



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**AISLAMIENTO SÍSMICO EN PUENTES DE MÉXICO UBICADOS EN LA COSTA DEL  
PACÍFICO**

TESIS:  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**

PRESENTA:  
**ING. ÁLVARO AVELLANEDA HERNÁNDEZ**

TUTOR PRINCIPAL:  
**DR. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS**  
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**CIUDAD DE MÉXICO, NOVIEMBRE 2018**



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.

**JURADO:**

Presidente: Dr. Rivera Vargas Darío  
Secretario: Dr. Gómez Martínez Roberto  
1er. Suplente: Dr. Hernández Barrios Hugo  
2do. Suplente: Dr. Chávez Cano Marcos Mauricio  
3er. Suplente: Dr. López Ríos Saúl Esteban

Lugar donde se realizó la tesis: Ciudad Universitaria

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Hernández Barrios Hugo

---

**FIRMA**

## **DEDICATORIA**

### **A DIOS Y A LA VIRGEN DE GUADALUPE**

Por darme vida y brindarme la oportunidad de continuar con mis sueños

Por ser mis compañeros en este paso por la vida.

### **AMI AMADA ESPOSA ISIS LIZBETH E HIJOS AARÓN ALI Y DAVID JAVED**

Por tu paciencia y comprensión de interminables noches de desvelo en mis estudios de posgrado, por la confianza depositada en mí, por tu compañía hasta en los peores momentos y por todo tu amor sin condición; a mis amados hijos: que al conocerlos me han dado una razón más para seguir superándome, además de la oportunidad de conocer una felicidad indescriptible y la forma de ver la vida de una manera diferente, a ustedes; para mostrarles que siempre hay una manera mejor de vivir, recordarles que las decisiones que tomen en la vida, son las que les mostrarán el verdadero conocimiento, recuerden: los logros no se heredan se ganan.

### **A MIS PADRES MARÍA VENTURA Y ÁLVARO:**

En especial a mi madre, no hay manera como agradecerte ni palabras para expresar tanta paciencia, amor, confianza y apoyo, por tantos años de sacrificio, por quitarte un pedacito de la boca y darme todo a lo que a tu alcance tenías, gracias mamá por tu insistencia de continuar con mis estudios, simplemente les debo todo lo que ahora soy, los amo.

### **A MIS HERMANOS GABRIELA, NORA, GILBERTO, VIANEY, MA. DOLORES Y YAZMIN ADRIANA:**

Somos como frutos que se dieron del mismo árbol de naranjo, que se vieron al nacer, maduraron con el tiempo y fueron separados para seguir cada uno su camino pero siempre está el apoyo incondicional que comparte no solo los buenos y malos momentos, comparte toda su vida, gracias a sus enseñanzas, consejos y compañía.

## **AGRADECIMIENTOS**

### **COMPAÑEROS Y AMIGOS**

A todos y cada uno de ellos en especial a Rey Francisco García, Alejandro Escamilla y Arturo Tolentino, por el honor de tenerlos como amigos y apoyarme en todo momento al tomar decisiones.

### **MAESTROS**

A Dr. Roberto Gómez Martínez, Dr. Darío Rivera Vargas, Dr. Amador Terán Gilmore , Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano y Dr. Saúl Esteban López Ríos, por la humildad de transmitir los conocimientos, y por sus comentarios para el enriquecimiento de este trabajo de investigación, Un agradecimiento especial al Dr. Hugo Hernández Barrios por la confianza brindada e incansable paciencia, además del tiempo dedicados para la realización de este trabajo de investigación.

### **UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO (UNAM)**

Por abrirme sus puertas y darme la oportunidad de estudiar un posgrado en tan honorable institución.

### **† ING. JAVIER DE JESÚS MONTERO AVILA**

No hay palabras para expresarle mi agradecimiento pero lo intentaré; agradezco por brindarme la confianza desde el primer día en que me conoció, por las enseñanzas tanto profesionales como personales, gracias por tantos consejos y el apoyo que nunca me faltó, por siempre vivirá en mis recuerdos, y guardaré la esperanza de que un día nos volveremos a ver y estrecharé su mano nuevamente.



## RESUMEN

Los puentes Infiernillo I, Infiernillo II y Pinzandarán de 325, 525 y 313 m de largo cruzan el Río Balsas, la presa de Infiernillo y el arroyo Pinzandarán, respectivamente, siendo el puente Infiernillo II el primer puente aislado construido en México.

Los tres puentes están ubicados en carretera Morelia-Lázaro Cárdenas que conecta las ciudades centrales del país con la costa del Pacífico, zona catalogada en México de alta sismicidad, cuentan con una variedad de superestructuras compuestas por traveses de concreto presforzado, acero, y/o armaduras del tipo Camel Back.

La subestructura de los puentes es variable la que se compone por (1) Puente Infiernillo I, pilas de concreto reforzado soportadas por zapatas y cilindros, (2) Puente Infiernillo II, pilas de concreto reforzado soportadas en cilindros y pilotes y (3) Puente Pinzandarán, pilas de concreto reforzado soportadas por zapatas. La altura y geometría de los puentes causa una fuerte irregularidad en las direcciones transversal y longitudinal siendo sometidos a movimientos de gran magnitud con epicentro muy cercano a las costas del Pacífico, lugar donde ocurren los movimientos más severos en el país.

Se inicia la investigación evaluando los modelos analíticos con pruebas de vibración ambiental previamente realizados, obteniendo una buena aproximación con el modelo analítico por lo que no es necesario realizar una calibración a estos.

Se obtienen registros producidos en México y se realiza una valoración de espectros basados en aceleraciones y velocidades, además se obtienen registros simulados para diferentes periodos de retorno para la valoración de los dispositivos sísmicos.

Los resultados muestran la importancia de las características del aislador en el comportamiento sísmico esperado en el puente. Se obtiene en el puente Infiernillo II una comparativa de resultados utilizando dos tipos de aisladores sísmicos, y la efectividad de estos sistemas para evitar una concentración de fuerzas y demandas de ductilidad y desplazamientos en la subestructura de un puente con una fuerte irregularidad.



## OBJETIVO

El aislamiento de base en México se ha utilizado en puentes para proteger a las estructuras de sismos de gran intensidad. La existencia de brechas en los estados de Guerrero y Michoacán ubicadas en sus costas, resulta un sitio adecuado para utilizar estos dispositivos ya que las estructuras ubicadas en estas zonas son más vulnerables que en cualquier otro estado de la República Mexicana.

Debido a la alta sismicidad en estos sitios el aislamiento de base resulta atractivo para mitigar este efecto en las estructuras para poder brindar estructuras más seguras y sobre todo un nivel de desempeño adecuado en términos de protección a los vehículos que transitan por estas estructuras carreteras.

El objetivo principal de este trabajo de investigación es determinar las ventajas de los dispositivos de aislamiento de base en puentes, realizando una comparativa entre dos dispositivos de protección sísmica utilizados en México, se pretende conseguir el mejor comportamiento en la estructura, además de las ventajas que ofrecen los dispositivos de núcleo de plomo con respecto a otros dispositivos

**CONTENIDO**

<b>CAPÍTULO 1 SITUACIÓN DE PUENTES EN MÉXICO</b>		
1.1	Introducción.....	1
1.2	Incremento de cargas vivas en puentes.....	4
1.3	Efectos sísmicos en puentes.....	5
1.4	Fallas por socavación.....	16
<b>CAPÍTULO 2 SISMICIDAD EN LA COSTA DEL PACÍFICO</b>		
2.1	Generalidades.....	23
2.2	Fuentes sísmicas.....	23
2.3	Brecha sísmica de Guerrero.....	25
2.4	Brecha sísmica de Michoacán.....	26
2.5	Demanda sísmica en Michoacán.....	27
2.6	Registros sísmicos debido a fallas de subducción.....	27
2.7	Espectros de respuesta de los registros originados por falla de subducción.....	28
2.8	Generación de sismos sintéticos.....	31
2.9	Registros sintéticos obtenidos con SeismoArtif (v 2016).....	32
2.10	Registros simulados con Prodisis (v 4.1).....	36
2.11	Comparación de resultados.....	39
2.12	Registros sintéticos utilizado en este trabajo.....	40
<b>CAPÍTULO 3 SISTEMAS DE CONTROL PARA LA PROTECCIÓN SISMICA</b>		
3.1	Introducción.....	42
3.2	Sistemas de control para la protección sísmica.....	43
3.3	Control pasivo.....	43
3.3.1	Sistemas de aislamiento de base.....	44
3.3.2	Disipadores de energía.....	45
3.3.3	Amortiguadores resonantes.....	46
3.4	Control activo.....	46
3.4.1	Aplicación de sistemas de aisladores de base en puentes.....	47
3.5	Principios básicos de aislamiento sísmico.....	48
3.6	Aisladores elastoméricos (RB).....	53
3.7	Apoyos laminados con núcleo de plomo (LRB).....	61
3.8	Apoyos de neopreno de alto amortiguamiento (HDR).....	65
3.9	Apoyos deslizantes (SB).....	69
<b>CAPÍTULO 4 PUENTE INFIERNILLO II</b>		
4.1	Generalidades.....	72
4.2	Descripción de la superestructura.....	73
4.3	Descripción de la subestructura.....	73
4.4	Juntas de dilatación.....	74
4.5	Estudios geotécnicos.....	75



4.6	Modelo analítico del puente.....	76
4.7	Modelo de la cimentación (cilindros) .....	77
4.8	Modelo de la columna.....	78
4.9	Modelo del cabezal.....	79
4.10	Modelo de juntas de dilatación.....	79
4.11	Modelo de la calzada o superficie de rodamiento.....	79
4.12	Modelo de la armadura.....	80
4.13	Frecuencias, periodos y modos de vibración del puente (sin dispositivos de aislamiento sísmico).....	80
4.14	Análisis dinámico.....	82
4.15	Esfuerzos cortantes en cabezales.....	83
4.15.1	Esfuerzos cortantes en cabezales Tr 50 años.....	84
4.15.2	Esfuerzos cortantes en cabezales Tr 100 años.....	85
4.15.3	Esfuerzos cortantes en cabezales para registros presentados en septiembre de 1985.....	87
4.16	Desplazamientos en cabezales Tr 50 años.....	89
4.16.1	Desplazamientos en cabezales Tr 100 años.....	90
4.16.2	Desplazamientos en cabezales para registros presentados en septiembre de 1985.....	92
4.17	Juntas de dilatación.....	93
4.18	Resultados del análisis de señales de las pruebas de vibración ambiental del puente Infiernillo II.....	97
4.19	Modelo tridimensional del puente.....	98

## **CAPÍTULO 5 AISLAMIENTO SÍSMICO DEL PUENTE INFIERNILLO II**

5.1	Aislamiento sísmico existente.....	100
5.2	Modelo de los aisladores sísmicos.....	101
5.3	Características dinámicas del puente.....	102
5.4	Resultados de análisis paso a paso obtenidos con dispositivos de aislamiento sísmico multirrotacional.....	104
5.5.1	Esfuerzos cortantes en cabezales Tr 50 años con aislador multirrotacional existente en el puente.....	108
5.5.2	Esfuerzos cortantes en cabezales Tr 100 años con aislador multirrotacional existente en el puente.....	109
5.5.3	Esfuerzos cortantes en cabezales para registros presentados en septiembre de 1985 con aislador multirrotacional existente en el puente.....	111
5.6	Desplazamientos en cabezales Tr-50 años con aislador multirrotacional existente en el puente.....	112
5.6.1	Desplazamientos en cabezales Tr-100 años con aislador multirrotacional existente en el puente.....	114
5.6.2	Desplazamientos en cabezales para registros presentados en septiembre de 1985.....	116
5.7	Juntas de dilatación aislador multirrotacional.....	118
5.8	Datos generales para el diseño del aislador sísmico de tipo núcleo de plomo....	122
5.9	Secuencia de cálculo para el diseño de aislador núcleo de plomo.....	123
5.10	Modelo de los aisladores sísmicos.....	126
5.11	Características dinámicas.....	126
5.12	Resultados de análisis paso a paso obtenidos con dispositivos de aislamiento sísmico núcleo de plomo.....	128



5.13	Esfuerzos cortantes en cabezales Tr-50 años con aislador núcleo de plomo	131
5.13.1	Esfuerzos cortantes en cabezales Tr-100 años con aislador multirrotacional existente en el puente.....	133
5.13.2	Esfuerzos cortantes en cabezales para registros presentados en septiembre de 1985 con aislador núcleo de plomo.....	134
5.14	Desplazamientos en cabezales Tr-50 años con aislador multirrotacional existente en el puente.....	136
5.14.1	Desplazamientos en cabezales Tr-100 años con aislador núcleo de plomo.....	138
5.14.2	Desplazamientos en cabezales para registros presentados en septiembre de 1985.....	140
5.15	Juntas de dilatación con aislador núcleo de plomo.....	142
5.16	Esfuerzos cortantes y desplazamientos en cabezal de la pila No.4 con y sin aisladores sísmicos.....	145
5.17	Longitud de asiento.....	150

## CAPÍTULO 6 PUENTE INFIERNILLO I

6.1	Generalidades.....	151
6.2	Descripción de la superestructura.....	152
6.3	Descripción de la subestructura.....	152
6.4	Juntas de dilatación.....	153
6.5	Modelo analítico del puente.....	154
6.6	Modelo de la cimentación (cilindros).....	155
6.7	Modelo de la zapatas.....	156
6.8	Modelo de las columna.....	156
6.9	Modelo del cabezal.....	157
6.10	Modelo de las juntas de dilatación.....	157
6.11	Modelo de la calzada o superficie de rodamiento.....	157
6.12	Modelo de la armadura.....	158
6.13	Modelo de trabes AASHTO IV.....	159
6.14	Frecuencias, periodos y modos de vibración del puente (sin dispositivos de aislamiento sísmico).....	159
6.15	Análisis dinámico Lineal Paso a paso.....	161
6.16	Esfuerzos cortantes en cabezales.....	162
6.16.1	Esfuerzos cortantes en cabezales Tr 50 años.....	163
6.16.2	Esfuerzos cortantes en cabezales Tr 100 años.....	164
6.16.3	Esfuerzos cortantes en cabezales para registros presentados en septiembre de 1985.....	166
6.17	Desplazamientos en cabezales Tr 50 años.....	167
6.17.1	Desplazamientos en cabezales Tr 100 años.....	169
6.17.2	Desplazamientos en cabezales para registros presentados en septiembre de 1985.....	171
6.18	Juntas de dilatación.....	173
6.19	Resultados del análisis de señales de las pruebas de vibración ambiental del puente.....	176
6.20	Frecuencias de vibrar.....	179
6.21	Amortiguamiento estructural.....	181

**CAPÍTULO 7 PUENTE PINZANDARÁN**

7.1	Generalidades.....	182
7.2	Descripción de la superestructura.....	183
7.3	Descripción de la subestructura.....	184
7.4	Juntas de dilatación.....	185
7.5	Modelo analítico del puente.....	186
7.6	Modelo de la cimentación (zapatas) .....	187
7.7	Modelo de la columna.....	187
7.8	Modelo del cabezal.....	188
7.9	Modelo de juntas de dilatación.....	188
7.10	Modelo de la calzada o superficie de rodamiento .....	188
7.11	Modelo de la armadura.....	190
7.12	Modelo de trabes AASHTO IV.....	190
7.13	Modelo de Vigas de acero.....	191
7.14	Frecuencias, periodos y modos de vibración del puente (sin dispositivos de aislamiento sísmico.....	191
7.15	Análisis dinámico Lineal Paso a Paso.....	193
7.16	Esfuerzos cortantes en cabezales.....	194
7.16.1	Esfuerzos cortantes en cabezales Tr 50 años.....	195
7.16.2	Esfuerzos cortantes en cabezales Tr 100 años.....	196
7.16.3	Esfuerzos cortantes en cabezales para registros presentados en septiembre de 1985.....	198
7.17	Desplazamientos en cabezales Tr 50 años.....	200
7.17.1	Desplazamientos en cabezales Tr 100 años.....	202
7.17.2	Desplazamientos en cabezales para registros presentados en septiembre de 1985.....	204
7.18	Juntas de dilatación.....	206
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>210</b>
	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>214</b>
	ANEXO A Registros sísmicos.....	219
	ANEXO B Elementos de enlace (Link).....	244
	ANEXO C Elementos de enlace viga-rígida.....	247
	ANEXO D Modelado de enlace (Link) aislador.....	249



# CAPÍTULO 1

## SITUACIÓN DE PUENTES EN MÉXICO

### 1.1 INTRODUCCIÓN

La República Mexicana se encuentra en una configuración geográfica en la que se presentan fuertes vientos durante los meses de mayo a diciembre de cada año. Estas ráfagas de viento pueden producir inestabilidad eólica de algunos puentes flexibles y como consecuencia de los cambios hidrológicos aumentando el nivel del agua en los ríos y causas produciendo problemas de socavación o disminución del área hidráulica generando golpeteo y arrastre de cuerpos.

Por otro lado la República Mexicana también se encuentra en una zona potencialmente sísmica, principalmente en la zona de las brechas de Guerrero y Michoacán, en la costa del Pacífico (Figura 1.1).

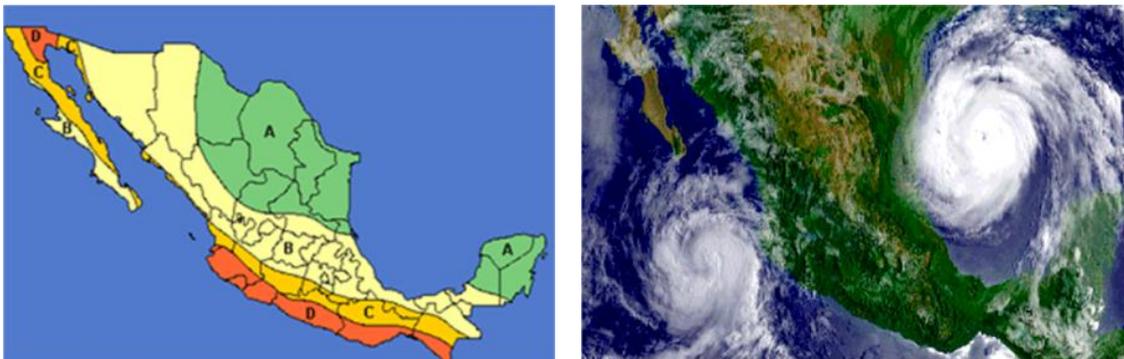


Figura 1.1 Condición sísmica y eólica en México (Manual de Obras Civiles (Diseño por Sismo) CFE, Organización Meteorológica Mundial (OMM)).

En la tabla 1.1 se muestra el monto en Millones de Pesos Mexicanos (MDP) utilizado en la reconstrucción y conservación de puentes carreteros por el gobierno mexicano (Heredia, 2014).



Tabla 1.1 Inversión en la infraestructura de puentes.

Periodo	Monto Total (MDP)	Número de puentes	
		Reconstrucción	Conservación
2001-2002	322.6	175	---
2002-2003	337.6	116	---
2003-2004	213.7	93	---
2004-2005	188.5	48	---
2005-2006	212.9	62	---
2006-2007	244.8	39	4584
2007-2008	480.5	78	8322
2008-2009	567.5	101	6984
2009-2010	809.8	88	7288
2010-2011	714.4	64	6890
2011-2012	905.5	62	7745
2012-2013	928.7	-	-
2013-2014	1197	-	-
2014-2015	2295	-	-
2015-2016	1395.9	85	7720

En la tabla 1.1 se muestra que el gobierno mexicano cada vez invierte más en la reconstrucción y conservación de los puentes carreteros. México cuenta con un patrimonio vial que se clasifica según el orden del gobierno que las administra en: Red Carreteras Federal, Red Alimentadora o Estatal y Red Rural. La Red Carretera Federal está a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), mientras que los caminos de la Red Alimentadora, los caminos rurales y estatales, así como las brechas mejoradas están a cargo de los estados. La red carretera nacional tiene una extensión de 374,262 km de los cuales 49,102 km pertenecen a la Red Federal; 80,774 km a las redes de jurisdicción estatal y 244,386 km a caminos rurales y brechas mejoradas.

En este trabajo se realizó un análisis estadístico basado en los informes del sistema de Puentes en México, SIPUMEX (2011), para determinar las características de 1,970 puentes ubicados en la red carretera libre de peaje de los estados que pertenecen a la zona de la costa del Pacífico catalogada como de alta sismicidad, como son: Chiapas, Colima, Guerrero, Jalisco, Michoacán y Oaxaca. En la tabla 1.2 se resume el número de puentes carreteros y peatonales que existen en estos estados.

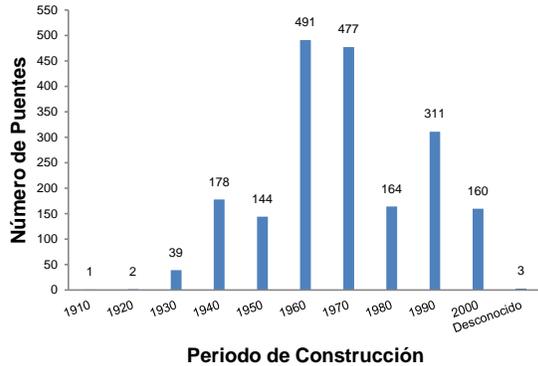
Tabla 1.2 Número de puentes ubicados en los estados de la costa del Pacífico.

Estado	Puentes		
	Carreteros	Peatonales	Total
Chiapas	361	55	416
Colima	83	13	96
Guerrero	388	28	416
Jalisco	257	12	269
Michoacán	448	63	511
Oaxaca	433	27	460

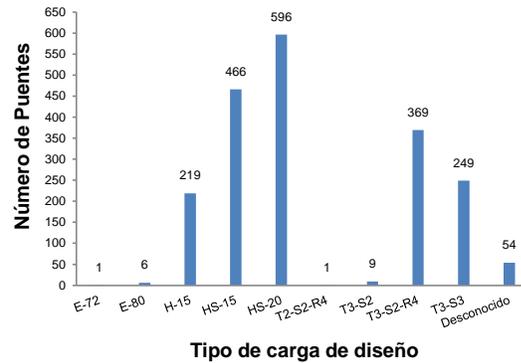


En la figura 1.2a se muestra la relación entre el número de puentes y su periodo de construcción para los 6 estados de la República antes mencionados. Se puede observar que en el periodo de 1950 a 1960 fue donde se construyó la mayor cantidad de puentes (491 puentes), seguido de 1960 a 1970 con 477, y de 1980 a 1990 con 311 puentes.

En la figura 1.2b se relaciona el número de puentes con las cargas vivas para las que fueron diseñados.



a) Período de construcción



b) Carga viva de diseño

Figura 1.2 Período de construcción y carga viva de diseño de puentes analizados.

Se puede observar que las cargas vivas de diseño más utilizadas en los estados corresponden a camiones HS-20 con 596 puentes y HS-15 con 466 puentes.

En la tabla 1.3 el sistema de Puentes en México, SIPUMEX, califica a los puentes con una calificación de 0 a 5 en función del daño que presenten.

Tabla 1.3 Calificación de puentes (SIPUMEX).

Calificación según el daño	Descripción
0	Estructuras recientes construidas o reparadas, sin problemas.
1	Puente en buen estado. No requiere atención.
2	Estructuras con problemas menores, plazo de atención indefinido.
3	Daño significativo, reparación necesaria en un plazo de 3 a 5 años.
4	Daño grave, reparación necesaria en un plazo de 1 a 2 años.
5	Daño extremo, o riesgo de falla total. Se requiere reparación inmediata o al año siguiente.

En la tabla 1.4 se relaciona el número de puentes en los estados de la costa del Pacífico con su calificación según el sistema SIPUMEX. Se puede observar que el 46.24% de los puentes están clasificado como 2; el 29.04% como 1, el 18.83% como 3, el 4.62% como 4, el 1.22% como 0 y el 0.05% como 5.



En forma general, se aprecia que los puentes ubicados en la zona potencialmente sísmica de la costa del Pacífico mexicano, más del 70% de ellos se construyeron antes de 1970, es decir, con especificaciones de diseño que posteriormente sufrieron cambios en sus expresiones de diseño por haberse observado deficiencias en ellas, además un gran número de estos puentes fueron diseñados con cargas vivas que en los últimos años han sido completamente rebasadas en las carreteras nacionales. En cuanto a su clasificación según el daño que presenta el 46.24% de los puentes presentan algún daño y necesitan reparación.

Tabla 1.4 Número de puentes y su calificación según el daño.

Estado	Calificación del puente según (SIPUMEX)					
	0	1	2	3	4	5
Chiapas	1	79	220	42	19	--
Colima	16	18	24	15	42	--
Guerrero	7	157	145	60	19	--
Jalisco	--	156	75	22	4	--
Michoacán	--	102	213	114	19	--
Oaxaca	--	60	234	118	20	1
Total	24	257	911	371	91	1
%	<b>1.22</b>	<b>29.04</b>	<b>46.24</b>	<b>18.33</b>	<b>4.62</b>	<b>0.05</b>

### 1.2 INCREMENTO DE CARGAS VIVAS EN PUENTES

Debido a que la gran mayoría de los puentes carreteros de la red carretera libre de peaje, fueron diseñados con cargas vivas más pequeñas que las que actualmente transitan sobre ellos, se han producido algunos daños por flexión y cortante en las losas y estribos de algunos puentes (Figura 1.3).



Carga automóvil

Carga H-20

Carga HS-15

Carga T3-S3

Figura 1.3 Incremento de cargas vivas en un puente (Frías, et al 2010)

Es difícil establecer el número de puentes que se han colapsado debido al incremento de la carga viva de diseño, ya que cada organismo gubernamental tiene control sobre un tipo de camino. Sin embargo, existe evidencia de ello. En la figura 1.4 se muestra la falla del puente Tamata, producida el 12 de octubre de 2013, debido al paso de un vehículo con mayor peso que el de diseño. En Frías (2010), se reporta el caso de otro puente colapsado debido al paso de un vehículo de 200 t de peso.



Colapso del puente Tamata



Colapso por paso de vehículo de 200 t

Figura 1.4 Colapso de puentes debido al incremento de cargas vivas (Frías, et al 2010)

### 1.3 EFECTOS SÍSMICOS EN PUENTES

Los principales daños en puentes carreteros se han presentado durante la ocurrencia algunos sismos en la zona de subducción de las costas del Pacífico al sur de la República Mexicana. Se puede considerar que los daños en puentes debidos a cargas sísmicas son pocos, sin embargo algunos puentes pueden presentar daños parciales en los que se tenga que interrumpir el servicio, los sismos de baja intensidad puede llegar a ocasionar daños severos en los puentes, no necesariamente provocando un colapso debido a un sismo de mayor intensidad, entre los estados más afectados por sismos son: Colima, Michoacán, Jalisco y Guerrero.

#### 1.3.1 SISMO DE MANZANILLO, 1995

El sismo de Manzanillo ocurrió el 9 de octubre de 1995, entre los límites costeros de los estados de Colima y Jalisco, con una profundidad cercana a los 20 km y una magnitud de momento ( $M_w$ ), calculada de  $M_w=8.0$ . Se observaron daños en algunos puentes construidos en la carretera costera del Pacífico, entre las ciudades de Lázaro Cárdenas en Michoacán y Puerto Vallarta en Jalisco. Los puentes afectados fueron construidos a principios de la década de los 70. A pesar de los daños observados, ninguna estructura se colapsó ni tampoco fue necesaria la interrupción del tránsito. Los daños consistieron básicamente de grietas en elementos estructurales y en terraplenes de acceso, así como asentamientos diferenciales; algunas juntas de calzada fueron dañadas. En la Tabla 1.5 se presenta el resumen de los daños observados; se puede observar que los puentes más afectados corresponden al puente Cihuatlán y al puente Coahuayana.

#### 1.3.2 SISMO DE MANZANILLO, 1997

El sismo de Manzanillo del 11 de enero de 1997, con  $M_w=6.5$ , dañó los siguientes puentes de la carretera Playa Azul-Manzanillo: La Colorada, La Manzanilla II, Maruata II, Nexpa, La Chuta I y el Fallado (Frías, 2007). En la Figura 1.5 se muestran algunas de las fallas producidas en estos puentes.



Puente la Colorada



Puente Maruata II



Puente La Manzanilla II

Desplazamientos en superestructuras

Figura 1.5 Fallas producidas por el sismo de Manzanillo, 1997 (Frías, et al 2007)

Tabla 1.5 Puentes afectados por el sismo de Manzanillo en 1995 (Hernández, et al 2014).

Puente	Long. del Puente(m)	No.de claros	Daños observados
Melaque-Puerto Vallarta			
Canoas	72	2	Falla en la pila central y en un estribo
Purificación	295	9	Fallas en topes laterales en un estribo
Careyes	20	1	Asentamiento en un acceso
Careyitos	32	2	Grietas en el alero de un estribo y en la unión del alero y el cuerpo de otro estribo
Chame la principal	46	2	Pérdida de recubrimiento en la unión de las traveses y diafragmas extremos del claro central
Toro 2	93	5	Agrietamiento en la corona, aumento de la separación entre losa y acceso
Río Ameca	sin/inf	4	Grietas en un diafragma de la superestructura; juntas cerradas en su parte superior
Ing.Manuell.	sin/inf	17	Falla en topes laterales
Guadalajara-Barra de Navidad			
San Patricio	11	1	Agrietamiento en un alero de estribo, accesos con asentamientos y grietas
Jaluco 2	32	3	Grietas en algunos pilotes y coronas, desalineamiento de tramos
Jaluco 2	42	4	Grietas en algunos pilotes y coronas; acceso con grietas y asentamientos diferenciales
Manzanillo-Melaque			
Cihuatlán	420	14	Desplazamiento lateral de los tramos 11 y 12, aguas arriba; asentamiento diferencial en el lado aguas arriba de la pila 12; destrucción de las juntas de calzada sobre las pilas 10, 11 y 12, y fallas de los topes laterales.
El Rincón	420	sin/inf	Agrietamiento de un alero
El	sin/inf	14	Grietas en topes laterales
Límite Michoacán-Colima			
Coahuayana	390	13	Asentamientos en accesos; agrietamiento entre pila y cabezal del estribo del lado de Cihuatlán, desprendimiento de juntas de calzada y fallas en los topes sísmicos



Pese que el objetivo del trabajo es realizar referencia de sismos ubicados en el pacifico, se hace una extensión a sismos que provocaron daños en puentes en toda la República Mexicana.

### 1.3.3 SISMOS DE TABASCO, 2000

El sismo del 12 de marzo de  $M_w = 4.1$  y el del 20 de abril de 2000 con  $M_w = 4.4$ , producen daños en el puente La Pigua, ubicado en el Km 3+079 de la carretera Villa Hermosa-Ciudad del Carmen (Frías, 2007). En la Figura 1.6 se muestra el colapso de la pila 5 y de los tramos 4-5 y 5-6 de la superestructura.



Figura 1.6 Colapso de la pila 5 y fractura del caballete 6, puente La Pigua (Frías, et al 2014)

### 1.3.4 SISMO DE TECOMÁN, 2003

El sismo de Tecomán (EERI, 2006) se presentó en las costas de Colima el día 21 de enero de 2003, con una magnitud de  $M_w = 7.0$ . El sismo se generó en la zona de subducción del pacifico, en la brecha producida por las rupturas de los sismos de 1973 de Michoacán-Colima ( $M_w = 7.6$ ) y Manzanillo ( $M_w = 8.0$ ). Los daños que se produjeron se describen a continuación.

#### 1.3.4.1 Puente Coahuayana

El puente Coahuayana se encuentra localizado en la carretera Playa Azul-Manzanillo en el estado de Colima, fue construido en 1963 pero tuvo trabajos de reconstrucción en el año de 2002. Cuenta con 13 claros simplemente apoyados de igual longitud de 31 m con una longitud total de 401.2 m. En este caso las vigas fueron reforzadas utilizando torones externos. Durante el sismo de 1995 el puente sufrió algunos daños: topes laterales dañados, asentamientos de los accesos, agrietamientos entre la pila y el cabezal de los estribos, y el desprendimiento de las juntas en la calzada. Cuando ocurrió el sismo de 2003 se estaba llevando a cabo el reforzamiento en la subestructura que incluía la colocación de pilotes adicionales en la cimentación de las pilas y la ampliación y encamisado de las zapatas debido a problemas de hundimientos y socavación. Estos problemas habían estado presentes desde su construcción pero se agravaron durante el sismo de 1985 y el de 1995.



Según EERI, (2006) los daños ocasionados en el 2003 se debieron a problemas constructivos, como uniones deficientes entre la zapata y los pilotes. En cuatro de los claros intermedios se presentaron desplazamientos laterales de hasta 15 cm y los topes sísmicos se dañaron pero evitaron el colapso de la superestructura. Las reparaciones más importantes consistieron en una recimentación de algunas pilas en 1998 y 2002. La Figura 1.7 muestra algunos daños en el puente Coahuayana debidos al sismo de Tecomán en 2003.



Figura 1.7 Daños en el puente Coahuayana durante el sismo de Tecomán, 2003 (EERI (2006))

#### 1.3.4.2 Puente Nexpa

El puente Nexpa se localiza en la carretera Playa Azul-Manzanillo en el estado de Michoacán. El puente fue construido en el año de 1975 pero en 1997 fue sometido a trabajos de reconstrucción. Tiene siete claros simplemente apoyados, rectos y sin esviaje, los cuales tienen una sección transversal de la superestructura compuesta por un sistema de losa y 4 vigas de concreto presforzado. La figura 1.8 muestra los daños producidos en el puente Nexpa.



Figura 1.8 Daños en el puente Nexpa durante el sismo de Tecomán, 2003 (Hernández, et al 2014)



### 1.3.4.3 Puente Las Adjuntas

Varios puentes que sufren por socavación ante las incidencias de un sismo agrandan los problemas de inestabilidad a continuación de mencionan algunos puentes que presentan estos problemas.

El puente Las Adjuntas está ubicado en el Km 319+200 del tramo Tecomán-Manzanillo de la carretera Playa Azul a Manzanillo. Es un puente de concreto reforzado con una superestructura compuesta por losa y vigas, las pilas están construidas a base de columnas cuadradas con un diafragma intermedio. En la figura 1.9a se puede observar el problema de socavación de las pilas. En la figura 1.9b se observa que la placa de neopreno del apoyo extremo está mal colocada.



a) Problemas de socavación



b) Placa de neopreno del apoyo extremo.

Figura 1.9 Daños en puente las Adjuntas (Hernández, et al 2014).

