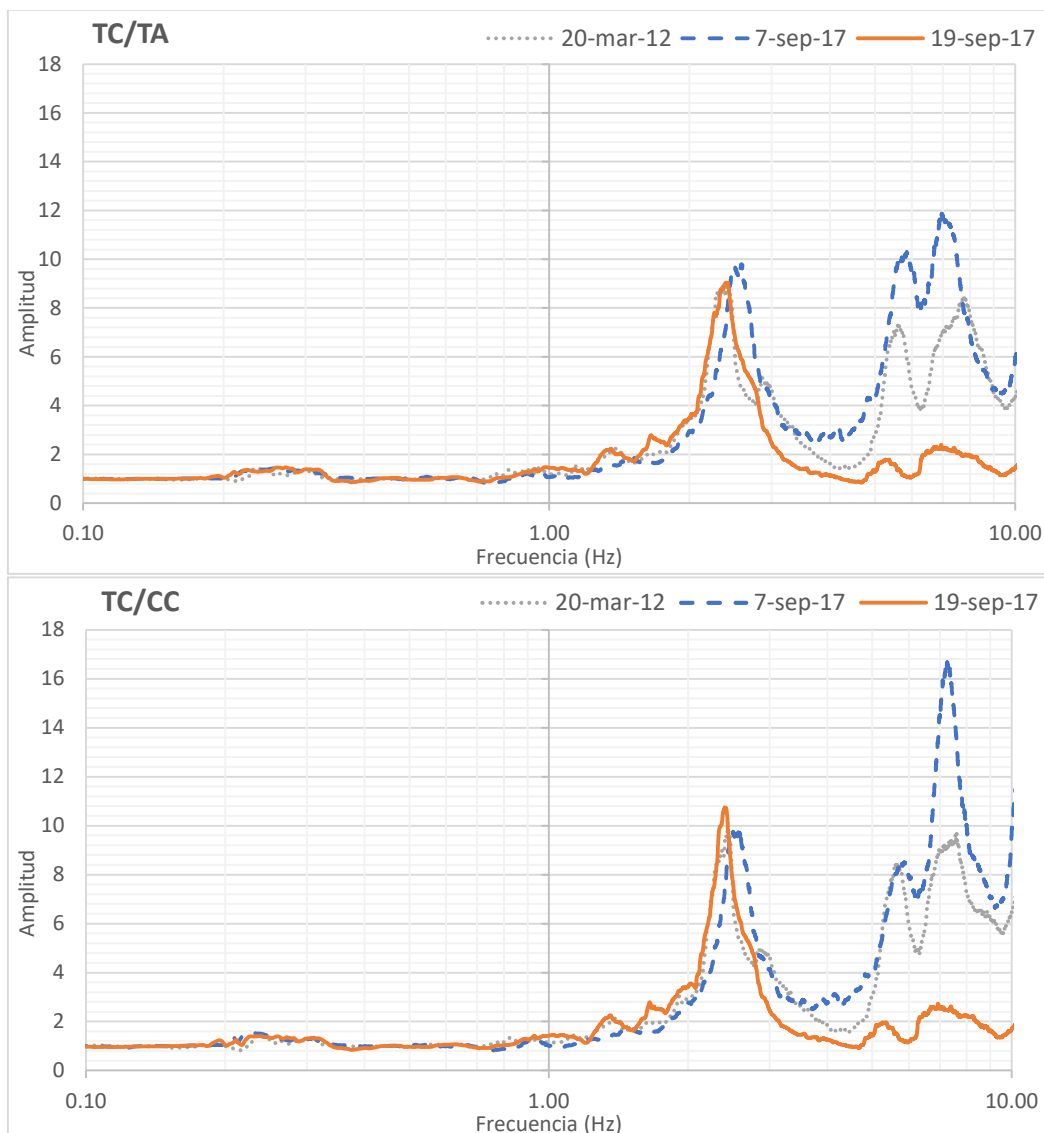


**FIGURA IV.16.** Espectros de respuesta de las tres estaciones del puente (CC, TA y TC), correspondientes a los sismos de mayor intensidad en la dirección vertical.





**FIGURA IV.17.** Espectros de amplitudes de Fourier de las tres estaciones del puente (CC, TA y TC), correspondientes a los sismos de mayor intensidad en la dirección vertical.



**FIGURA IV.18.** Cocientes espectrales TC/TA y TC/CC, correspondientes a los sismos de mayor intensidad en la dirección vertical.

En la tabla IV.5 se muestran los periodos picos de los cocientes espectrales TC/TA y TC/CC, para el resto de los sismos contemplados en esta investigación. Como se podrá notar tanto en uno como en el otro cociente analizado en dicha tabla, convergen en que la respuesta pico en el tramo central del puente, en la dirección vertical, se presenta para un periodo de 0.39 s.

Así mismo en los cocientes espectrales mostrados en la figura IV.18 y los obtenidos de todos los registros sísmicos, se observó otro periodo pico próximo a los 0.14 s (7 Hz). Ambos periodos tienden a guardar relación con los identificados en la trabe central (TC) en la dirección longitudinal, en razón del movimiento que se tiene entre la trabe de apoyo y la trabe central a través del apoyo móvil, con el cual se conectan.

**Tabla IV.5.** *Periodos de vibración pico identificados con base en los cocientes espectrales, en dirección vertical (periodo 2004-2017).*

Evento Sísmico	Magnitud, $M_w$	Distancia epicentral al puente, R (km)	TC/TA	TC/CC
			T (s)	T (s)
1-ene-04	6.3	337.38	0.40	0.39
1-ene-04	5.8	405.44	0.40	0.40
13-ene-04	5.5	436.14	0.41	0.41
14-jun-04	5.8	403.36	0.41	0.41
18-ago-04	5.7	548.02	0.41	-
28-oct-04	4.6	146.2	0.39	0.39
15-nov-04	5.1	389.57	0.37	0.37
14-ago-05	5.8	409.97	0.39	0.39
11-ago-06	5.9	267.16	0.39	0.39
13-abr-07	6.3	303.21	0.40	0.40
13-abr-07	5.4	277.11	0.40	0.40
6-nov-07	5.6	291.24	0.41	-
12-feb-08	6.6	601.16	0.32	0.32
28-abr-08	5.6	187.53	0.41	0.41
23-sep-08	5.2	357.79	0.40	0.40
16-oct-08	6.6	934.71	0.37	0.36
22-may-09	5.7	163.22	0.42	0.42
30-jun-10	6	377.23	0.41	0.41
5-may-11	5.5	318.45	0.39	-
11-dic-11	6.5	206.95	0.41	0.40
20-mar-12	7.4	362.47	0.41	0.41
1-may-12	5.6	250.92	0.41	0.41
22-sep-12	5.4	368.97	0.35	0.35
7-nov-12	7.3	933.79	0.39	0.34
7-nov-12	7.3	933.79	0.34	0.34
15-nov-12	6.1	212.71	0.40	0.39
26-mar-13	5.4	411.89	0.35	0.35
22-abr-13	5.8	376.5	0.41	0.41
16-jun-13	5.8	161.42	0.40	0.40
16-ago-13	5.1	329.64	0.36	0.36
21-ago-13	6	303.22	0.37	0.37
18-abr-14	7.2	340.86	0.41	0.40
8-may-14	6.4	325.75	0.41	0.40
10-may-14	6.1	335.16	0.40	0.40
29-jul-14	6.4	215.29	0.38	0.38
6-ago-14	3.2	366.82	0.38	0.38
13-ago-14	5.4	378.7	0.38	0.38
20-mar-15	5.4	175.97	0.41	0.41
23-nov-15	5.6	294.84	0.40	-
8-may-16	6	375.9	0.41	-
7-sep-17	8.2	734.1	0.40	0.40
19-sep-17	7.1	125.09	0.41	0.41
<b>VALOR PROMEDIO T (s)</b>			<b>0.39</b>	<b>0.39</b>

### IV.2.5. Identificación de propiedades dinámicas

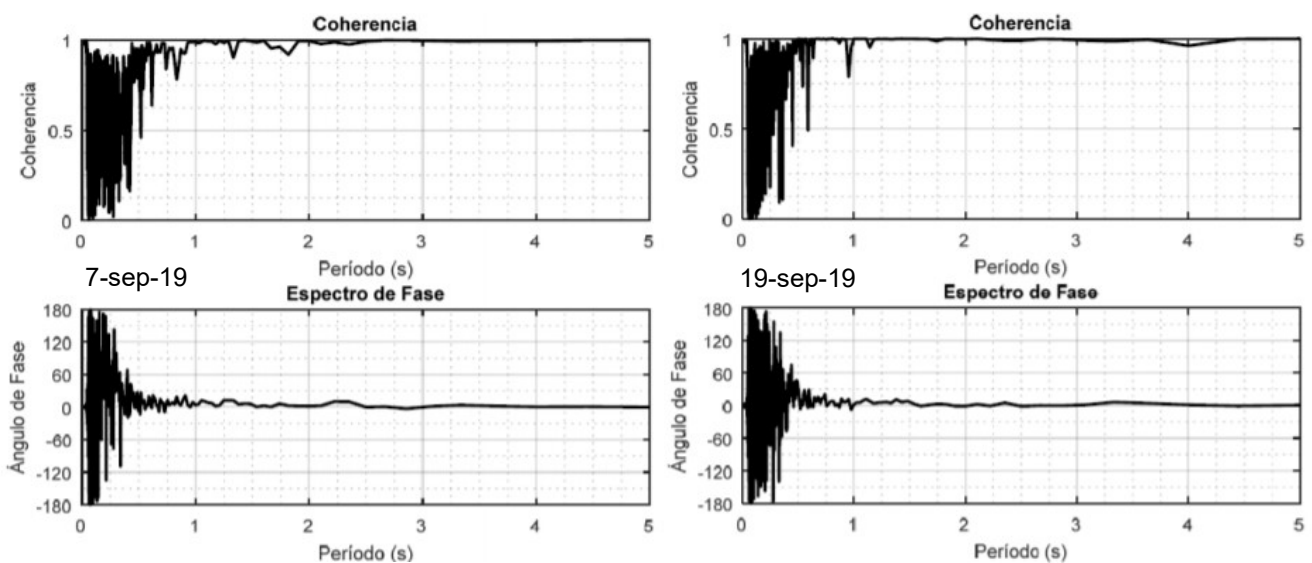
El análisis del movimiento de la estructura en las tres componentes ortogonales (transversal, longitudinal y vertical), permite establecer que este tipo de puentes, que guardan mucha rigidez con respecto a un suelo blando en donde se apoyan, tienden a moverse independientemente al terreno durante una excitación sísmica. No obstante, con el análisis de los registros sísmicos se apreció cierta flexibilidad en las direcciones transversal y vertical, en las cuales se apreciaron de manera más clara periodos pico asociados a formas modales de vibración.

Los periodos de vibración identificados en el puente bajo estudio se presentan en la tabla IV.6.

**TABLA IV.6.** Periodos de vibración identificados por la instrumentación en el Puente Impulsora.

Forma Modal	Periodo (s)
Movimiento de traslación, dirección transversal	0.42
Movimiento vertical de la trabe central	0.39
Movimiento local de traslación de TC con respecto a TA, dirección longitudinal	0.13
Movimiento de traslación, dirección longitudinal	0.10

La primera forma modal que se identifica en la tabla IV.6 se refiere al movimiento de traslación en la dirección transversal, con un periodo promedio de 0.42 s, según el cociente espectral TA/CC. Conforme a lo observado en los cocientes espectrales TA/CC y TC/CC, tanto la superestructura de la zona de traveses de apoyo como las del tramo central del puente tienden a moverse en conjunto. Esta situación también se puede verificar en función de la coherencia, así como en el ángulo de fase, en donde se aprecia que, para periodos de este orden, TA y TC, presentan una buena coherencia entre los dos registros, superior al 70%, con un movimiento en fase, cuyo ángulo tiende a ser cero (figura IV.19).



**FIGURA IV.19.** Funciones de coherencia y de ángulo de fase para los registros de las estaciones TA y TC, correspondientes a los sismos del 7-sep-17 y 19-sep-17.

La segunda forma modal que se pudo detectar se relaciona con el movimiento de la superestructura de la parte central del puente en la dirección vertical, acoplado a un pequeño movimiento en la dirección longitudinal de dicha cubierta, con un periodo de vibración de 0.39 s, según el valor promedio del cociente espectral TC/CC, dirección vertical, y TC/TA, dirección longitudinal. Cabe comentar que el claro central del puente amplifica su movimiento de manera importante en la componente vertical, el cual se atribuye al gran claro que guarda, dando lugar a una deformada por flexión.

Otra forma modal que se puede apreciar en la cubierta central es la correspondiente a un movimiento local de traslación de TC con respecto a TA en la dirección longitudinal, con un periodo de vibración de 0.13 s, de acuerdo a lo observado en los cocientes espectrales TC/TA y TC/CC. Esta forma de vibración local se vincula con el trabajo del apoyo móvil, que tiene su grado de libertad de deslizamiento relativo entre las traveses TA y TC, sobre la dirección longitudinal.

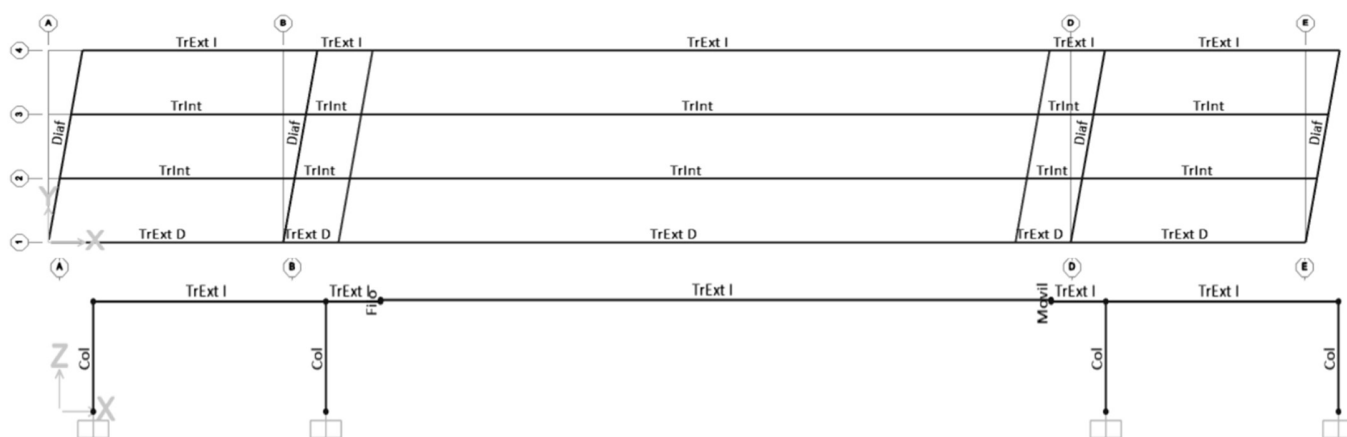
Se identificó otra forma modal de vibración en la dirección longitudinal, la cual se trata de un movimiento de traslación del conjunto de la estructura sobre dicha dirección, con un periodo de 0.10 s, según lo observado en los cocientes espectrales TA/CC y TC/CC, dirección longitudinal.

### IV.3. Análisis de la seguridad sísmica del puente

Con objeto de mostrar las ventajas que tiene la instrumentación sísmica de estructuras, se procedió a realizar un análisis de la seguridad sísmica del Puente Impulsora, al considerar que con el conocimiento de las propiedades dinámicas medidas, se puede tener una mejor calibración del modelo para obtener una respuesta dinámica representativa del puente bajo estudio y con ello, revisar el margen de seguridad, en términos de resistencia, que guardan los elementos estructurales críticos como las columnas, ante sismos como el del 19-sep-17.

#### IV.3.1. Calibración del modelo estructural

Con el propósito de reproducir el comportamiento del Puente Impulsora de una forma muy aproximada a la realidad, se elaboró un modelo tridimensional en el software SAP2000, con las mismas características estructurales, geométricas y dimensionales mostradas en el capítulo tres, el cual se ilustra en la figura IV.20.



**FIGURA IV.20.** Vista en planta y alzado del modelo tridimensional del Puente Impulsora.



Se modeló el tramo instrumentado del puente (tramo central), como se ilustra en la figura IV.20, considerando 16 columnas descansando en apoyos empotrados, de acuerdo a las características de cimentación y subestructura mencionadas en las secciones III.2 y III.3 de este trabajo.

Para modelar la cubierta de la superestructura en el modelo, se establecieron elementos tipo barra para representar las vigas interiores y exteriores, los cuales interactúan con elementos tipo placa discretizados, que en conjunto permiten que la cubierta diafragma trabaje de forma continua en las tres direcciones de movimiento; adicionalmente, para reforzar la estructura y darle mayor continuidad en la dirección transversal a las vigas longitudinales, se modelaron los elementos diafragma como tipo barra, localizados en la unión entre columnas de cada eje (ejes A, B, D y del modelo mostrado en la figura IV.20).

El elemento tipo placa, utilizado en la cobertura del puente también para la circulación de los vehículos en el puente, se propuso como una capa de 20 cm de concreto, la cual representa una carga muerta importante en la respuesta estructural del puente en estudio, dadas las largas dimensiones de la superestructura de éste. Vale la pena mencionar que el peso del volado del puente, se considera en el modelo al proponer un espesor de losa un poco mayor que el que se estima realmente en la superestructura del mismo.

En el modelo elaborado no se consideran efectos de interacción suelo-estructura.

Las propiedades de los elementos barra considerados en el modelo lineal para representar las columnas, los diafragmas transversales y las traveses longitudinales, se definen a partir de las características geométricas y estructurales mencionadas en la sección III.4 de este trabajo. De igual manera, se consideró la conexión, entre columna y trabe de apoyo, como articulada al paño inferior de la trabe, es decir, la longitud de la barra que representa la columna se estableció como siete metros, tal como se mencionó en la sección anterior de este trabajo.

En el modelo se consideraron los apoyos de neopreno con la rigidez correspondiente para representar la discontinuidad en la cubierta debido a los apoyos fijo y móvil, para así reproducir mejor las formas de vibrar obtenidas de la medición de la respuesta del puente.

Los apoyos de neopreno están contruidos por una placa de neopreno, la cual se une a un perno que conecta las traveses de apoyo y la trabe central. Si el perno no presenta holgura en alguna de las dos direcciones horizontales se dice que es un apoyo fijo, el cual restringe el movimiento de las traveses hasta que alcanza su resistencia máxima. Se dice que el apoyo es móvil si el perno restringe el movimiento transversal y presenta holgura en la dirección longitudinal del puente que le permite a la trabe central deslizarse libremente. En la figura IV.21 se ilustran las dimensiones y características de los apoyos descritos.

Para representar de forma más real el comportamiento de los apoyos de neopreno, los cuales conectan las traveses de apoyo con las centrales, estos se modelaron como barras verticales de 0.10 m de altura ( $H_n$ ), y con dimensiones de ancho y largo de 0.35 m, cuya sección transversal ( $A_n$ ) corresponde a 0.14 m<sup>2</sup>.

Las propiedades mecánicas de dichas barras se evaluaron de acuerdo a la rigidez axial y lateral que proporcionan en conjunto el neopreno y el perno, como se observa en la figura IV.22 (Rivera, 2005).

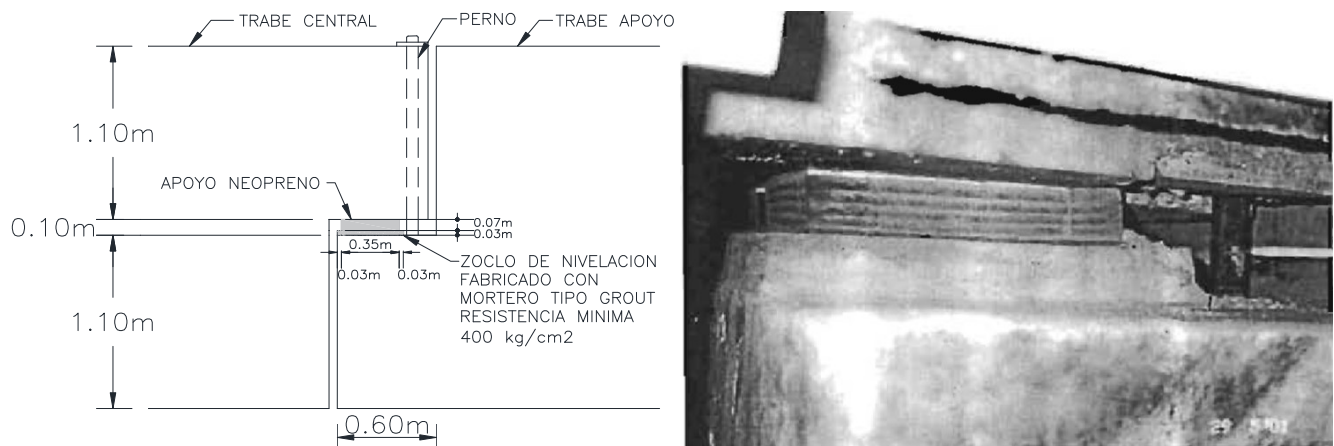


FIGURA IV.21. Descripción gráfica y fotográfica de apoyo móvil de neopreno (Rivera, 2005).

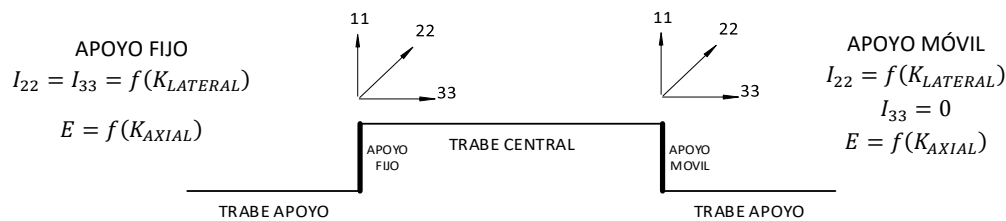


FIGURA IV.22. Propiedades mecánicas de apoyos fijo y móvil de neopreno (Rivera, 2005).