### 1.3.4.4 Puente Barranca del Muerto

El puente Barranca del Muerto está localizado en el Km 26+600 de la carretera Colima-Guadalajara. Es una estructura compuesta por dos claros de 30 y 45 m de longitud con traveses de concreto presforzado de 2.0 m de peralte; el ancho total de la superestructura es de 9.10 m. Cuenta con una pila tipo muro con una altura de 26.70 m, su sección transversal es cuadrada con las esquinas semicirculares, además está aligerada internamente por medio de nueve huecos circulares de 72 cm. La figura 1.10 muestra la deflexión de las traveses.



Figura 1.10 Deflexión de las traveses del puente Barranca del Muerto (Hernández, et al 2014)



### 1.3.4.5 Puente Cihuatlán

El puente Cihuatlán su ubica en el 43+400 de la carretera Manzanillo-Barra de Navidad. El puente presentó algunos daños en sus topos sísmicos durante la ocurrencia del sismo de 2003 (Figura 1.11).



Figura 1.11 Daños en topos sísmicos del puente Cihuatlán (Hernández, et al 2014)

### 1.3.5 SISMO DE GUERRERO, 2012

El día 20 de marzo de 2012, a las 12:02 am, se presentó un sismo con  $M_w = 7.4$  con epicentro estimado a 29 km del sur de Ometepec, Gro. Entre los estados afectados se encuentra: Cd de México, Estado de México, Guerrero, Oaxaca, Puebla, Jalisco, Michoacán, Chiapas, Hidalgo, Morelos, Tlaxcala y Veracruz. En la capital del país, una trabe del puente peatonal cayó sobre un microbús, dejando levemente herido al conductor del vehículo, otro puente que pasa sobre la vía del tren resultó con agrietamientos.

#### 1.3.5.1 Paso Inferior Peatonal (PIP), Azcapotzalco, Ciudad de México

El paso inferior peatonal localizado en la delegación Azcapotzalco entre eje 5 Norte y Avenida de las culturas, con una longitud aproximada de 40 metros de largo por 1.5 metros de ancho que colapsó, resultando afectado un vehículo de transporte de pasajeros en el cual solo el chofer resultó con lesiones mínimas. En la figura 1.12 se observa la trabe que colapso sobre el vehículo partiéndolo por la mitad.



Figura 1.12 Daño en puente peatonal, Azcapotzalco (fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx)).



### 1.3.5.2 Paso Inferior Vehicular República Federal, Ciudad de México

El paso inferior vehicular ubicado en la calzada Ignacio Zaragoza y cruza la línea A del metro, el cual está conformado por dos cuerpos de concreto de tipo atirantados simétricos, sufrió afectaciones en el tablero central, en su estructura de acero que une ambas partes, lo que obligó a cerrarlo a partir del sismo. En la figura 1.13 se observa el daño en la juntas de dilatación además de un desfase en las calzadas.



Figura 1.13 Daño en puente República federal  
(fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx))

### 1.3.6 SISMO DE GUERRERO, 2014

El día 18 de abril de 2014 a las 9:27 am se presentó un sismo con  $M_w=7.2$  con epicentro estimado a 40 km del sur de Petatlán, Gro. El número de réplicas hasta las 14:00 horas del mismo día superó la cifra de 75, la mayor de éstas con  $M_w=4.8$ . Hasta las 18:00 horas la cifra había alcanzado 105 réplicas. Los puentes: Las Tortugas y el Cuajilote, ubicados en la carretera Acapulco-Zihuatanejo, km 111 y 114, respectivamente, sufrieron daños estructurales.

El día 8 de mayo de 2014 a las 12:00 am se presenta otro sismo con  $M_w=6.6$  con un epicentro estimado a 15 km al norte de Tecpan de Galeana, Gro. Provocó el colapso del puente el Cuajilote el cual se encontraba dañado por el sismo ocurrido en abril del mismo año.

#### 1.3.6.1 Puente Las Tortugas

El puente Las Tortugas sufrió un desplazamiento transversal el viernes 18 de abril de 2014. El SIPUMEX había calificado a este puente con el número 2, lo cual indicaba que existía algún tipo de daño y que la reparación era necesaria cuando se presentara la ocasión. No obstante, el puente funcionaba adecuadamente. El tipo de daño o trabajo de reparación no se especificó. En la figura 1.14 se observa un desplazamiento estimado de 35 cm longitudinalmente y de 40 cm transversalmente.



Figura 1.14 Daño en puente las Tortugas (Hernández, et al 2014)



### 1.3.6.2 Puente El Cuajilote

El puente Cuajilote colapsó como consecuencia de la separación excesiva de las juntas de la superestructura. El puente presentaba daño debido al paso de la tormenta tropical Manuel en septiembre de 2013. El SIPUMEX había calificado a este puente con el número 3, lo cual indicaba que se tenía un daño significativo y que la reparación era necesaria lo más pronto posible. El desfase horizontal de la superficie del puente fue de hasta 50 cm de separación (Figura 1.15).



Figura 1.15 Colapso en puente Cuajilote (Fuente : [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx))

El nuevo puente construido (Figura 1.16a), que reemplazo al existente cuenta con una longitud total 178.60 m y un ancho total de 13.06 m para dos carriles de circulación y acotamientos, formado por seis tramos con claros de 30.0 m, y esviaje de 25° izquierda, formados por dos traveses tipo cajón (Fryssiviga) de 1.80 m de peralte (Figura 1.17), trabajado en conjunto con una losa colada en sitio de 0.25 m de espesor. (Figura 1.16).



Figura 1.16a Nuevo puente Cuajilote (Fuente : [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx))

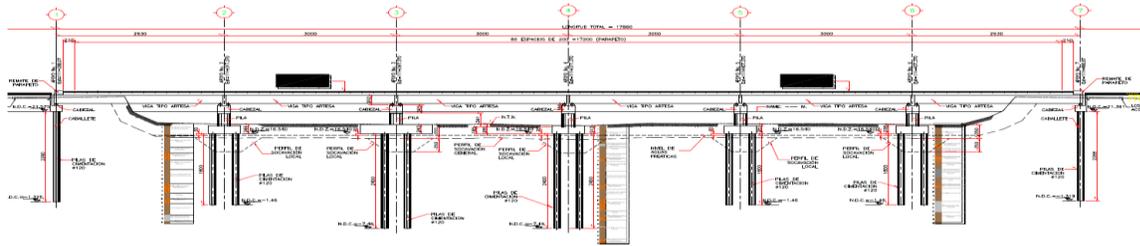


Figura 1.16b Elevación del puente Cuajilote

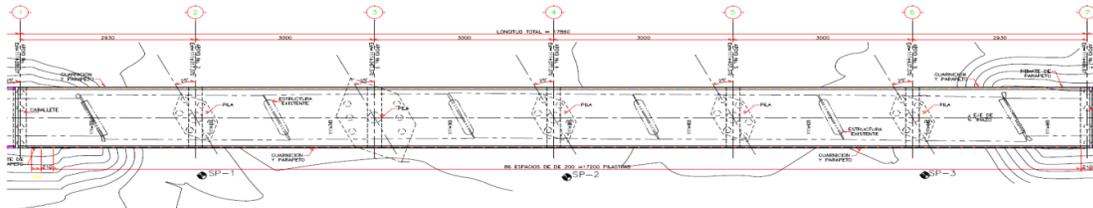
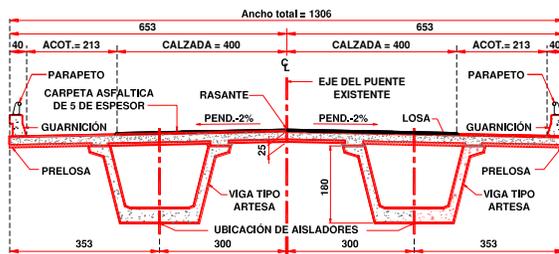


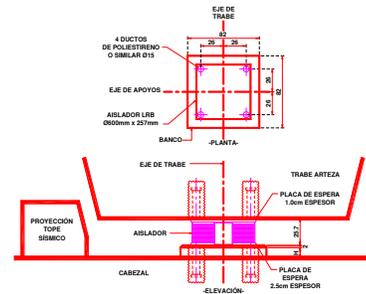
Figura 1.16c Planta del puente Cuajilote

Figura 1.16 Puente El Cauajilote

La superestructura del nuevo puente Cuajilote cuenta con aisladores sísmicos de tipo LRB con núcleo de plomo  $\Phi 600$  mm X 257 mm, ubicados en los extremos de cada uno de los apoyos de traveses cajón tipo Fryssiviga (Figura 1.17).



Sección transversal típica



Tipo y ubicación de aisladores

Figura 1.17 Superestructura del nuevo puente Cuajilote

### 1.3.7 SISMO DE CHIAPAS, 2017

El día 7 de septiembre de 2017 a las 23:49:18 horas (tiempo del Centro de México) se presentó un sismo con  $M_w=8.2$  con epicentro a 133 km al suroeste de Pijijiapan, en el estado de Chiapas con una profundidad de 58 km. El número de réplicas hasta las 12:30 horas del 23 de octubre superó la cifra de 8588, donde dos de estas superan una  $M_w$  mayor a 6.1.

#### 1.3.7.1 Paso Superior Vehicular (PSV)

El pasó superior vehicular sin nombre que se construye en la nueva carretera Piramides- Texcoco, que conectará con el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), presentó un colapso parcial. La vía aún no ha sido concluida, por lo cual en el momento del derrumbe no había vehículos circulando sobre ella. El colapso se presentó a la altura de la comunidad Francisco I. Madero en el municipio de Atenco, debido al colapso de las traveses que conforman los tableros (Figura 1.18).



Figura 1.18 Colapso en puente vehicular (NAICM) (Fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx))

### 1.3.7.2 Puente Ixtaltepec

El puente: Ixtaltepec, ubicado en la carretera Coatzacoalcos-Salina Cruz km 7+500 ramal Juchitán-Ixtepec en el estado de Oaxaca que conecta a los municipios de Juchitán e Ixtaltepec presentó daños estructurales severos.

El 23 de septiembre de 2017 a las 7:52:59 am se presenta otro sismo con  $M_w=6.1$  a una profundidad de 75 km con epicentro en el poblado de Unión Hidalgo, Oaxaca cerca de Juchitán. Provocó el colapso del puente Ixtaltepec el cual se encontraba dañado por el sismo ocurrido el 7 de septiembre del mismo año. En la Figura 1.19 se observa el colapso de uno de sus tableros por pérdida de asiento en uno de sus extremos.



Figura 1.19 Colapso en puente Ixtaltepec (Fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx))

### 1.3.8 SISMO DE MORELOS, 2017

El 19 de septiembre de 2017 a las 13:14:40 horas (tiempo del Centro de México) se presentó un sismo con  $M_w=7.1$  con epicentro a 12 km al sureste de Axochiapan, en el estado de Morelos con una profundidad de 57 km. El número de réplicas hasta las 12:30 horas del 23 de octubre se contabilizan en 39, la mayor con  $M_w=4.1$ .

La capital amaneció con la conmemoración del sismo registrado el 19 de septiembre de 1985 de hace más de tres décadas. Y como suele ser habitual cada 19 de septiembre, se realiza un simulacro de evacuación de los inmuebles en Ciudad de México. Dos horas después del ensayo se registra el sismo, que resultó ser catastrófico para la Ciudad de México.

Precisamente en la misma fecha se registra en la Ciudad de México otro sismo que dejó 358 víctimas mortales al sacudir el centro y sur del país contabilizados hasta el 30 de septiembre de 2017, siendo la Ciudad de México la que registra más muertes con 217, Morelos con 74, Puebla 45, Estado de México 15, Guerrero 6 y Oaxaca 1.



### 1.3.8.1 Paso Inferior Peatonal (PIP), Muyuguarda

El puente Peatonal ubicado en Periférico sur a la altura de Muyuguarda en la colonia Rinconada de Coapa en la Ciudad de México colapsó como consecuencia del sismo de Mw= 7.1 provocando la separación excesiva en una de las juntas de la superestructura aplastando a un vehículo que se encontraba circulando (Figura 1.20), afortunadamente no se registran víctimas mortales.



Figura 1.20 Puente Peatonal (Muyuguarda) (Fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx)).

### 1.3.8.2 Puente Sin nombre KM 109+500

El puente vehicular localizado en la carretera federal Cuernavaca-Chilpancingo en el Km 109+500 se colapsó a causa del sismo, debido a la separación excesiva en las juntas de dilatación. En la Figura 1.21 se observa el colapso del puente debido a la falla del apoyo central provocando el desplome de los tableros.



Figura 1.21 Puente Sin Nombre km 109+500 (Fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx))

### 1.3.8.3 Puente el Zapote

El puente vehicular localizado en la carretera federal Acapulco-Zihuatanejo en Acapulco Guerrero, presentó problemas estructurales debido a la creciente del arroyo, aunado al sismo y que presenta riesgo de colapso (Figura 1.22). El puente cuenta con seis columnas de concreto, de las cuales en una se registró hundimiento parcial debido a la creciente del río cuarteando por el centro la superestructura de uno de los tableros que lo componen.



Figura 1.22 Puente el Zapote (Fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx))



## Otros puentes

Existen otro tipo de puentes que durante la revisión posterior al sismo de Tecomán presentaron algunos daños, sin embargo, no se sabe si los daños ya existían con anterioridad y el sismo solamente acrecentó el problema. El puente La Grulla ubicado en la carretera Colima-Manzanillo consta de una estructura de concreto reforzado con la superestructura compuesta de cuatro tramos de una sección cajón apoyados en pilas circulares y cabezales. El acero de la sección en los estribos está expuesto y posiblemente se deba a problemas constructivos, donde además se observaron algunas grietas inclinadas como consecuencia de asentamientos diferenciales en los accesos del puente.

El puente La Lupita, ubicado en la misma carretera, presentó grietas inclinadas en las secciones extremas de las vigas, se presume que las grietas existían desde hace tiempo pero que la longitud y anchura se incrementó con el sismo de 2003.

Existen otros dos puentes localizados en la carretera Aeropuerto-Colima. Los daños observados corresponden a grietas de los topes laterales, los puentes fueron construidos en el año de 1999 y presentan esencialmente la falla de los topes sísmicos y grietas diagonales en algunas columnas, no obstante también fueron detectadas deficiencias constructivas en la unión viga-pila y sus apoyos de neopreno.

Algunos puentes de la zona conurbada de la ciudad de Colima también presentaron fallas en sus topes laterales. El puente Carlos de la Madrid presentó daños debido a la falta de topes sísmicos como el desfase de las vigas. En este puente el movimiento del suelo se podía observar en la base de las columnas y se encontraron daños por el choque entre las vigas y el apoyo de los estribos como consecuencia de la poca holgura entre ambos.

Los puentes Gonzalo de Sandoval y el puente Central de Autobuses ubicados sobre el libramiento oriente de Colima, igualmente presentaron falla de los topes sísmicos y asentamientos en los estribos. La falta de holgura también ocasionó daños en algunos puentes peatonales, que por lo general están compuestos por dos vigas de concreto reforzado apoyados sobre pilas de concreto reforzado.

### 1.4 FALLAS POR SOCAVACIÓN

Dado que la mayor parte de los puentes en México está expuesta a efectos de socavación esta puede agravarse con actividad sísmica, por lo que este efecto se considera muy relevante en este trabajo de investigación y que se menciona solo algunos de tantos puentes que han sufrido tales efectos.

El impacto de huracanes y de tormentas tropicales trae consigo un incremento en los niveles máximos de aguas extraordinarias en la mayoría de los ríos y causas de varios estados de México, principalmente aquellos que se encuentran próximos a las costas del Pacífico y del Golfo de México.

La principal falla de los puentes carreteros debido a este fenómeno es la socavación de la cimentación, la licuación de suelos granulares y la reducción de áreas hidráulicas por depósitos de arrastre.



Se presentan desniveles verticales entre la rasante del puente y la del terraplén de acceso e inclusive la pérdida total de terraplén. Este problema se observa en cruces con suelos blandos en los que frecuentemente el puente se desplanta en cimientos profundos (pilotes o cilindros) y los terraplenes de acceso se apoyan en zapatas. El agua socava la parte baja del terraplén erosionando la base y ocasionando derrumbes.

Con el aumento del tirante del agua se reduce el galibo vertical libre para el paso de cuerpos por lo que el arrastre de cuerpos como árboles y otros materiales, golpean la parte lateral de la superestructura arrastrándola y desplazándola. También generan problemas locales en las vigas de los puentes.

En la figura 1.23a se muestra la relación entre el número de puentes que se socavaron y el año en el que se rehabilitaron. Se observa que la cantidad de puentes rehabilitados por el fenómeno de socavación cada vez es mayor. Los puentes con un alto problema de socavación son los puentes que cruzan ríos y canales, puentes que en sus pilas y estribos están sobre una cimentación directa y los puentes que fueron construidos entre 1940 y 1979.

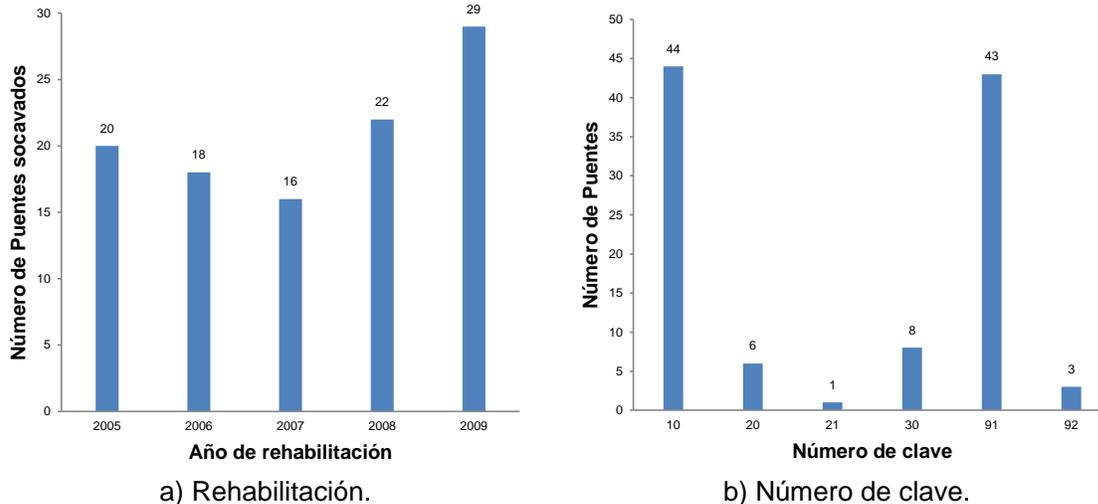


Figura 1.23 Relación del número de puentes socavados.

En la figura 1.23b se muestra el número de puentes socavados en las pilas y el tipo de cimentación que tenían. En dicha figura las claves a las que hace referencia son: 10 cimentación directa, 20 pilotes de concreto, 21 pilotes de acero, 30 cilindros de cimentación, 91 no aplicable y 92 desconocido.

En la figura 1.24 se muestra la relación entre el número de puentes socavados y el tipo de cimentación que tenían los estribos. En dicha figura las claves son las mismas descritas anteriormente.

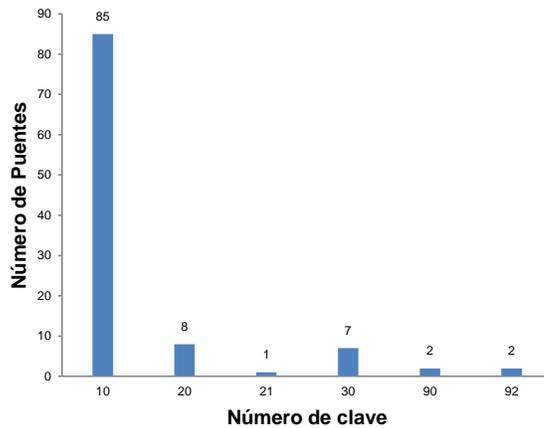


Figura 1.24 Relación del número de puentes Socavados y el tipo de cimentación de los estribos.

En México es difícil establecer estadísticas de daños debido a que son diversos organismos gubernamentales las que controlan las diversas redes carreteras. Sin embargo en la tabla 1.6 se muestra el tipo de daño que se produjo en 17 puentes en 1998.

El paso del Huracán Stan (Figura 1.25) y Wilma en 2005 dañó 16 puentes, cuyos nombres y características del daño se muestran en la tabla 1.7 (Hernández, et al 2014).

Tabla 1.6 Principales puentes dañados por socavación en 1998

Puente	Tipo de daño predominante		Longitud colapsada (m)
	Corte en terraplén de accesos	Colapsado	
Las Hermanas	x		
Los patos	x		
San Isidro		x	62
San Diego		x	72
Urbina		x	38
Pijijiapan		x	111
Echegaray		x	46
Margaritas		x	95
El Bobo	x		
Las arenas		x	23
Novillero		x	87
El Viejo	x		
San Nicolás		x	88
Bonanza		x	48
Cintalapa		x	46
Vado Ancho		x	62
El despoblado	x	x	
<b>Total</b>	<b>5</b>	<b>12</b>	<b>778</b>

Tabla 1.7 Principales puentes dañados por socavación en 2005.

Puente	Tipo de daño predominante	
	Corte en terraplén de accesos	Colapsado
El Rosario I		x
Ocuilapa I	x	
Los patos	x	
San Isidro	x	
San Diego	x	
Urbina	x	
San Nicolás	x	
Cintalapa I	x	
Cintalapa II	x	
Bonanza	x	
Vado Ancho	x	
Huixtla	x	
Tepuzapa	x	
Huehuetan		x
Tiplilli		x
Coatan		x
<b>Total</b>	<b>12</b>	<b>4</b>



Figura 1.25 Fallas de algunos puentes debidos al paso de Huracán Stan, 2005 (Hernández, et al 2014).

En 2013 el Huracán Manuel e Ingrid produjeron el daño y colapso de 9 puentes carreteros (Tabla 1.8 Hernández, et al 2014). En la figura 1.26 se muestra el puente Coyuca de Benítez en el estado de Guerrero, colapsado tras el paso del huracán.

Tabla 1.8 Puentes dañados debido a socavación, Huracán Manuel e Ingrid en 2014.

Estado	Puente	Daño
Guerrero	Del canal	Colapso total
Guerrero	Petaquillas	Colapso total
Guerrero	Papagayo I	Colapso de superestructura
Guerrero	Omitlán	Colapso de dos claros
Guerrero	Coyuca de Benítez	Colapso total
Guerrero	Barra Vieja Las Lomas	Colapso total
Jalisco	Contla	Colapso total
Michoacán	Bejuco II	Colapso total
Oaxaca	Tecomaxtlahuaca	Colapso por asentamiento



Figura 1.26 Puente Coyuca de Benítez (Hernández, et al 2014).



## 1.5 HURACAN ODILE

El 10 de septiembre de 2014 con su evolución a Depresión Tropical, se desarrolló y evolucionó hasta alcanzar la categoría 3, afectando el estado de Baja California Sur, en cinco municipios del estado, especialmente La Paz y Loreto, con vientos de 205 km/h y rachas de hasta 250 km/h hacia el nor-noroeste

### 1.5.1 Puente Caduaño

El puente Caduaño ubicado en el kilómetro 68+800 en el tramo Cabo San Lucas-La paz, municipio de Los Cabos al norte del Aeropuerto de San José del Cabo. Colapso tras el paso del huracán Odile, el que resultó afectado en uno de sus apoyos producto de la socavación, provocando el colapso del puente (Figura 1.27).



Figura 1.27 Puente Caduaño (Hernández, et al 2014).

## 1.6 HURACAN PATRICIA

En octubre 2015 el huracán Patricia categoría 5 que azotó a los estados de Colima, Jalisco, Nayarit y Michoacán fue calificado como el huracán más potente de la historia de México y del hemisferio occidental presentando ráfagas de viento de 380 km/h, resultando afectaciones a la infraestructura carretera y caminos en Cómala, efecto a dos puentes; sobre la carretera Coquimatlán-Los Amiales, dos vados en la carretera Potrero Grande Agua Fría, Municipio de Minatitlán. Otro puente dañado en Rincón de López, en Armería, en el vado La Cañita, en Cómala y el de San Joaquín, en Cuauhtémoc, en Xicotepec en la comunidad del Tepetate(Figura 1.28), en Xicotepec de Juárez se encontró incomunicado debido a la crecida del Río San Marcos dejando un puente colapsado, dos puentes más colapsados el puente Cofradía y las Tortugas en el estado de Jalisco, el puente Cordobán y el Puente José Antonio Díaz en el estado de Colima (Figura 1.29).



Figura 1.28 Puente sin Nombre colapsado en Xicotepec, Puebla (Hernández, et al 2014).



### 1.6.1 Puente de la calle José Antonio Díaz

El puente vehicular localizado en la calle del mismo nombre en el centro de la capital en el estado de Colima, presentó problemas estructurales, presentando asentamientos por socavación en uno de sus apoyos producto de la crecida del río tras el paso del huracán Patricia. El puente cuenta con dos columnas de concreto de tipo muro, de las cuales en una se registró un colapso parcial provocando agrietamientos en la superestructura (Figura 1.29).



Figura 1.29 Puente José Antonio Díaz (Fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx)).

### 1.7 HURACAN MÁX

En septiembre del 2017 tocó tierra el huracán “Max”, ubicado al oeste de Copala y a 90 km al oeste-sureste de Acapulco, Guerrero de categoría 1, con rachas de viento superiores a los 120 km/h y oleaje de 3 a 5 m. en las costas de Guerrero, así como vientos y oleaje menores en la costa de Oaxaca y Guerrero.

El puente colgante ubicado en Cuautepec del mismo estado el que comunica a la Bocanita con la cabecera municipal colapsó tras la crecida de la corriente. El Puente vehicular del cual no se cuenta con alguna referencia ubicado en Acapulco, presentó problemas de socavación en los accesos provocado por la crecida del río (Figura 1.30).



Figura 1.30 Puentes afectados en Acapulco, Guerrero (Fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx)).



## 1.8 HURACAN KATIA

En septiembre del 2017 tocó tierra el huracán “Katia” categoría 2, los estados directamente afectados fueron Veracruz, al norte de la localidad de Tecolutla, los estados de Puebla y Veracruz fueron los más afectados con vientos de máximos de 120 km/h.

### 1.8.1 Puentes Solteros

El puente ubicado en la carretera San José Margaritas municipio de Acateno Puebla, colapsó luego de que el huracán Katia tocara tierra en el estado de Veracruz. El puente presentó socavación en uno de los accesos tras la creciente del río provocando el colapso de este en la figura 1.31 se puede observar el reblandecimiento de las capas que componen el diseño del pavimento, en el cual el puente no resultó dañado en su estructura pero deja incomunicada la carretera.



Figura 1.31 Puente Soltero (Fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx)).

## 1.9 OTROS PUENTES AFECTADOS POR TORMENTAS TROPICALES

### 1.9.1 Puente Tequisistlán

En junio del 2017 el puente ubicado en la carretera Oaxaca – Tehuantepec en el km 202+890, en el estado de Oaxaca resultó afectado por la tormenta tropical Beatriz, que presentó severos asentamientos en los apoyos centrales debido a la socavación excesiva generada por el crecimiento de la corriente y combinado por el golpeteo continuo en las columnas de materia vegetal arrastrada por la creciente del río. (Figura 1.32).



Figura 1.32 Puente Tequisistlán (Fuente: [www.yahoo.com.mx](http://www.yahoo.com.mx))



# CAPÍTULO 2

## SISMICIDAD EN LA COSTA DEL PACÍFICO

### 2.1 GENERALIDADES

México está sujeto a diversos fenómenos naturales, por mencionar algunos, la presencia de huracanes, incendios, tormentas erupciones volcánicas y sismos. Estos últimos han causado una gran cantidad de pérdidas tanto de bienes materiales como de vidas humanas. Los estados de la República Mexicana que se encuentran en la Costas del Pacífico como Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas son los estados donde se han producido los sismos más intensos en la historia de México, con magnitudes mayores de siete, aunque no solo estos estados sufren continuamente de movimientos sísmicos también estados como Veracruz, Puebla, Estado de México y la península de Baja California. La Ciudad de México es afectada por movimientos originados en otros estados como por ejemplo; el sismo registrado el 19 de septiembre de 1985 que tuvo una magnitud de 8.1 con un epicentro en el estado de Michoacán con grandes afectaciones en la capital del país.

### 2.2 FUENTES SÍSMICAS

Durante todo su periodo de vida útil las estructuras están sujetas a movimientos, los cuales pueden ser ligeros o que pueden causar daños irreparables en ellas, entre los que se encuentran los causados por maquinaria, por impacto, explosiones, viento, oleaje y sismos. Los movimientos generados por el movimiento de las placas tectónicas se pueden dividir en: (1) sismos generados por fallas de subducción o convergencia; (2) sismos generados por fallas de transformación; (3) sismos generados por fallas normales y (4) sismos generados por fallas locales.

Las placa de Cocos y de Rivera se introducen por debajo de la placa de Norteamérica(Figura 2.1) es un fenómeno que se presenta debido a que las placas continentales tienen mayor espesor que las placas oceánicas por lo que la fuerza que requieren para desplazar a otra debe de ser mayor. En la República Mexicana a lo largo del Océano Pacífico se localiza el llamado cinturón de fuego o cinturón Circumpacífico, llamado así por su gran actividad sísmica.

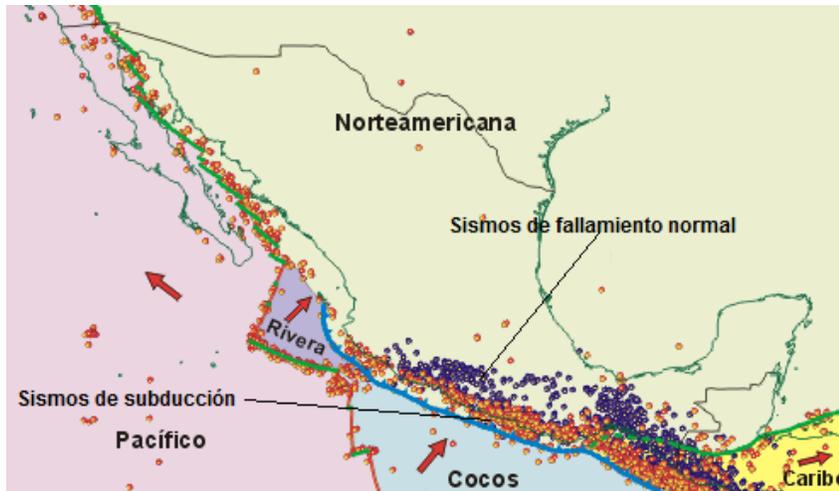


Figura 2.1 Sismos de subducción y Sismos de falla normal (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

En México, los sismos de subducción están originados prácticamente en toda la zona costera del Pacífico (Figura 2.2). El estado de Michoacán está localizado en esta zona y se presentan movimientos tectónicos de subducción y de falla normal.

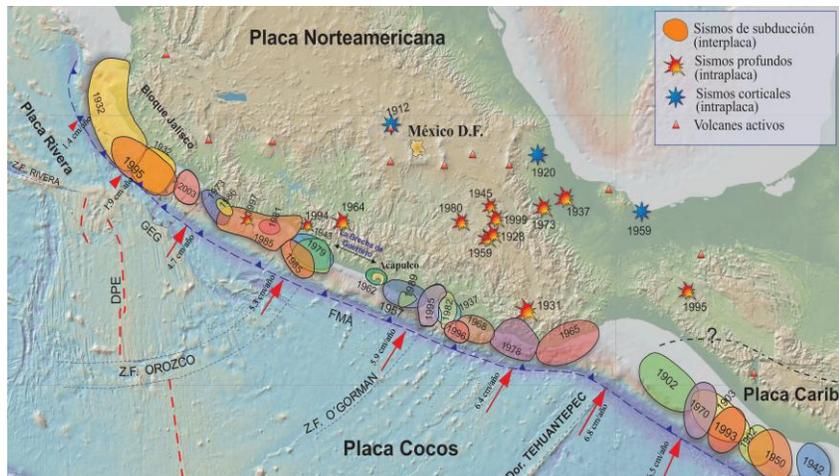


Figura 2.2 Localización de los sismos más relevantes en México (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

Las fallas de transformación se originan por un movimiento transversal entre dos placas, dando lugar a sismos más recurrentes que los sismos de subducción y se generan a una menor profundidad.

Las fallas normales tienen su origen cuando la placa del océano se introduce debajo de la placa del continente, su peso propio y los esfuerzos de tensión debidos a la flexión de la placa por efecto de las corrientes de convección, origina que eventualmente se produzca una falla por tensión, dando origen a un movimiento sísmico (Jara et. al 2007).



El epicentro de este tipo de sismos se presenta alrededor de 45 km, este tipo de sismos pueden llegar a tener grandes magnitudes sin embargo no son tan grandes como las producidas por sismos de falla de subducción, además la ocurrencia es menor. En la figura

En la tabla 2.1 se resumen algunos sismos de falla normal los cuales han tenido magnitudes de consideración.

Tabla 2.1 Sismos de Falla normal en México (Jara et. al ,2007).

Fecha	Magnitud	Epicentro
16 agosto 1911	Desconocida	-
2 febrero 1856	Desconocida	-
19 junio 1858	Desconocida	Morelia
3 octubre 1864	7.5 (Estimada)	-
2 noviembre 1894	7.3 (Estimada)	-
3 agosto 1937	7.3	-
28 agosto 1973	7.0	Orizaba
28 agosto 1973	7.3	Orizaba
24 octubre 1980	7.1	-
15 junio 1999	6.7	-

Las fallas locales se originan debido a la deformación de las placas por el empuje de subducción y por el nacimiento de volcanes, las características morfológicas que se presentan en la superficie son: pliegues, fracturas, cadenas montañosas, volcanes, fosas etc.

### 2.3 BRECHA SÍSMICA DE GUERRERO.

Cuando ha pasado un tiempo considerable sin actividad sísmica en una zona que está catalogada como zona activa, se dice que existe una brecha sísmica. La brecha ubicada en el Océano Pacífico, en zona de subducción entre la placa de Cocos y la Norteamericana con una extensión de 230 km que va desde el sur de Acapulco hasta Zihuatanejo (Figura 2.3) se conoce como Brecha de Guerrero.

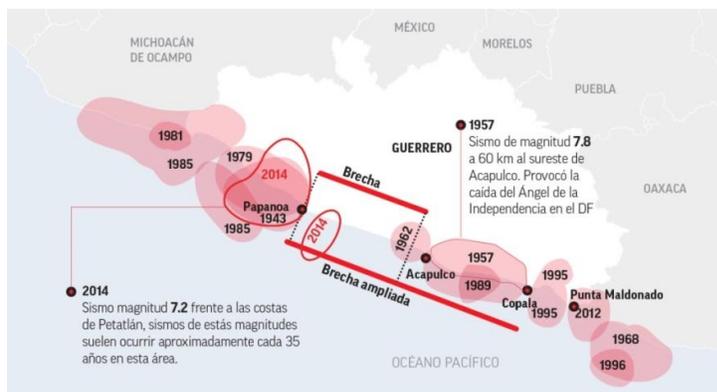


Figura 2.3 Brecha sísmica de guerrero y fechas de sismos originados en ella (El financiero, 2015).