La rigidez lateral del apoyo de neopreno ( $K_{LATERAL}$ ) corresponde a la capacidad de cortante con la que cuenta la placa de neopreno ( $K_{L\ neo}$ ), adicionada con la resistencia a flexión que ofrece el perno empotrado en ambas traveses ( $K_{L\ per}$ ), como se describe en la ecuación IV.13.

$$K_{LATERAL} = K_{L\ neo} + K_{L\ per} = \frac{G_n A_n}{H_n} + \frac{12 E_p I_p}{H_{pl}^3} \quad (IV.13)$$

Dado a que la deformada que define al perno lateralmente, en el apoyo fijo, es por flexión, se tiene una longitud no arriostrada ( $H_{pl}$ ) de 0.10 m, que corresponde a la longitud que existe entre los extremos restringidos del perno. El módulo de elasticidad del acero estructural del perno ( $E_p$ ) equivale a  $2 \times 10^7$  t/m<sup>2</sup>, según las NTC-Concreto (2017).

Los pernos que restringen el movimiento de la trabe central cuentan con un diámetro aproximado de 0.09 m, cuyo valor de inercia,  $I_p$ , corresponde a un valor de  $9.3 \times 10^{-5}$  m<sup>4</sup>, aproximadamente.

A razón de disminuir los desplazamientos verticales en los apoyos de la trabe central, se considera la rigidez axial que ofrece el apoyo fijo y móvil, es decir, la resistencia a tensión del perno y la placa de neopreno, como se muestra en la ecuación IV.14.

$$K_{AXIAL} = K_{A\ neopreno} + K_{A\ perno} = \frac{E_n A_n}{H_n} + \frac{E_p A_p}{H_{pa}} \quad (IV.14)$$

Se tiene que la longitud del perno que está sujeta a un alargamiento axial corresponde a la longitud que existe entre la placa de fijación, colocada en el paño superior de la trabe central, y la base del zoclo de nivelación, que equivale a  $H_{pa} = 1.20$  m, como se muestra en la figura IV.21.

De acuerdo al reglamento AASHTO (2017), se tiene que el módulo de rigidez a cortante del neopreno ( $G_n$ ) equivale a  $116.16 \text{ t/m}^2$ , y el módulo de elasticidad del neopreno ( $E_n$ ) equivale a  $1868 \text{ t/m}^2$  para el apoyo fijo, y  $1673 \text{ t/m}^2$  para el móvil.

Una vez calculada la rigidez axial y lateral, se tiene que el momento de inercia ( $I_{22}$  y  $I_{33}$ ) y el módulo de elasticidad ( $E$ ) quedan en función de las mismas, por lo que es posible establecer las propiedades mecánicas equivalentes y geométricas de los elementos barra, para representar la rigidez de los apoyos fijo y móvil, las cuales quedan definidas en la tabla IV.7.

**Tabla IV.7. Propiedades mecánicas y geométricas de apoyos fijo y móvil (Rivera, 2005).**

APOYO	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	E (t/m <sup>2</sup> )
FIJO	0.14	$9.3 \times 10^{-5}$	$9.3 \times 10^{-5}$	23000
MOVIL	0.15	$9.3 \times 10^{-5}$	0	23000

Para evaluar las propiedades dinámicas del puente no se adoptó uno de los lineamientos de la normativa AASHTO (2017), en lo referente a que en el modelo se deben considerar solamente las cargas muertas como masa modal, sino que en este modelo se tomaron en cuenta, además, las cargas vivas aplicadas en la estructura, dado que el puente corresponde a un puente urbano, por lo que suele encontrarse expuesto a un tráfico considerable y, en ocasiones, a vehículos detenidos o circulando a baja velocidad en su superestructura.

Por lo antes descrito, se logró calibrar mejor el modelo del puente en SAP2000, es decir, emular de forma más precisa las formas de vibrar de la superestructura obtenidas de la instrumentación.

Por tanto, las cargas gravitacionales consideradas en el modelo del puente, corresponden a las cargas muertas ( $C_M$ ) y cargas vivas o cargas carril ( $C_V$ ) de un vehículo tipo en movimiento.

Respecto a las cargas muertas, se consideraron: las cargas producidas por el peso propio de los elementos estructurales de concreto reforzado (vigas, columnas y diafragmas transversales), cuyos valores los calcula el SAP2000; además se consideró una carga muerta adicional correspondiente a una carpeta de concreto de 20 cm de espesor, cuyo valor se incrementó ligeramente para compensar las cargas correspondientes a elementos de seguridad y servicio, localizados sobre la cubierta del puente (banqueta, estructuras de seguridad, postes de luz, etc.).

En lo que respecta a las cargas carril, se consideraron las del camión de diseño HS20-44, correspondiente al camión más pesado de acuerdo al reglamento AASHTO (2017), que consiste en un tráiler de carga con una caja de semirremolque; para representar la gran exposición del puente urbano a pasaje, tráfico pesado y vehículos detenidos en su superestructura, lo que lo convierte en una estructura de especial importancia, perteneciente al Grupo A (CFE, 2015).

La carga carril de diseño, que se atribuye al camión HS20-44, consiste en una carga uniformemente repartida de  $952 \text{ kg/m}$  aplicada en dirección longitudinal. Dicha carga ocupa un ancho de 305 cm, y las trabes interiores y exteriores cuentan con anchos de 400 cm y 290 cm, respectivamente. Por lo que se tienen las cargas vivas equivalentes siguientes:

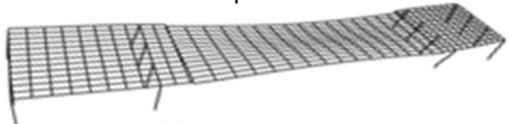
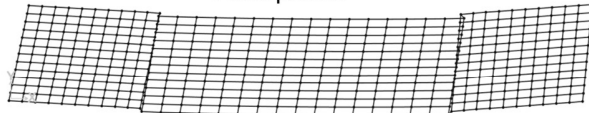
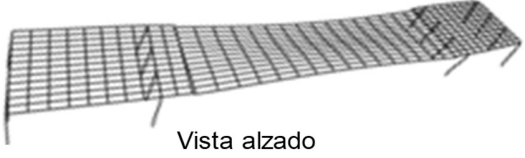

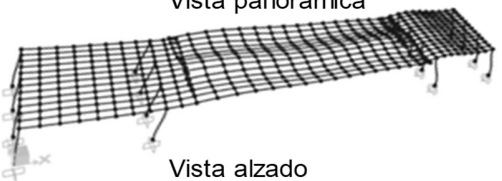

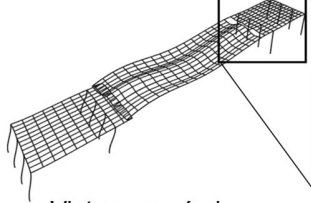
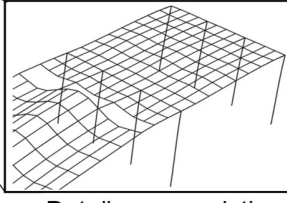
$$\text{Trabe interior} \rightarrow C_V = W_{\text{carril}} = 952 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \left( \frac{400 \text{ cm}}{305 \text{ cm}} \right) = 1248.52 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \approx 1250 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$Trabe\ exterior \rightarrow C_v = W_{carril} = 952 \frac{kg}{m} \left( \frac{290\ cm}{305\ cm} \right) = 905.18 \frac{kg}{m} \approx 905 \frac{kg}{m}$$

En este capítulo se busca determinar la respuesta de la estructura de forma más aproximada a las condiciones reales de la respuesta, por lo que se hace énfasis en comparar las propiedades dinámicas del puente obtenidas con base a datos de medición de respuesta respecto al resultado obtenido a través de métodos numéricos aplicados en el modelo elaborado en SAP2000, a fin de verificar el grado de confianza en la calibración de modelos que reproduzcan las propiedades dinámicas de puentes urbanos reales que vayan a ser construidos a futuro.

En la tabla IV.8 se muestra la comparación entre los valores de periodo de vibración del Puente Impulsora, según los datos resultantes de la interpretación de los registros sísmicos de este trabajo, correspondientes al periodo 2004-2017, y los calculados a través del modelo calibrado.

**TABLA IV.8.** Comparación de formas de vibrar del Puente Impulsora a través de la respuesta medida y calculada en este trabajo.

Modos de vibración	Dirección		Medido	Calculado
<p>Vista panorámica</p>  <p>Vista planta</p> 	Transversal	T (s)	0.42	0.38
<p>Vista panorámica</p>  <p>Vista alzado</p> 	Vertical	T (s)	0.39	0.38
<p>Vista panorámica</p>  <p>Vista alzado</p> 	Longitudinal (TA/CC)	T (s)	0.10	0.15
<p>Vista panorámica</p>  <p>Detalle mov. relativo</p> 	Longitudinal (TC/TA)	T (s)	0.13	0.13

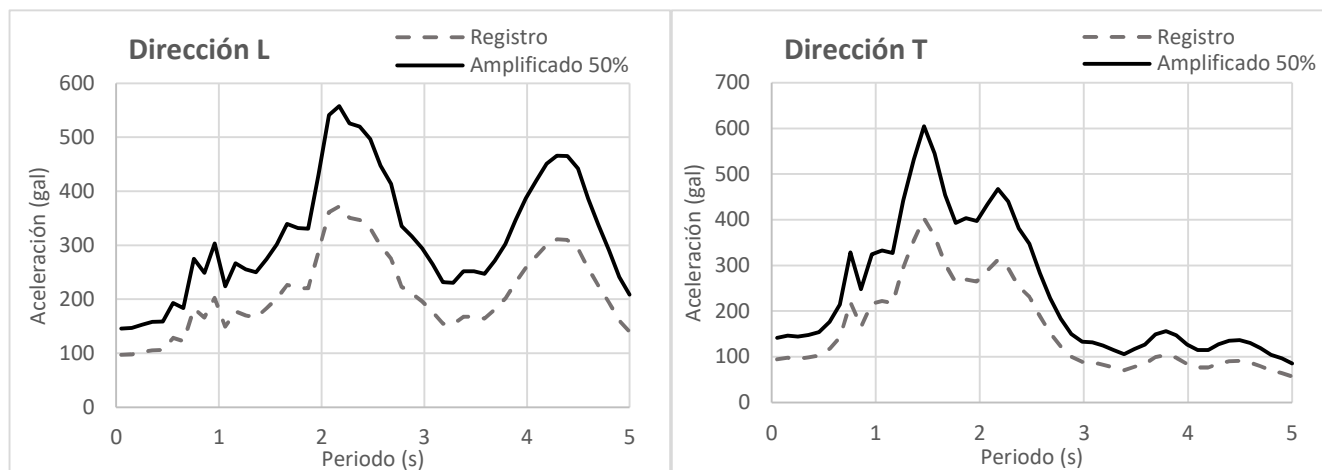
Vale la pena mencionar que, para el cálculo de las formas modales del puente, se recurre a aplicar el método de Vectores de Ritz en el modelo.