En esta brecha han ocurrido seis sismos de gran magnitud desde el año de 1845 a 1911 (Tabla 2.2) que generaron daños importantes en el territorio mexicano, entre ellos está el sismo de 19 de diciembre de 1911 que produjo daños considerables en la Ciudad de México.

Tabla 2.2 Sismos que se han registrado en la brecha de Guerrero ([www.ssn.unam.mx](http://www.ssn.unam.mx)).

Fecha	Magnitud	Epicentro
7 abril 1845	8.0	Guerrero
24 enero 1899	7.7	
14 abril 1907	7.9-8.2	
26 marzo 1908	7.6	
30 julio 1909	7.5	
16 diciembre 1911	7.6	

Algunos sismos registrados el 18 de abril, 8 y 10 de mayo de 2014 con magnitudes de 7.2, 6.4 y 6.1, respectivamente, tuvieron epicentro en el estado de Guerrero, específicamente en Tecpan y los dos últimos en Petatlán.

## 2.4 BRECHA SÍSMICA DE MICHOACÁN

La brecha sísmica de Michoacán está ubicada en toda la zona costera de Michoacán y Guerrero en el Océano Pacífico, cuenta con una extensión de 200 km iniciando en Petatlán, Guerrero, hasta el estado de Colima, teniendo una parte igualitaria a la brecha de Guerrero que está localizada en la zona de subducción entre las placas de Cocos y de Norteamérica, en donde, la primera subducen en la segunda. En esta zona se generó el terremoto de 1985.

El 19 de septiembre de 1985 ocurrió un sismo con magnitud de 8.1 en la costa de Michoacán el cual liberó gran parte de energía acumulada en esta zona desde 1911 cuando ocurrió el sismo con magnitud de 7.6. La mayor parte de la energía que liberó este sismo se dio con su réplica el 20 de septiembre, con el epicentro cercano a Zihuatanejo en el estado de Guerrero y además en un tercer sismo que ocurrió el 30 de abril de 1986 con una magnitud de 7.0 localizado al noroeste del epicentro del sismo principal ocurrido en 1985.

En la tabla 2.3 se resumen los principales sismos presentados en la Brecha de Michoacán desde el año de 1911 hasta 2013.

Tabla 2.3 Sismos registrados en la brecha de Michoacán ([www.ssn.unam.mx](http://www.ssn.unam.mx)).

Fecha	Magnitud	Epicentro
7 junio 1911	7.8	Michoacán
24 octubre 1981	7.3	
19 septiembre 1985	8.1	
20 septiembre 1985	7.5	
30 abril 1986	7.0	
21 abril 2013	5.8	



## 2.5 DEMANDA SÍSMICA EN MICHOACÁN

Michoacán es un estado sísmicamente activo, particularmente en toda la zona de la costa del Océano Pacífico, los sismos que más se presentan son sismos debido a falla normal y de subducción, de los cuales estos últimos están clasificados como de mayor peligro y recurrencia.

La red carretera en México se ha desarrollado de manera gradual a lo largo de varias décadas y a la fecha comunica a casi todas las regiones y comunidades del país.

Una parte importante de la infraestructura carretera son los puentes, los cuales facilitan el cruce de un río, una barranca, una carretera, un camino etc. Por esa razón es importante que los puentes carreteros estén diseñados para soportar las fuerzas cortantes producto de los efectos sísmicos.

Los puentes Infiernillo I, Pinzandarán e Infiernillo II que se estudian en este trabajo se ubican en la autopista Siglo XXI, que va de Pátzcuaro a Lázaro Cárdenas y forman parte del corredor carretero Manzanillo-Tampico. La autopista tiene 272 km de longitud e inicia en el entronque las Trojes del kilómetro 48 de la carretera Morelia-Uruapan para concluir en el puerto de Lázaro Cárdenas.

## 2.6 REGISTROS SÍSMICOS DEBIDO A FALLAS DE SUBDUCCIÓN

Considerando que los puentes que se estudian en este trabajo se localizan en la zona sísmica activa por falla de subducción, los registros sísmicos utilizados en este trabajo son los que se originan por movimientos por dicha falla. Se seleccionaron 50 registros sísmicos que se obtuvieron en estaciones cercanas a los puentes en estudio con la finalidad de obtener una mayor representación de la zona.

Los registros sísmicos producidos por fallas de subducción que se consideraron para efecto de este estudio se enlistan brevemente en la tabla 2.4 y detalladamente en el anexo A de este trabajo.

Tabla 2.4 Registros sísmicos de subducción empleados en este trabajo.

Tipo de sismo	Estación sísmica	Orientación	Magnitud	Fecha del sismo
Subducción	Caleta de campos	S 00 E	8.1	19/09/85
		S 90 E	8.1	
	Infiernillo corona centro	N 70 E	7.5	30/01/73
		N 20 W	7.5	
	Infiernillo corona centro 4	N 70 E	7.0	14/03/79
		N 20 W	7.0	
	Infiernillo media cortina	N 80 E	8.1	19/09/85
		N 10 W	8.1	
	Sicartsa caseta maestro	N 00 E	7.0	14/03/79
		N 90 W	7.0	
	Sicartsa caseta testigo	N 00 E	7.0	14/03/79
		N 90 W	7.0	



Tabla 2.4 Registros sísmicos de subducción empleados en este trabajo (continuación).

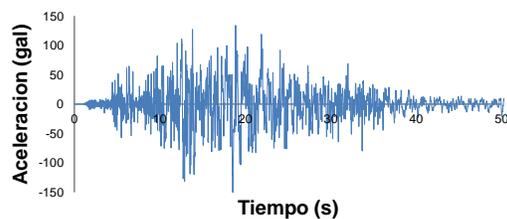
Tipo de sismo	Estación sísmica	Orientación	Magnitud	Fecha del sismo
Subducción	Sicartsa caseta testigo 2	N 00 E	6.1	25/10/81
		N 90 W	7.3	
	Infiernillo base cortina	N 80 W	6.3	10/12/93
		N 10 W	6.3	
	Infiernillo corona centro 5	N 70 W	6.6	10/12/94
		E 20 W	6.5	
	Villita corona centro 3	S 85 W	7.0	14/03/79
		W 05 E	7.0	
	Villita corona centro 4	S 85 W	6.1	25/10/81
		W 05 E	7.3	
	Villita corona centro 5	S 85 W	8.1	19/09/85
		W 05 E	8.1	
Zacatula	N 90 W	8.1	19/09/85	
	S 00 E	8.1		

Todos los registros presentados en el apéndice A, fueron obtenidos de fuentes cercanas a los puentes en estudio. En la tabla 2.4 se muestran el tipo de sismo falla por subducción, el nombre de la estación, orientación, magnitud que varía de 6.1 hasta 8.1 y la fecha de ocurrencia.

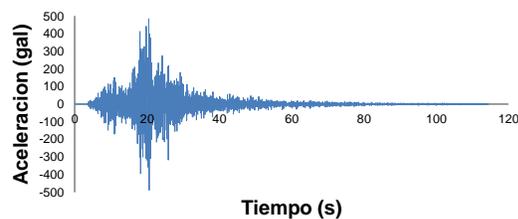
### 2.7 ESPECTROS DE RESPUESTA DE LOS REGISTROS ORIGINADOS POR FALLA DE SUBDUCCIÓN

Debido a que el sismo registrado el 19 de septiembre de 1985 produjo grandes daños, hace pensar que este sismo presenta amplitudes de aceleraciones mayores que cualquier otro, sin embargo, sismos registrados con magnitud menor presentan una aceleración mayor, por ejemplo, el sismo registrado en Caleta de campos tuvo una aceleración de 150.59gal con una magnitud de Mg 8.1(Figura 2.4a) y el sismo registrado en la estación Infiernillo media cortina 3 presenta una aceleración de 488.56gal con una magnitud Mg 6.5 (Figura 2.4b), que es 3.5 veces mayor que la aceleración del primer registró.

Lo que se observa en los registros es que la aceleración del terreno no está asociada con la magnitud del sismo por lo que el daño que pueden producir no está correlacionado con la amplitud del registro.



(a) Caleta de campos Mg 8.1, amáx 150.59gal

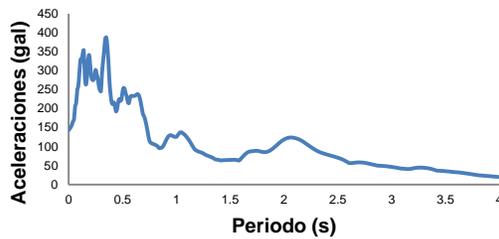


(b) Infiernillo media cortina 3 Mg 6.5, amáx 488.56gal

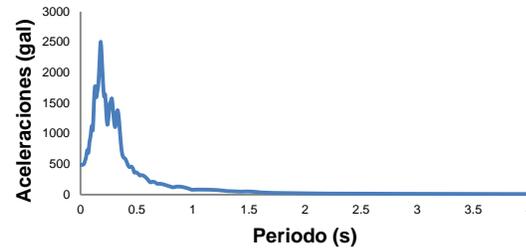
Figura 2.4 Registro sísmicos producidos por falla de subducción.



En la figura 2.5 se muestran los espectros de aceleraciones de los registros sísmicos registrados en Caleta de campos (Figura 2.5a) y del registro sísmico Infiernillo media cortina 3 (Figura 2.5b).



(a) Caleta de campos, Mg 8.1,  
Amáy. 451.56 gal



(b) Infiernillo media cortina 3, Mg 6.5,  
Amáy. 2508.7 gal.

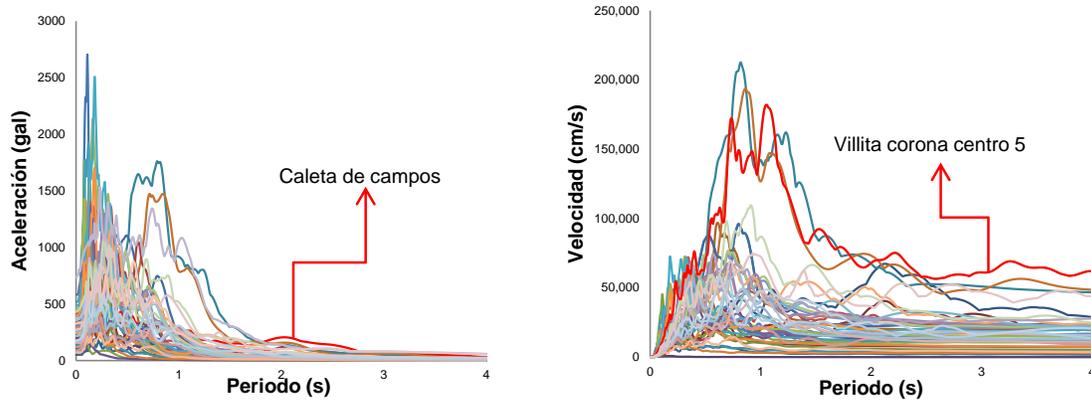
Figura 2.5 Espectros de aceleraciones de los registros analizados.

Como ya se mencionó la aceleración del terreno puede no ser un buen indicador del daño, pero los espectros de respuesta sí podrían serlo.

En la figura 2.5 se observa en los espectros de aceleración que las ordenadas espectrales son menores para el sismo de mayor magnitud (Caleta de Campos); mientras que son mayores para el registro sísmico de menor magnitud (Infiernillo Media Cortina 3). Esto no es congruente con el daño que pueden producir los sismos de gran magnitud en la zona epicentral, por lo que se puede pensar que los espectros de aceleración no están correlacionados con el daño que puede sufrir la estructura.

En las figuras 2.6a y 2.6b se muestran los espectros de respuesta elástica de aceleraciones y velocidades de los registros sísmicos generados por falla de subducción y especificados en el apéndice A considerando un 5% de amortiguamiento crítico. Se puede observar que la aceleración en el espectro de Caleta de Campos S00E contiene las ordenadas mayores para periodos largos y que en los espectros de velocidades el que contiene las mayores ordenadas espectrales es el denominado Villita Corona Centro 5 S05E. Ambos registros con magnitud de 8.1 y registrados el 19 de septiembre de 1985, el primero en roca y el segundo entre el núcleo de arcilla y enrocamiento ambos a una profundidad focal de 15 km.

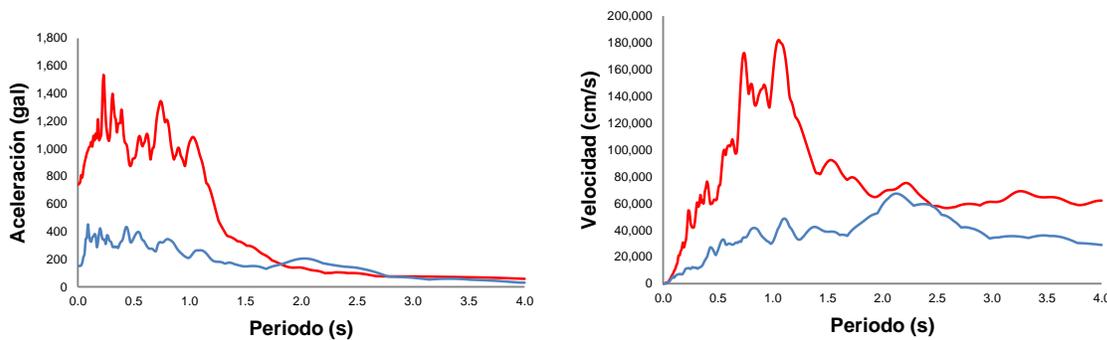
Al comparar los espectros de velocidad (Figura 2.6b), de los mismos registros sísmicos antes mencionados, se observa que para periodos cortos las ordenadas espectrales de velocidad siguen la misma tendencia que las de aceleración; es decir, que las ordenadas disminuyen para sismos de mayor magnitud. Sin embargo para periodos largos las ordenadas espectrales se incrementan, aunque no de manera importante, con la magnitud. Esto indica que la velocidad espectral está más correlacionada con la magnitud del sismo y con el daño provocado por este. Sin embargo, el daño observado en todas las estructuras, incluyendo las de periodo corto, no puede atribuirse a estas pequeñas diferencias (Huerta, B. 2002).



(a) Espectro de aceleraciones (b) Espectro de velocidades  
Figura 2.6 Registros sísmicos seleccionados (Falla por subducción).

Los registros provenientes de sismos severos tienen mayor duración y contenido de energía en periodos largos que los registros provenientes de sismos moderados. La duración de un movimiento sísmico es directamente proporcional a la magnitud del sismo; por lo tanto, la duración del movimiento puede ser un parámetro que se puede utilizar para estimar el daño que pueden sufrir determinadas estructuras.

En la figura 2.7 se muestran los espectros de aceleraciones y velocidades de los registros sísmicos Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5. Donde se observa que las ordenadas espectrales disminuyen en periodos cortos para el registro Caleta de Campos, y aumentan para el registro Villita Corona Centro 5. Existiendo una coincidencia en periodos alrededor de 1.8 s en aceleraciones y de 2.5 s en velocidades.



(a) Espectros de aceleraciones (b) Espectros de velocidades  
Figura 2.7 Caleta de campos y Villita corona centro 5.

Esto indica que no solo los espectros de aceleración suelen ser indicativos de un posible daño si no que la velocidad también podría conducir a estimar los movimientos generados por sismos.

El registro Villita Corona Centro 5 para periodos largos después de los 2.5 s mantiene las velocidades y en aceleraciones existen pequeñas diferencias con respecto al registro Caleta de campos.



## 2.8 GENERACIÓN DE SISMOS SINTÉTICOS

En este trabajo se realizarán simulaciones de sismos sintéticos considerando como semilla los registros obtenidos en Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5, para ello se utilizarán dos programas: SeismoArtif (v 2016) y Prodisis (v4.1).

El programa Prodisis (v4.1) es un programa que junto con las recomendaciones de diseño sísmico propuestas en el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOS, 2008) es una referencia de diseño en la República Mexicana. Básicamente con muy poca información se puede obtener sismos sintéticos para cualquier zona de México. Al obtener mayor información del sitio en estudio se tiene mayor certeza de los resultados.

El programa SeismoArtif (v 2016) creado por la empresa Earthquake Engineering software solutions, es de origen Italiano y tiene como objetivo proporcionar a la comunidad de ingenieros sísmicos el acceso a herramientas analíticas poderosas y de vanguardia para el diseño sísmico. SeismoArtif (v 2016) es una aplicación capaz de generar acelerogramas de terremotos artificiales que corresponden con un espectro de respuesta de un registro específico utilizando diferentes métodos de cálculo y características variables.

Las principales características entre los dos programas utilizados para este estudio se presentan en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Características de los dos programas empleados.

Características	SeismoArtif (v2016)	Prodisis (v4.1)
1. Localización del sitio		X
2. Estratigrafía		x
3. Interacción Suelo-estructura		x
4. Periodo de retorno deseado	x	x
5. Respuesta en cualquier tipo de suelo	x	
6. Espectro de diseño	x	x
7. Importancia de la estructura		x
8. Parámetros de licuación de arenas		x
9. Amortiguamiento	x	x
10. Ductilidad e Importancia de la estructura		x
11. Acelerogramas sintéticos	x	x
12. Semilla registro real	x	
13. Tipo de sismo (subducción, normal etc.)	x	
14. Generación de espectros		x
15. Manipulación de magnitud del sismo	x	
16. Rapidez de resultados	x	x
17. Mínimo de datos requeridos		x
18. Distancia del origen del sismo a estructura	x	
19. Velocidad de propagación de onda	x	x
20. Espesor de estrato		x



## 2.9 REGISTROS SINTETICOS OBTENDIDOS CON SEISMOARTIF (v2016)

Los registros que contienen las ordenadas máximas en aceleraciones del conjunto de espectros presentados en la figura 2.6a se resumen en la tabla 2.6 y en su totalidad se muestran en el anexo A.

Tabla 2.6 Espectros de aceleraciones con mayores ordenadas espectrales.

Nombre del espectro	Orientación	Periodo de terreno (s)	Aceleración máxima del suelo (gal)
Infiernillo margen izquierda 3	N 25 W	0.11	2705.16
Infiernillo media cortina 3	N 10 W	0.18	2508.70
Infiernillo media cortina 2	N 10 W	0.16	2134.51
Infiernillo margen izquierda 5	N 25 W	0.12	1927.55
Infiernillo margen izquierda 4	N 25 W	0.08	1766.80
Caleta de campos	S00 E	0.09	451.6

En la tabla 2.6 se mencionan los periodos en donde se tienen ordenadas máximas que son menores de 1.0 s. El registro Caleta de Campos, aunque tiene una aceleración máxima de 451.6 gal en un periodo de 0.09 s, se mantiene en una aceleración promedio de 169 gal donde la aceleración del registro predomina del conjunto de espectros.

Uno de los registros sísmicos que se toma como semilla para la simulación de registros es el obtenido en Caleta de Campos, debido a que presenta una aceleración máxima aun después de los 2.0 s. Éste se localizó en suelo firme (roca) con epicentro de latitud 18.073N y longitud 102.755W, la distancia del epicentro a los tres puentes en estudio: Infiernillo I, Pinzandarán e Infiernillo II varía de 92.9, 97.3 y 98.1 km, respectivamente (Figura 2.8), de las cuales en este trabajo se tomó la más cercana al epicentro.



Figura 2.8 Distancia del epicentro a los puentes en estudio.



El programa utilizado para la generación de sismos simulados que se empleo fue SeismoArtif (v 2016) el cual considera la distancia del origen del sismo a la estructura dada en km, el origen de la falla, en este caso de subducción, y algunos parámetros del suelo como la velocidad de propagación de onda en suelo duro (roca) y por último la magnitud. Los registros simulados se identifican con una letra (A) representando a los registros cuya semilla fue el registro Caleta de Campos seguido por una letra mayúscula (R) que significa el número del registro, seguido por un número que significa el año del periodo de retorno asociado a la simulación. Por ejemplo, en las figuras 2.9 a 2.11 se muestran los registros simulados presentan las mayores aceleraciones del conjunto de registros sintéticos cuya semilla fue Caleta de Campos (A), los registros R1, R2 y R4, asociados a un periodo de retorno de 50 años, y con aceleraciones máximas de 151.3, 160.6 y 124.5 gal, respectivamente.

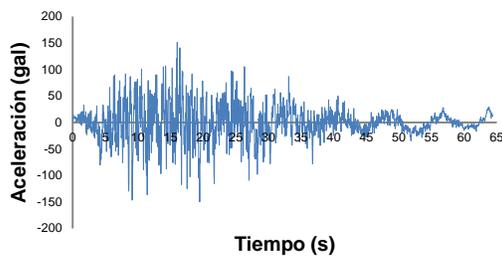


Figura 2.9 Registro A-R1-50-151.3 gal.

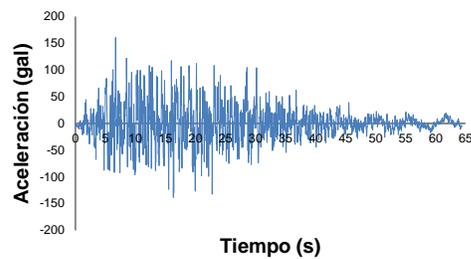


Figura 2.10 Registro A-R2-50-160.6 gal.

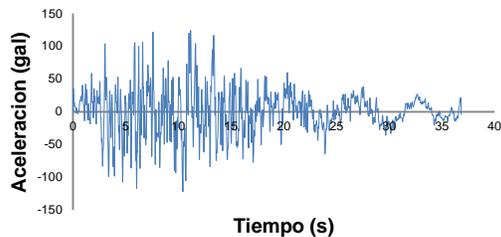


Figura 2.11 Registro A-R4-50-124.5 gal.

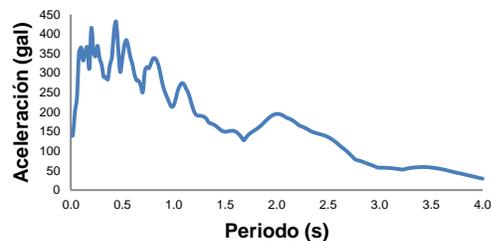


Figura 2.12 Espectro con un amortiguamiento del 5%.

En la figura 2.12 se muestra el espectro de aceleraciones para 5% de amortiguamiento de los registros sintéticos mostrados en las figuras 2.9 a 2.11.

En las figuras 2.13 a 2.15 se muestran los registros sintéticos para 100 de periodo de retorno obtenidos de la misma manera que los de las figuras 2.9 a 2.11. En la figura 2.16 se muestra su espectro de aceleraciones de los registros anteriores.

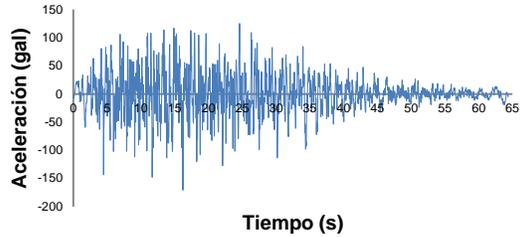


Figura 2.13 Registro A-R1-100-170.8 gal.

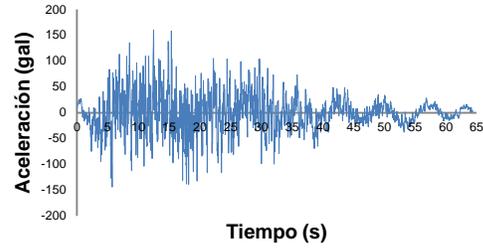


Figura 2.14 Registro A-R3-100-160.8gal.

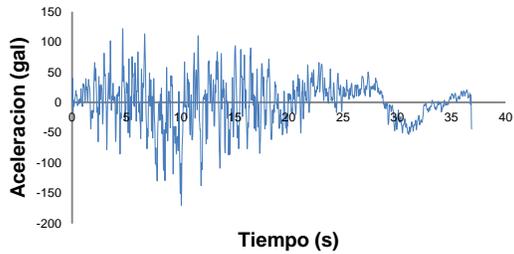


Figura 2.15 Registro A-R2-100-170.8 gal.

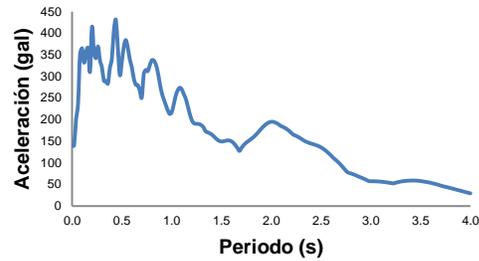


Figura 2.16 Espectro con un amortiguamiento del 5%.

La tabla 2.7 se enlistan algunos de los registros que contienen las mayores velocidades del conjunto de espectros de la figura 2.6b y más detalladamente en el anexo A.

Tabla 2.7 Espectros de velocidades con mayores ordenadas espectrales.

Nombre del espectro	Orientación	Periodo del terreno (s)	Velocidad máxima del suelo (cm/s)
Infiernillo corona centro 4	N 20 W	0.82	212802
Infiernillo corona centro 4	N 70 E	0.86	193638
Villita corona centro 5	S 05 E	1.05	181962
Zacatula	S 00 E	0.93	75142
Caleta de campos	S 00 E	2.13	67333
Caleta de campos	S 90 E	2.12	40513

En la tabla 2.7 muestra los periodos en donde se tienen ordenadas máximas de velocidades, obsérvese que el espectro Villita Corona Centro 5 no presenta las ordenadas espectrales máximas del conjunto de espectros, sin embargo mantiene una velocidad promedio de 77727cm/s para periodo largo, es decir, después de los 2.0 s.



El registró Caleta de Campos que presenta aceleraciones máximas espectrales para periodos largos, este no sigue la misma tendencia en velocidades espectrales ya que cuenta con velocidad máxima de 67 333cm/s.

El espectro que se toma como semilla para la simulación en el que se obtuvo en la estación Villita Corona Centro 5, debido a que tiene, aun después de los 2.0 s, una velocidad promedio máxima. Éste se localizó en suelo entre un núcleo de arcilla y enrrocamiento, con epicentro de latitud 17.982N y longitud 102.190W.

Para nombrar los registros simulados se sigue la misma nomenclatura, ahora se utiliza una letra (V). En las figuras 2.17 a 2.19 se muestran los registros simulados que presentan las mayores aceleraciones del conjunto de registros simulados. En la figura 2.20 el espectro de aceleraciones para un periodo de retorno de 50 años, en el apéndice A se muestra más detalladamente.

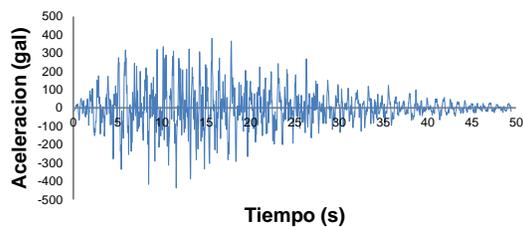


Figura 2.17 Registro V-R1-50-436.7gal.

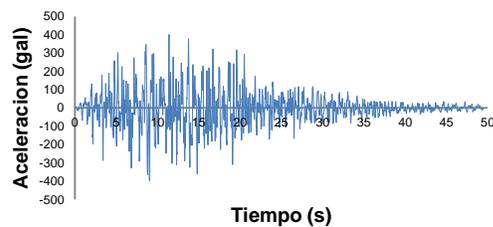


Figura 2.18 Registro V-R2-50-401gal.

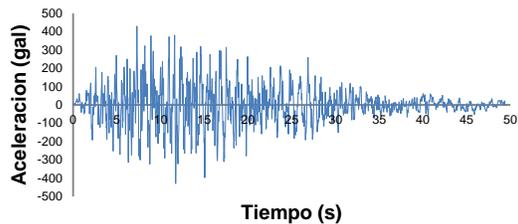


Figura 2.19 Registro V-R3-50-439.4 gal.

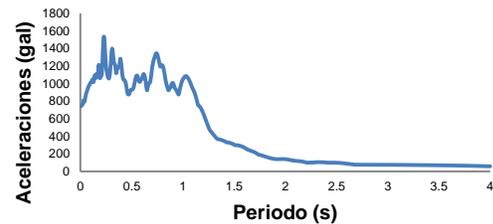


Figura 2.20 Espectro con un amortiguamiento del 5%.

En las figuras 2.21 a 2.23 se muestran los registros simulados para un periodo de retorno de 100 años y en la figura 2.24 se muestra el espectro de velocidades de dichos registros, en el apéndice A se muestran más detalladamente.

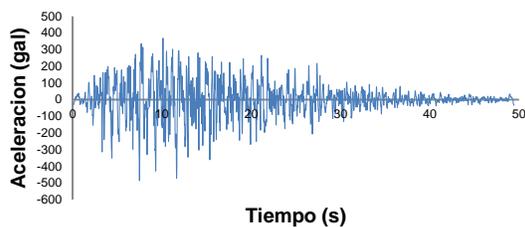


Figura 2.21 Registro V-R1-100-488.4 gal.

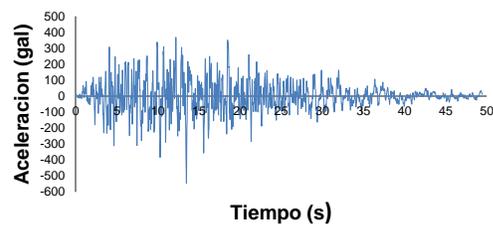


Figura2.22 Registro V-R2-100-546.1gal.

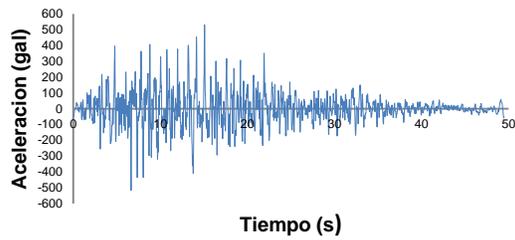


Figura 2.23 Registro V-R3-100-533 gal.

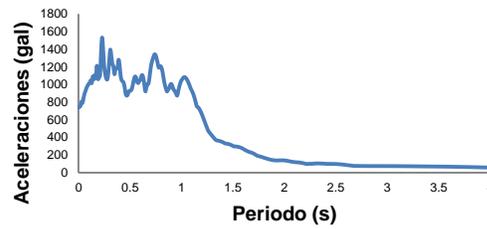


Figura 2.24 Espectro con un amortiguamiento del 5%.

En la tabla 2.8 se resume las aceleraciones máximas de terreno obtenidas del conjunto de registros simulados con el programa SeismoArtif (v 2016).

Tabla 2.8 Resumen de los registros sintéticos simulados

Periodo de retorno (años)	Aceleración máxima del terreno (gal), semilla	
	Caleta de campos(A)	Villita corona centro5 (V)
50	160.6	436.7
100	170.8	546.1

## 2.10 REGISTROS SIMULADOS CON PRODISIS (v 4.1)

El programa Prodisis (v4.1) permite obtener registros sísmicos sintéticos para el diseño de estructuras en cualquier sitio de la República Mexicana, tomando en cuenta los efectos de sitio, interacción suelo estructura, factores de sobre resistencia, ductilidad e irregularidad.

En la tabla 2.9 se muestran las coordenadas geográficas de los tres puentes que se estudian, este es un parámetro inicial con el que se debe alimentar el programa para obtener las simulaciones, para este caso se toman las coordenadas geográficas más cercanas a la falla por subducción (Infiernillo I).

Tabla 2.9 Coordenadas geográficas de la ubicación de los puentes en estudio.

Puente	Latitud	Longitud
Infiernillo I	18.25355556	-101.9051139
Pinzandarán	18.39690000	-101.8970861
Infiernillo II	18.41710833	-101.8974389

Para el caso del puente Infiernillo II se dispone del estudio de mecánica de suelos, como se verá en el capítulo 3, por esa razón se realizaron simulaciones considerando y no la influencia del conocimiento de la estratigrafía. En la figura 2.25a se muestra la comparación de los registros simulados con y sin la estratigrafía (considerando únicamente la localización) un periodo de retorno de 50 años, se puede ver la poca influencia que para este caso de tiene. En la figura 2.25b se muestra el espectro de aceleraciones para dichos registros sintéticos.

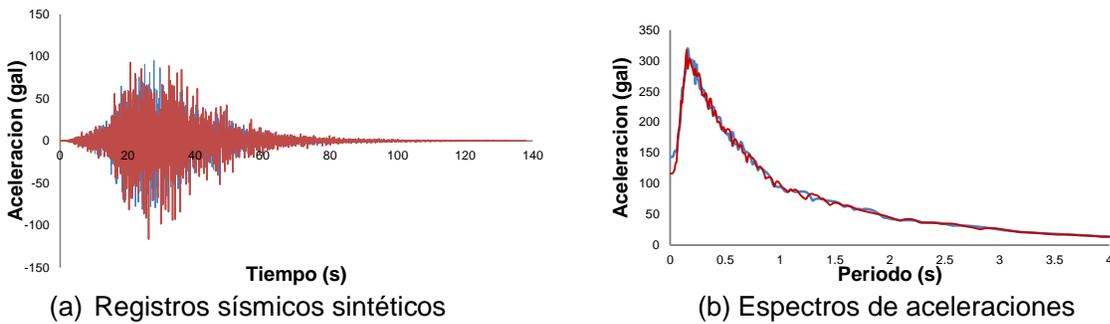


Figura 2.25 Comparativa de registros sintéticos.

En este apartado se realizaron simulaciones para periodos de retorno de 50, 100, 200, 500 y 1,000 años. En la tabla 2.10 se muestran las características de los registros simulados así como su periodo de retorno y la aceleración máxima del terreno del conjunto de simulaciones realizadas.

Tabla 2.10 Registros simulados para distintos periodos de retorno

Periodo de retorno (años)	Aceleración máxima del terreno (gal)
50	116.50
100	158.41
200	253.97
500	388.14
1,000	484.41

En las figuras 2.26 a 2.28 se muestran los registros que contienen las mayores aceleraciones para periodos de retorno de 50 años; para periodos de retorno de 100 años se muestran en las Figuras 2.30 a 2.32 y para periodos de retorno de 200 años en las figuras 2.34 a 2.36.

En las figuras 2.29, 2.33 y 2.37 se muestra el espectro para un amortiguamiento del 5% para periodos de retorno de 50, 100 y 200 años respectivamente. En el anexo A se muestran más detalladamente incluyendo los registros y espectros para periodos de retorno de 500 y 1,000 años.

Para identificar los registros simulados se nombran con una letra (P) representando a los registros con el programa Prodisis (v4.1) seguido por una letra mayúscula (R) que representa el número de registro de una serie de simulaciones, y posteriormente el periodo de retorno para el cual fue creado, 50, 100, 200, 500 y 1,000 años, finalizando con la aceleración máxima del registro en gal.