Las formas modales de movimiento, TA/CC y TC/TA, resultan similares tanto para las propiedades medidas como las calculadas respecto a las tres direcciones, lo cual permite contar con mayor certeza que el modelo se ha calibrado correctamente.

### IV.3.2. Análisis dinámico modal espectral

Para el análisis dinámico modal espectral se consideró el registro sísmico del 19-sep-17, correspondiente a la estación CC, tanto en la dirección longitudinal (L) como en la dirección transversal (T). Dicha estación mide el movimiento en la cimentación, por lo que es representativo de la excitación dinámica en la base de la estructura.

Con los acelerogramas correspondientes a las dos direcciones horizontales del evento del 19-sep-17, se calcularon sus respectivos espectros de respuesta, los cuales se amplificaron en un 50%, como se muestra en la figura IV.23, al considerar que los puentes pertenecen a construcciones del grupo A, al ser estructuras esenciales ante una emergencia urbana, conforme a lo que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2017).

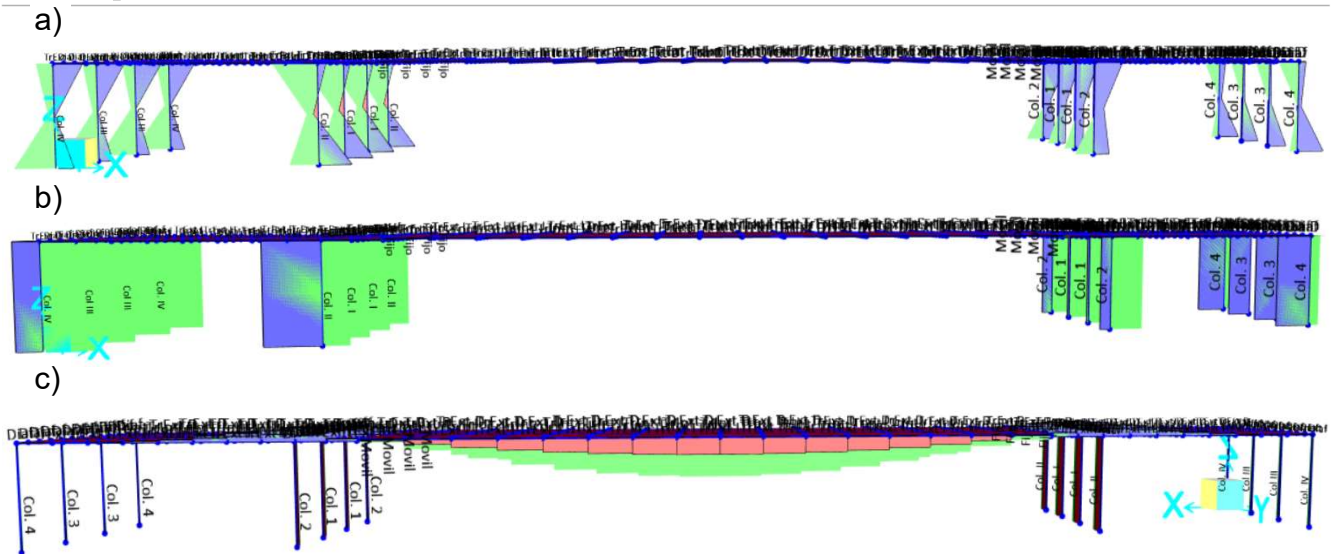


**FIGURA IV.23.** Espectros de respuesta, sismo 19-sep-17, para la estación CC.

Se contemplan dos combinaciones de carga importantes respecto a cada una de las direcciones horizontales. En la dirección transversal se aplicó el 30% de la carga aplicada por el sismo en la dirección longitudinal ( $S_x$ ), y el 100% en la dirección transversal ( $S_y$ ). Para el análisis del comportamiento de la estructura en la dirección longitudinal se aplicaron los mismos porcentajes, pero de forma inversa. Dichas cargas, junto a la carga muerta y viva, se amplificaron un 10% como lo menciona el manual de las NTC-Criterios (2017). El método de combinación modal utilizado corresponde a la técnica de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS).

Con objeto de revisar la seguridad sísmica de las columnas, consideradas como uno de los elementos principales para resistir la carga lateral sísmica, se obtuvieron los elementos mecánicos de dichas columnas con apoyo del programa SAP2000, tal como se ilustra en la figura IV.24, en donde se presentan los diagramas de cortante, carga axial y momento flexionante.





**FIGURA IV.24.** Diagrama de elementos mecánicos en las columnas del puente en estudio.  
a) Momento flexionante; b) fuerza cortante; c) carga axial.

Se consideró tomar como representativa, la columna más crítica o con el valor mayor de carga axial ( $P_{axial}$ ), fuerza cortante y momento flexionante, en la dirección longitudinal,  $M_{22}$  y  $V_{33}$ , y en la transversal,  $M_{33}$  y  $V_{22}$ , respectivamente. Estos resultados se registraron de forma independiente para cada uno de los apoyos y respecto a cada combinación de carga (longitudinal y transversal), tal como se muestra en las tablas IV.9 y IV.10.

**TABLA IV.9.** Elementos mecánicos en columnas del apoyo móvil del puente en estudio.

Col. #	Posición de columna	Transversal					Longitudinal				
		$1.1(S_Y+0.3S_X+C_V+C_M)$					$1.1(S_X+0.3S_Y+C_V+C_M)$				
		$P_{axial}$ (t)	$M_{33}$ (t m)	$M_{22}$ (t m)	$V_{33}$ (t)	$V_{22}$ (t)	$P_{axial}$ (t)	$M_{33}$ (t m)	$M_{22}$ (t m)	$V_{33}$ (t)	$V_{22}$ (t)
1	Frente-central	442.32	177.45	205.42	43.12	49.94	443.04	183.31	206.18	43.33	51.59
2	Frente-lateral	365.09	175.79	239.54	56.66	47.95	365.59	181.57	242.49	57.58	49.54
3	Trasera-central	92.58	66.35	173.65	43.63	18.41	92.67	67.66	174.58	43.87	18.78
4	Trasera-lateral	86.57	64.45	233.47	58.51	18.08	87.48	65.85	237.17	59.46	18.46

**TABLA IV.10.** Elementos mecánicos en columnas del apoyo fijo del puente en estudio.

Col. #	Posición de columna	Transversal					Longitudinal				
		$1.1(S_Y+0.3S_X+C_V+C_M)$					$1.1(S_X+0.3S_Y+C_V+C_M)$				
		$P_{axial}$ (t)	$M_{33}$ (t m)	$M_{22}$ (t m)	$V_{33}$ (t)	$V_{22}$ (t)	$P_{axial}$ (t)	$M_{33}$ (t m)	$M_{22}$ (t m)	$V_{33}$ (t)	$V_{22}$ (t)
I	Frente-central	444.35	152.37	288.51	69.25	42.46	445.11	157.39	294.56	71.09	43.87
II	Frente-lateral	365.76	150.59	294.24	73.05	40.66	366.71	155.53	300.53	74.99	42.03
III	Trasera-central	100.47	58.86	252.78	63.66	16.58	101.08	60.25	258.77	65.19	16.97
IV	Trasera-lateral	87.39	58.44	272.92	67.91	16.42	88.28	60.25	279.40	69.55	16.81

Como se muestra en la tabla IV.10, los elementos mecánicos respecto a las columnas centrales y laterales del apoyo fijo, resultaron similares entre sí, siendo superiores las fuerzas cortantes y momentos flexionantes longitudinales ( $V_{33}$  y  $M_{22}$ ), respecto a estas últimas. Sin embargo, este fenómeno destaca mayormente en las columnas del apoyo móvil, ya que, como se ve en la tabla IV.9, estas cuentan con una mayor diferencia entre sus fuerzas internas longitudinales, lo cual se

creo que sucede debido a una rotación o giro (respecto al eje Z) de la trabe central con el tablero, la cual induce una carga que afecta mayormente a las columnas laterales del puente.

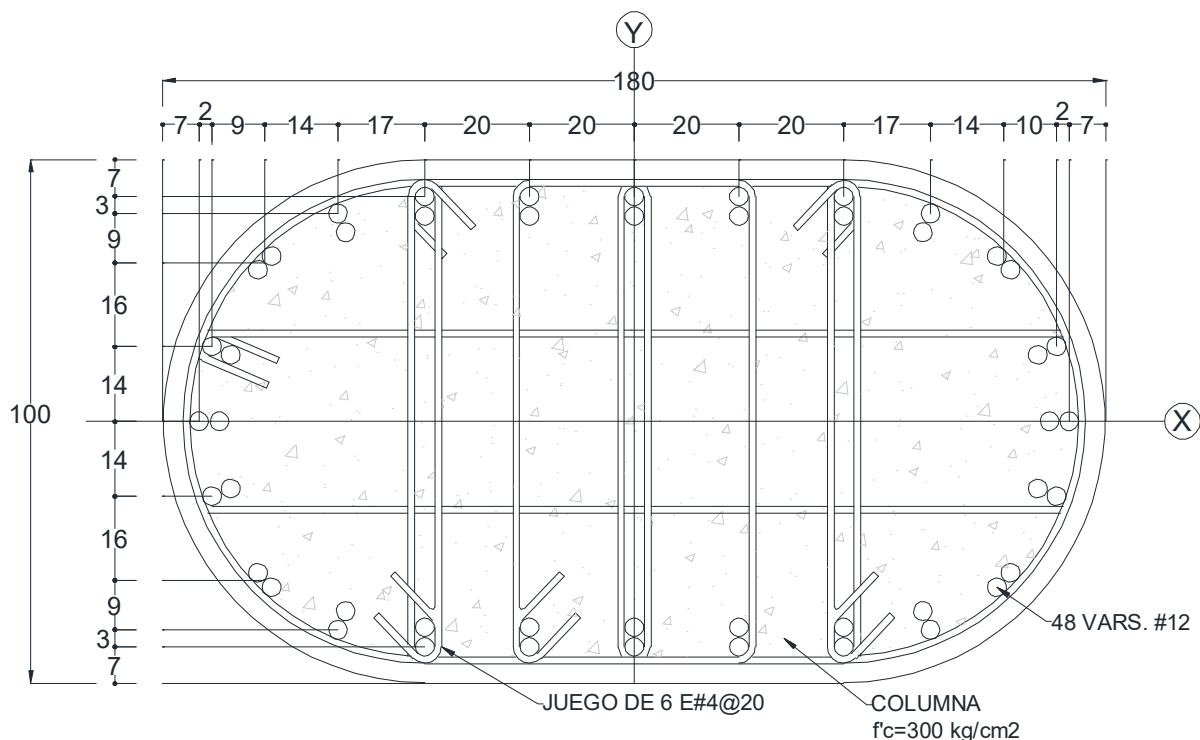
Así mismo, en la tabla IV.9 se observa que las fuerzas internas transversales de las columnas del apoyo móvil del puente ( $V_{22}$  y  $M_{33}$ ) se amplifican en mayor manera, lo que indica que éstas presentan mayor flexibilidad transversal que las columnas del apoyo fijo (tabla IV.10), lo cual sucede ya que el perno del apoyo fijo le proporciona mayor rigidez transversal a la columna, transmitiendo una porción de la energía recibida del sismo a la trabe central, mientras que las columnas del apoyo móvil se encuentran mayormente aisladas del movimiento de ésta, por lo que son más susceptibles a presentar flexión transversal en caso de existir rotación y esfuerzos por torsión en la estructura.