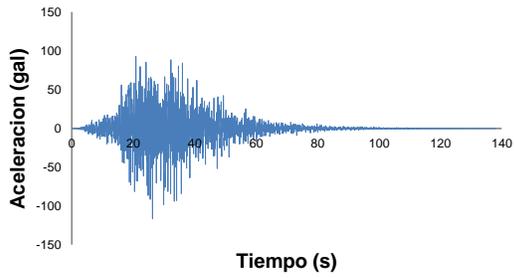


Figura 2.26 Registro P-R1-50-116.5 gal.

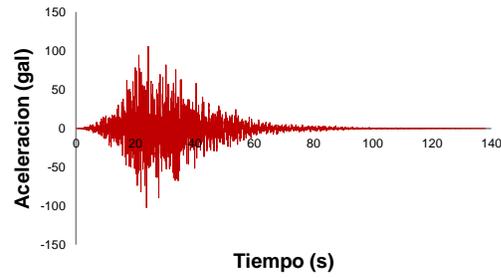


Figura 2.27 Registro P-R2-50-105.82 gal.

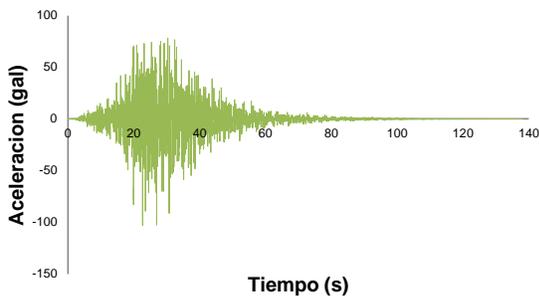


Figura 2.28 Registro P-R3-50-103.21 gal.

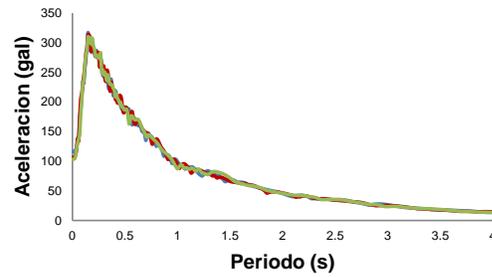


Figura 2.29 Espectros con un amortiguamiento del 5%.

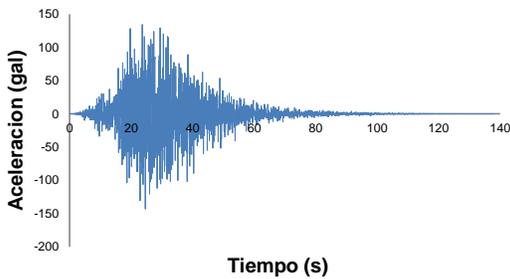


Figura 2.30 Registro P-R1-100-143.2 gal.

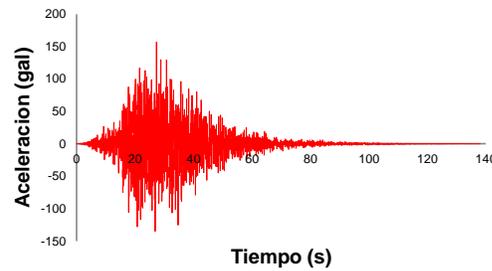


Figura 2.31 Registro P-R3-100-156.9 gal.

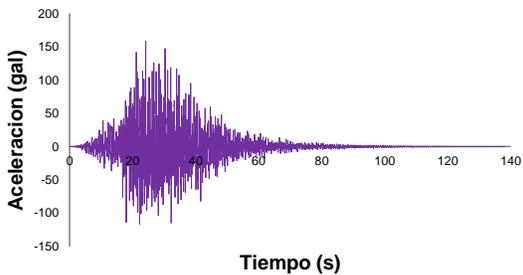


Figura 2.32 Registro P-R4-100-158.4 gal.

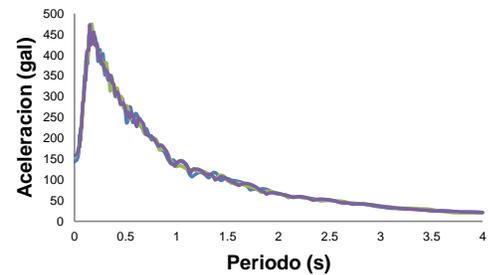


Figura 2.33 Espectros con un amortiguamiento del 5%.

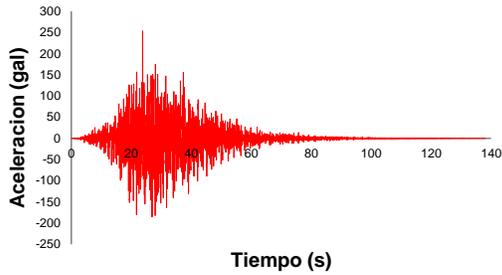


Figura 2.34 Registro P-R2-200-253.9 gal.

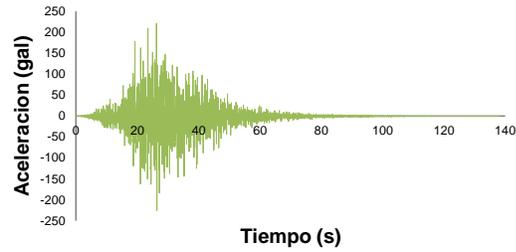


Figura 2.35 Registro P-R3-200-225.3 gal.

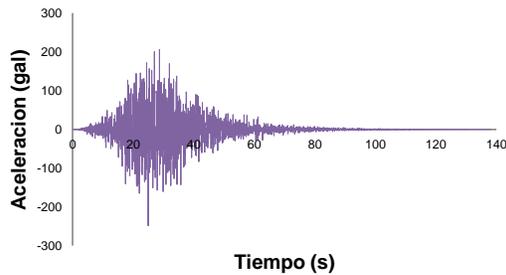


Figura 2.36 Registro P-R4-200-248.8 gal.

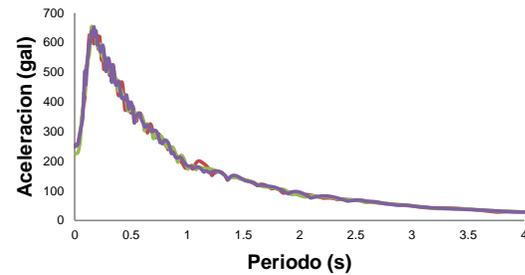


Figura 2.37 Espectros con un amortiguamiento del 5%.

## 2.11 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Las aceleraciones en los registros simulados que se obtuvieron en este trabajo se reflejan en la Tabla 2.11. Es de observarse que con el programa Prodisis(v 4.10) se obtienen registros con una aceleración menor en comparación con registros simulados con SeismoArtif (v 2016), además utilizando como semilla el registro Villita Corona Centro 5 se obtienen registros con una aceleración mucho mayor que tomando como semilla Caleta de Campos.

Se realizan simulaciones en Prodisis para periodos de retorno de 500 y 1,000 años con la intención de comparar hasta que periodo se tiene una igualdad con el programa SeismoArtif.

Tabla 2.11 Comparación de aceleraciones en registros simulados con los dos programas.

Periodo de Retorno (años)	Máxima aceleración espectral (gal).		
	SeismoArtif (v2016)		Prodisis (v 4.1) en gal (P)
	semilla Caleta de campos(A)	semilla Villita corona centro 5 (V)	
50	160.6	436.7	116.5
100	170.8	546.1	158.4
200	-	-	254.0
500	-	-	388.1
1000	-	-	484.4



## 2.12 REGISTROS SINTÉTICOS UTILIZADO EN ESTE TRABAJO

De los grupos de simulaciones realizadas con ambos programas se tomarán seis registros en total, los cuales se eligieron de la siguiente manera:

Registros simulados con el programa SeismoArtif donde se tomaron como semilla los registros Caleta de campos y Villita corona centro se eligen dos de cada semilla. Un registro para periodo de retorno de 50 años y otro para periodo de retorno de 100 años con un total de cuatro registros, uno para cada semilla y periodo de retorno utilizando los que contienen la mayor aceleración del conjunto de registros simulados.

Los registros simulados con Prodisis se eligen dos, uno para un periodo de retorno de 50 años y otro para un periodo de retorno de 100 años, utilizando los que contienen las máximas aceleraciones del conjunto de simulaciones realizadas Tabla 2.11.

La finalidad de realizar simulaciones para distintos periodos de retorno es estimar la respuesta de los puentes ante eventos sísmicos futuros con sistemas de aislamiento sísmico y sin ellos.

En la tabla 2.12 se muestran los registros simulados elegidos de los grupos de simulaciones realizadas con los SeismoArtif (v 2016) y Prodisis (v 4.1). En las figuras 2.38 a 2.43, se muestran los registros antes mencionados.

Tabla 2.12 Registros sísmicos sintéticos utilizados en este trabajo.

Simulación No.	Nombre	Periodo de retorno (años)	Longitud (s)	Aceleración máxima (gal)
2	P-R1-50-116.5	50	138.06	116.5
4	P-R4-100-158.4	100		158.4
3	A-R3-50-160.6	50	64.37	160.6
1	A-R1-100-170.8	100		170.8
2	V-R2-50-436.7	50	49.46	436.7
1	V-R1-100-546.1	100		546.1

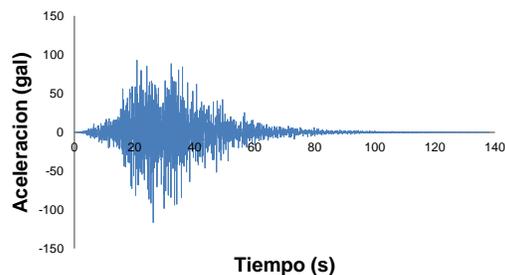


Figura 2.38 P-R1-50-116.5 gal.

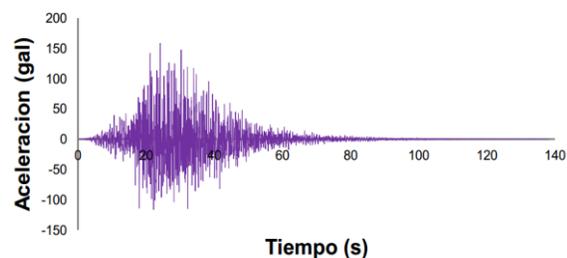


Figura 2.39 P-R4-100-158.4 gal.

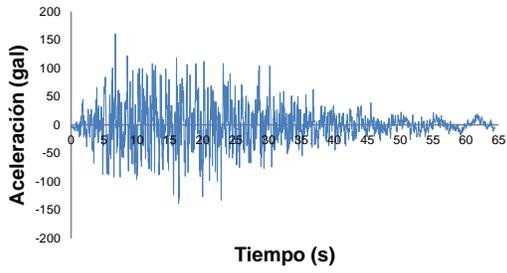


Figura 2.40 A-R2-50-160.6 gal.

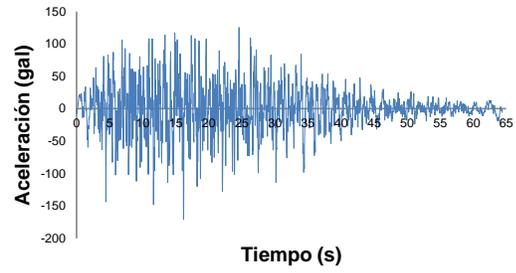


Figura 2.41 A-R1-100-170.8gal.

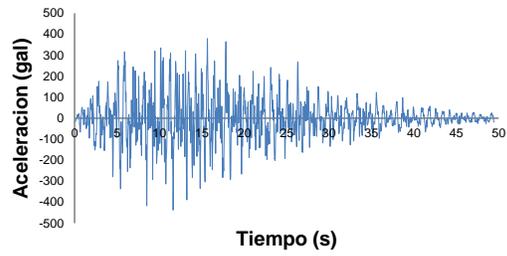


Figura 2.42 V-R1-50-436.7 gal.

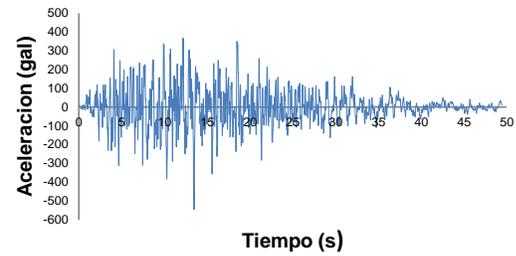


Figura 2.43 V-R2-100-546.1 gal.



# CAPÍTULO 3

## SISTEMAS DE CONTROL PARA LA PROTECCIÓN SÍSMICA

### 3.1 INTRODUCCIÓN

La inquietud de los ingenieros por asegurar la integridad de la misma después de un evento sísmico, ha desarrollado un notable avance en sistemas de control de vibraciones. En el que su principal función es disipar la energía introducida por el sismo por medio de fuerzas pasivas o activas contrarias a las fuerzas generadas por una acción externa. Con estos dispositivos es posible controlar el periodo de la estructura para evitar la resonancia y evitar que se concentre la mayor parte de la energía del sismo.

En México los dispositivos más utilizados en puentes son los de control pasivo entre los que se encuentran los de aislamiento de base, una de principales razones por la cual se tiene preferencia es su economía y bajo mantenimiento.

Las principales causas de falla por sismos que se tiene registro en puentes se mencionan a continuación:

- Intensidad de sismos superiores a los esperados por códigos de diseño.
- Licuación de arenas.
- Rotación y hundimiento en apoyos extremos (estribos, caballetes y/o cargadores).
- Falta de confinamiento adecuado y poca capacidad de rotación en las zonas de formación de articulaciones plásticas.
- Presencia de fallas geológicas activas cerca de las estructuras que dan origen a movimientos no previstos en el diseño.
- Baja capacidad para soportar fuerzas cortantes en los extremos de las columnas y nodos
- Distribución irregular de la rigidez de los elementos de la subestructura, que lleva a una concentración de la fuerza de inercia en pocos elementos y ocasionan movimientos de torsión
- Pérdida de conexión entre superestructura y subestructura, debido a longitudes de apoyo insuficientes, y a la baja capacidad de pernos y conectores.



### 3.2 SISTEMAS DE CONTROL PARA LA PROTECCIÓN SÍSMICA

Cuando se pretende reducir las fuerzas de inercia y los desplazamientos que son generados por las oscilaciones provocadas por los sismos generalmente se ha recurrido a la modificación principalmente de rigidez, masa o geometría de la estructura. Para el caso de un sismo severo se confía en la ductilidad del sistema y la capacidad de disipar la energía adicional.

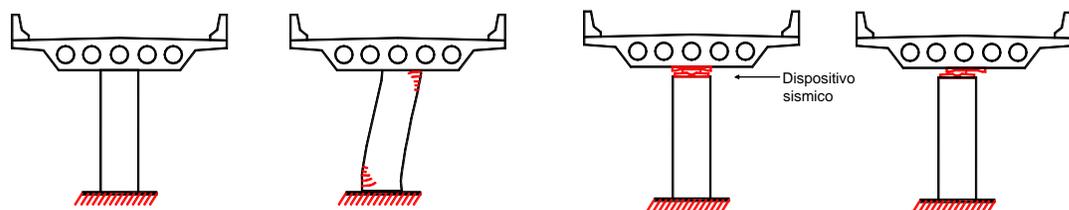
En los apoyos se tiene un especial cuidado en proporcionar a los claros una longitud de adecuada de asiento y realizar una revisión minuciosa de la resistencia de pernos y conectores. Los códigos de diseño se han orientado en mejorar las prácticas de construcción con el propósito de incrementar la capacidad de disipación de energía en elementos donde se concentra la demanda de ductilidad que normalmente ocurre en las pilas.

### 3.3 CONTROL PASIVO

El control pasivo es una estrategia que se han utilizado para controlar los desplazamientos y fuerzas de inercia que se generan en los puentes durante un sismo. Se basa como su nombre lo indica, en el control pasivo orientado a la reducción de las demandas sísmicas en la estructura y en mejorar la capacidad de disipar energía, más que en tratar de incrementar su capacidad resistente o deformación.

La aplicación de este criterio conduce a sistemas que se comportan en forma elástica durante sismos, lo que es contrario al diseño tradicional, en el que se pretende mejorarla capacidad de disipar energía de la estructura mediante el daño de los elementos que la forman. Representando una ventaja, al evitar el daño de los elementos que conforman el puente se consigue que la estructura mantenga su funcionalidad después de un sismo.

En la figura 3.1 se muestra la respuesta de una columna de un puente con y sin el sistema. En la figura 3.1a se muestra el efecto del sismo en donde generan grandes deformaciones y agrietamientos importantes en la pila, a las que se les exige una ductilidad para lograr disipar la energía introducida por el sismo sin que la columna tenga un colapso. En la figura 3.1b se muestra el caso de la columna de un puente con un sistema de aislamiento, con el que se logra reducir las fuerzas y deformaciones en la pila. La disipación de energía inelástica que se demanda durante un sismo se realiza por medio de la deformación histerética en los apoyos, en lugar de hacerlo a través del daño en las pilas del puente.



(a) Puente sin sistema de control pasivo.

(b) Puente con sistema de control pasivo.

Figura 3.1 Comparación de la respuesta sísmica para una columna de un puente.



En la tabla 3.1 se presentan los principales sistemas de control pasivo seguido por las siglas entre paréntesis, de su significado en inglés.

Tabla 3.1 Sistemas de control de vibraciones pasivos.

Aislamiento de base	Disipadores de energía	Amortiguadores resonantes
Apoyos laminados (RB)	Amortiguadores por plastificación de metales (MD)	Amortiguadores de masa (TMD)
Apoyos laminados de gran amortiguamiento (HDR)	Amortiguadores por fricción (FD)	Amortiguador de Líquido (TLD)
Apoyos laminados con corazón de plomo (LRB)	Amortiguadores visco elásticos (VE)	
Apoyos laminados con disipadores de energía	Amortiguadores de fluidos viscosos (VF)	
Apoyos deslizantes lubricados, con disipadores de energía (SB)	Amortiguadores por extrusión de plomo (LED)	
	Aleaciones con memoria de forma (SMA)	

### 3.3.1 SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE

Los sistemas de aislamiento de base incrementan el periodo fundamental de la estructura, con el objeto de alejarla de la zona del espectro de respuesta en las que se concentra la energía del sismo. Para evitar que los desplazamientos resulten excesivos y reducir aún más la respuesta de la estructura, estos dispositivos se combinan con algún tipo de amortiguador mecánico. Un ejemplo lo constituyen los apoyos con corazón de plomo (LRB) formados por apoyos laminados a los que se les inserta un elemento de plomo en perforaciones hechas previamente en el elastómero figura 3.2a. Otro ejemplo, cada vez más utilizado, es el empleo de neoprenos adicionando aditivos durante la fabricación con el propósito de aumentar el amortiguamiento intrínseco del material (HDR). El desarrollo de estos tipos de aisladores de base, parte del uso de los apoyos elastoméricos (RB) que son fabricados mediante la vulcanización de láminas de neopreno con placas delgadas de acero y que se utilizan en los puentes para permitir los movimientos horizontales del tablero producidos por la temperatura figura 3.2b.

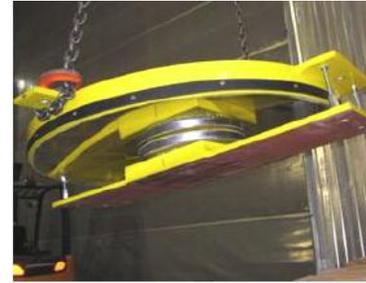
Otro grupo de aisladores lo forman los apoyos deslizantes formados por placas que disipan la energía por fricción. En algunos casos se les adicionan algún mecanismo para restituir la posición original de la estructura después de la deformación, o bien se hace uso de placas curvas que se aprovechan la gravedad para restaurar la posición original de la estructura, como en el péndulo de fricción (Friction Pendulum System, FPS) que se muestran en la figura 3.2c. Es común que en los apoyos deslizantes se les adicione algún dispositivo para disipar la energía adicional, generalmente un disipador de energía formado por algún metal o amortiguador hidráulico.



(a) Apoyos laminados con corazón de plomo (LRB)



(b) Apoyos laminados (RB)



(c) Apoyos de péndulo de fricción (FPS)

Figura 3.2 Dispositivos de aislamiento de base (Mageba).

### 3.3.2 DISIPADORES DE ENERGÍA

Los disipadores de energía transforman en calor la energía cinética que le introduce el sismo a la estructura. Cuando iniciaron los disipadores de energía fueron utilizados con el propósito de proporcionar amortiguamiento adicional a los sistemas de aislamiento de base generalmente de tipo metálico. Estos fueron desarrollados hasta el grado de emplearse como alternativa de los sistemas de aislamiento.

En general existen diferentes mecanismos para lograr la conversión de energía cinética, pero se pueden dividir en dos grupos principales: (1) forma histerética y (2) forma viscosa. Los amortiguadores histeréticos son fundamentalmente dependientes de los desplazamientos y disipan la energía mediante alguno de los siguientes conceptos: la plastificación de algún metal debido a deformaciones por flexión, torsión o cortante; la extrusión de algún metal, generalmente plomo o acero; o a través de fricción entre dos superficies deslizantes. En la figura 3.3 se muestra un amortiguador histerético de acero que trabajan por flexión de un elemento de sección variable en voladizo. Los amortiguadores viscosos son dependientes de la velocidad y en ocasiones también de la frecuencia; trabajan por medio de las deformaciones producidas por cortante entre capas de materiales viscoelásticos o por el flujo de fluidos viscosos.

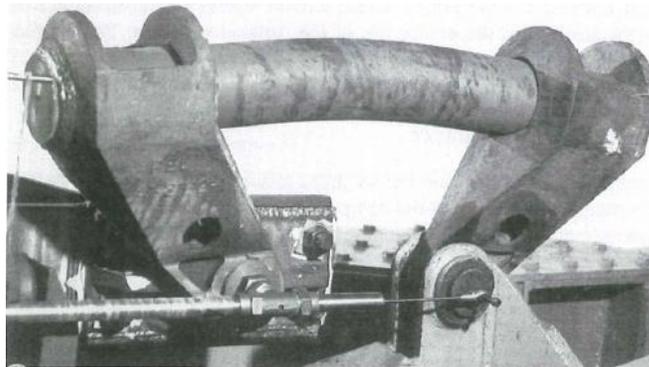


Figura 3.3 Dispositivos acero (*Skinner, et al., 1993*).



### 3.3.3 AMORTIGUADORES RESONANTES

Este tipo de amortiguadores de masa consisten en la integración de una masa secundaria con rigidez y amortiguamiento que entran en sintonía con el periodo fundamental de la estructura incrementando su amortiguamiento. Existen amortiguadores de masa (TMD), en los que un bloque sólido de metal o de concreto actúa como masa secundaria. En este sistema es necesario considerar resortes y amortiguadores adicionales, para conectar la masa secundaria a la estructura que se pretende se proteja.

También se ha propuesto hacer la sustitución del bloque sólido que constituye la masa secundaria, por un tanque con un líquido (TLD), que cumple los mismos propósitos que la masa secundaria. Los amortiguadores de líquido proporcionan amortiguamiento adicional al interactuar el fluido con los bordes del recipiente que lo contiene, y el mecanismo de restitución del sistema a su posición original que se genera por medio de la sección de la gravedad.

Este grupo de amortiguadores puede ser visto como un subconjunto de los disipadores de energía, pero también se le clasifica en forma independiente por que el mecanismo de disipación de energía es distinto, ya que transfieren la energía cinética mediante su distribución entre distintos modos de vibración.

### 3.4 CONTROL ACTIVO

En el desarrollo de sistemas de control de vibraciones se da origen a nuevos sistemas de control que disipan la energía cinética mediante la aplicación de fuerzas activas, contraria a la generada por la acción externa. Los sistemas activos consisten en una fuente de potencia externa que aplica fuerzas a la estructura mediante una serie de actuadores. La respuesta del sistema se mide con sensores físicos de tipo óptico, mecánico, eléctrico o químico entre otros, que se encargan de enviar las señales a un ordenador, que manda a su vez las señales a los actuadores mediante un algoritmo de control.

El control activo presenta ventajas en comparación con los sistemas pasivos, esto ha motivado su creciente desarrollo tecnológico en los últimos años. Entre estas ventajas se encuentran:

- a) Mayor efectividad en el control de vibraciones de la estructura, limitada únicamente por la capacidad del sistema de control.
- b) Son relativamente insensibles a las condiciones del terreno y a las características dinámicas del movimiento.
- c) Son útiles para mitigación de diferentes tipos de riesgo, como pueden ser sismos y vientos extremos.
- d) Permiten seleccionar el tipo de acciones sobre las que orientan la producción de la estructura, por ejemplo, durante condiciones de servicio se puede dar preferencia al control del confort humano sobre otros aspectos del movimiento estructural e incrementar la seguridad durante acciones dinámicas severas.



Entre los inconvenientes de la aplicación de estos sistemas es la necesidad de una fuente de potencia externa. Por tal motivo, se han propuesto sistemas híbridos que utilizan un control activo como complemento de un control pasivo para mejorar el comportamiento de la estructura. El control híbrido puede eliminar algunas de las limitaciones de los otros dos sistemas cuando actúan aisladamente, dando por resultado una mejor alternativa de control. Otra opción consiste en el uso de sistemas semiactivos en los que los actuadores no están diseñados para producir un movimiento en la estructura en sentido opuesto tal que le produce la excitación, si no que intentan simplemente detenerla.

La característica más atractiva de estos sistemas es que los requerimientos de energía externa son considerablemente menores que los necesarios en los sistemas activos. Muchos pueden operar con una batería, lo cual es vital durante eventos sísmicos en los que la fuente de poder principal de la estructura puede fallar. Con estos sistemas se tiene la posibilidad de reducir efectivamente la respuesta durante un amplio arreglo de condiciones de carga dinámica. Los sistemas activos, semiactivos e híbridos, se han aplicado principalmente en puentes de grandes claros, en los que la relación costo beneficio puede hacerlos atractivos.

El control activo es un área relativamente reciente, no obstante se observa un desarrollo consistente en la investigación y aplicación de estos sistemas, al grado de que se cuentan por decenas las aplicaciones en edificios y puentes en el Japón. Sin embargo, todavía existen muchas barreras y retos que resolver en el campo del control estructural para poder considerarlo como un área madura en el desarrollo teórico, tecnológico y de aplicación. Algunos aspectos que deben fortalecer son:

- El diseño de actuadores para el caso de sismos fuertes.
- Reducción del costo de implementación y mantenimiento.
- Eliminación de fuentes inherentes a la fuente externa.
- Aumento de la confianza y robustez del sistema.
- Aceptación de la comunidad.

### **3.4.1 APLICACIÓN DE SISTEMAS DE AISLADORES DE BASE EN PUENTES**

Los sistemas de control pasivo representan una ventaja en comparación con los sistemas activo: su aplicabilidad a diferentes condiciones de riesgo en una misma estructura, por ejemplo, para la protección ante los efectos de viento y sismos; mayor efectividad en el control de la respuesta, limitada únicamente por la capacidad del sistema de control; independencia con respecto a las condiciones de sitio y de las características del movimiento; selectividad de los objetivos de control, como por ejemplo, dar prioridad al control de aceleraciones para el confort humano durante condiciones de servicio e incrementar la seguridad en la estructura durante condiciones de carga dinámica severa a pesar de las ventajas que ofrecen los sistemas de control activo, existen algunos inconvenientes que han retrasado su desarrollo teórico y tecnológico y como consecuencia la aplicación en estructuras reales. Entre las principales desventajas es la fiabilidad del sistema de control otro de los inconvenientes es su elevado costo que limita su utilización en estructuras de grandes dimensiones en la que la relación costo beneficio puede hacerlos atractivos.



Los aisladores de base y disipadores de energía se han utilizado con éxito en puentes de claros grandes, medianos y pequeños. Además de su empleo en combinación con sistemas activos para constituir sistemas híbridos que han sido incorporados con mayor frecuencia que los sistemas semiactivos o totalmente activos. El mayor número de aplicaciones de los sistemas de control pasivo es debido en parte a que su desarrollo se ha iniciado antes que el de los sistemas activos pero también a que ofrecen las siguientes ventajas:

- Son más económicos
- No requieren el uso de una fuente de energía externa
- Son inherentes estables
- Altamente confiable y efectivos durante sismos fuertes

En la actualidad el diseño de un sistema de control pasivo se inicia con una etapa de prediseño en la que se emplean valores típicos de las propiedades mecánicas de los dispositivos que se pretende utilizar para estimar los valores máximos de la respuesta del dispositivo de control y los del sistema (estructura – dispositivo). Con base en estos resultados se diseña el sistema de control y se solicita al proveedor las características reales del dispositivo que se instalará en el puente.

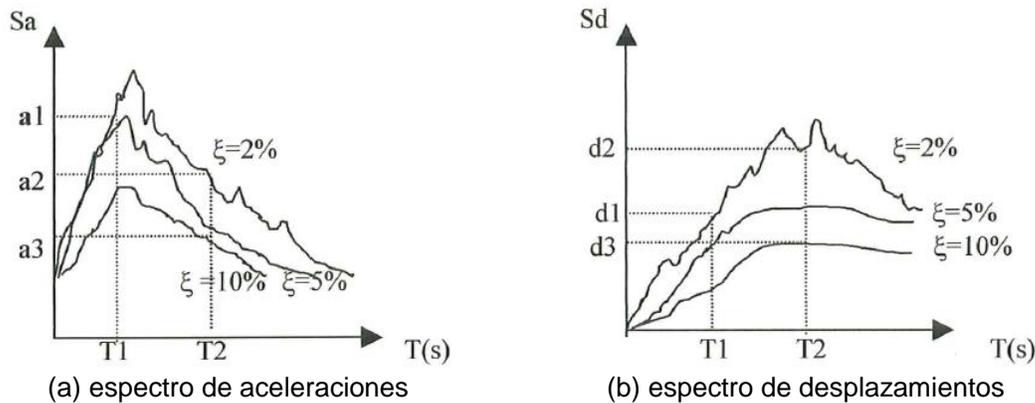
A partir de los resultados de los ensayos del elemento que se pretende utilizar, se verifica si es necesario modificar los parámetros empleados en el prediseño para realizar el diseño definitivo.

### 3.5 PRINCIPIOS BASICOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO

El aislamiento sísmico básicamente consiste en apoyar la estructura sobre una base suficientemente flexible que filtra las frecuencias altas del movimiento y alarga el periodo natural de vibración de la estructura. Si además el aislador está equipado con un disipador de energía como es el caso de los apoyos laminados con un elemento de plomo en el centro (LRB) la mayor parte de la energía se disipa en el elemento aislador-disipador en vez de hacerlo a través del daño estructural de los elementos que constituyen la estructura lo que incrementa la eficiencia del sistema.

Para espectros de respuesta que tengan periodos dominantes menores que un segundo, el incremento del período que se obtiene con un aislador de base resulta altamente benéfico como se muestra esquemáticamente en la figura 3.4a donde se observa que la aceleración ( $a_1$ ), para la estructura sin aislar, reduce el valor ( $a_2$ ) correspondiente a la misma estructura con aisladores.

Debe tenerse en cuenta que esta disminución conlleva un aumento en los desplazamientos del sistema, como se observa en la figura 3.4b, en la que el desplazamiento de la estructura aislada ( $d_2$ ) es mayor que el de la estructura sin aisladores ( $d_1$ ).



(a) espectro de aceleraciones

(b) espectro de desplazamientos

(1) Estructura sin aislar (2) Estructura con aislador (3) Estructura con aislador - disipador  
Figura 3.4 Respuesta sistema s/aisladores c/aisladores y con un sistema aislador-disipador.

El uso combinado de un aislador con un disipador de energía mejora los resultados anteriores. En la misma figura se observa que la aceleración se reduce al valor  $a_3$ , si el amortiguamiento viscoso equivalente se incrementa del 2 al 10%, los desplazamientos ( $d_3$ ), pueden incluso resultar menores que los correspondientes a la estructura sin aisladores.

Debe tenerse en cuenta que el aislamiento de base incrementa artificialmente el periodo de la estructura a valores aproximados a los dos segundos. Lo cual resulta un inconveniente si el espectro sísmico tiene una cantidad significativa de energía para esos valores de periodo, tal y como sucede en depósitos profundos de suelo arcilloso con altos contenidos de agua, en los que la múltiples reflexiones y refracciones de las ondas a través de los diferentes estratos de suelo concentra la energía en las frecuencias bajas del movimiento, como en el caso de la ciudad de México. Una alternativa inmediata para estos casos, es el incremento del periodo de la estructura hasta 3 ó 4 s, aumentando la flexibilidad de la base, sin embargo, esto favorece la aparición de grandes desplazamientos que seguramente serían inaceptables. Otra situación en la que puede resultar impráctico el uso de aisladores de base, es en el caso de estructuras ubicadas cerca de fallas potenciales, donde los registros instrumentales muestran la existencia de pulsos de velocidad muy grandes.

La mayor parte de los aisladores de base que se emplean en la actualidad incorporan los apoyos laminados elastoméricos, en los que el elastómero puede ser de hule natural o neopreno; la otra gran variante la constituyen los apoyos deslizantes en los que la superficie de deslizamiento es en muchos casos de teflón y/o acero inoxidable. Algunos sistemas combinan los apoyos deslizantes con los elastómeros.

Para realizar una elección del tipo de dispositivo adecuado debe incluir una cuidadosa consideración de una serie puntos a cubrir los cuales se mencionan a continuación:

- La carga axial a transportar (los sistemas correderos generalmente tienen mayor capacidad que los dispositivos elastoméricos para cargas axiales).
- Avances disponibles (los aisladores con relaciones de amortiguación más altas, como los neoprenos con núcleo de plomo, tienen demandas de desplazamiento más pequeñas).



- Espacio disponible (los sistemas deslizantes generalmente tienen perfiles más bajos que los dispositivos elastoméricos que pueden ser importantes en las situaciones de adaptación).
- Las cargas de servicio para ser resistido y movimientos ambientales para ser acomodados (viento, frenado del vehículo, expansión térmica, fluencia, encogimiento).
- Confiabilidad (estabilidad de propiedades bajo condiciones de campo adversas durante largos períodos de tiempo).

El sistema de aislamiento debe proporcionar flexibilidad horizontal, una fuerza de recuperación, capacidad de carga vertical y disipación de energía. En el caso más sencillo, este sistema de aislamiento tiene una rigidez lineal y un amortiguamiento lineal, en algunos casos la respuesta de un dispositivo puede no ser lineal, pero puede representarse razonablemente bien con un modelo bilineal con lo que se simplifica su tratamiento práctico. También existen dispositivos no lineales que requieren modelos más complejos para poderlos representar adecuadamente.

En la tabla 3.2 Se presenta en forma simplificada las características de linealidad de los sistemas de aislamiento más comunes. El único dispositivo que tiene una rigidez y amortiguamiento lineales es el apoyo RB, sin embargo, y a pesar de la experiencia adquirida en su empleo como apoyo para permitir los desplazamientos debidos a la temperatura y reología en el diseño de puente, su nivel de amortiguamiento es muy bajo (5%), lo que limita su eficiencia para el control de la respuesta de una estructura durante un sismo. Las propuestas que se han realizado para mejorar la capacidad de disipación de energía de estos apoyos, algunos de ellas con gran aceptación en la práctica, como los apoyos LRB o HDR, no han logrado producir un sistema totalmente lineal.

En los apoyos tipo péndulo es necesario adicionar un elemento disipador de energía; si se consigue incorporar un amortiguador lineal en este tipo de apoyos, se consigue un sistema completamente lineal.

Tabla 3.2 Características de comportamiento de sistemas de aislamiento más comunes en puentes (*Skinner, et al., 1993*).

Sistema de Aislamiento	Fuerza	Amortiguamiento
Apoyo laminado (RB)	Lineal	Lineal
Apoyo laminado con núcleo de plomo (LRB)	No Lineal	No Lineal
Apoyo de hule de alto amortiguamiento (HDR)	No Lineal	No Lineal
Amortiguador por extrusión de plomo (LED)	-	No Lineal
Péndulo de fricción	Lineal	Depende del disipador
Amortiguadores metálicos (MD)	No Lineal	No Lineal

El amortiguamiento lineal de tipo viscoso tiene como inconveniente su alta independencia de la temperatura, el nivel de mantenimiento que requieren y la dificultad de obtenerlos en un tamaño apropiado.



Algunos disipadores pueden ser dependientes de la amplitud y de la historia de carga, por ejemplo, los hules de alto amortiguamiento (HDR) dependen del número de ciclos que ha experimentado el sistema, además de su dependencia con la amplitud de las oscilaciones.

Con respecto al análisis de una estructura con aisladores, el caso más simple lo constituye el modelo lineal, cuyos ciclos histeréticos se muestran en la figura 3.5a la rigidez de cortante del sistema es una constante que puede representarse como una rigidez efectiva, igual a la rigidez secante; el amortiguamiento se describe mediante otra constante y es dependiente de la velocidad (amortiguamiento viscoso). La rigidez efectiva ( $K_{ef}$ ), el periodo ( $T$ ) y el factor de amortiguamiento ( $\xi$ ) para el modelo lineal son:

$$K_{ef} = \frac{V_u}{x_u} \quad (3.1)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{ef}}} \quad (3.2)$$

$$\xi = \frac{cT}{4\pi m} \quad (3.3)$$

dónde:  $V_u$  es la fuerza cortante última,  $x_u$  el desplazamiento de la estructura,  $m$  la masa total de la estructura y  $c$  el coeficiente de amortiguamiento viscoso.

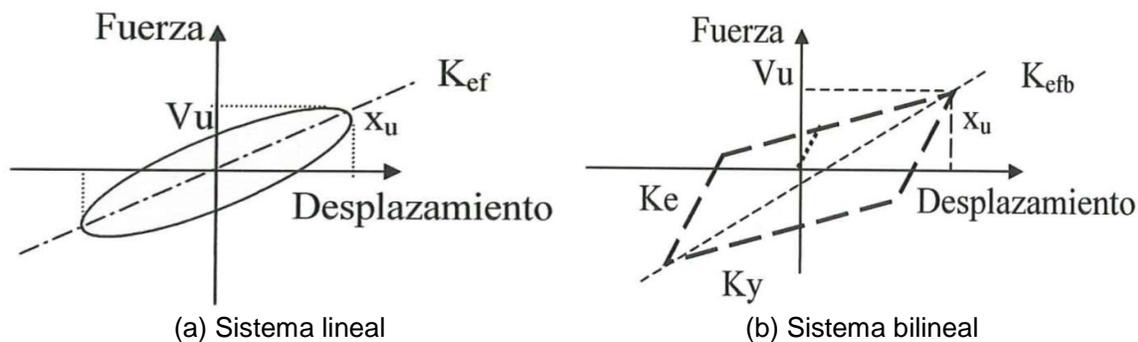


Figura 3.5 Diagrama fuerza cortante-desplazamiento que muestran los ciclos histeréticos y la rigidez efectiva.

El caso más común de no linealidad se debe a la dependencia de las propiedades del sistema con la amplitud. En el caso del sistema bilineal se distinguen dos rigideces que dependen del valor del desplazamiento: la inicial o elástica ( $K_e$ ), y la inelástica o posterior a la fluencia ( $K_y$ ); sin embargo, para fines prácticos, se definen parámetros efectivos a partir de la rigidez ( $K_{ef}$ ), del sistema bilineal que se ilustra en la Figura 3.5b.



$$K_{efb} = \frac{V_u}{x_u} \quad (3.4)$$

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{efb}}} \quad (3.5)$$

En la expresión anterior,  $T_b$  representa el periodo del sistema bilineal.

En este caso el amortiguamiento también es dependiente de la amplitud de los desplazamientos, y de gran medida hysteréticos, es decir dependiente del área de los ciclos de histéresis, por tanto de la amplitud máxima  $x_u$ . El amortiguamiento viscoso equivalente del sistema bilineal  $\xi_b$ , se obtiene a partir de la contribución del amortiguamiento hysterético del aislador  $\xi_h$  más el amortiguamiento viscoso que pudiera tener el sistema  $\xi$ . En general, el amortiguamiento equivalente en un aislador bilineal procede de la disipación hysteretica de energía más que del amortiguamiento viscoso. Ambas contribuciones pueden determinarse mediante las siguientes expresiones:

$$\xi_h = \frac{A_h}{2\pi x_u V_u} \quad (3.6)$$

$$\xi = \frac{cT_b}{4\pi m} \quad (3.7)$$

Por lo tanto el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema bilineal es:

$$\xi_b = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{A_h}{V_u x_u} + \frac{cT_b}{2m} \right) \quad (3.8)$$

Dónde:  $A_h$  es el área de un ciclo de histéresis.

Para determinar la eficiencia de un aislador no lineal, Skinner et al., (1993), define un factor de no linealidad (NL), que en caso de un aislador bilineal es equivalente a la relación del área del ciclo de histéresis  $A_h$  respecto a la de un rectángulo ( $4V_u x_u$ ):

$$NL = \frac{A_h}{4V_u x_u} \quad (3.9)$$

A partir de esta definición se observa que el factor de amortiguamiento hysterético para un sistema bilineal es proporcional al factor  $NL$ :



$$\xi_h = \frac{2NL}{\pi} \quad (3.10)$$

### 3.6 AISLADORES ELASTOMERICOS (RB)

Este tipo de apoyos son los más utilizados en puentes en México los cuales tienen una gran capacidad de carga axial con una compresión mínima, permite la expansión y contracción, además de una rigidez lateral reducida, estas características los vuelve muy atractivos para ser usados como aisladores sísmicos.

El elastómero proporciona la fuerza de recuperación necesaria para regresar a su estado inicial a un después de grandes desplazamientos.

La composición de los apoyos laminados es principalmente el neopreno vulcanizado con placas delgadas de acero estructural, los cuales han sido utilizados en puentes con mucho éxito en los últimos treinta años, por lo que su adaptación para el aislamiento sísmico es conceptualmente sencillo, aunque en la práctica requiere de un diseño especializado y una manufactura sofisticada.

Los apoyos elastoméricos son los dispositivos de control de estructuras más estudiados hasta la fecha. Las propiedades mecánicas que se utilizan para su diseño se derivan de criterios elásticos que han sido verificados mediante pruebas de laboratorio y de análisis con elementos finitos.

Rigidez horizontal: Dado que la idea fundamental al emplear un aislador de base es alejar a la estructura de las frecuencias en las que se concentra la energía del sismo, es de particular importancia en el diseño la relación existente entre la capacidad de carga vertical del apoyo y su rigidez horizontal, ya que ésta relación determina el máximo valor para el periodo de la estructura aislada. De acuerdo con lo anterior, la prioridad mecánica más importante en un aislador de base es su rigidez horizontal  $K_H$ , la cual se puede evaluar al considerar que un apoyo laminado puede aproximarse como una viga de cortante, dado que las placas de acero impiden las deformaciones por flexión, pero no restringen las deformaciones por cortante. A partir de esta aproximación, la rigidez horizontal puede determinarse con:

$$K_H = \frac{GA}{h_r} \quad (3.11)$$

Dónde:  $G$  es el módulo de cortante del elastómero,  $A$  es el área de la sección transversal  $h_r$  es el espesor total del caucho.



Desplazamiento lateral: Otro parámetro de importancia en el diseño del apoyo es el desplazamiento horizontal máximo que puede experimentar el dispositivo ( $\delta_{m\acute{a}x}$ ). Éste desplazamiento se determina a partir de la deformación máxima por cortante ( $\gamma_{m\acute{a}x}$ ) producida por las fuerzas laterales, conforme con la siguiente relación:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \gamma_{m\acute{a}x} h_r \quad (3.12)$$

Si el desplazamiento horizontal estimado es mayor que  $\delta_{m\acute{a}x}$ , se puede aumentar el espesor del apoyo  $h_r$ , o incrementar la deformación máxima por cortante  $\gamma_{m\acute{a}x}$ , lo que se consigue al reducir la distorsión que produce la carga vertical aplicada sobre el apoyo  $\gamma_w$ , la cual está determinada por:

$$\gamma_w = \frac{W}{A'GS} \quad (3.13)$$

Dónde:  $W$  es la carga vertical sobre el apoyo,  $A'$  es el área de traslape entre la superficie inferior y superior del apoyo figura 3.7,  $S$  es el factor de forma del apoyo, que se define según la siguiente expresión:

$$S = \frac{\text{área cargada del neopreno}}{\text{área libre del neopreno}} \quad (3.14)$$

Otra alternativa para incrementar los desplazamientos laterales que se pueden adquirir en el apoyo es introduciendo placas estabilizadoras como se muestra en la figura 3.6 (Priestley, et al., 1996), y modificándolo en forma apropiada las expresiones anteriores.

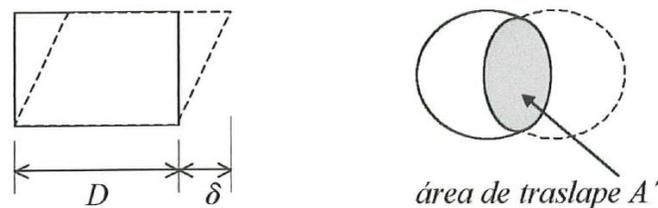


Figura 3.6 Apoyo elastomérico circular con desplazamiento lateral y área de traslape  $A'$  (Priestley, et al, 1996).



Figura 3.7 Deformación lateral de un apoyo laminado estándar y de un apoyo segmentado (Priestley, et al, 1996).



Los apoyos laminados son susceptibles de sufrir inestabilidad por pandeo de forma semejante a una columna ordinaria, pero originada en este caso por la baja rigidez lateral del elemento. Haciendo algunas modificaciones a la teoría de pandeo de columnas (Naeim y Kelly, 1999), se llega a la siguiente expresión para determinar la carga crítica de pandeo ( $P_{cr}$ ) del apoyo:

$$P_{cr} = \frac{GASr\pi\sqrt{2}}{h_r} \quad (3.15)$$

En la expresión anterior  $r$  es el radio de giro de la sección transversal del apoyo, igual a 0.29 para un apoyo rectangular y 0.25 para un apoyo circular. En la figura 3.8 se puede obtener la carga crítica si se cuenta con los valores de  $GS$  y de  $Aa/hr$ , donde  $a$  es la dimensión o diámetro del apoyo en la dirección de interés; y los demás parámetros ya han sido definidos.

Para un caso típico,  $GS = 10$  MPa y  $Aa/hr = 1$  m<sup>2</sup>, se observa que  $P_{cr} = 13$  E+06 N. En general no existe problemas de pandeo en un apoyo laminado, sin embargo, cuando la carga vertical que recibe el apoyo es una fracción significativa de su carga crítica de pandeo ( $P_{cr}$ ), la rigidez horizontal se reduce considerablemente, de acuerdo con la siguiente expresión derivada de un análisis elástico lineal:

$$K_H = \frac{GA}{h_r} \left[ 1 - \left( \frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right] \quad (3.16)$$

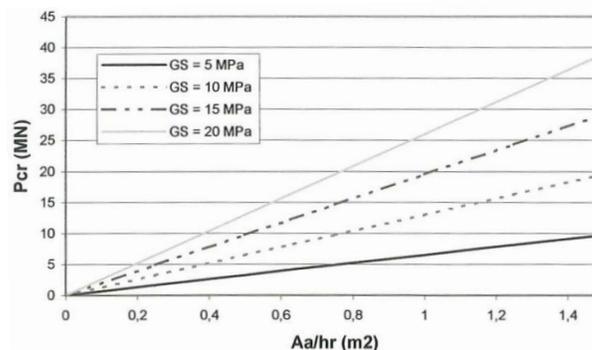


Figura 3.8 Carga crítica de pandeo de un apoyo laminado.

En la figura 3.8 se muestra la variación de la rigidez horizontal con el nivel de carga vertical aplicado. Como puede observarse, para valores de  $P < 0.3 P_{cr}$ , el error que se comete al despreciar el efecto de la carga vertical sobre la rigidez horizontal es menor al 10%.

Dado que los aisladores pueden estar sujetos a cargas verticales elevadas y desplazamientos laterales importantes, la estabilidad de los dispositivos es un motivo de preocupación cuyas consecuencias han dado origen a propuestas conservadoras en los códigos, que se ven reflejadas en el costo de los dispositivos y del proyecto de un puente aislado.



La expresión común para determinar la capacidad de carga de éstos apoyos, basada en el área de traslape ( $A'$ ) entre las capas superior e inferior del neopreno Figura 3.6, conduce a valores nulos para desplazamientos iguales al ancho o diámetro ( $\delta = D$ ) en la Figura 3.6. Sin embargo, los resultados de pruebas sobre la estabilidad vertical de los apoyos (Buckle *et al.*, 2002 y Nagarajaiah y Ferrell., 1999), demuestran que puede existir una capacidad importante para este nivel de desplazamiento. A partir de los resultados que se presentan estos autores se concluye que la carga crítica es función del factor de forma ( $S$ ), pero principalmente del espesor de las capas de neopreno ( $t_i$ ). En la Figura 3.10 se muestra en forma aproximada la relación entre la carga crítica ( $P_{cr}$ ) normalizada con respecto a la carga crítica cuando el desplazamiento tangencial es cero ( $P_{cro}$ ) y el espesor de cada una de las capas de neopreno, cuando el desplazamiento de carga remanente significa para  $\delta = D$ , que puede ser superior al 30% de  $P_{cro}$  para valores de  $t_i \geq 1.27\text{cm}$ .

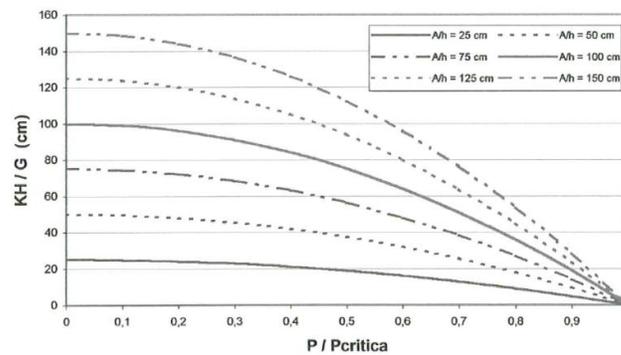


Figura 3.9 Variación de la rigidez horizontal de un apoyo laminado con el nivel de carga vertical.

En la tabla 3.2 se muestra los resultados de las cargas críticas para  $\delta = D$ , que presentan Buckle *et al.*, (2002) para diferentes valores del espesor del neopreno y del factor de forma. Se observa que el espesor del neopreno es variable, de mayor importancia en el valor de la carga y que el factor de forma tiene una influencia menos significativa.

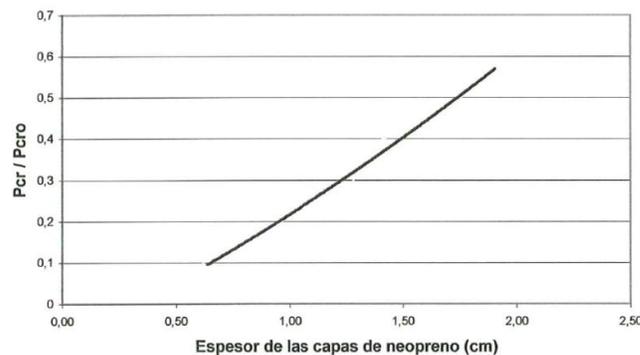


Figura 3.10 Relación aproximada entre la carga crítica y el espesor de las capas de neopreno para un desplazamiento tangencial igual al ancho del apoyo.



El periodo del apoyo  $T_b$  se obtiene a partir de la capacidad de carga vertical y de la rigidez horizontal del aislador. Para un área determinada del apoyo, su capacidad de carga se incrementa al reducir el espesor de cada una de las capas de neopreno mientras que la resistencia horizontal se reduce al incrementar el espesor total del apoyo. La expresión para determinar el periodo es:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{S h_r \gamma_w A'}{Ag}} \quad (3.17)$$

Dónde:  $g$  es representa la aceleración de la gravedad. Evidentemente el periodo de vibración del puente aislado debe tomar en cuenta no sólo la rigidez del aislador sino también la contribución debida a la rigidez de la pila y su cimentación.

Tabla 3.2 Carga crítica para desplazamientos tangenciales iguales al ancho del apoyo.

No de serie	Factor de forma (S)	Espesor de neopreno (cm)	$P_{cr}/P_{cro}$
100	1.67	1.91	0.59
200	3.33	1.91	0.55
300	2.50	1.27	0.35
400	5.00	1.27	0.28
500	5.00	0.64	0.12
600	10.00	0.64	0.07

Otro aspecto importante en el diseño es la determinación de la frecuencia vertical del sistema aislado, sobre todo en el caso de que existan fallas activas cercanas al emplazamiento del puente, debido a los grandes pulsos verticales que se producen. La amplificación del movimiento vertical puede dar origen a pérdida del apoyo del tablero, a la aparición de fuerzas de tracción en los apoyos y a variación de la carga vertical. De ahí la importancia de conocer la rigidez vertical del apoyo para el nivel de carga vertical de diseño.

La rigidez vertical  $K_v$  se estima con la expresión:

$$K_v = \frac{Ec A}{h_r} \quad (3.18)$$

En este caso ( $A$ ) se toma como el área de las placas de acero que se encuentran vulcanizadas dentro del elastómero y ( $Ec$ ) es el módulo de elasticidad que se obtiene a partir del factor de forma ( $S$ ) de acuerdo con la geometría del apoyo:

- Para un apoyo cuadrado de lado  $a$  y espesor  $h$ , el módulo de elasticidad  $Ec$  es:

$$Ec = 6.73GS^2 = 6.73G \frac{a^2}{16h^2} \quad (3.19)$$



- Para un apoyo circular de radio  $r$ , y espesor  $h$ , el módulo de elasticidad  $E_c$  es:

$$E_c = 6GS^2 = 6G \frac{r^2}{4h^2} \quad (3.20)$$

- En aquellos casos en que el apoyo tenga agujeros centrales sin rellenar (apoyo anular), el módulo de elasticidad para un apoyo con radio exterior  $b$  y radio interior  $a$ , es:

$$E_c = \lambda GS^2 \quad (3.21)$$

Dónde:

$$\lambda = 6 \frac{[b^2 + a^2 - (b^2 - a^2) / (\ln(b/a))]}{(b-a)^2} \quad (3.22)$$

Si  $a/b$  se aproxima a cero, el valor de  $\lambda$  se aproxima a 6; por lo tanto,  $E_c = 6GS^2$  que es el valor que corresponde a un apoyo circular. Si  $a/b$  se aproxima a 1, el valor de  $\lambda$  se aproxima a 4, lo que conduce a  $E_c = 4GS^2$ , que corresponde a una franja infinita de ancho  $2b$ . En la figura 3.11 se observa la forma en que se modifica el valor de lambda para distintos valores de la relación  $a/b$ . Para valores de  $a/b > 0.1$ ,  $\lambda$  está muy próximo a 4, lo que indica que la presencia de un pequeño orificio en el apoyo tiene un efecto importante en el valor de  $E_c$ , por lo que en la mayor parte de los casos de apoyos anulares es suficientemente preciso considerar que  $E_c = 4GS^2$ .

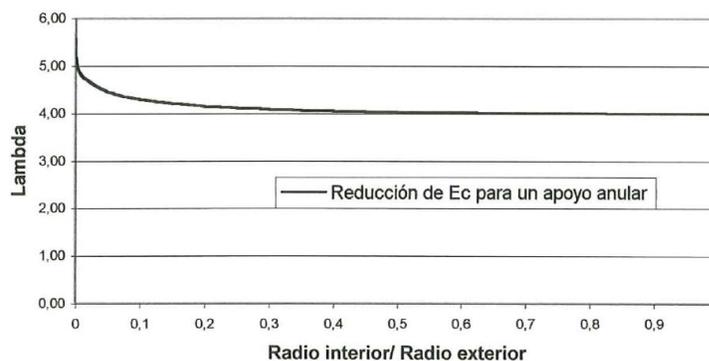


Figura 3.11 Reducción del módulo de compresión de un apoyo de hule anular.

Para fines de diseño también es necesario determinar la deformación máxima por cortante que se desarrolla en los extremos del apoyo ( $\gamma_c$ ) como resultado de la restricción que ofrecen las placas de acero al someter el dispositivo a compresión.

$$\gamma_c = 6S \varepsilon_c \quad (3.23)$$



Dónde:  $\varepsilon_c$  es la deformación nominal a compresión que se determina a partir del desplazamiento vertical  $\Delta$ .

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta}{h_r} \quad (3.24)$$

Pero no sólo la deformación máxima por cortante es de interés en el diseño, también es necesario estimar la deformación promedio ( $\gamma_{prom}$ ). Para ello debe reconocerse que el módulo de cortante  $G$  es dependiente del nivel de deformación, y que la deformación por cortante no es uniforme en el volumen del apoyo cuando éste se encuentra sujeto a compresión. Por tal motivo el valor del módulo que se emplea para determinar la deformación promedio se basa en consideraciones de la energía almacenada elásticamente en el apoyo. La deformación cortante promedio ( $\gamma_{prom}$ ) calculada en esta forma es (Naeim y Kelly., 1999):

$$\gamma_{prom} = s \varepsilon_c \sqrt{6} \quad (3.25)$$

Para determinar la rigidez vertical del apoyo es necesario un procedimiento iterativo para conocer el valor adecuado de  $G$ . El procedimiento es el siguiente:

- a) Se supone un valor inicial  $G$
- b) Se obtiene la rigidez vertical del apoyo  $K_v$
- c) Se determina el valor del desplazamiento vertical  $\Delta$
- d) A partir de la deformación nominal en compresión  $\varepsilon_c$ , se estima la deformación promedio por cortante  $\gamma_{prom}$
- e) Se repite el procedimiento con un nuevo valor de  $G$  hasta que se obtiene un valor lo suficientemente aproximado.

En general no se requieren más que unas cuantas iteraciones para lograr un valor suficientemente preciso. Una vez aceptado el valor de  $G$  se determina la rigidez vertical del apoyo  $K_v$ .

Por analogía con la teoría de vigas se puede obtener la rigidez a flexión en términos de  $EI$ , para un giro relativo ( $\alpha$ ) entre la placa superior e inferior del apoyo:

$$M = (EI)_{efe} \frac{\alpha}{h} \quad (3.26)$$

Para apoyos circulares y cuadrados

$$(EI)_{efe} = Ec (I / 3) \quad (3.27)$$

Para apoyos anulares



$$(EI)_{efe} = 2GIS^2 \frac{(b+a)^2}{b^2 - a^2} \quad (3.28)$$

Las tensiones cortantes derivadas de la flexión ( $\gamma_b$ ) se obtienen a partir de la deformación por compresión en el borde debida a la flexión ( $\varepsilon_b$ ):

$$\gamma_b = 6S \varepsilon_b \quad (3.29)$$

y

$$\varepsilon_b = R(\alpha / h) \quad (3.30)$$

La deformación cortante promedio de acuerdo con la energía promedio almacenada por cortante es:

$$\gamma_b^{prom} = \frac{\sqrt{2}}{4} S \varepsilon_b \quad (3.31)$$

Cuando el factor de forma del apoyo  $S$  es muy grande, el efecto de compresibilidad del neopreno empieza a tener una influencia significativa en la rigidez vertical del apoyo. El valor de  $E_c$  se puede aproximar mediante el módulo volumétrico del material ( $K$ ) y el módulo correspondiente al caso en que se asume incompresibilidad del material ( $E'c$ ).

La deflexión vertical del apoyo es la suma de las deflexiones debidas a la deformación por cortante del neopreno y al cambio volumétrico del material, la rigidez, por lo tanto, se obtiene como la suma en serie de ambas contribuciones, por lo que  $E_c$  resulta igual a :

$$E_c = \frac{E'c K}{E'c + K} \quad (3.32)$$

y para un apoyo circular ( $E'c = 6GS^2$ ):

$$E_c = 6GS^2 \left[ \frac{1}{1 + 6GS^2 / K} \right] \quad (3.33)$$

Si el factor de forma  $S$  es pequeño, se tiene:

$$E_c = 6GS^2 \left( 1 - \frac{6GS^2}{K} \right) \quad (3.34)$$

Para valores típicos de  $K$  y  $G$ , se observa que para  $S < 7$ ,  $E_c$  se puede obtener con un error menor al 10% si se desprecia el efecto de la compresibilidad del neopreno y solo se toman



en cuenta las deformaciones por cortante. Para mayores valores de  $S$ , se obtienen grandes rigideces verticales controladas por el módulo volumétrico del material y  $E_c$  se aproxima al valor de  $K$ , con una diferencia menor al 10% cuando  $S > 70$ . Aunque estos valores no son probables, se observa que para valores de  $S$  superiores a 10 es necesario tomar en cuenta la compresibilidad del material. Por ejemplo, para valores de  $S=18, G=1\text{ MPa}$  y  $K=2000\text{ Mpa}$ , la deformación por cortante y el cambio volumétrico generan iguales contribuciones a la rigidez vertical. Valores comunes de los apoyos laminados son  $G=1\text{ MPa}$ ,  $K=2000\text{ MPa}$ ,  $S=de\ 3\ a\ 40$ ,  $A'/A=de\ 0.4\ a\ 0.7$  y  $\gamma_w=1.1$ . Como es de esperarse, la mayor variabilidad se encuentra en  $S$ , ya que depende de las dimensiones y geometría del apoyo.

Si se utilizan valores promedio de los parámetros que intervienen en las ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes valores para los apoyos laminados: tensión vertical admisible del orden de 5 a 10 MPa; rigidez horizontal entre 1 y 2 MN/m; periodo de vibración de 2 a 3 s; rigidez vertical entre 1000 y 2000 MN/m; y desplazamiento sísmico admisible del orden de la mitad de la dimensión del apoyo en planta.

El amortiguamiento del apoyo es proporcionado por el comportamiento viscoso del neopreno y es predominante dependiente de la velocidad. Los apoyos proporcionan niveles de amortiguamiento relativamente bajos, del orden del 5% del crítico; sin embargo, la fabricación y utilización del neopreno con mayores niveles de amortiguamiento (15%) son cada vez más frecuentes (HDR). Desafortunadamente la respuesta del neopreno de alto amortiguamiento es altamente dependiente de la amplitud y de la historia de carga, con variaciones de la rigidez del orden del 50%.

Los efectos de la velocidad de la carga y de la temperatura no se conocen con precisión. Por estos motivos los amortiguadores HDR han tenido un desarrollo menor que los apoyos tradicionales, aunque algunos autores como Naeim y Kelly (1999), consideran que su aplicación se extenderá rápidamente.

Es conveniente, que en el diseño de puentes con aislamiento debe tomarse en cuenta la deformación adicional por cortante que se produce por efecto de las cargas de tráfico, de temperatura y de los efectos reológicos; además del diseño sísmico, debe verificarse su capacidad para condiciones de servicio, los ciclos repetitivos de carga y descarga, como también las cargas sostenidas, que reducen las deformaciones que el apoyo es capaz de admitir.

### 3.7 APOYOS LAMINADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

Al insertar un elemento de plomo en el núcleo de un apoyo laminado, se obtiene un dispositivo compacto que ha sido utilizado ampliamente para la protección sísmica de puentes, dado que cumple con las características deseables para un aislador sísmico: soporta la carga vertical de la estructura, incrementa la flexibilidad horizontal, cuenta con la rigidez inicial elevada capacidad de auto centrado y proporciona amortiguamiento histerético. Este apoyo fue propuesto inicialmente por Robinson en 1975 (*Skinner, et al 1993*) en Nueva Zelanda.



Las razones por las que el plomo se combina adecuadamente con los apoyos laminados son: su baja resistencia de fluencia para tensiones cortantes (alrededor de 10 MPa), su rigidez inicial a cortante suficientemente elevada ( $G$  aproximadamente igual a 130 MPa), su comportamiento prácticamente elasto-plástico y sus buenas propiedades de fatiga para desplazamientos inelásticos. Priestley et al (1996), indican que en caso de colocar un elemento de plomo con diámetro igual a la cuarta parte del diámetro de un apoyo circular, la rigidez inicial es 10 veces aproximadamente la rigidez del apoyo laminado solo, lo que reduce significativamente los desplazamientos debidos al viento y a las fuerzas longitudinales de los vehículos. Como el plomo responde casi como un material elasto plástico, la rigidez del apoyo después de la fluencia es prácticamente la del apoyo laminado. Por tal motivo la respuesta del dispositivo es muy cercana a la de un material bilineal.

Para tasas de deformación del orden de  $1.0 \text{ s}^{-1}$ , los ciclos histerético típicos de un LRB pueden representarse razonablemente bien como los de un sólido bilineal, con una rigidez inicial  $K_e$  seguida de una rigidez posterior a la fluencia  $K_y$  (Figura 3.12) donde:

$$K_e = \frac{10GA}{h_r} \quad (3.35)$$

$$K_y = \frac{GA}{h_r} \quad (3.36)$$

En realidad la rigidez elástica inicial que se ha determinado experimentalmente está comprendida entre 9 y 16 veces la rigidez inelástica, aunque en realidad esta rigidez es difícil de medir y se toma en forma empírica como un múltiplo (generalmente 10) de la rigidez inelástica  $K_y$ .

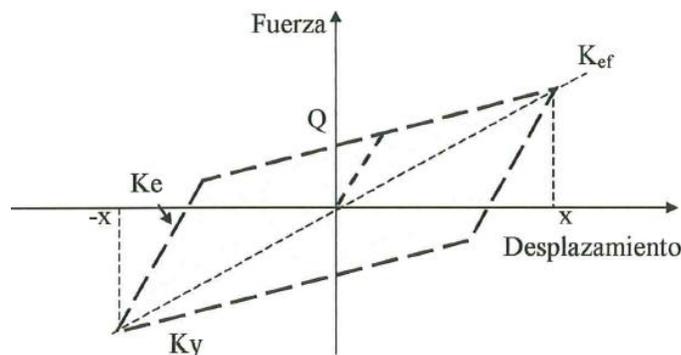


Figura 3.12 Parámetros del ciclo histerético de un sistema bilineal.

La fuerza ( $F$ ) que se transmite a través del apoyo puede descomponerse en dos paralelas, una que se debe a la elasticidad del elastómero y otra debida a la fluencia del plomo. Para desplazamientos mayores que los que los de fluencia la fuerza debida a la elasticidad del hule es proporcional al desplazamiento mientras que la fuerza debida a la fluencia del plomo es independientes de éste. Con una buena aproximación ( $F$ ) puede considerarse igual a:



$$F = \tau_p A_p + \frac{GA}{h_r} x \quad (3.37)$$

Dónde:  $\tau_p$  es la tensión cortante que causa la fluencia en el plomo,  $A_p$  es el área de la sección transversal del plomo y  $x$  el desplazamiento de la parte superior del apoyo con respecto a la base.

La rigidez efectiva se define con base en la carga máxima, y está dada por:

$$K_{ef} = Ky + \frac{\tau_p A_p}{x_{\max}} \quad (3.38)$$

La frecuencia natural del apoyo está dada por:

$$\omega = \sqrt{\frac{K_{ef} g}{W}} = \sqrt{\omega_o^2 + \mu \frac{g}{x}} \quad (3.39)$$

Dónde:

$$\mu = (\tau_p A_p) / W \quad (3.40)$$

y

$$\omega_o^2 = (Ky g) / W \quad (3.41)$$

Por lo que el periodo se obtiene con:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\omega_o^2 + \mu \frac{g}{x}}} \quad (3.42)$$

El amortiguamiento efectivo  $\xi_{ef}$  para  $x$  mayor o igual que el desplazamiento de fluencia ( $x_y$ ) se defina como:

$$\xi_{ef} = \frac{\text{área de un ciclo de histéresis}}{2\pi K_{ef} x^2} \quad (3.43)$$

Considerando que el área de un ciclo de histéresis es  $4(\tau_p A_p)(x - x_y)$ , después de una serie de transformaciones se llega a:



$$\xi_{ef} = \frac{4\tau_p A_p \left( x - \frac{\tau_p A_p}{9K_y} \right)}{2\pi x (K_y x + \tau_p A_p)} \quad (3.44)$$

Para obtener la expresión anterior se consideró que  $K_e = 10K_y$ . El valor máximo del amortiguamiento se determina (Naeim y Kelly, 1999) con:

$$\beta_{max} = \frac{2a}{2\pi\sqrt{1+a} + \pi(2+a)} \quad (3.45)$$

Dónde:

$$a = (\tau_p A_p) / K_y x_y = (K_e - K_y) / K_y \quad (3.46)$$

Con base en la expresión anterior se concluye que el amortiguamiento del apoyo depende exclusivamente de la relación entre  $K_e$  y  $K_y$ . A pesar de que el valor de  $K_e$  no tiene influencia en la rigidez efectiva  $K_{ef}$  resulta que tiene una gran influencia en el amortiguamiento máximo. Para ilustrar el efecto de la rigidez inicial en el amortiguamiento, en la figura 3.13 se muestra la relación entre  $\xi$  y el desplazamiento dividido por el desplazamiento máximo ( $x / x_{max}$ ).