Como se puede observar en la tabla IV.10, la carga axial ( $P_{axial}$ ), la fuerza cortante ( $V_{33}$ ) y el momento flexionante ( $M_{22}$ ) en la dirección longitudinal, de las columnas que soportan la trabe de apoyo unida a la trabe central por el apoyo fijo, resultan superiores, destacando mayormente respecto a estos dos últimos.

Por lo antes descrito, y con la finalidad de establecer la situación más desfavorable, se considera tomar en cuenta los elementos mecánicos máximos, obtenidos al aplicar el 100% del sismo en la dirección longitudinal ( $S_x$ ), sobre las columnas situadas sobre los ejes frontales (ejes 10 y 11), los cuales se encuentran remarcados en las tablas IV.9 y V.10.

### IV.3.3. Revisión de las columnas

La distribución del refuerzo longitudinal y transversal, así como las dimensiones y características estructurales de la columna, se muestran en la figura IV.25.



**FIGURA IV.25.** Distribución de armados y dimensiones de la sección de columna del puente.

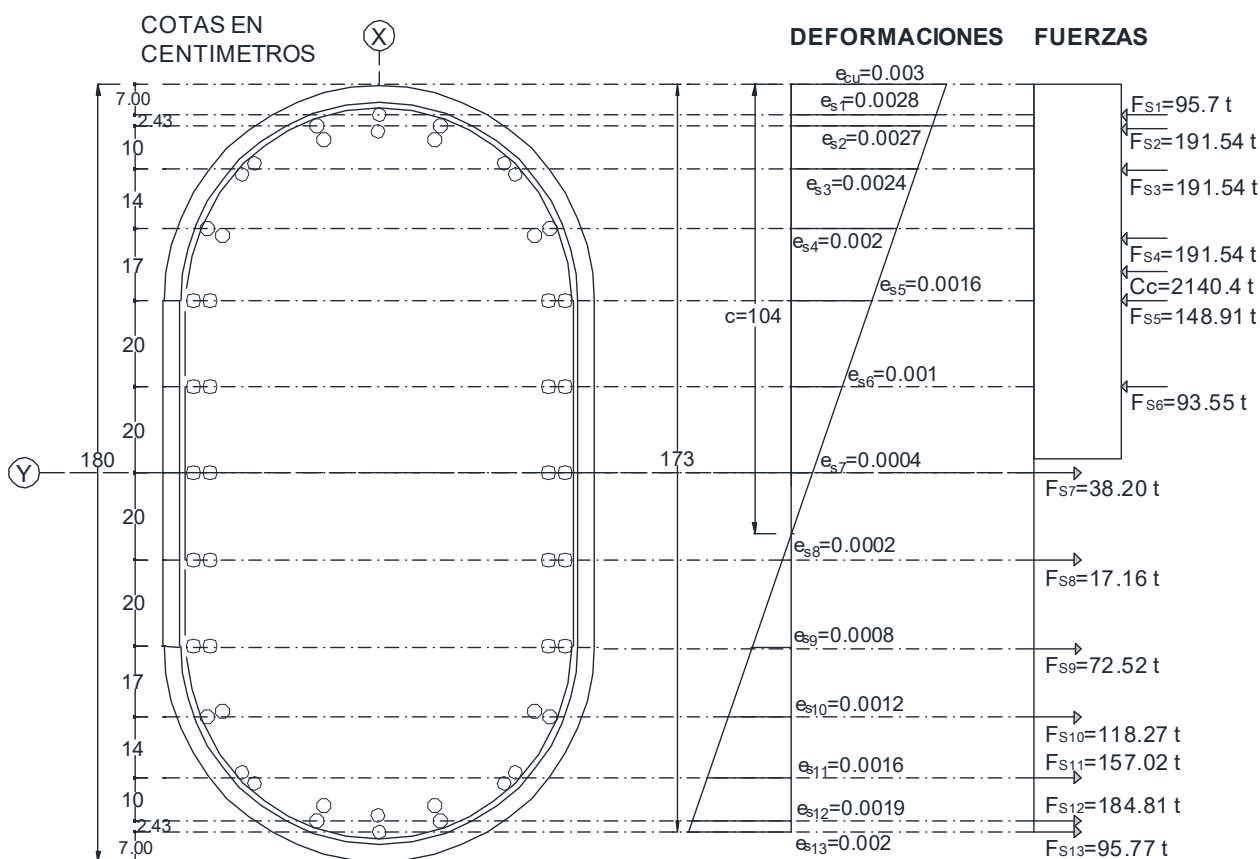
La capacidad de esfuerzo a compresión del concreto y de fluencia del acero de refuerzo (A-36), corresponden a  $300 \frac{kg}{cm^2}$  y a  $4200 \frac{kg}{cm^2}$ , respectivamente.

En esta sección se verifica si la fuerza cortante resistente de la columna, en la dirección longitudinal y transversal, es suficiente para resistir las solicitaciones de carga muerta, viva y sísmica, a las que se somete el puente en el modelo. Además, se revisa que los valores máximos de carga axial y momento flexionante ejercidos en las columnas (tablas IV.9 y IV.10) queden dentro de los límites de resistencia descritos en el diagrama de interacción, en ambas direcciones horizontales.

La revisión por flexocompresión se hizo con base en las especificaciones de las NTC-Concreto (2017).

➤ **Revisión de resistencia a flexocompresión, dirección longitudinal**

Se obtuvo el diagrama de interacción de la columna en la dirección del eje principal de inercia o eje X, como se puede observar en la figura IV.26, para enseguida compararlo contra las demandas en las columnas más críticas del tramo instrumentado del puente.

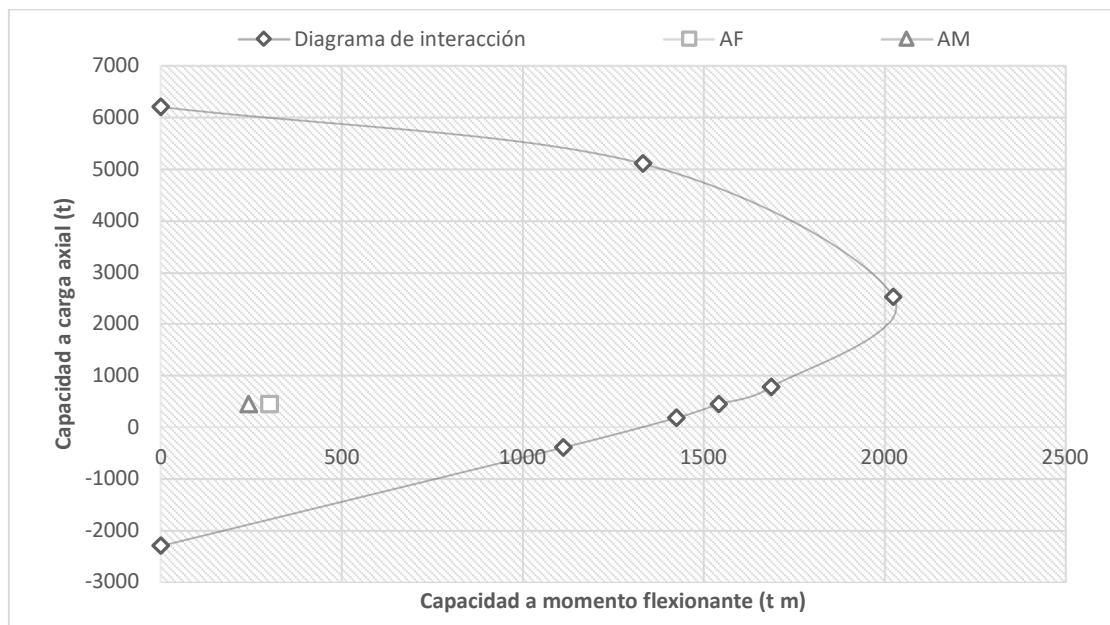


**FIGURA IV.26.** Estado de deformaciones y fuerzas de la sección para calcular el diagrama de interacción, dirección longitudinal.

Para definir de forma más precisa el diagrama de interacción de las columnas del puente, se definieron siete puntos resultantes de la combinación de resistencia a carga axial y momento

flexionante,  $P_R$  y  $M_R$ . El primero de ellos corresponde al punto de compresión pura; entre éste y un tercer punto conocido como falla balanceada se encuentra un segundo punto; mientras que, entre la falla balanceada y el último punto del diagrama, también conocido como límite de tensión pura, se tienen tres puntos intermedios. Estos puntos se graficaron, agregando además el valor de momento resistente correspondiente a la carga de diseño, como se muestra en la figura IV.27.

Como se puede observar en la figura IV.26, la falla balanceada ocurre al considerar la distancia del paño al eje neutro de la columna igual a 104 cm. El momento resistente de ésta se obtuvo respecto al eje de simetría de la columna, estableciendo así la distancia entre dicho eje y cada par de varillas.



*Puntos de carga y momento resistente para elaboración del diagrama de interacción*

$P_R$ (t)	6201.64	5102.29	2517.54	776.15	445.11	178.58	-394.56	-2298.43
$M_R$ (t m)	0	1333.14	2025.28	1687.88	1542.86	1426.11	1112.85	0

*Elementos Mecánicos*

Apoyo	$P_U$ (t)	$M_U$ (t m)
Fijo (AF)	445.11	300.53
Móvil (AM)	443.04	242.49

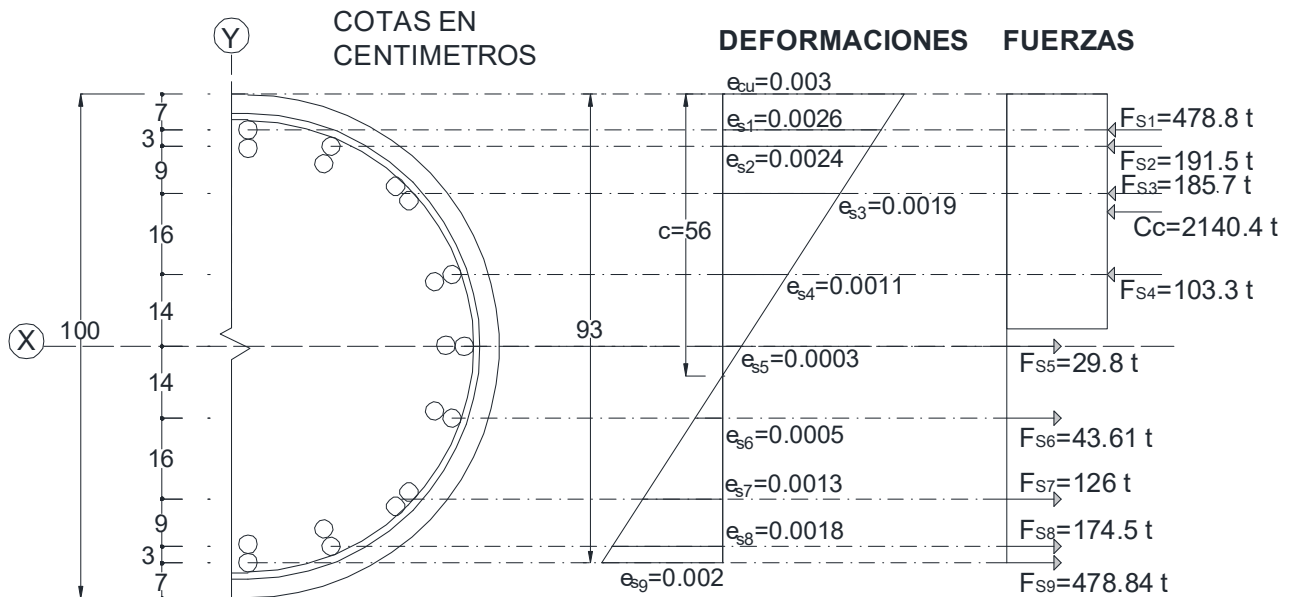
**FIGURA IV.27.** Revisión de la resistencia a flexocompresión de columnas en dirección longitudinal del puente (eje X).

En el modelo realizado se tiene que el esfuerzo de flexión longitudinal más crítico corresponde al aplicado sobre las columnas “frente-lateral” que soportan el tramo del apoyo fijo, mientras que la carga axial más crítica aplicada corresponde a la de las columnas “frente-central” de este mismo apoyo.

Por lo anterior, la demanda más crítica de momento de flexión para evaluar la seguridad de las columnas equivale a 300.53 t m, con una carga axial a compresión correspondiente de 445.11 t, cuyo valor de resistencia a flexión resulta un poco más de cinco veces mayor que la demanda, con un valor de 1542.86 t m, tal como se observa en la figura IV.27.

➤ **Revisión de resistencia a flexocompresión, dirección transversal**

Se llevó el mismo procedimiento en la dirección transversal de la columna que en la longitudinal, el cual consistió en obtener los valores de la falla balanceada, fuerzas de tensión y compresión del acero y el concreto, respectivamente; calculándose enseguida la sumatoria de momentos flexionantes respecto al eje de simetría de la columna. En la figura IV.28 se ilustra un ejemplo del procedimiento del análisis seguido para el cálculo de la resistencia transversal a falla balanceada de la columna del puente.

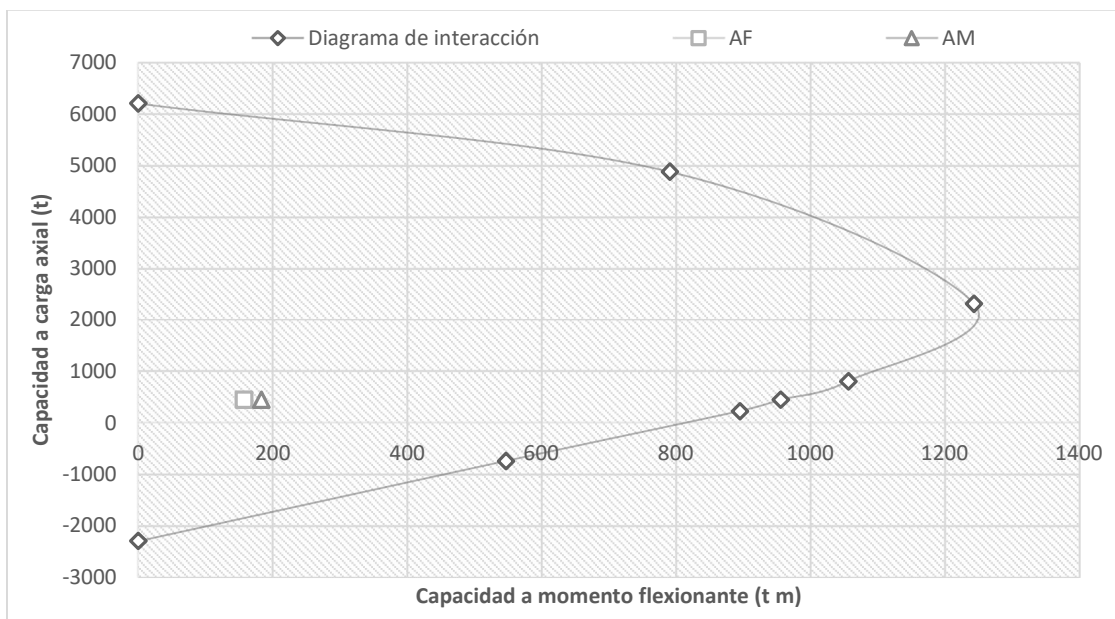


**FIGURA IV.28.** Estado de deformaciones y fuerzas de la sección para calcular el diagrama de interacción, dirección transversal.

En esta dirección de igual forma, se propusieron siete posiciones diferentes del eje neutro  $c$ , para obtener siete puntos geométricos de combinación de carga axial y momento de flexión resistente,  $P_R$  y  $M_R$ , y se añadió también otro punto correspondiente al valor de momento de flexión resistente correspondiente a la carga de diseño, cuyos valores aparecen resaltados en la tabla de forma al diagrama de interacción de la columna mostrado en la figura IV.29.

Es posible notar en la figura IV.29, que la resistencia a momento flexionante en dirección transversal de la columna, respecto a la carga axial máxima de diseño ( $P_U = 443.04 \text{ t}$ ) a la que se encuentra sujeta la columna más crítica del apoyo móvil en el modelo (AM), corresponde a  $956.48 \text{ t m}$ , la cual es poco más de 5 veces mayor que la demanda de flexión ( $M_U = 183.31 \text{ t m}$ ) resultante a la que se encuentra sujeta.





Puntos de carga y momento resistente para elaboración del diagrama de interacción								
<b>P<sub>R</sub> (t)</b>	6201.64	4877.15	2306.75	804.71	443.04	223.57	-744.51	-2298.43
<b>M<sub>R</sub> (t m)</b>	0	791.24	1243.79	1057.08	956.475	895.43	547.21	0
Elementos mecánicos								
Apoyo	P <sub>U</sub> (t)	M <sub>U</sub> (t m)						
Fijo (AF)	445.11	157.39						
Móvil (AM)	443.04	183.31						

**FIGURA IV.29.** Revisión de la resistencia a flexocompresión de columnas en dirección transversal del puente (eje Y).

Se puede observar en las figuras IV.27 y IV.29, que los límites de resistencia máximos de la columna, de acuerdo al diagrama de interacción, quedan muy por encima de los valores de carga axial y momento de flexión de diseño, tanto en la dirección longitudinal como la transversal, por lo que existe un riesgo mínimo de que fallen por resistencia a flexocompresión ante sismos como el ocurrido el 19-sep-17.

➤ **Revisión de resistencia a esfuerzo cortante**

La resistencia a esfuerzo cortante se obtuvo a partir de las especificaciones de diseño de las NTC-Concreto (2017), respecto a columnas sin presfuerzo con ductilidad baja,  $Q = 2$ .

Se toma en cuenta la resistencia que proporciona el concreto,  $V_{CR}$ , adicionada a la del refuerzo transversal (estribos),  $V_{SR}$ , en la dirección longitudinal y transversal; con el objeto de verificar si la resistencia total de la columna ( $V_{UR}$ ) es suficiente para soportar las demandas de cortante de diseño,  $V_u$ , obtenidas en el análisis del modelo elaborado.

✓ **Resistencia a cortante que aporta el concreto**

La resistencia que proporciona el concreto se obtiene de acuerdo al método simple y al método detallado, descritos en las NTC-Concreto (2017), considerando que los elementos se encuentran sujetos a carga axial, esfuerzo cortante y esfuerzo flexionante, simultáneamente. El método



simple arroja un valor general de resistencia a cortante respecto a demandas ocurridas en ambas direcciones, por lo que representa en menor grado la respuesta independiente de la estructura al enfrentarse únicamente a una dirección. El valor de esta corresponde a  $V_{CR} = 123.21$  t, la cual resulta mayor que el cortante de diseño de la columna (74.99 t) por casi dos veces.

El método detallado arroja un valor, para la resistencia a cortante que aporta el concreto de la columna en dirección longitudinal, de  $V_{CRD} = 257.12$  t, el cual supera la resistencia máxima especificada en el Reglamento (NTC-Concreto, 2017), cuyo valor corresponde a  $V_{CRD} = 255.38$  t, por lo que éste se considera como valor representativo. En la dirección transversal, del método detallado se obtiene que la resistencia a cortante es de  $V_{CRD} = 141.81$  t, la cual continúa superando al valor obtenido por el método simple.

Los valores anteriores se compararon con las demandas más críticas de esfuerzo cortante a las que se encuentra sujeta la columna en la dirección longitudinal y transversal, las cuales corresponden a 74.99 t y 51.59 t, respectivamente; por lo que se puede notar que la resistencia proporcionada solamente por el concreto, a través del método detallado, resulta un poco más de tres veces mayor respecto a la dirección longitudinal, y poco menos de tres veces mayor respecto a la dirección transversal.

Más adelante, en la tabla IV.11, se resumirá más a detalle los resultados antes mencionados.

#### ➤ **Resistencia a cortante que aporta el acero**

Por lo mencionado en el apartado anterior, sería factible omitir el uso de acero de refuerzo transversal en la columna, sin embargo, en el Reglamento de las NTC-Concreto (2017), se especifica que debe considerarse un área de refuerzo transversal mínimo, para brindarle mayor confinamiento al concreto y brindar ductilidad a las columnas (ductilidad baja), la cual se satisface totalmente al considerar una separación entre estribos de 20 cm.

Dicha cantidad de acero mínima corresponde a  $Av_{minL} = 2.47$  cm<sup>2</sup> y  $Av_{minT} = 4.45$  cm<sup>2</sup>, mientras que el acero de refuerzo transversal de la columna consta de un área de acero mayor, con diez y cuatro ramales trabajando en dirección longitudinal y transversal, respectivamente, cuyos valores corresponden a  $Av_L = 12.67$  cm<sup>2</sup> y  $Av_T = 5.07$  cm<sup>2</sup>.

Se puede notar que la sección transversal de la columna domina la separación entre estribos, ya que esta cuenta con una cantidad de ramales menor que en la dirección longitudinal, a pesar de que en esta dirección se exige una menor cantidad de acero. Esto sucede debido a que el reglamento NTC-Concreto (2017) especifica que debe existir una cierta distancia máxima entre los ramales de los estribos de la columna, la cual presenta una longitud de sección mayor en dirección longitudinal, por lo que se requiere colocar mayor cantidad de acero de refuerzo transversal para cubrir toda la longitud, aun cumpliendo con el mínimo indicado por la norma.