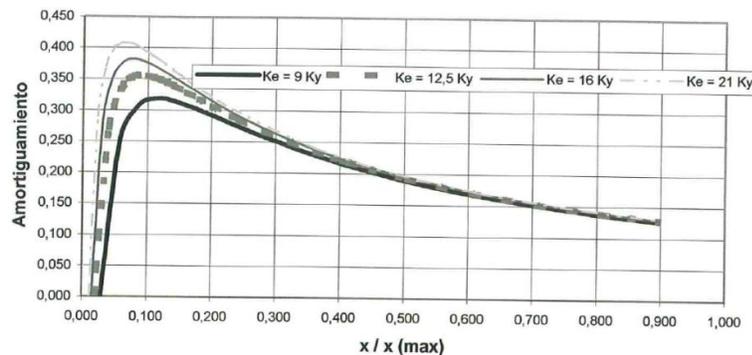


Figura 3.13 Efecto de la rigidez inicial en el amortiguamiento

En la gráfica de la figura 3.13, que fue obtenida para el mismo ciclo histerético (mismos valores de  $K_y, x_{max}$  y  $A_p, \tau_p$ ) se observa que el amortiguamiento máximo puede aumentar hasta un 30%, si el valor de la rigidez inicial cambia de 9 a 21 veces la rigidez posterior a la fluencia. El mismo efecto se observa también para el amortiguamiento que se genera cuando hay desplazamientos pequeños. A partir de un desplazamiento  $x > 0.3x_{max}$ , todas las curvas se aproximan al mismo punto. El intervalo de valores de  $K_e$  utilizado en la figura 3.13 corresponde a valores que se han obtenido experimentalmente, de manera que puede estimarse el error que se llega a cometer al emplear la propuesta empírica  $K_e = 10K_y$ .



La incertidumbre en la evaluación de la fuerza máxima es semejante a la que se obtiene en los apoyos laminados, ya que la fuerza cortante máxima para un desplazamiento determinado es la suma de la fuerza elástica en el elastómero más la fuerza máxima en el elemento de plomo. De ahí que el error que se comete en la evaluación de la fuerza máxima esté comprendido de un intervalo de  $\pm 20\%$ . Por lo que respecta a la rigidez máxima del apoyo, se puede determinar normalmente con un error de  $\pm 20\%$ , que puede alcanzar un máximo de  $\pm 40\%$  en algunos casos.

El área de los ciclos de histéresis que se obtienen con el modelo bilineal son aproximadamente 20% mayores que los que se han medido experimentalmente. Por otro lado, los ciclos de histéresis obtenidos por Robinson (Skinner, et al., 1993) al simular el efecto de un sismo, muestra que el área comprendida en el ciclo de histéresis después de 24 ciclos, es el 80% del área correspondiente al primer ciclo, lo que indica con un ligero deterioro en la capacidad de disipar energía del dispositivo durante un sismo. También se observa que existe una reducción en la carga máxima entre 10 y 25%, después de cinco ciclos de carga. Al reanudar la prueba el apoyo muestra cierta recuperación, que resulta independiente de si el tiempo que transcurra entre los primeros ciclos de carga y los subsecuentes ciclos, es de cinco minutos o de doce días.

A partir de pruebas dinámicas se demuestra que el comportamiento del apoyo es satisfactorio para las variaciones térmicas que se presentan normalmente en un puente durante un periodo de treinta años. De acuerdo con el resultado de pruebas realizadas entre  $-35^{\circ}\text{C}$  y  $+45^{\circ}\text{C}$  de temperatura, se encuentra variaciones entre 1.4 y 0.9 con respecto a la fuerza que se obtiene en una prueba realizada a  $18^{\circ}\text{C}$ , por lo que Skinner et al (1993) concluye que los LRB no son fuertemente dependientes de la temperatura.

A partir de pruebas de Robinson se observa que los ciclos histerético no muestran cambios significativos en un amplio intervalo de cargas verticales. Cuando el desplazamiento horizontal entre los extremos del elemento de plomo es suficientemente pequeño, se puede alcanzar la fuerza máxima  $\tau_p A_p$  en el plomo, para lo cual se recomienda utilizar pernos con una relación altura / diámetro  $h/d > 1.5$ .

Para que el trabajo del elemento de plomo sea eficaz, es imperativo que se encuentre perfectamente bien confinado por las placas de acero del apoyo de forma que permita asegurar un comportamiento de cortante puro, para ello se recomienda que el volumen del plomo sea ligeramente mayor (1%) que el volumen de la perforación en la que se insertará.

### 3.8 APOYOS DE NEOPRENO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

Aunque los apoyos laminados tienen algunas características que los hacen apropiados para el aislamiento sísmico, no tienen una gran capacidad de disipar energía debido a que su amortiguamiento intrínseco es alrededor de un 5%. Como alternativa se han fabricado neoprenos con mayor amortiguamiento (15 a 20% para deformaciones por cortante de 100%), que reducen los desplazamientos del aislador y aumentan considerablemente su capacidad de disipación de energía.

El amortiguamiento se incrementa al adicionar partículas de carbón extra finas, resinas o aceites, y otros componentes durante la fabricación del elastómero.



El material es no lineal para deformaciones por cortante menores que el 20% y se caracteriza por una elevada rigidez inicial que es de utilidad para restringir los desplazamientos por viento, tráfico o sismos ligeros. Sin embargo, estos dispositivos son dependientes tanto de la amplitud de los desplazamientos, como de la historia de carga. Por ejemplo, Skinner et al (1993), comentan que el módulo de elasticidad se reduce a las dos terceras partes después del tercer ciclo de carga para deformaciones del orden del 50%; aunque la disminución del módulo de elasticidad es menos significativa, conforme aumenta el nivel de las amplitudes. También se ha observado cierta dependencia con la temperatura y con los efectos reológicos. A pesar de lo anterior, se espera un incremento notable en el conocimiento y empleo de los apoyos HDR en un futuro próximo.

La rigidez efectiva ( $K_{ef}$ ) que presentan los elastómeros de alto amortiguamiento, se caracteriza por un valor elevado para deformaciones por cortante hasta de un 25%, que se reduce ostensiblemente para deformaciones comprendidas entre 25 y 200%, en las que el módulo de elasticidad es bajo y constante. Para valores mayores de la deformación, ( $K_{ef}$ ) aumenta nuevamente por efecto de la cristalización que sufre el material y que se presenta acompañada por un incremento en la capacidad de disipación de energía. Éste comportamiento puede ser aprovechado para limitar los desplazamientos debidos a niveles bajos de carga, que proporciona la flexibilidad y la capacidad de disipación de energía necesarias en un sistema de aislamiento para niveles de deformación correspondientes al sismo de diseño, y que ofrecen una resistencia elevada a la deformación en el caso de sismos extremos.

La disipación de energía en los apoyos HDR es un caso intermedio entre un amortiguamiento viscoso y uno histerético. En un caso puramente viscoso la disipación de energía es proporcional al cuadrado del desplazamiento, mientras que en un sistema histerético esta relación es lineal. Se ha observado que el amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ), decrece con el incremento de la deformación pero no el área de los ciclos de histéresis ( $A_h$ ). Pruebas experimentales recientes (Naeim y Kelly, 1999) llegan a la conclusión de que ( $A_h$ ) es proporcional a la deformación por cortante, elevada a un exponente que varía entre 1.45 y 1.75, según el tipo de componente con el que se fabrica el neopreno. Desde un punto de vista molecular se considera que el amortiguamiento del neopreno procede de una combinación de disipación de energía por fricción y de un amortiguamiento viscoso, aunque no se ha establecido un proceso físico que justifique el valor del exponente que relaciona la deformación por cortante con ( $A_h$ ).

Con la finalidad de contar con un modelo que permita realizar el análisis no lineal con un programa de computo convencional, Naeim y Kelly (1999) proponen un sistema que combina tres elementos: un resorte lineal, un elemento histerético en el que ( $A_h$ ) es proporcional a ( $x^{1.0}$ ), y un elemento puramente viscoso en el que ( $A_h$ ) es proporcional a ( $x^{2.0}$ ), se pretende que el sistema combinado se ajuste a una relación de ( $A_h$ ) con ( $x^{1.5}$ ) para un intervalo amplio de deformaciones.



Si se considera que durante grandes desplazamientos se puede omitir el término con el que interviene el desplazamiento de fluencia, entonces la energía disipada en el modelo ( $A_{hm}$ ) por ciclo es:

$$A_{hm} = 4F_y x + \pi c \omega x^2 = ax + bx^2 \quad (3.47)$$

De acuerdo con lo expresado la energía disipada por el apoyo ( $A_{hb}$ ) es:

$$A_{hb} = Ax^\alpha \quad (3.48)$$

Dónde:  $\alpha$  es 1.5 para apoyos elastoméricos y  $A$  es una constante que se determina experimentalmente. Los coeficientes  $a$  y  $b$  que definen la energía disipada en el modelo son aquéllos que producen la mínima diferencia entre la energía disipada por el apoyo ( $A_{hb}$ ) y la energía disipada por el modelo ( $A_{hm}$ ), para un determinado intervalo de desplazamientos  $x_1$  y  $x_2$ :

$$e = \int_{x_1}^{x_2} (A_{hm} - A_{hb})^2 dx \quad (3.49)$$

y

$$\frac{de}{dx} = 0 \quad (3.50)$$

Los valores de  $a$  y  $b$  que se obtienen son:

$$a = A \frac{\left( \frac{x_2^{2+\alpha} - x_1^{2+\alpha}}{2+\alpha} \right) \left( \frac{x_2^5 - x_1^5}{5} \right) - \left( \frac{x_2^{3+\alpha} - x_1^{3+\alpha}}{3+\alpha} \right) \left( \frac{x_2^4 - x_1^4}{4} \right)}{\left( \frac{x_2^3 - x_1^3}{3} \right) \left( \frac{x_2^5 - x_1^5}{5} \right) - \left( \frac{x_2^4 - x_1^4}{4} \right)^2} \quad (3.51)$$

$$b = A \frac{\left( \frac{x_2^{3+\alpha} - x_1^{3+\alpha}}{2+\alpha} \right) \left( \frac{x_2^3 - x_1^3}{5} \right) - \left( \frac{x_2^{2+\alpha} - x_1^{2+\alpha}}{3+\alpha} \right) \left( \frac{x_2^4 - x_1^4}{4} \right)}{\left( \frac{x_2^3 - x_1^3}{3} \right) \left( \frac{x_2^5 - x_1^5}{5} \right) - \left( \frac{x_2^4 - x_1^4}{4} \right)^2} \quad (3.52)$$

$x_1$  y  $x_2$  se eligen de manera que la energía disipada en el modelo durante los ciclos histerético correspondientes a los desplazamientos máximos se aproxime suficientemente a la energía disipada por el apoyo.



Por otra parte, la rigidez posterior a la fluencia ( $K_y$ ) se determina a partir de la rigidez tangente, para una deformación cero, mediante un ajuste por mínimos cuadrados para datos hasta  $\pm 70\%$  de  $x_{\max}$ . La rigidez elástica ( $K_e$ ) se define a partir de la pendiente inicial de descarga, después de alcanzar el desplazamiento máximo. Se observa que ( $K_y$ ) es aproximadamente constante sobre un intervalo amplio de desplazamientos, mientras que ( $K_e$ ) es más sensible al nivel de desplazamiento.

Para modelar la parte correspondiente a la rigidez de la curva fuerza-desplazamiento que se presenta durante grandes deformaciones, Naeim y Kelly (1999) proponen un elemento de continuidad que se activa a partir de cierto nivel de desplazamiento. Para representar mejor la disipación de energía que ocurre en la fase de rigidez del ciclo de histéresis, se propone el empleo de dos fuerzas en la fase de rigidez del ciclo de histéresis, se propone el empleo de dos fuerzas distintas, una para la etapa de carga y otra para la descarga. Las expresiones para ambas etapas son:

$$\text{Etapa de carga:} \quad F_s = K_L \operatorname{sgn}(x)(|x| - x_{gap})^n \quad (3.53)$$

$$\text{Etapa de descarga:} \quad F_s = K_u \operatorname{sgn}(x)(|x| - x_{gap})^m \quad (3.54)$$

dónde:  $F_s$  es la fuerza en el elemento,  $x_{gap}$  es el desplazamiento a partir del cual inicia la rigidez,  $K_u$  es la rigidez en la etapa de descarga,  $K_L$  es la rigidez en la etapa de carga,  $n$  y  $m$  los exponentes en la etapa de rigidez.

Los valores de  $m$  y  $n$  se obtienen por ajuste con la curva experimental. El exponente  $m$  es mayor que  $n$  para representar la disipación que exhiben los apoyos HDR durante la descarga.

Para asegurar que el modelo disipa la cantidad de energía apropiada para cierto nivel de desplazamiento, es necesario definir los parámetros de los elementos histérico y viscoso correspondientes al desplazamiento  $x_{gap}$ , posteriormente se determina la energía disipada  $A_i$  utilizando la relación logarítmica anterior y finalmente se calcula la energía disipada por el elemento compuesto para el nivel de desplazamiento de interés.

La energía por el elemento de continuidad para un ciclo completo de histéresis es:

$$A_{hgap} = 2 \left[ K_L \frac{(x_{\max} - x_{gap})^{n+1}}{n+1} + K_u \frac{(x_{\max} - x_{gap})^{m+1}}{m+1} \right] \quad (3.55)$$

El modelo ha sido calibrado con algunas pruebas experimentales y se ha encontrado una buena correlación después de hacer algunos ajustes al valor de la rigidez elástica para el caso de pequeños desplazamientos y al valor de la frecuencia que se utiliza para definir el coeficiente de amortiguamiento  $c = b/(\pi \omega)$ . Para desplazamientos mayores también es necesario hacer algunas modificaciones al coeficiente de amortiguamiento para lograr un buen ajuste de los ciclos histéricos.



### 3.9 APOYOS DESLIZANTES (SB)

Este sistema combina la acción de deslizamiento con una fuerza de recuperación debida a la aceleración de la gravedad. El dispositivo consiste en una superficie esférica de acero inoxidable que desliza sobre una articulación recubierta de un material compuesto de baja fricción. El movimiento de la superficie cóncava produce un movimiento tipo péndulo en la estructura que soporta, ya que cualquier movimiento horizontal produce un levantamiento de la masa que soporta el apoyo. El amortiguamiento se genera por la fricción entre las superficies en contacto. La rigidez efectiva del aislador y el periodo aislado de la estructura dependen del radio de curvatura de la superficie cóncava. Si se desprecia la fricción, la ecuación de movimiento del sistema es la de un péndulo con longitud igual al radio de curvatura de la superficie esférica. Para un péndulo con peso ( $W$ ) y radio de curvatura ( $r$ ), el periodo ( $T_p$ ) y la rigidez ( $K_p$ ) asociado con este movimiento son:

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{r}{g}} \quad (3.56)$$

y

$$K_p = \frac{W}{r} \quad (3.57)$$

y si es considerada la fricción, la fuerza resistente del apoyo se expresa mediante:

$$F = \frac{Wx}{r} + \mu W \left( \text{sgn} \dot{x} \right) \quad (3.58)$$

Dónde:  $\mu$  es el coeficiente de fricción, que depende de la presión sobre las superficies en contacto y de la velocidad. Se observa en la ecuación anterior que la fuerza lateral es directamente proporcional a la carga ( $W$ ), lo que puede llevar a variaciones de la fuerza desfavorables, en el caso de pulsos importantes de aceleración.

El coeficiente de fricción decrece con el incremento de presión, y es independiente de la velocidad para valores superiores a 50mm/s cuando la presión es mayor que 14 MPa. El coeficiente de fricción puede describirse mediante (Tsopelas y Constantinou, 1996):

$$\mu = f_{\max} - (f_{\max} - f_{\min})^{-d} |\dot{u}| \quad (3.59)$$

y

$$f_{\max} = f_{\max 0} - \Delta f \tanh(\alpha p) \quad (3.60)$$



En las ecuaciones anteriores:  $f_{\min}$  es el coeficiente de fricción para valores de velocidad cercanos a cero,  $f_{\max}$  es el coeficiente de fricción para velocidades grandes,  $\dot{u}$  es la velocidad instantánea,  $p$  es la presión instantánea,  $\alpha, a, \Delta f$  y  $f_{\max 0}$  son parámetros.

La rigidez equivalente se obtiene con:

$$K_{ef} = \frac{W}{r} + \frac{\mu W}{x} \tag{3.61}$$

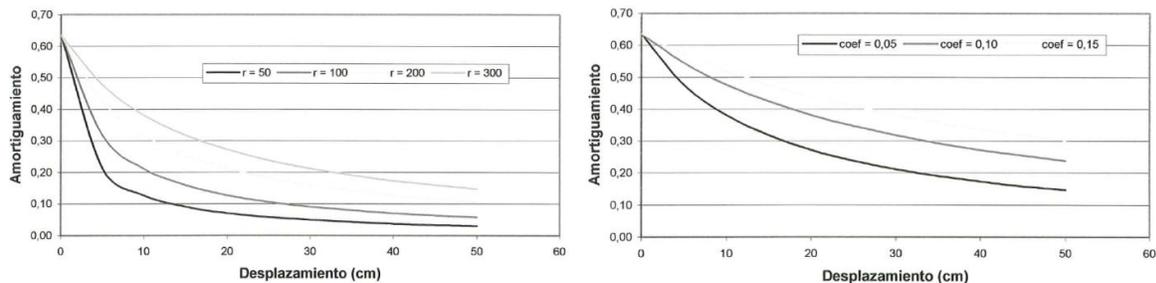
El amortiguamiento producido por la fricción puede estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$\xi_{ef} = \frac{\text{área de un ciclo de histéresis}}{2\pi K_{ef} x^2} \tag{3.62}$$

Al sustituir el área del ciclo de histéresis ( $4 \mu W x$ ), y la rigidez efectiva se obtiene:

$$\xi_{ef} = \frac{4 \mu W x}{2\pi \left[ \left( \frac{W}{r} x \right) + \mu W \right] x} = \frac{2\mu}{\pi \left( \frac{x}{r} + \mu \right)} \tag{3.63}$$

En la figura 3.14a se muestra la variación del coeficiente de amortiguamiento con el desplazamiento, para diferentes radios de curvatura y manteniendo constante el coeficiente de fricción en 0.05. Para desplazamientos pequeños el amortiguamiento se aproxima al 63% mientras que para valores grandes el amortiguamiento tiende a estabilizarse en valores menores que el 20% para todos los radios considerados. En la figura 3.14b se muestra la misma relación pero manteniendo constante el radio de curvatura ( $r = 300$  cm), para observar el comportamiento para diferentes valores del coeficiente de fricción. El radio de curvatura y el coeficiente de fricción son las dos variables de diseño básicas, aunque existe menor control sobre el valor del coeficiente de fricción.



a) curvatura y  $\mu = 0.05$ .

b) coeficiente de fricción  $r = 300$  cm.

Figura 3.14 Variación del amortiguamiento con el desplazamiento para diferentes valores.

El desplazamiento vertical ( $\delta_v$ ) correspondiente a un desplazamiento horizontal puede obtenerse con la expresión:



$$\delta_v = r \left[ 1 - \cos \left( \arcsin \frac{x}{r} \right) \right] \quad (3.64)$$

Por ejemplo, para un apoyo con un periodo de vibración de 2.0 s (que se obtiene con un radio de curvatura  $r = 100$  cm), si se desplaza horizontalmente 25 cm, el desplazamiento vertical asociado es de 3 cm. Este desplazamiento también puede estimarse con la ecuación aproximada:

$$\delta_v = \frac{x^2}{2r} \quad (3.65)$$

Donde indica que el desplazamiento vertical está relacionado con el cuadrado del desplazamiento horizontal.

Un dispositivo (FPS) no queda necesariamente auto centrado, ya que la fuerza de fricción puede compensar la componente horizontal del peso, aunque esto generalmente no representa un mayor problema. Si se igualan las dos fuerzas que se mencionan, se encuentra que el sistema no regresa a su posición original cuando  $x/r \leq \mu$ . Para dar una idea de las condiciones bajo las cuales un dispositivo (FPS) no se centra, considérese un sistema de periodo largo  $T=4$ , para el que  $r=400$  cm; si  $\mu = 0.05$ , el sistema no regresará a su posición original para desplazamientos horizontales superiores a  $x = 20$  cm.

Los apoyos (FPS) son simples de modelar por lo que constituyen una opción atractiva para el aislamiento sísmico. Es un sistema de un solo parámetro, controlado por el radio de curvatura de la superficie cóncava, que responde en forma lineal en todo el intervalo de desplazamientos. La capacidad de carga vertical, la rigidez lateral y el periodo de vibración de un apoyo (FPS), son del mismo orden que los que corresponden a un apoyo (LRB) de dimensiones semejantes.

Tsopelas y Constantinou (1996) desarrollaron pruebas experimentales en un puente con y sin aislamiento para una gama amplia de excitaciones y considerando diferentes valores de coeficiente de fricción. En el caso de sismos moderados utilizaron apoyos con coeficientes de fricción reducidos ( $f_{\max} = 0.058$ ) y obtuvieron aceleraciones en la superestructura inferiores, del orden de un factor de 4 a 6, en el puente aislado. Para sismos intensos se emplearon coeficientes de fricción mayores ( $f_{\max} = 0.10$ ), y se obtuvieron fuerzas y desplazamientos en el extremo superior de las pilas del orden de la mitad de las del puente sin (FPS).



# CAPÍTULO 4

## PUENTE INFIERNILLO II

### 4.1 GENERALIDADES

El puente Infiernillo II cruza el río Balsas y se encuentra ubicado en la autopista siglo XXI, Pátzcuaro-Lázaro Cárdenas en el kilómetro 133.9 en la comunidad de Huiduri, municipio de Arteaga, Michoacán, forma parte del corredor carretero Manzanillo-Tampico con ramal a Lázaro Cárdenas y Ecuandureo. La autopista siglo XXI tiene 272 km de longitud, inicia en el entronque las trojes del kilómetro 48 de la carretera Morelia-Uruapan para concluir en el puerto de Lázaro Cárdenas (Figura 4.1). El puente Infiernillo II está localizado sobre la represa Infiernillo, en el estado de Michoacán.

En este tramo de la autopista inicialmente se pedía la realización de una gran bóveda, dos túneles y complicadas obras de estabilización de taludes en corte y terraplén, debido a la presencia de la vía del ferrocarril y de torres de transmisión de energía eléctrica a la central hidroeléctrica de Infiernillo. Por ello se optó por modificar el trazo y por la construcción del puente Infiernillo II, para así evitar la ejecución de las obras mencionadas con significativos ahorros en tiempo y recursos (Memoria de obras, 2002).

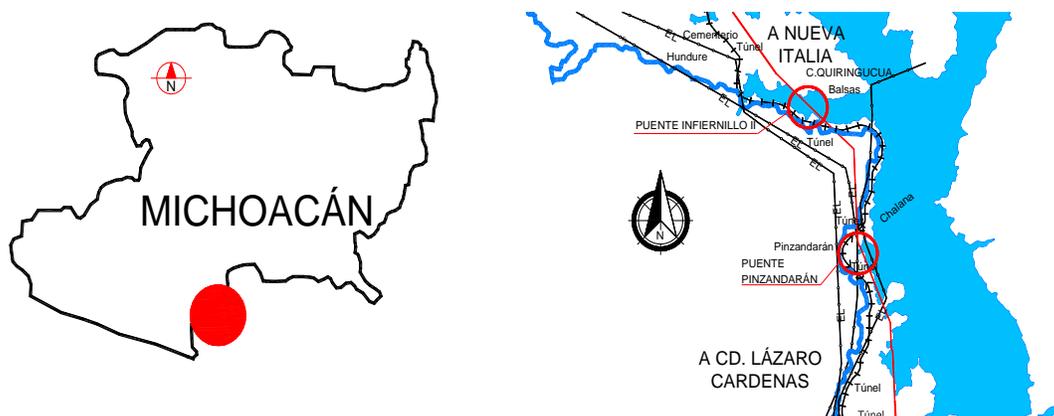


Figura 4.1 Localización del puente Infiernillo II.



## 4.2 DESCRIPCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

El puente Infiernillo II tiene una longitud de 525 metros, está formado por cinco tramos cada uno con una armadura formada por dos arcos de acero estructural de paso a través (Figura 4.2a). Cada tramo tiene una longitud de 102 m de claro con una altura máxima de 15.96m en la parte central y 6.5 m de altura en los extremos. El ancho total es de 12.80 m con una calzada de 12.00 m y guarniciones de 0.40 m (Figura 4.2b). El tablero cuenta con un sistema de piso formado por armadura de acero estructural, trabajando en conjunto con una losa de 0.18 m de espesor apoyada en una lámina acanalada de acero, conocida como losa-acero (Figura 4.2c).



a) Vista general.



b) Sección transversal del tablero.



c) Sistema de piso del tablero.

Figura 4.2 Configuración geométrica del puente Infiernillo II.

## 4.3 DESCRIPCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA

La subestructura del puente Infiernillo II está formada por seis apoyos de concreto armado colados en sitio, cuatro están formados por pilas y dos extremos formados por estribos de sección variable. Las pilas son de sección hueca rectangular de 8.5 x 3.5 con espesores de pared de 0.40 y 0.60m en el lado largo y en el corto respectivamente.

En la parte superior de las columnas cuenta con un cabezal de concreto reforzado de sección variable del tipo cabeza de martillo. Las dimensiones de los topes sísmicos en cabezal son de 0.90 x 0.70 (Figuras 4.3a y b).

La infraestructura consta de dos tipos de cilindros huecos de concreto: en las pilas de menor longitud, se usaron secciones de 8.5 m de diámetro, con un espesor de pared de 1.0 m de espesor cimentado con 19 pilotes perimetrales y 13 centrales de 60 cm de diámetro. Por su parte, en las pilas de mayor longitud se colocaron dos cilindros de 10 m de diámetro, con pared de 1.20 m de espesor, cimentados con 15 pilotes perimetrales y 9 centrales de 90 cm de diámetro. Los cilindros cuentan con tapas de concreto reforzado: una tapa superior de 2.0 m en la que descansa la pila y una tapa inferior de 2.5 m que descansa sobre pilotes (Figura 4.3c).



(a)Pila sección rectangular, cabezal sección variable. (b) Topes sísmicos en pilas, sección irregular. (c)Pila sobre tapa de cilindro de concreto.

Figura 4.3 Configuración geométrica del puente Infiernillo II.

#### 4.4 JUNTAS DE DILATACIÓN

El puente Infiernillo II fue proyectado con el tipo de junta Frey Mex T-50 la que permite deformaciones de 100 mm y su principal función es controlar los cambios por temperatura de los materiales (expansión o contracción) ya que al presentar algún cambio volumétrico del material se pueden tener dificultades al transitar. En el puente en estudio se tiene juntas con ciertas características de rigidez y de flexibilidad las cuales son proporcionadas por materiales como elementos de acero y neopreno respectivamente (Figura 4.4).



(a) Preparación en la losa para junta.



(b) Espacios generados en losa para alojar junta.



(c) Colocación de junta para su colado.



(d) Junta colada y finalización.

Figura 4.4 Junta de dilatación del puente Infiernillo II.



La rigidez que proporcionan materiales como el acero en las juntas de dilatación ayudan a evitar desplazamientos excesivos y la flexibilidad del caucho o neopreno ayuda a controlar el espacio que se generaría por contracciones o expansiones, evitando tener huecos. Cuando se alcanza su máxima separación la resistencia la aporta el acero; es decir, cuando los tramos se llegan a juntar, el caucho o neopreno aporta una resistencia la cual comparada con la del acero es mucho menor, si continuará el movimiento podría presentarse que las calzadas choquen o en el peor de los casos se coloque una encima de la otra. En la (Figura 4.4b) se observa que la junta cuenta con ganchos los cuales se representarán como articulaciones.

### 4.5 ESTUDIOS GEOTECNICOS

El estudio geotécnico en el puente infiernillo II consistió en la ejecución de seis sondeos distribuidos a lo largo del cruce, ubicados sobre el eje de trazo del camino, con una separación entre ellos del orden de 100 m. Los sondeos se efectuaron con una maquina rotatoria utilizando para su avance la prueba de penetración estándar en suelos arenosos y areno limosos, obteniendo muestras de diámetro NQ, con broca y rima de diamante. La profundidad de los sondeos se define de acuerdo a las características estratigráficas del sitio, tomándose los siguientes criterios indicados en los términos de referencia de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) para suspender los sondeos:

- a) Cuando se penetró 6 m en arenas y arcillas con número de golpes mayor a 50 en la prueba de penetración estándar.
- b) Cuando se detectó una masa rocosa, se verificó un espesor de ésta de 15 m como mínimo, para garantizar la resistencia bajo el nivel de desplante.

En las (Figuras 4.5 y 4.6) se muestra la estratigrafía de los sondeos efectuados en el puente.

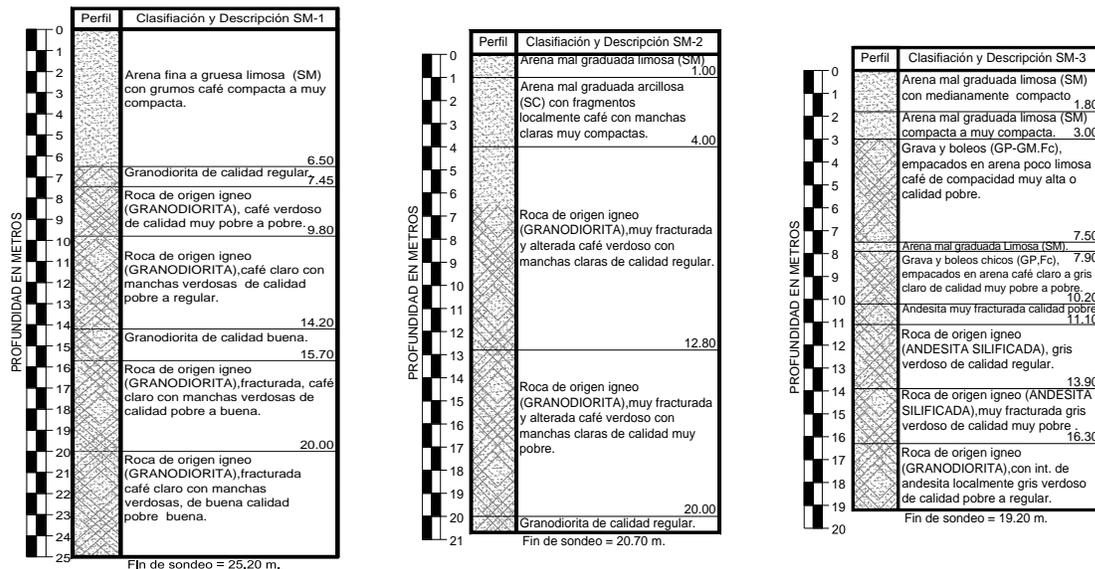


Figura 4.5 Sondeos No.1, No.2 y No.3 realizados en puente infiernillo II.

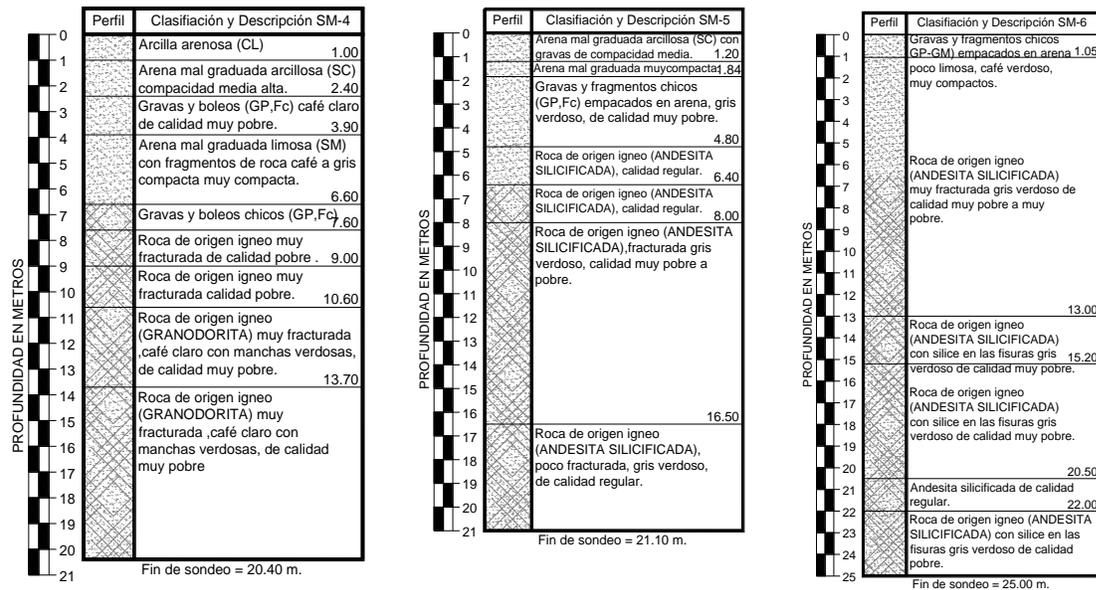


Figura 4.6 Sondeos No.4, No.5 y No.6 realizados en puente infiernillo II.

#### 4.6 MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE

Las propiedades de los materiales que se usaron en la estructura se presentan en la Tabla 4.1. Considerando la Norma Técnica Complementaria para diseño de estructuras de concreto (NTCC, 2004) se obtuvieron los módulos de elasticidad de los materiales y la relación de Poisson de 0.2.

Tabla 4.1 Resumen de las características de los materiales del puente en estudio.

Localización	Elemento	Material	Módulo Elasticidad
Superestructura	Armadura	<i>Acero A-36</i> $248.1 N / mm^2$	$200100 N / mm^2$
	Parapeto		
	Sistema de Piso	<i>Concreto</i> $f'_c = 24.5 N / mm^2$	$69296.5 N / mm^2$
	Guarnición		
	Superficie de rodamiento	<i>Concreto Asfáltico</i>	-
Subestructura	Pilotes	<i>Concreto</i> $f'_c = 24.5 N / mm^2$	$69296.5 N / mm^2$
	Cilindro y Tapas		
	Cuerpo		
	Cabezal		
	Topes sísmicos		



La subestructura estará durante su vida útil sumergida en el agua del río Balsas por lo que se realizó la incorporación de una masa adherida por unidad de longitud: Utilizando las recomendaciones del Manual de Obras Civiles diseño por sismo (MDOCS, 2008) se calculó con la expresión 4.1.

$$m_a = \frac{\rho_a \pi \phi^2}{4} \tag{4.1}$$

En donde  $m_a$  es la masa adherida del agua en la pila,  $\rho_a$  es la densidad del agua, considerada como  $1.0197 \times 10^{-9} N/mm^3$  y  $\phi$  es el diámetro de la sección transversal de la pila.

#### 4.7 MODELO DE LA CIMENTACIÓN (CILINDROS)

El modelo de los cilindros de cimentación se realizó tomando en cuenta la masa adherida, se modeló con elementos tipo barra en tramos segmentados y se realizó la incorporación de la masa adherida hasta el nivel de aguas máximas extraordinarias marcado en proyecto.

En la figura 4.7 se muestran la ubicación de los cilindros que conforman las pilas del puente Infiernillo II. Se muestran de izquierda a derecha que la pila No. 2 y No.5 cuentan con un cilindro hueco de 8.5 m de diámetro y espesor de 1.0m: la pila No. 3 y No.4 cuentan con un cilindro hueco de 10m de diámetro y espesor de 1.2 m.

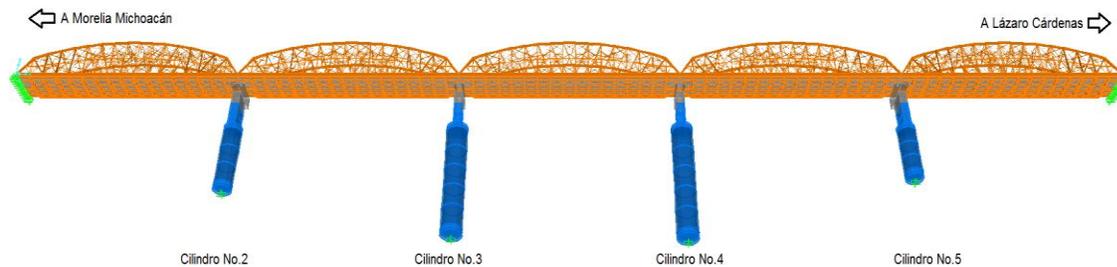


Figura 4.7 Ubicación de pilas del Puente Infiernillo II.

Los elementos extremos de los cilindros llamados tapa superior y tapa inferior se modelan mediante elementos tipo barra con sección circular maciza de concreto reforzado, con los diámetros exteriores que se muestran en la Tabla 4.2, para todos los cilindros el espesor de la tapa superiores de 2.0 m y la tapa inferior de 2.5 m de espesor.

Tabla 4.2 Características geométricas de los cilindros de concreto.

Numero de cilindro	Altura (cm)	Diámetro exterior (cm)	Diámetro interior (cm)
2	2963	850	750
3	4413	1000	880
4	4563	1000	880
5	2093	850	750



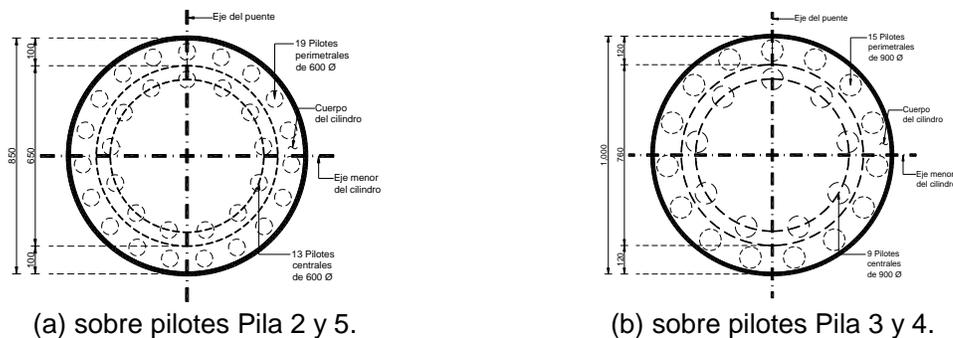
En la figura 4.8a se muestra el modelo de la tapa del cilindro, en la figura 4.8b se muestra el modelo del cilindro de sección hueca, en la figura 4.8c se muestra el cilindro con la tapa superior y la tapa inferior además del cuerpo de la pila y cabezal, realizando la incorporación de la masa adherida hasta el nivel de aguas máximas extraordinario indicado en proyecto.



(a) Tapas de cilindro. (b) cilindro hueco. (c) cuerpo de la pila y cabezal.

Figura 4.8 Modelos de los elementos de la cimentación del puente Infiernillo II.

Los pilotes están apoyados sobre las tapas inferiores de todos los cilindros y se encuentran, distribuidos en toda el área de la tapa: La tapa inferior de la pila No.2 y la pila No. 5 están apoyadas en 19 pilotes perimetrales y 13 pilotes centrales con un diámetro de 0.60 m figura 4.9a, la tapa inferior de la pila No 3 y la pila No.4 está apoyada en 15 pilotes perimetrales y 9 pilotes centrales con un diámetro de 0.90m figura 4.9b. En el modelo analítico no se tomó en cuenta la interacción suelo-estructura por lo que no se realiza en el modelo la incorporación de los pilotes.



(a) sobre pilotes Pila 2 y 5.

(b) sobre pilotes Pila 3 y 4.

Figura 4.9 Tapa inferior de los cilindros de cimentación.

#### 4.8 MODELO DE LA COLUMNA

El modelo de la columna que integra la pila se elaboró con elementos del tipo barra, con una sección rectangular hueca de concreto reforzado, unida en uno de sus extremos por el modelo del cabezal y en el otro extremo con la tapa de sección circular de concreto del cilindro. La geometría del cuerpo se repite para todas las pilas del puente, se incorpora la masa adherida por unidad de volumen según la ecuación 4.1 hasta el nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.) indicado en proyecto de manera que el modelo del cuerpo de la pila se realizó en dos partes: una en donde parte del cuerpo de la pila se encuentra sumergida y otra en donde el cuerpo de la pila no está en contacto con el agua. La parte sumergida tiene una longitud de columna de 9.25 m y la parte donde no hay contacto con agua de 5.87m contando con una longitud de columna total de 15.12 m.



#### 4.9 MODELO DEL CABEZAL

El modelo del cabezal se realizó con elementos tipo barra con sección rectangular maciza de concreto reforzado, en el cual se apoyan los sistemas de disipación sísmica (aisladores sísmicos), los cabezales de todas las pilas que conforman el puente son iguales tanto en geometría como en materiales y dadas sus dimensiones son altamente rígidos.

#### 4.10 MODELO DE JUNTAS DE DILATACIÓN

El sistema de juntas tienden a separarse y/o a reducir el espacio que se encuentra entre dos calzadas, tomando en cuenta este efecto la modelación de la junta se lleva a cabo por medio de propiedades de enlace tipo link (Anexo B) no lineales, en las cuales se colocaron elementos alternados en toda la longitud transversal, un elemento el cual se le nombró gancho (Hook) utilizado cuando las calzadas tienden a separarse y el segundo elemento hueco (Gap) en la cual sucede totalmente lo contrario es decir que se reduce la distancia entre calzadas, aportando una resistencia de desplazamiento y de separación preestablecida en una u otra respectivamente. A continuación en la tabla 4.3 se muestran las propiedades ingresadas en el modelo para cada respectivo tipo de elemento de enlace link.

Tabla 4.3 Propiedades del modelo de las juntas de dilatación.

Elemento	Rigidez efectiva (kN/mm)	Abertura (mm)	Rigidez (kN/mm)
Gancho (Hook)	0.0621	250	0.9375
Hueco (Gap)	0.0621	80	0.9375

#### 4.11 MODELO DE LA CALZADA O SUPERFICIE DE RODAMIENTO

Para el modelo de la losa se utilizaron elementos tipo Shell de 600 x 150 x 18 cm. La calzada consiste de un diafragma rígido figura 4.10 y 4.11, la carga de la losa, parapetos, las guarniciones y la carpeta asfáltica están distribuidas en toda el área de la losa de cada tramo de armadura. En la tabla 4.4 se mencionan las cargas consideradas en el modelo.

Tabla 4.4 Cargas consideradas en el modelo para cada tramo de armadura.

Peso por tramo de armadura (kN)	
Losa	5185.47
Asfalto	1320.35
Guarniciones	960.27

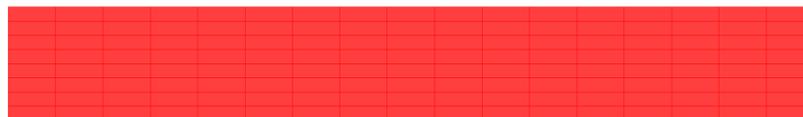


Figura 4.10 Modelo de losa de un tramo de armadura (vista en planta).



Figura 4.11 Modelo de la losa (diafragma rígido) un tramo de armadura.

#### 4.12 MODELO DE LA ARMADURA

El modelo de la armadura fue realizado mediante elementos del tipo barra de secciones variables de acero. En el modelo se incorpora toda la variación de las secciones de los elementos como se indica en planos de proyecto que conforman unidades triangulares. Cabe mencionar que existe una gran discrepancia en elementos en donde se tienen las uniones o nodos, es decir que los elementos en sus extremos están sujetos en una gran variación geométrica de placas y en éstas se unen otros elementos los cuales son de distintas secciones. En el modelo descrito de esta armadura no se incorporan los elementos de las placas pero si la gran variedad de las secciones que la conforman. En la figura 4.12 se muestra el modelo de la armadura del puente tipo (camelback).



Figura 4.12 Modelo de armadura tipo camelback.

#### 4.13 FRECUENCIAS, PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN DEL PUENTE (SIN DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SISMICO)

En esta sección se muestra el modelo del puente en condiciones normales (sin dispositivos de aislamiento sísmico). Una de las características de este modelo es que las armaduras de cada uno de los tramos del puente se encuentran simplemente apoyadas, directamente sobre el cabezal de las pilas.

Los resultados obtenidos de este análisis servirán de comparación para conocer las ventajas que ofrecen los dispositivos de aislamiento sísmico, considerando las fuerzas cortantes a las que estaría sujeta la estructura si no se consideraran dispositivos de aislación sísmica y además los desplazamientos máximos ante eventos sísmicos.



Se realizó un análisis modal considerando 12 modos de vibración de los cuales se muestran solo los primeros 4 modos en una vista panorámica, transversal al puente y en planta a nivel de la superficie de rodamiento en las figuras 4.13 a 4.16, en donde se observa que los modos de vibración de la estructura están bien definidos. En la tabla 4.5 se muestran los periodos y frecuencias asociados a los doce modos de vibración de la estructura. Es de notarse una variación de los periodos de vibrar a partir del modo 8.

Tabla 4.5 Periodos y Frecuencias de vibrar del puente sin aislamiento sísmico.

Número de modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)
1	1.8971	0.5271
2	1.5750	0.6349
3	1.2272	0.8149
4	1.1075	0.9029
5	1.1000	0.9091
6	0.8733	1.1451
7	0.8287	1.2067
8	0.8153	1.2266
9	0.7939	1.2596
10	0.7832	1.2768
11	0.7423	1.3471
12	0.7322	1.3658

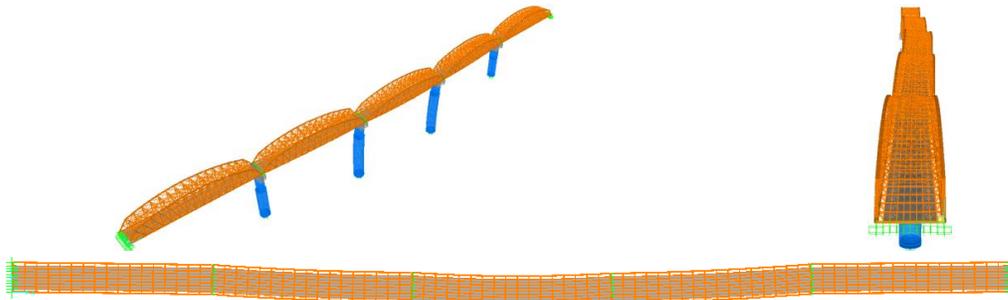


Figura 4.13 Primer modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
 $T = 1.8971$  s.

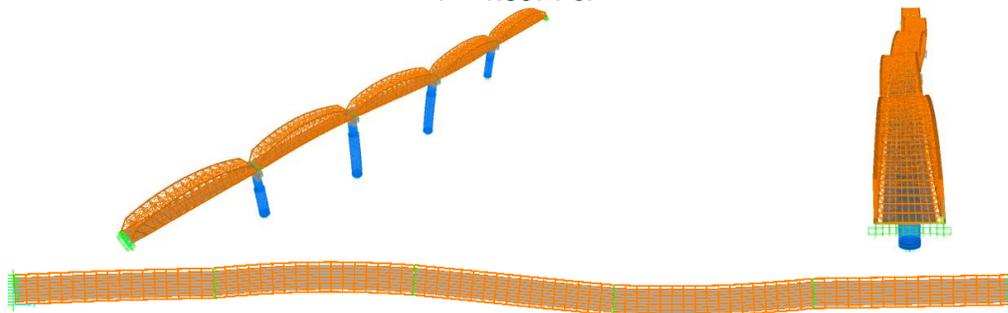


Figura 4.14 Segundo modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
 $T = 1.5750$  s.

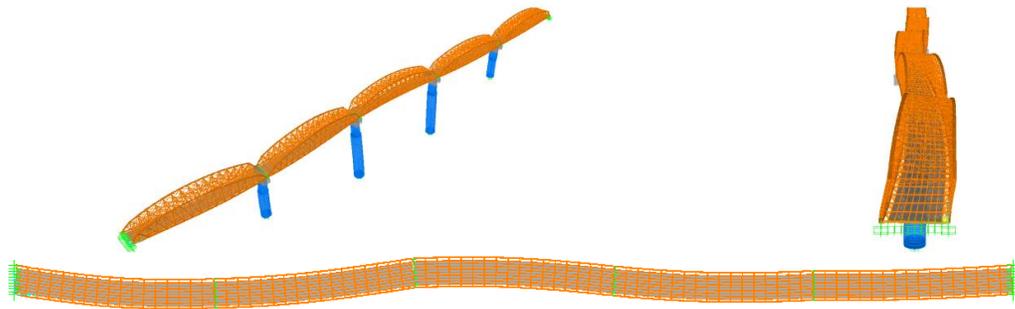


Figura 4.15 Tercer modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
 $T = 1.2272$  s.

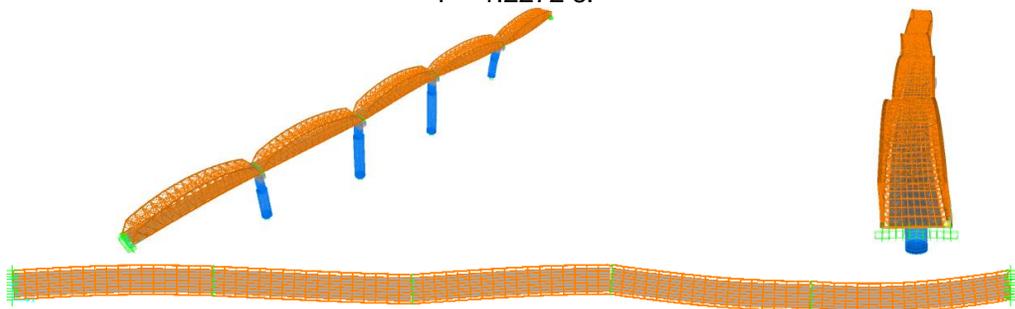


Figura 4.16 Cuarto modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
 $T = 1.1075$  s.

#### 4.14 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL PASO A PASO

Se realizó un análisis paso a paso para estimar detalladamente la respuesta del puente Infiernillo II. En la tabla 4.6 se muestran los nombres y propiedades generales de seis registros sísmicos simulados para periodos de retorno de 50 y 100 años utilizados para este análisis, en el anexo A se muestran con más detalle.

Tabla 4.6 Propiedades de los registros sísmicos sintéticos.

Nombre	Periodo de retorno (años)	Longitud (s)	Aceleración máxima (gal)
P-R2-50-116.5	50	138.06	116.5
A-R3-50-160.6	50	64.37	160.6
V-R2-50-436.7	50	49.46	436.7
P-R4-100-158.4	100	138.06	158.4
A-R1-100-170.8	100	64.37	170.8
V-R1-100-546.1	100	49.46	546.1



Con la finalidad de estimar la respuesta ante un sismo real se hace un análisis con dos registros obtenidos durante el evento sísmico de septiembre de 1985: (1) el obtenido en la estación Caleta de Campos y (2) el obtenido en la estación Villita Corona Centro 5.

En la Tabla 4.7 se muestran las propiedades de estos registros sísmicos y en el anexo A se muestran con más detalle.

Tabla 4.7 Propiedades de los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985.

Nombre	Longitud (s)	Aceleración máxima (gal)
Caleta de campos	50.595	150.59
Villita corona centro 5	76.040	739.28

Se analizó el modelo del puente para un total de ocho registros, seis sintéticos (Tabla 4.6) y dos obtenidos durante el sismo de septiembre de 1985 (Tabla 4.7).

Se puede observar que en el conjunto de registros simulados para un periodo de retorno de 50 años se tiene variedad de aceleraciones máximas que van desde 116.5 gal a 436.7 gal. El conjunto de registros para periodos de retorno de 100 años contiene aceleraciones máximas de 158.4 gal a 546.1 gal.

Para los registros Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5, se puede observar una diferencia entre ambos de más de 4 veces con respecto a la aceleración máxima.

#### 4.15 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES

En la figura 4.17 se muestra un esquema del modelo utilizado, el estribo No.1 se encuentra en dirección Morelia Michoacán seguido por cuatro pilas, para finalizar en el lado derecho con el Estribo No.6 en dirección al puerto de Lázaro Cárdenas Michoacán.

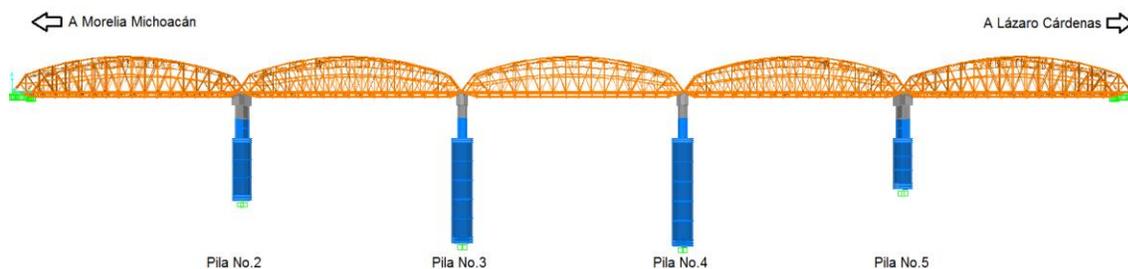


Figura 4.17 Esquema del modelo del puente infiernillo II.

Con relación a los esfuerzos cortantes en los cabezales, es necesario antes aclarar las direcciones en que cada uno de ellos actúa, para ello se realizó el análisis en dos sentidos nombrados de la siguiente manera: Para el cortante nombrado en el programa como (V2) éste se presenta en el sentido longitudinal del puente y el cortante (V3) se presenta en el sentido transversal del puente.

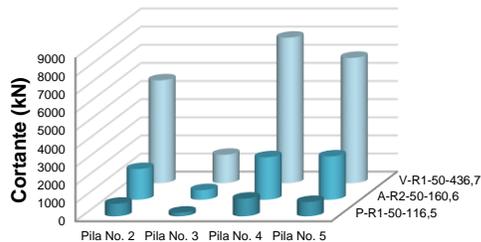


### 4.15.1 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES TR 50 AÑOS

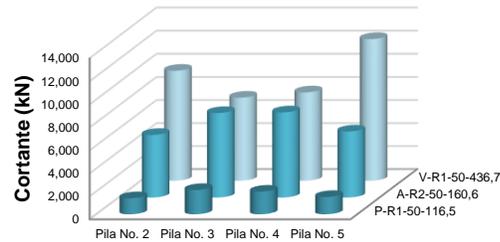
En la figura 4.18 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 4.18a la pila más esforzada por cortante para el sentido longitudinal es la pila No.4 que se encuentran en la zona intermedia del puente, note que la pila No.3 resulta la menos esforzada del conjunto de pilas que componen el puente. Las pilas No.2 y No.5 tienen esfuerzos cortantes de un orden muy bajo.

En la figura 4.18b Se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido transversal del puente, note que para este sentido la pila No.5 seguida por la pila No.2 presenta los esfuerzos cortantes máximos. Para las pilas No.3 y No.4se presentan esfuerzos de un orden más bajo.



(a) Longitudinal.



(b) Transversal.

Figura 4.18 Cortantes máximos (Periodo de retorno 50 años).

En la tabla 4.8 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados.

Tabla 4.8 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección longitudinal.

Cortantes máximos (kN).			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	691	1691	5669
3	199	528	1564
4	973	2339	8023
5	787	2386	6910

En la tabla 4.8 el registro P-R1-50-116.5 la pila No.4 para el sentido longitudinal del puente presentan los esfuerzos máximos, mientras que en las pilas No.2 y No.5 son de un orden menor, note que la pila No.3 presenta el menor esfuerzo del conjunto de pilas ubicada en la parte central del puente, siendo solo la pila No.4 la que contienen mayores esfuerzos por cortante.



Para el registro A-R2-50-160.6 en la pila No.5 se obtienen los esfuerzos cortantes ligeramente mayores a la pila No.5, note que en la pila No.3 se obtienen esfuerzos cortante de un orden bajo.

Para el registro V-R1-50-436.7 se obtienen esfuerzos cortantes máximos en la pila No.4, las pilas No.2 y No.5 se obtienen menores esfuerzos, note que en la pila No.3 se obtienen esfuerzos más bajos.

Tabla 4.9 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección transversal.

Cortantes máximos (kN).			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	1396	5451	9546
3	2115	7356	7223
4	1970	7415	7681
5	1506	5750	12290

En la tabla 4.9 para el registro P-R1-50-116.5 se obtienen los esfuerzos cortantes máximos en la pila No.3 note que las pilas No.2, No.4 y No.5 se obtienen esfuerzos más bajos.

Para el registro A-R2-50-160.6 se obtienen los esfuerzos máximos en la pila No.4, se puede notar que se presentan los máximos cortantes en las pilas No.3 y No.4, en las pilas No.2 y No.5 se obtienen valores más bajos.

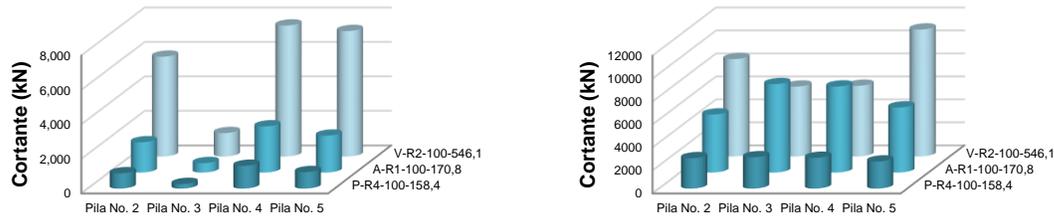
Para el registro V-R1-50-436.7 se obtiene el esfuerzo máximo en la pila No.5, seguido por la pila No.2, note que las pilas No.3 y No.4 se obtienen los esfuerzos cortantes más bajos.

#### 4.15.2 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES TR 100 AÑOS

En la figura 4.18 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 4.18a Se puede observar que las pilas más esforzadas por cortante para el sentido longitudinal es la pila No.4 que se encuentran en la zona intermedia del puente. Las pilas No.2, No.3 y No.5 tienen esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

En la figura 4.18b Se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido transversal del puente, note que para este sentido las pilas tienen un comportamiento distinto ante cada registro sísmico.



(a) Longitudinal. (b) Transversal.  
 Figura 4.19 Cortantes máximos (Periodo de retorno 100 años).

En la tabla 4.10 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados.

Tabla 4.10 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección longitudinal.

Cortantes máximos (kN)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	884	1750	5787
3	264	544	1356
4	1317	2670	7596
5	952	2134	7278

En la tabla 4.10 para el registro P-R4-100-158.4 y A-R2-100-170.8 la pila No.4 para el sentido longitudinal del puente se obtienen los esfuerzos máximos, mientras que en las pilas No.2 y No.5 son más bajos, note que los esfuerzos en la pila No.3 son los más bajos del conjunto de pilas.

Para el registro V-R2-100-546.1 se obtienen los esfuerzos máximos en la pila No.4, en las pilas No.2 y No.5 se obtienen esfuerzos más bajos, note que la pila No.3 se obtiene el esfuerzo más bajo del conjunto de pilas.

En el sentido transversal del puente los esfuerzos cortantes máximos registrados en las pilas se mencionan en la tabla 4.11.

Tabla 4.11 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección transversal.

Cortantes máximos (kN).			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	2645	5049	8478
3	2725	7697	6081
4	2677	7487	6152
5	2356	5663	11050



Para los registros P-R4-100-158.4 los esfuerzos máximos se obtienen en la pila No.3, se puede notar que para este registro el comportamiento es muy similar en todas las pilas del puente, note que la pila No.5 se obtiene esfuerzos más bajos.

Para el registro A-R2-100-170.8 se obtienen los esfuerzos máximos en la pila No.3, note que para este registro los esfuerzos máximos se obtienen en las pilas centrales No.3 y No.4, y para las pilas No.2 y No.5 ubicadas en los extremos del puente se obtienen esfuerzos más bajos.

Por último el registro V-R2-100-546.1 se obtiene el esfuerzo máximo en la pila No.5 ubicada en un extremo del puente, note que las pilas No.3 y No.4 presentan esfuerzos más bajos ubicados en la parte central del puente.

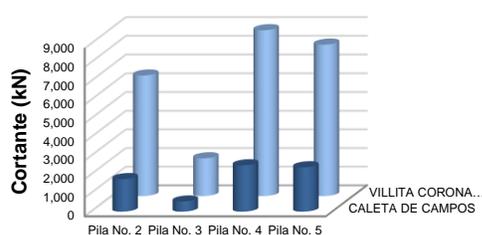
El comportamiento de las pilas es muy similar a los registros para periodo de retorno de 50 años, esto sucede para ambos sentidos del puente.

#### 4.15.3 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES PARA REGISTROS PRESENTADOS EN SEPTIEMBRE DE 1985

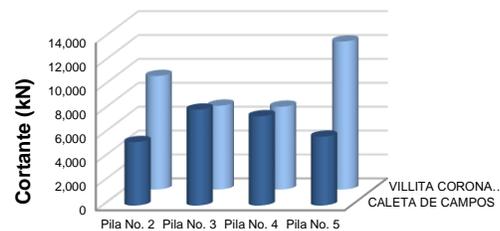
En la figura 4.20 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 4.20a se puede observar que la pila más esforzada por cortante para el sentido longitudinal es la pila No.4 que se encuentran en la zona intermedia del puente. Las pilas No.2, No.3 y No.5 tienen esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

En la figura 4.20b se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido transversal del puente, note que para este sentido el comportamiento que se obtiene es distinto para ambos registros.



(a) Longitudinal.



(b) Transversal.

Figura 4.20 Cortantes máximos con registros presentados en septiembre de 1985.

En la Tabla 4.12 se muestran los valores máximos de cortante para los registros sísmicos Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5.



Tabla 4.12 Cortantes máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección longitudinal.

Cortantes máximos (kN).		
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5
2	1745	6458
3	542	2027
4	2485	8878
5	2379	8106

En la tabla 4.12 el registro Villita Corona Centro 5 para el sentido longitudinal del puente la pila No.4 se obtienen los esfuerzos máximos ubicada en la parte central del puente, note que la pila No.3 se obtienen los esfuerzos más bajos del conjunto de pilas.

Para el registro Caleta de Campos se obtiene el esfuerzo máximo en la pila No.4, observe que las pilas No.2 y No.5 se presentan un comportamiento muy similar, note que la pila No.3 se obtiene un esfuerzo más bajo.

En el sentido transversal del puente los esfuerzos cortantes máximos registrados en las pilas para ambos registros resultan distintos, se muestran en la tabla 4.13.

Tabla 4.13 Cortantes máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección transversal.

Cortantes máximos (kN).		
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5
2	5309	9502
3	8026	7017
4	7474	6931
5	5763	12390

En la Tabla 4.13 el esfuerzo cortante máximo para el registro Villita Corona Centro 5 se presenta en la pila No.5, las pilas No.2, No.3 y No.4 presentan esfuerzos cortantes más bajos, note que en la pila No.4 se obtienen los esfuerzos cortantes más bajos del conjunto de pilas.

Para el registro Caleta de Campos los esfuerzos máximos por cortante se obtienen en la pila No.3 seguida por la pila No.4, en general el comportamiento de las pilas No.3 y No.4 de la parte central así como las pilas No.2 y No.5 de la parte extrema del puente es muy similar

Se hace notar que para ambos registros Caleta de Campos Y Villita Corona Centro 5 el comportamiento del puente es distinto.

Se observa que el comportamiento de esfuerzos cortantes máximos se obtienen en las mismas pilas para registros con periodos de retorno de 50 y 100 años, esto sucede para ambos sentidos del puente.

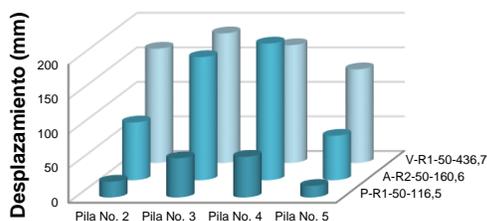


### 4.16 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES TR 50 AÑOS

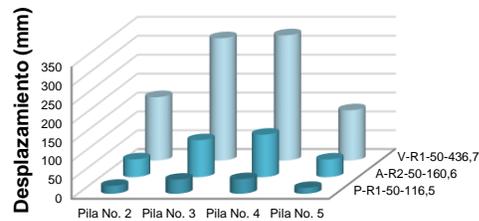
En la figura 4.21 se muestran los desplazamientos del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 4.21a se muestran los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, se puede observar que los desplazamientos máximos se obtienen en la parte central en las pilas No.3 y No.4, note que las pilas No.2 y No.5 presentan desplazamientos más bajos.

En la figura 4.21b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente en este sentido las pilas No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos, la pila No. 2 y No.5 presentan desplazamientos más bajos.



(a) Transversal.



(b) Longitudinal.

Figura 4.21 Desplazamientos máximos (Periodo de retorno 50 años).

En la tabla 4.14 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido transversal.

Tabla 4.14 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección transversal.

Desplazamientos máximos (mm).			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	22.88	83.58	165.40
3	56.76	178.30	187.60
4	58.87	197.90	170.50
5	16.74	64.33	135.50

En la tabla 4.14 en el registro P-R1-50-116.5 la pila No.3 y No.4 presenta el desplazamiento máximo, la pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos de un orden aún más bajo.

Para el registro A-R2-50-160.6 el desplazamiento máximo se presenta en la pila No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente, las pilas No.2 y No.5 presentan desplazamientos más bajos.



Para el registro V-R1-50-436.7 el desplazamiento máximo se presenta en la pila No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente, las pilas No.2 y No.5 presentan desplazamientos más bajos.

Se puede notar que los desplazamientos máximos para el sentido transversal se presentan en las pilas No.3 y No.4.

Note que ante diferentes registros se obtienen los desplazamientos máximos en las mismas pilas tanto en la parte central como en la zona extrema.

En la tabla 4.15 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal.

Tabla 4.15 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos (mm).			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	21.10	47.37	168.60
3	37.52	98.43	324.20
4	38.97	113.20	331.90
5	15.48	46.99	133.90

En la tabla 4.15 para el registro P-R1-50-116.5 las pilas No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, con desplazamientos muy similares entre estas. Para la pila No.2 y No.5 ubicadas en los extremos del puente presentan desplazamientos más bajos.

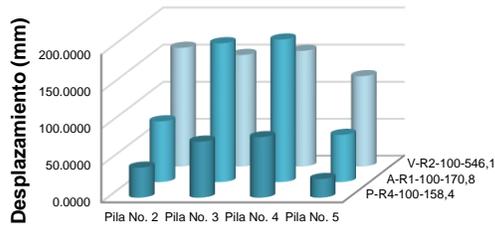
Para los registros A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 se presenta algo muy similar obteniendo la misma respuesta en las pilas centrales y extremas con diferentes valores en desplazamientos.

#### 4.16.1 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES TR 100 AÑOS

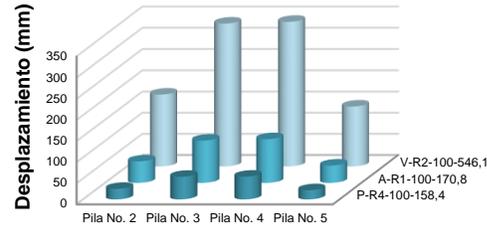
En la figura 4.22 se muestran los desplazamientos del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 4.22a se obtienen los desplazamientos máximos en la pila No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente, las pilas No. 2 y No.5 se obtienen desplazamientos más bajos

En la figura 4.22b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente en este sentido las pilas No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos, la pila No. 2 y No.5 presentan desplazamientos más bajos.



(a) Transversal.



(b) Longitudinal.

Figura 4.22 Desplazamientos máximos (Periodo de retorno 100 años).

En la tabla 4.16 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido transversal.

Tabla 4.16 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección transversal.

Desplazamientos máximos (mm).			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	40.74	82.40	160.40
3	76.03	187.70	150.70
4	82.13	192.70	156.30
5	25.32	64.08	122.20

En la tabla 4.16 en el registro P-R4-100-158.4 la pila No.3 y No.4 presenta el desplazamiento máximo, la pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos más bajos.

Para el registro A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1 el desplazamiento máximo se presenta en la pila No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente, las pilas No.2 y No.5 presentan desplazamientos más bajos.

En la tabla 4.17 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal.

Tabla 4.17 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos (mm).			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	A-R2-100-170.8
2	25.13	51.04	170.10
3	53.61	100.30	337.00
4	53.90	103.70	341.20
5	21.85	41.10	142.00

En el registro P-R4-100-158.4 las pilas No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, con desplazamientos muy similares.



Para la pila No.2 y No.5 ubicadas en los extremos del puente presentan desplazamientos muy similares. Para el registro A-R2-100-170.8 y A-R2-100-170.8 se presentan los desplazamientos en las pilas No.3 y No.4 ubicadas en la parte central, la pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos muy similares.

#### 4.16.2 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES PARA REGISTROS PRESENTADOS EN SEPTIEMBRE DE 1985

En la figura 4.23 se muestran los desplazamientos máximos del puente considerando dos registros reales presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 4.23a para el sentido transversal las pilas presentan un distinto comportamiento ante dos diferentes registros presentados en septiembre de 1985.

En la figura 4.23b se muestran los máximos desplazamientos para el sentido longitudinal del puente ante dos registros reales. Las pilas No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, con desplazamientos muy similares. Para la pila No.2 y No.5 ubicadas en los extremos del puente presentan desplazamientos más bajos.