Lo anterior produce entonces, que la resistencia a cortante proporcionada por el acero de refuerzo, en la situación más crítica según el reglamento, resulte más de cuatro veces mayor en la dirección longitudinal, con un valor de  $V_{SR} = 345.16$  t, respecto a la dirección transversal, la cual cuenta con un valor de resistencia a cortante de  $V_{SR} = 74.22$  t, como se observará más adelante en la tabla IV.11.

✓ **Resistencia total esfuerzo cortante**

Una vez obtenidas las resistencias a esfuerzo cortante que aportan el acero de refuerzo ( $V_{SR}$ ), y el concreto por el método simple ( $V_{CRS}$ ) y detallado ( $V_{CRD}$ ), se procede a obtener la resistencia total que aportan en conjunto, respecto al método simple ( $V_{RS}$ ) y detallado ( $V_{RD}$ ), para verificar si la resistencia de la columna es la adecuada para soportar las demandas de esfuerzo cortante obtenidas en secciones anteriores ( $V_U$ ). En la tabla IV.11 se resumen los resultados obtenidos.

**TABLA IV.11.- Valores del cortante resistente proporcionado por el concreto y el acero, y la relación del cortante resistente total y la fuerza cortante de diseño.**

Dirección	$V_{CRS}$ (t)	$V_{CRD}$ (t)	$V_{SR}$ (t)	$V_{RS}$ (t)	$V_{RD}$ (t)	$V_U$ (t)	$V_{RS}/V_U$	$V_{RD}/V_U$
Longitudinal (X)	123.21	255.38	345.16	468.37	600.54	74.99	6.25	8.01
Transversal (Y)		141.81	74.22	197.43	216.03	51.59	3.83	4.19

En la tabla IV.11 se puede notar que la fuerza cortante resistente proporcionada por el concreto resulta muy similar en ambas direcciones respecto a la proporcionada por el acero de refuerzo, al incrementarse notablemente éste en la dirección longitudinal. En esta dirección se presenta una resistencia mayor que en la transversal, de entre dos y tres veces, lo cual se presenta dado a que la columna cuenta con una mayor cantidad de área de acero de refuerzo.

Asimismo, en la tabla IV.11 se verifica un grado de seguridad elevado de la columna en la dirección longitudinal, al contar con una resistencia poco más de seis y ocho veces mayor que las demandas de cortante de diseño, respecto al método simple y detallado, respectivamente. Este incremento notable en la resistencia, obtenida por ambos métodos, no se observa en la dirección transversal, en la cual se obtiene un valor de resistencia total a cortante que ronda alrededor de cuatro veces la demanda crítica de cortante aplicada. Lo anterior se puede explicar debido a que el método detallado enfatiza en describir la resistencia del elemento de acuerdo a sus dimensiones en cada dirección de forma independiente.

En caso de que se revisara la resistencia a cortante de la columna del puente respecto a una ductilidad alta de  $Q=4$ , la resistencia total proporcionada por el acero de refuerzo en la dirección transversal sería insuficiente para soportar la fuerza cortante máxima de diseño, ya que estas estructuras se suelen diseñar para ser medianamente dúctiles. Por esta razón no se suele diseñar las columnas de puentes con un valor de ductilidad mayor a  $Q=2$ , ya que se pone en riesgo la seguridad de la estructura ante sismos de gran magnitud como el del 19-sep-17.

#### IV.3.4. Implicaciones en el diseño sísmico de puentes

Con base en la interpretación de los registros sísmicos del puente bajo estudio y de la revisión de seguridad sísmica del mismo, se pueden comentar las siguientes implicaciones en el diseño sísmico en este tipo de puentes urbanos.

Ante los sismos de moderada intensidad que se registraron en el Puente Impulsora, éste respondió casi como cuerpo rígido en las dos direcciones horizontales. Lo anterior se puede asumir, al encontrar que el periodo de vibrar de la estructura (0.39 s), resulta muy por debajo del periodo de vibración del suelo (4.23 s), lo cual indica que la estructura se encuentra en condiciones de peligro sísmico bajo, y aunque se presentaran sismos más intensos que los estudiados, no se alcanzaría la resonancia de vibración.

Para reproducir la respuesta dinámica de un puente urbano con apoyos de neopreno como el Puente Impulsora, con base en un modelo computacional, se debe prestar mucha atención en las propiedades asignadas a los apoyos, especialmente en la rigidez que estos últimos presentan en la dirección longitudinal y transversal, además de hacer las debidas consideraciones cuando se tienen apoyos fijos y móviles, tal como se hizo en esta investigación.

Otro punto importante a considerar en la elaboración del modelo computacional, corresponde a considerar la discretización de la superestructura, es decir, la división de la superestructura en un conjunto de porciones o elementos. Este punto resulta clave en la representación del modo de vibración vertical del puente en el modelo.

Además, para representar la respuesta en las tres direcciones de un puente urbano como el Puente Impulsora, es conveniente considerar la aplicación de la carga viva o móvil en el análisis sísmico, dada la función que prestan este tipo de estructuras (ascenso y descenso de pasaje, y transporte de carga a velocidades bajas).

En lo que concierne al diseño sísmico de las columnas, ante la falta de un reglamento para el diseño sísmico de puentes, se consideró el espectro de respuesta de uno de los eventos sísmicos de mayor intensidad, y que causó daños en algunos puentes de la Ciudad de México, como fue el ocurrido el 19-sep-17. Dicho espectro se empleó para hacer la revisión del margen de seguridad de las columnas del puente en cuestión, que para darle la característica de un sismo de diseño se amplificó el espectro en un 50%, por la razón comentada en su momento.

Bajo estas circunstancias, se encontró que ante un sismo tipo intraplaca, la resistencia a cortante y a flexocompresión de las columnas presentan una amplia seguridad estructural, en términos de resistencia, respecto a los elementos mecánicos demandados por dicho sismo, lo cual es congruente con la revisión que hicieron Rivera & Meli (2003) con un sismo de subducción, en donde las columnas ni siquiera alcanzaron la fluencia.

Por lo anterior, se percibe que este prototipo de puentes, los diseñan con un coeficiente sísmico muy superior a las aceleraciones que realmente le serán demandadas a la estructura, lo que se ve reflejado en la geometría de las secciones y en el congestionamiento de acero de refuerzo innecesario.

Por consiguiente, se ve la conveniencia de proponer espectros para el diseño sísmico de puentes, acordes a sus índices de desempeño y de acuerdo al tipo de fuente sísmica que les vaya a afectar, para con ello obtener demandas sísmicas más racionales, tal como se comenta en el trabajo de Sánchez (2020).

De igual forma, sería conveniente verificar si el comportamiento de las columnas del Puente Impulsora bajo un enfoque de diseño basado en conceptos de desplazamientos, como se revisó en el trabajo de Rivera (2005), aún sigue siendo seguro respecto a los registros sísmicos analizados en este estudio; ya que se ha encontrado que se pueden obtener diseños más racionales al relacionar las dimensiones de la sección y el detallado de los armados con la demanda sísmica de desplazamiento para diferentes niveles de desempeño, como se comenta en los trabajos de Rivera (2012) y Rivera *et al.* (2019).

## V. CONCLUSIONES

En el presente trabajo de investigación se analizó la respuesta sísmica de un puente urbano con base en el análisis de los registros sísmicos derivados de la instrumentación de la estructura, con objeto de obtener las propiedades dinámicas y compararlas con las obtenidas de un modelo tridimensional a fin de revisar los criterios de análisis y diseño sísmico de este tipo de obras de infraestructura. Las conclusiones derivadas al respecto se comentan a continuación.

Las pruebas de campo en estructuras reales proporcionan información muy valiosa, que en muchas ocasiones se toma como base para evaluar la validez de modelos matemáticos que tengan por objetivo reproducir el movimiento de la estructura (aceleración, velocidad y desplazamiento) de acuerdo con una serie de parámetros dinámicos de la estructura y de las sollicitaciones dinámicas para la cual se está analizando (eventos sísmicos). Con la validación y calibración de dichos modelos se busca poner en marcha nuevos criterios de análisis, los cuales puedan usarse en la práctica profesional para estructuras o edificios de similar estructuración.

A partir de esta investigación fue posible demostrar que existen algunos puentes urbanos, particularmente los que se ubican en suelo blando y presentan aislamiento en la superestructura, con columnas diseñadas (por resistencia) para soportar demandas sísmicas mucho mayores a las que se han presentado recientemente, por lo que se han construido con cantidades de material muy conservadoras; esto se presenta debido a que no se tienen consideraciones de interacción suelo-estructura, lo que produce que se tenga mayor incertidumbre respecto a la cantidad de disipación de energía de la estructura y por ende, impide acortar las ordenadas espectrales del sismo de diseño. Sin embargo, algunos puentes urbanos, con condiciones estructurales y de suelo que ofrecen poco amortiguamiento a la estructura, han presentado casos de falla en la subestructura al ser excitados por sismos recientes como el de Axochiapan (2017); esto sucede al contar con poca información sobre el diseño sísmico de este tipo de estructuras en México, por tanto, no se incorpora suficiente longitud de asentamiento de apoyo ni ductilidad (refuerzo transversal) en las columnas, respecto a sismos de ese tipo (intraplaca) y magnitud.

Por lo anterior, resulta necesario brindar especificaciones de diseño en el tamaño de sección de columna y en la cuantía de acero longitudinal y transversal para otros puentes situados en suelo blando y con similar estructuración, sujetos a cargas y demandas sísmicas similares. En el caso que se tengan condiciones diferentes en la estructuración, pero condiciones de suelo de apoyo similares (suelo blando), sería conveniente considerar efectos de interacción suelo-estructura, a efectos de reducir las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo, y por ende aplicar diseños sísmicos más eficientes respecto a este tipo de estructuras.

En esta investigación, mediante los registros sísmicos, se logró reunir más información del movimiento sísmico en suelo blando y los efectos que causa en la estructura del Puente Impulsora, analizando una posible variación en la respuesta dinámica de ésta respecto al tiempo, ante eventos sísmicos ligeros y severos. Por ejemplo, se logró observar que la forma fundamental de vibrar de la trabe central, en las direcciones longitudinal y transversal, tendía a aumentar respecto a movimientos sísmicos más recientes, como los correspondientes al 7-sep-17 y 19-sep-17, lo cual pone en evidencia una posible pérdida de rigidez en los apoyos de neopreno. Por tanto, sería adecuado realizar una inspección en campo para dar mantenimiento a los apoyos de neopreno y/o al perno de seguridad que restringe el movimiento horizontal de la superestructura.

Fue posible evaluar el nivel de seguridad sísmica de las columnas del puente ante eventos sísmicos de gran intensidad como el del 19-sep-17, el cual se consideró como sismo de diseño. Lo anterior permitió ver que la resistencia a flexión, obtenida por los diagramas de interacción, y la resistencia a cortante de las columnas, respecto al estado límite de servicio, según las NTC-Concreto (2017), es muy superior a las demandas impuestas (con su respectivo factor de carga) sobre éstas.

Lo anterior permite concluir que la columna continúa comportándose adecuadamente en términos de resistencia, aunque sería importante que en trabajos futuros se revise su comportamiento en términos de desplazamiento, con objeto de establecer un criterio de diseño sísmico que describa mayormente el comportamiento sísmico del puente y corroborar que el diseño por resistencia es suficiente para un diseño sísmico eficiente.

Es necesario que se continúe investigando sobre el comportamiento sísmico de puentes urbanos en suelo blando, a fin de fortalecer elaboración de una normativa fundamentada para México, que permita establecer condiciones de análisis y recomendaciones de diseño para puentes con estas características en el país, los cuales cada día se multiplican más debido al crecimiento de la población y el desarrollo económico del país.

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco profundamente a Dios por brindarme salud y energía para realizar este trabajo.

Agradezco de manera muy especial a mi madre y a mi padre por brindarme su apoyo emocional, psicológico y económico, y contar con su amor durante toda la realización de este trabajo. A mi hermana y sobrinos por estar a mi lado en los momentos tristes y agradables que he pasado.

Agradezco a mis compañeros de trabajo y amigos, Jessica Alvarado A., Daniel A. Arzate G., Jonathan Vite M., David González L. y Aldeir Trejo R., por ofrecerme su apoyo y ayuda incondicional, así como por vivir momentos muy agradables juntos dentro y fuera del aula. A mis compañeros de servicio social y amigos, Juan C. Ruiz A. y Juan González H., por su colaboración y apoyo constante en el análisis y el procesamiento completo de los registros sísmicos.

A mis amigos de intercambio de la Facultad de Ingeniería, de España, del País Vasco, y otras partes del mundo, por siempre contar con su apoyo emocional e importantes consejos.

A la Unidad de Investigación Multidisciplinaria de la Facultad de Estudios Superiores Acatlán, por prestarme sus instalaciones y brindarme todas las facilidades para la realización de mi tesis, incorporándome como practicante de servicio social con el Dr. Darío Rivera Vargas. en el área de investigación, lo cual me dio la oportunidad de llevar a cabo esta investigación: "Análisis de la respuesta sísmica medida en un puente urbano ubicado en suelo blando del Valle de México".

Agradezco de manera especial a mi asesor de tesis, el Dr. Darío Rivera Vargas, por apoyarme continuamente en la labor de este trabajo, orientandome en el área del diseño sísmico de puentes, brindandome las herramientas e información necesaria para su realización, y así como también por brindarme sabios consejos y conocimientos útiles sobre software y técnicas utilizadas para el análisis de la respuesta sísmica y diseño sísmico de puentes urbanos.

Por sus enseñanzas y conocimientos aportados para mi formación académica, ofrezco un sincero agradecimiento al Dr. Saúl E. López Ríos, Dr. Hugo Hernández Barrios, Mtro. Carlos Arce León, Ing. R. Martín Sánchez Flores y al Prof. Leonardo Alvarez León.

Al Prof. Cristian Colín Chavero y al Ing. Omar Ulises Morales Dávila, por su apoyo incondicional en la realización de los trámites de postulación del trabajo de titulación.

Al Mtro. Gustavo Godho por ofrecer sus valiosos consejos y, apoyo incondicional y constante en la realización del modelo tridimensional del Puente Impulsora en el software SAP2000.

Al CENAPRED y al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por registrar los datos de respuesta sísmica del Puente Impulsora y facilitárselos a mi asesor de tesis, para de esa manera yo recibirlos para la realización de esta investigación.

Gracias a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT IT101921 "Enfoque multivariado para mejorar la estimación del riesgo sísmico de las construcciones".



## REFERENCIAS

- AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8th ed.). Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Aguado, A. (2017). *ERNtérate*. Retrieved Septiembre 15, 2017, from [www.ern.com.mx](http://www.ern.com.mx)
- Aguilar, G., & Alcocer, S. M. (1997). La instrumentación de la subestructura y superestructura del Puente Vehicular Impulsora. *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Vol. I*, (pp. 65-74). Veracruz, México.
- ATC-32. (1996). *Improved seismic design criteria for California Bridges: Provisional recommendations. Report No. ATC-32*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- Bendat, J. S., & Piersol, A. G. (1989). *Random data. Analysis and measurement procedure*. New York: Wiley Interscience.
- Boroschek, R., Moroni, M., & Sarrazin, M. (2003). *Dynamic characteristics of a long span seismic isolated bridge*. Santiago, Chile: Department of Civil Engineering, University of Chile.
- Caltrans. (2013). *Seismic design criteria version 1.7*. Sacramento, California.
- Carrillo, C. J. (2003). *Fundamentos del análisis de Fourier*. Universidad de Vigo.
- CFE. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo*. Comisión Federal de Electricidad: Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. University of California at Berkeley. Cuarta edición. Ed. Pearson.
- Claros, R., & Meruvia, P. (2004). *Apoyo didáctico en la enseñanza-aprendizaje de la asignatura de puentes*. Bolivia: Universidad Mayor de San Simón. Facultad de Ciencias y Tecnología.
- El Universal. (2014, Mayo 8). *Colapsa puente en Tecpan, Guerrero, tras sismo*. Retrieved from El Diario: [http://diario.mx/Nacional/2014-05-08\\_7f6e78f2/colapsa-puente-en-tecpan-guerrero-tras-sismo/](http://diario.mx/Nacional/2014-05-08_7f6e78f2/colapsa-puente-en-tecpan-guerrero-tras-sismo/)
- El Universal. (2017). *El Universal*. Retrieved Septiembre 19, 2017, from [www.eluniversal.com.mx](http://www.eluniversal.com.mx)
- Excelsior. (2017, Septiembre 23). *Colapsa puente vehicular de Oaxaca por nuevo sismo*. Retrieved from Excelsior: <https://www.excelsior.com.mx/nacional/2017/09/23/1190235>
- González R., G. F. (2008). *Análisis no-lineal del Puente Amolanas usando registros sísmicos de aceleración y desplazamiento*. Santiago de Chile: Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- González, L. A. (2013). *Medición de las propiedades dinámicas del edificio de la unidad de investigación multidisciplinaria. Tesis para obtener el título de Lic. en Ingeniería Civil*. Fes Acatlán, UNAM.
- Google. (n.d.). *Recuperado el 21 de agosto de 2020*. Retrieved from Google Earth Puente Impulsora - Estación Metro Impulsora:

<https://earth.google.com/web/search/19.4857N,+99.049/@19.48553319,-99.04849514,2226.68543608a,889.25857034d,35y,71.35762778h,44.94262526t,-0r/data=CmlaOBlyCiUweDg1ZDFmYWZkN2Y5ZWU1ZDU6MHg2OTA3OWQ5NWQ0MTM3Zjc2KglJbXB1bHNvcmlEYAiABliYKJAnlfW4AfiYyQBFPBLpqoh4y>

- Henao, D. (2013). *Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral. Tesis de Maestría*. Medellín, Colombia: Universidad EAFIT, Departamento de Ingeniería Civil.
- IMT. (2015). *Estrategias de evaluación y análisis del monitoreo del Puente Río Papaloapan. Publicación técnica No. 441*. Sanfandilla, Querétaro: Instituto Mexicano de Transporte. Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- IMT. (2018). *Actualización y seguimiento de los índices de desempeño estructural del Puente Río Papaloapan*. Sanfandilla, Qro: Publicación Técnica No. 524.
- Kohno, K., & Ohmachi, T. (1998). Ground-Motion Characteristics Estimated from Spectral Ratio. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88(1), 228-241.
- Marsh, M., Buckle, I., & Kavazanjian Jr, E. (2014). *LRFD seismic analysis and design of bridges reference manual: NHI course No. 130093 and 130093A*.
- Mendoza, J., Romo, P., Orozco, C., Domínguez, M., Velasco, M., & Noriega, R. (1997). *Comportamiento de la cimentación del apoyo No. 6 del Puente Impulsora, metropolitano, línea B, durante la operación y eventos sísmicos de 1997*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería, CENAPRED.
- Mendoza, M. (2007). *Comportamiento y diseño de cimentaciones profundas en la Ciudad de México. Especialidad: Ingeniería Civil*. México, D.F.
- Murià-Vila, D. (2007). Experiencia mexicana sobre la respuesta sísmica de edificios instrumentados. *III Coloquio de Ingreso a la Academia de Ingeniería*. México D.F.
- Nakamura, Y. (1989). *A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface*. Tokyo, Japan: Quarterly Reports of Railway Technical Research Institute, 30, 1.
- NTC-Concreto. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. SMIE, Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- NTC-Criterios. (2017). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones*. Ciudad de México: SMIE, Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- NTC-Sismo. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. SMIE, Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Ordaz, M., Castellanos, F., & Zapata, A. (2005). *Manual del uso del programa Degtra A4*. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- RCDF. (2017). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México.

- Riobóo, J. M. (1995, Septiembre). Plano de proyecto: Puente Vehicular Campestre. *Cimentación de apoyo No. 6 de Puente Impulsora*. Ciudad de México, Ciudad de México.
- Rivera, D. (2005). *Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la Ciudad de México. Tesis para obtención de doctorado*. Ciudad de México: UNAM, Facultad de Ingeniería.
- Rivera, D. (2012). A procedure of displacement-based seismic design applied to urban bridges of Mexico City, 15 WCEE. Lisboa, Portugal: UNAM, FES Acatlán .
- Rivera, D. (2017). Puentes. *Apuntes de clases optativas de ingeniería civil en Facultad de Estudios Superiores Acatlán*.
- Rivera, D., & Meli, R. (2003). Respuesta sísmica medida en el Puente Vehicular Impulsora. *Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. León, Guanajuato: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Rivera, D., Flores, L., Godho, G. A., Robles, M. L., & López, S. E. (2019). *Comportamiento experimental de columnas de puentes de concreto reforzado con moderada cuantía de refuerzo transversal*. Monterrey, Nuevo León: Memorias del XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Rodríguez, A. (2012). *Diseño de puentes con AASHTO-LRFD 2010*. Perú: Quinta Edición.
- Sarrazin, M., Moroni, M., Romo, D., Quintana, J., & Soto, P. (2002). Respuesta sísmica de puentes chilenos con apoyos aislantes. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 2(2), p.31.
- Schexnayder, C., Alarcón, L. F., Delpiano, E., Cifuentes, B., & López, M. (2014). Observations on bridge performance during the Chilean earthquake of 2010. *J. Constr. Eng. Manage.*
- SCT. (2010). *Base de datos de puentes registrados por SCT*. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- SCT. (2015). *Los puentes de México 1985-2014*. México: SCT, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- Wai-Fah, C., & Lian, D. (2003). *Bridge Engineering Seismic Design*. London: CRC Press LLC.
- Zamora, L. G. (2016). *Análisis de fourier vs análisis modal operacional-fortalezas y debilidades en la evaluación de la salud estructural*. Ciudad de México: Ciudad Universitaria, UNAM.
- Zavala, M. (2017, Septiembre 19). Cae puente peatonal en Periférico Sur por sismo. *El Universal*, pp. <https://www.eluniversal.com.mx/metropoli/cdmx/cae-puente-peatonal-en-periferico-sur-por-sismo>.