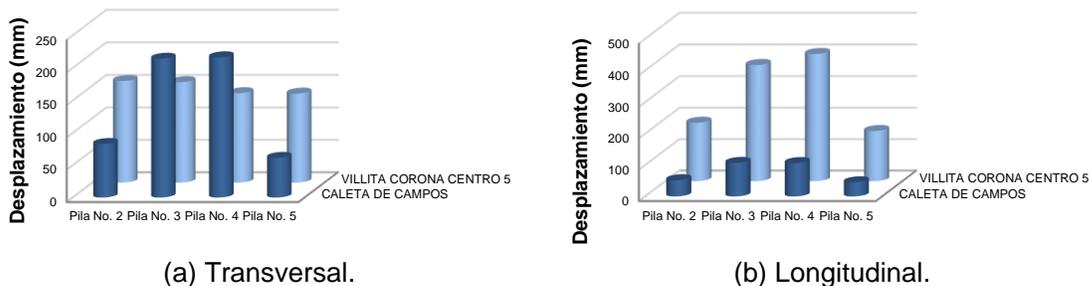


Figura 4.23 Desplazamientos máximos con registros presentados en septiembre de 1985.

En la tabla 4.18 se muestran los valores máximos en desplazamientos con los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985 para el sentido transversal.

Tabla 4.18 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección transversal.

Desplazamientos máximos (mm).		
No. de Pila	Caleta de campos	Villita corona centro 5
2	83.00	156.90
3	214.20	155.10
4	216.40	138.20
5	61.47	137.50



En la tabla 4.18 para el registro Villita Corona Centro 5 en el sentido transversal del puente la pila No.2 presenta el desplazamiento máximo. Las pilas No.3, No.4 y No.5 presentan desplazamientos descendentes.

Para el registro Caleta de Campos las pilas centrales No.3 y No.4 se obtienen los máximos desplazamientos. Las pilas No.2 y No.5 presentan desplazamientos más bajos. Note que las pilas centrales como las pilas extremas se obtienen una similitud.

En la tabla 4.19 se muestran los valores máximos en desplazamientos para los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985 para el sentido longitudinal.

Tabla 4.19 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos (mm).		
No. de Pila	Caleta de campos	Villita corona centro 5
2	51.69	186.10
3	106.80	368.80
4	106.30	403.60
5	45.00	159.80

En la Tabla 4.19 Para el registro Villita Corona Centro 5 las pilas No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, con desplazamientos muy similares. Para la pila No.2 y No.5 ubicadas en los extremos del puente presentan desplazamientos más bajos.

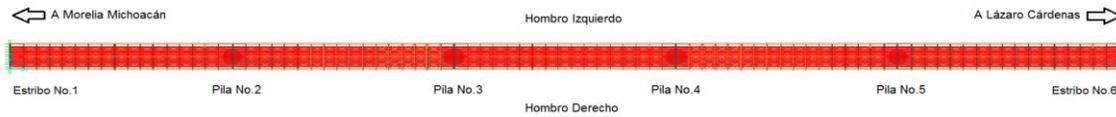
Para el registro Caleta de Campos se presenta una situación similar en donde la pila No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, con desplazamientos muy similares. Para la pila No.2 y No.5 ubicadas en los extremos del puente presentan desplazamientos más bajos.

#### 4.17 JUNTAS DE DILATACIÓN

En el año 2013-2014 se reemplazaron las juntas (Frey Mex T-50) las cuales permiten deformaciones de 100 mm con las que se proyectó el puente, realizando un cambio por un nuevo sistema de junta tipo (Tensa RS-B), la cual es patente y suministrada por una empresa de origen suizo en México y para la que se diseñó para permitir deformaciones de hasta 110 mm, sin embargo en el modelo no se consideró el nuevo sistema de junta por su carencia de información, y se realizó con el sistema de junta (Frey Mex T-50).

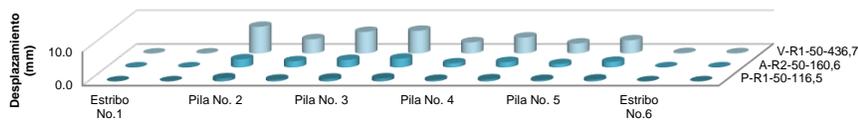
Para el modelo del puente se colocaron elementos tipo link (Anexo B), gancho y hueco (Hook y Gap) colocados en toda la longitud de la junta alternados, en el Anexo B se muestra con más detalle la modelación y colocación.

Los desplazamientos máximos que se registran se presentan en ambos hombros del puente, nombrados: hombro derecho y hombro izquierdo (Figura 4.24).

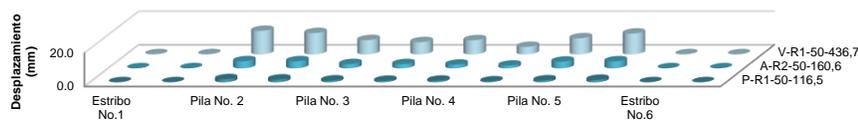


4.24 Localización de elementos link en juntas, puente Infiernillo I

En la figura 4.25 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7. Se puede notar que se presentan los desplazamientos máximos en la junta de la pila No.2 y No.5, ubicadas en los extremos del puente.



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura 4.25 Desplazamientos máximos en juntas para registros sintéticos, Tr de 50 años

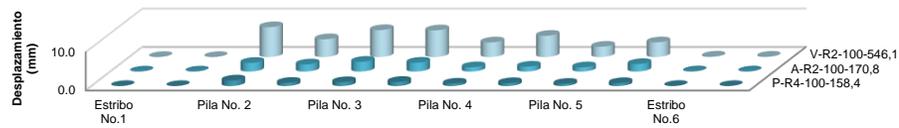
En la Tabla 4.20 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos sintéticos para ambos sentidos del puente. Note que para los tres registros P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 los desplazamientos resultan de un orden bajo.

Tabla 4.20 Desplazamientos máximos en juntas de dilatación ante registros sintéticos para Tr de 50 años.

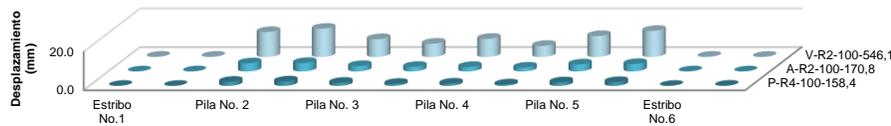
		Desplazamientos máximos (mm)					
Hombro	Localización	P-R1-50-116.5		A-R2-50-160.6		V-R1-50-436.7	
		L	T	L	T	L	T
Izq.	Estribo No.1	0.010	0.000	0.029	0.000	0.103	0.000
Der.		0.015	0.000	0.039	0.000	0.118	0.000
Izq.	Pila No.2	1.818	0.900	4.163	2.399	13.990	7.942
Der.		1.604	0.500	4.172	1.814	12.700	4.245
Izq.	Pila No.3	1.027	0.793	2.495	2.218	8.484	6.417
Der.		0.830	0.878	2.477	2.591	7.284	6.742
Izq.	Pila No.4	0.899	0.431	2.137	1.202	8.397	3.313
Der.		0.498	0.589	1.601	1.591	4.467	4.732
Izq.	Pila No.5	1.094	0.422	3.941	0.984	9.575	2.967
Der.		1.411	0.524	4.124	1.650	12.380	3.928
Izq.	Estribo No.6	0.014	0.014	0.041	0.041	0.114	0.114
Der.		0.008	0.008	0.023	0.023	0.071	0.071



En la figura 4.26 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1. Se puede notar que se presentan los desplazamientos máximos en la junta de la pila No.2 y No.5, ubicadas en los extremos del puente.



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura 4.26 Desplazamientos máximos en juntas para registros sintéticos, Tr 100 años

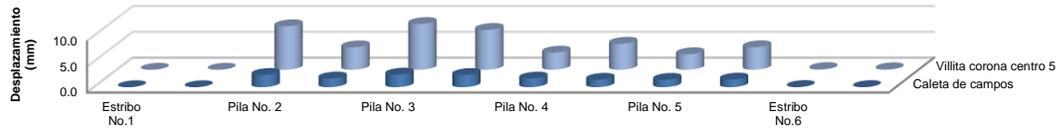
En la tabla 4.21 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos sintéticos para ambos sentidos del puente. Note que para los tres registros P-R4-100-158,4, A-R2-100-170,8 y V-R2-100-546,1 los desplazamientos resultan de un orden bajo.

Tabla 4.21 Desplazamientos máximos en juntas de dilatación ante registros sintéticos para Tr de 100 años.

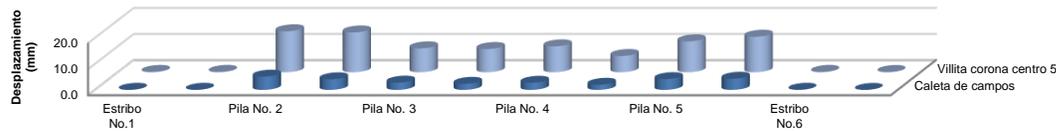
		Desplazamientos máximos (mm)					
Hombro	Localización	P-R4-100-158.4		A-R2-100-170.8		V-R2-100-546.1	
		L	T	L	T	L	T
Izq.	Estribo No.1	0,014	0,000	0,028	0,000	0,109	0,000
Der.		0,020	0,000	0,043	0,000	0,113	0,000
Izq.	Pila No.2	2,108	1,443	4,194	2,248	12,950	7,774
Der.		2,286	0,836	4,350	1,851	14,640	4,632
Izq.	Pila No.3	1,584	1,013	2,762	2,541	9,243	7,021
Der.		1,041	1,077	2,312	2,302	6,891	6,949
Izq.	Pila No.4	1,158	0,633	2,284	1,119	9,393	3,801
Der.		0,743	0,764	1,974	1,275	5,733	5,525
Izq.	Pila No.5	1,834	0,576	3,620	1,105	10,850	2,684
Der.		1,981	0,770	3,830	1,950	13,540	3,822
Izq.	Estribo No.6	0,020	0,020	0,039	0,039	0,115	0,115
Der.		0,083	0,011	0,023	0,023	0,083	0,083



En la figura 4.27 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985: (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5. Se puede notar que se presentan los desplazamientos máximos en la junta de la pila No.2 y No.5, ubicadas en los extremos del puente.



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura 4.27 Desplazamientos máximos en juntas ante registros presentados en septiembre de 1985.

En la tabla 4.22 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985. Note que para el registro Villita Corona Centro 5 los desplazamientos resultan mayores, y que se presentan en las juntas de la pila No.2 y No.5 colocadas en los extremos del puente.

Tabla 4.22 Desplazamientos máximos en juntas de dilatación ante registros presentados en septiembre de 1985.

Localización	Desplazamientos máximos (mm)			
	Caleta de campos		Villita corona centro 5	
	L	T	L	T
Estribo No.1	0.033	0.000	0.113	0.000
	0.037	0.000	0.134	0.000
Pila No.2	5.089	2.375	15.740	8.429
	4.059	1.686	15.300	4.345
Pila No.3	2.786	2.443	9.178	8.868
	2.319	2.361	8.922	7.725
Pila No.4	2.726	1.672	9.947	3.317
	1.956	1.434	6.251	5.034
Pila No.5	4.128	1.423	11.880	3.003
	4.273	1.483	13.650	4.367
Estribo No.6	0.041	0.041	0.134	0.134
	0.026	0.026	0.089	0.089



#### 4.18 RESULTADOS DEL ANALISIS DE SEÑALES DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL DEL PUENTE INFIERNILLO II

El puente Infiernillo II se encuentra en la autopista Siglo XXI y se trata de una estructura tipo armadura, tal y como se observa en la figura 4.28.



Figura 4.28 Vista general del puente vehicular infiernillo II

Una serie de pruebas de vibración ambiental fueron realizadas donde los parámetros modales de interés fueron las frecuencias longitudinales y transversales del puente y la frecuencia vertical de la plataforma. Los instrumentos utilizados para los estudios de vibración ambiental fueron una consola de grabación Kinometrics K2 con 12 canales, nueve sensores unidireccionales de fuerza balanceada y un instrumento equilibrado de fuerza triaxial Episensor. La figura 4.29 muestra el equipo de grabación y los sensores antes de tomar las medidas.

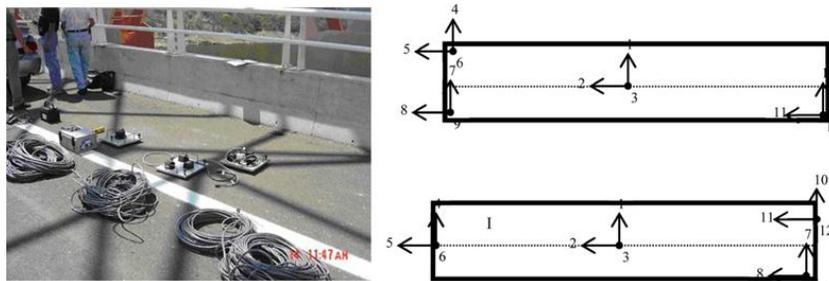


Figura 4.29 Equipo utilizado y Disposición del sensor

Las pruebas de respuesta ambiental del sistema registraron 100 muestras por segundo tomadas en series de 15 minutos cada una. La identificación modal del puente se evaluó mediante el uso de la técnica de descomposición en el dominio de la frecuencia (Bendat, 1993). Este enfoque realiza una descomposición aproximada de la estructura en un conjunto independiente de sistema de grado único de libertad para cada modo.

La figura 4.30 muestra los espectros de amplitud promedio en las tres direcciones ortogonales de los datos grabados (Hernández et al., 2005). Los períodos asociados a las amplitudes espectrales máximas son 2.7, 2.45 y 0.9 s para las direcciones transversal, longitudinal y vertical, respectivamente.



Tabla 4.23. Propiedades dinámicas de los cilindros obtenidos con ambiente Pruebas de vibración

No. de cilindro	Periodo (s)		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
2	0.357	0.333	0.044
3	0.584	0.595	0.061
4	0.598	0.617	0.063
5	0.250	0.250	0.045

Tabla 4.24. Propiedades dinámicas de los cilindros obtenidos con el analítico Modelo

No. de cilindro	Periodo (s)		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
2	0.367	0.367	0.057
3	0.607	0.607	0.081
4	0.643	0.643	0.083
5	0.219	0.219	0.044

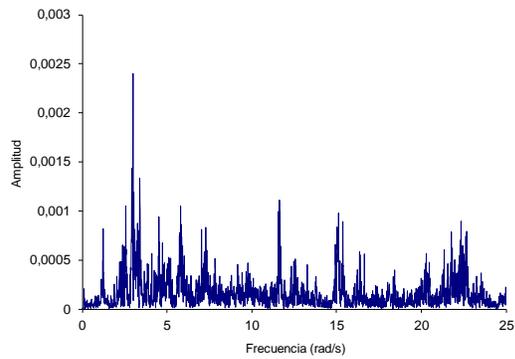
#### 4.19 MODELO TRIDIMENSIONAL DEL PUENTE

El modelo realizado en SAP 200 para todos los casos, los miembros del entramado se representó mediante elementos del tipo de marco con propiedades geométricas obtenidas del proyecto estructural y los planos de construcción del puente. La plataforma, los muelles y los cilindros se modelaron con elementos finitos sólidos, y el agua de masa se agregó a los cilindros como se explicó anteriormente. El sistema de aislamiento se modeló utilizando elementos de enlace con propiedades histerética bilineales. Tienen propiedades de plasticidad acopladas para deformaciones de corte y las cuatro deformaciones restantes (axial y rotación alrededor de sus tres ejes locales) tienen rigideces efectivas lineales.

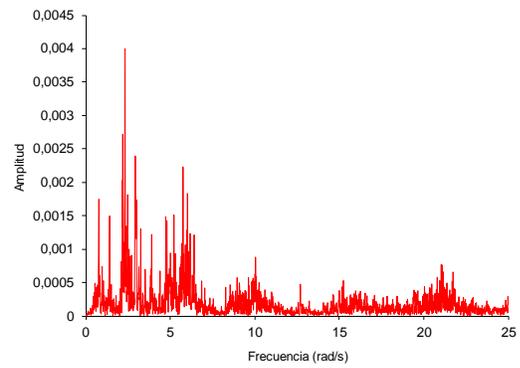
El análisis modal del modelo 3D dio las frecuencias analíticas y las formas de modo que se compararon con las obtenidas a través de mediciones de vibración ambiental. El período fundamental del puente en la dirección transversal fue 2.52 s, que fue el 93% del período transversal identificado por las pruebas de vibración ambiental. El primer período longitudinal obtenido es 2.42 s, prácticamente el mismo que el experimental. El modo vertical tuvo un período de 0.88 s. Por la precisión de los resultados no se requirió ningún ajuste para el modelo numérico, fue de interés determinar los cambios que el puente tendría en sus propiedades dinámicas si fuera compatible con los rodamientos tradicionales.

En la misma carretera, cerca de la ubicación del puente Infiernillo II, hay otros puentes con longitudes de tramo muy similares y el mismo tipo de superestructura. Uno de ellos es el puente Pinzandarán compuesto por dos armazones de acero de tipo Camel Back sujetos en la parte superior y soportados por rodamientos unidireccionales Tetron GG pot. Se creó un modelo analítico del puente Infiernillo II soportado en este tipo de rodamientos.

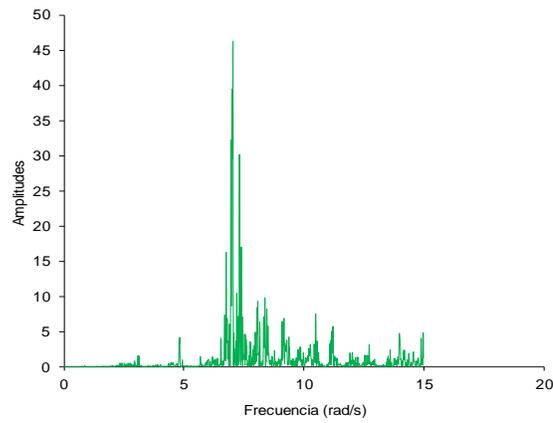
Los resultados muestran que el período fundamental del puente no aislado solo se reduce en una cantidad del 20% (Galván, 2008). Los pequeños cambios en las propiedades dinámicas de ambas estructuras se pueden atribuir al alto período inherente del puente no aislado como consecuencia de la flexibilidad de la subestructura.



(a) Dirección longitudinal



(b) Dirección transversal



(c) Dirección vertical

Figura 4.30 Espectros de Fourier de Amplitud Promedio: (a) Dirección longitudinal, b) Dirección Transversal, y (c) Dirección vertical



# CAPÍTULO 5

## AISLAMIENTO SÍSMICO DEL PUENTE INFIERNILLO II

### 5.1 AISLAMIENTO SÍSMICO EXISTENTE

El sistema de aislamiento sísmico consiste en un desacople (estructura-suelo), con la finalidad de reducir en la estructura esfuerzos excesivos provocados por los sismos. Al incorporar aisladores sísmicos al puente; este reduce su rigidez haciéndose más flexible y se refleja en un incremento de periodo, la finalidad es disipar la energía, introducida por el sismo, por medio de los dispositivos sísmicos.

El puente Infiernillo II en la actualidad cuenta con aisladores multirrotacionales cuyo funcionamiento se basa en componentes básicos de normas de calidad ambiental que son: un conjunto de cojinete de deslizamiento con una amortiguación multirrotacional PTFE (politetrafluoretileno) y el que cuenta con un dispositivo sin necesidad de mantenimiento llamado regulador de energía de masas (Figura 5.1a).



Figura 5.1 Aislador multirrotacional colocado en puente Infiernillo II

Este sistema se desarrolla con una extensa investigación realizada en el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica Multidisciplinario (MCEER), en la Universidad Estatal de Nueva York en Búfalo. Se realizaron pruebas en la mesa vibradora en las que se confirmó que el EradiQuake (EQS) es un sistema eficaz para reducir las fuerzas y desplazamientos causados por las aceleraciones.



El sistema EradiQuake (EQS) transfiere la energía de una masa en movimiento (energía cinética), tal como en una superestructura de un puente durante un terremoto, en energía (potencial) calor de un resorte. Esto se hace a través de la interfaz de teflón / acero y el MER, que conecta la superestructura a la subestructura. El EradiQuake (EQS) disipa la energía a través de la fricción, y cada dispositivo se puede diseñar para lograr una amplia variedad de niveles de disipación de energía. Este control sobre el diseño le da al ingeniero la capacidad de optimizar la respuesta de la estructura a un movimiento sísmico.

En la figura 5.1b se observa el dispositivo de aislamiento sísmico multirrotacional en el proceso de izado en el sitio y en la figura 5.1c una vez colocado en su posición final en el puente.

El Sistema EradiQuake (EQS) ha sido sujeto a estudios y pruebas a escala en dispositivos individuales como ciclos máximos esperados. El comportamiento esperado en los dispositivos se ilustra en la figura 5.2. Obsérvese que tiene un comportamiento prácticamente rectangular es decir, tiene un comportamiento con un alto amortiguamiento y mínima deformación.

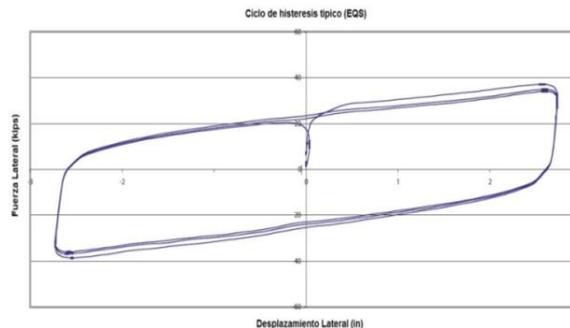


Figura 5.2 Comportamiento en pruebas de dispositivo multirrotacional, puente Infiernillo II.

Se utilizaron un total de cuatro dispositivos por pila es decir; dos en cada uno de los extremos de las armaduras, en un inicio se contempló utilizarlos solo en los apoyos intermedios (pilas) y no en los extremos (estribos), sin embargo se optó por colocarse en todos los apoyos contando con un total de 20 aisladores, todos con las mismas características.

El puente Infiernillo II construido en el año 2002 fue el primer puente en México con sistema de aislamiento EradiQuake (EQS) (RJW), mientras que en otros países como Japón, Nueva Zelanda y Estados Unidos ya se contaban con varios puentes construidos con diferentes tipos de dispositivos de aislamiento sísmico.

## 5.2 MODELO DE LOS AISLADORES SISMICOS

El aislador se incorpora en el modelo del puente, por medio de las propiedades de enlace tipo Link (Anexo D), y con el tipo de elemento de conexión (Rubber Isolator) el cual representa el comportamiento bilineal del aislador multirrotacional de la manera más adecuada y con el que el puente se encuentra en la actualidad, En la figura 5.3 se muestran las propiedades del aislador multirrotacional incorporadas en el modelo.

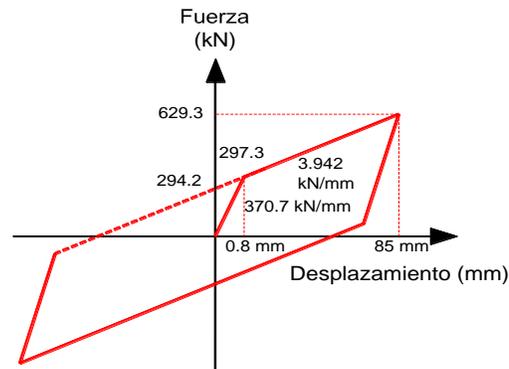


Figura 5.3 Modelo del aislador multirrotacional bilineal (R. Gómez M.et al 2006)

### 5.3 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL PUENTE

En esta sección se muestra el modelo del puente con el dispositivo de aislamiento sísmico multirrotacional mencionado en el apartado 5.1. Con los resultados obtenidos de este análisis se podrán evaluar las ventajas que ofrecen los dispositivos de aislamiento sísmico, considerando las fuerzas cortantes y desplazamientos máximos a las que estaría sujeta la estructura considerando dispositivos de aislamiento ante eventos sísmicos.

Se realizará una comparación para valorar las ventajas que se tiene al contemplar dispositivos sísmicos en estructuras. Además de revisar desplazamientos y fuerzas cortantes en las pilas en donde se tiene una gran demanda ante efectos de cortante para su diseño.

Se realiza el análisis considerando 12 modos de vibración para realizar la comparación con el modelo sin aislamiento sísmico, se muestran los primeros 4 modos en una vista panorámica, transversal al puente y en planta a nivel de la superficie de rodamiento (Figura 5.4 a 5.7). En la tabla 5.1 se muestran los periodos y frecuencias asociados a los doce modos de vibración de la estructura.

Tabla 5.1 Periodos y Frecuencias de vibrar del puente con dispositivos de aislamiento sísmico.

Numero de modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)
1	2,9782	0,3358
2	2,8961	0,3453
3	2,8237	0,3541
4	2,7075	0,3694
5	2,6535	0,3769
6	2,6440	0,3782
7	2,6064	0,3837
8	2,4730	0,4044
9	2,3520	0,4252
10	2,2838	0,4379
11	1,7053	0,5864
12	1,5682	0,6377

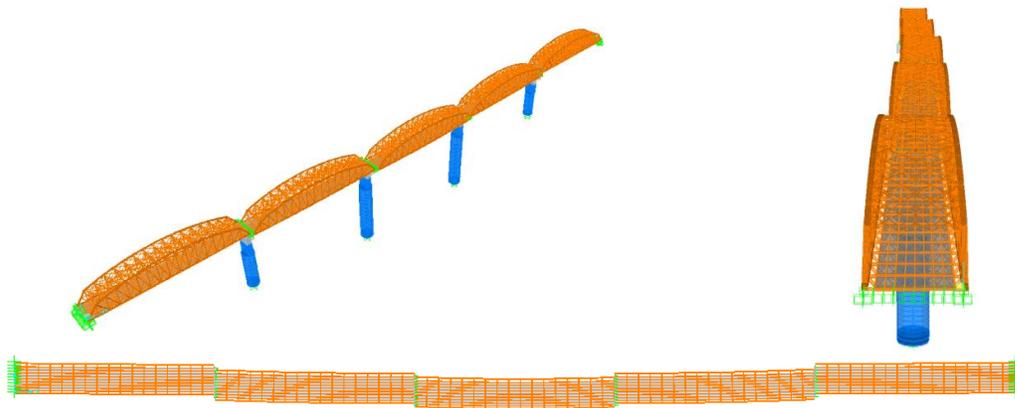


Figura 5.4 Primer modo de vibrar del puente con aisladores trabajando en condiciones normales Vista (Panorámica, transversal y Planta)  $T = 2.9782s$ .

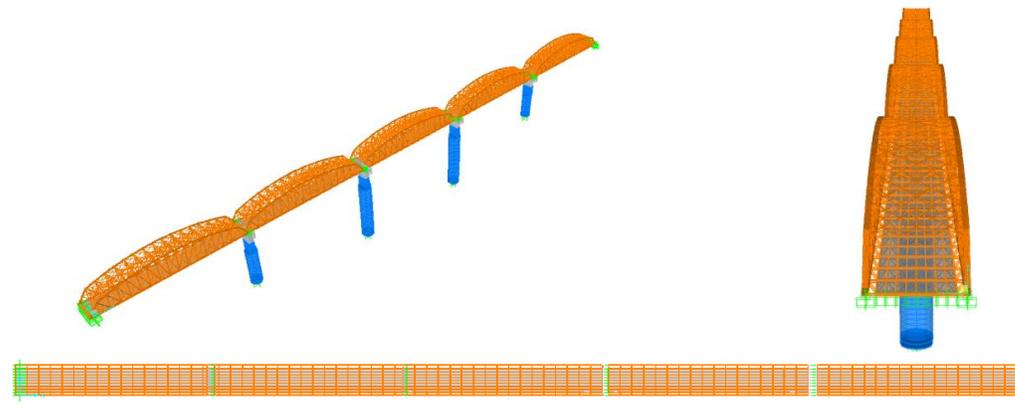


Figura 5.5 Segundo modo de vibrar del puente con aisladores trabajando en condiciones normales Vista (Panorámica, transversal y Planta)  $T = 2.8961s$ .

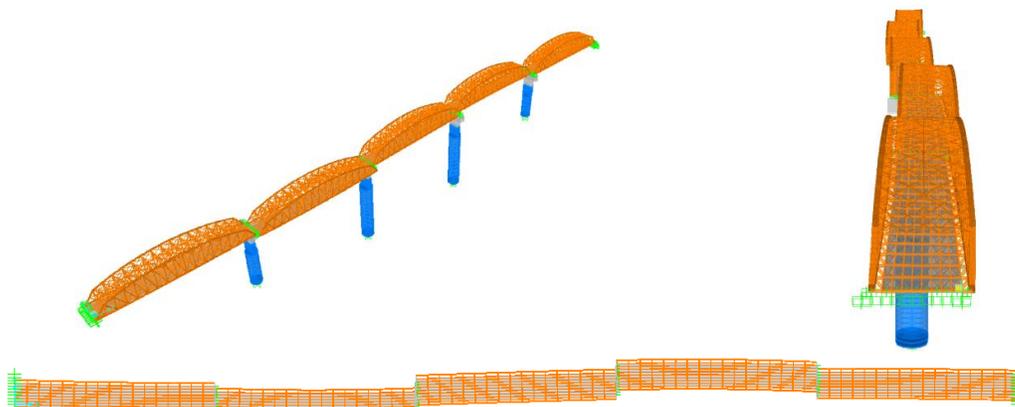


Figura 5.6 Tercer modo de vibrar del puente con aisladores trabajando en condiciones normales Vista (Panorámica, transversal y Planta)  $T = 2.8237s$ .

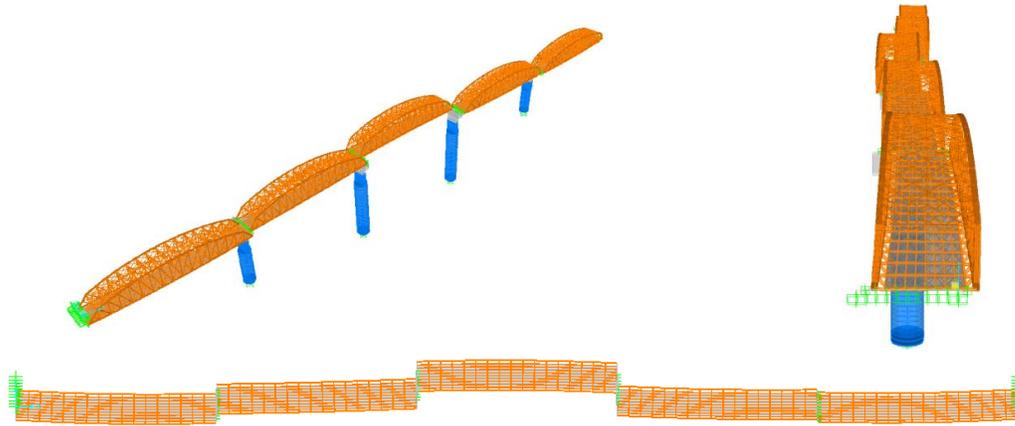


Figura 5.7 Cuarto modo de vibrar del puente con aisladores trabajando en condiciones normales Vista (Panorámica, transversal y Planta)  $T = 2.7075s$ .

### 5.4 RESULTADOS DE ANALISIS PASO A PASO OBTENIDOS CON DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO MULTIRROTACIONAL

A continuación se muestra el puente Infiernillo II en condiciones de aislamiento sísmico mediante el dispositivo multirrotacional.

En la figura 5.8 se nombran los tableros de armadura como también cada uno de aisladores ubicados en el puente, nombrando con una letra mayúscula (A) seguido por el número de aislador para una identificación inmediata. Se muestran los ciclos de histéresis más críticos en el sentido transversal y longitudinal del puente, ante seis registros sísmicos sintéticos y dos naturales mencionados en el Capítulo 4 de este trabajo de investigación.

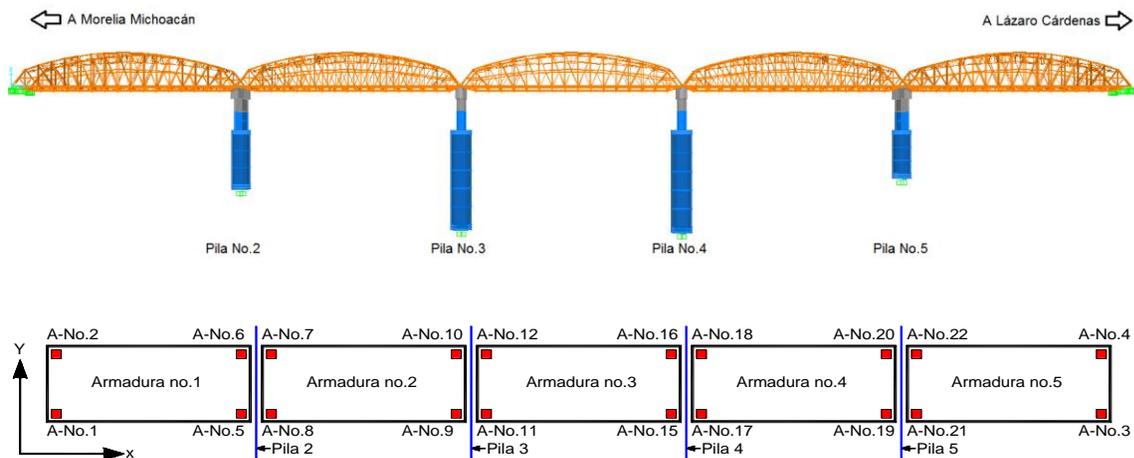
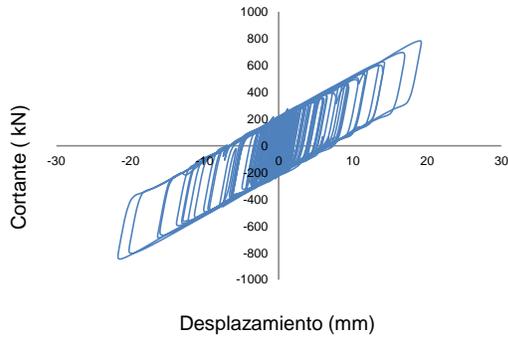


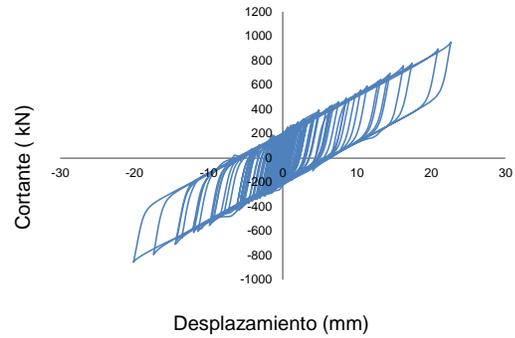
Figura 5.8 Localización de aisladores en el puente Infiernillo II



Se muestran en las figuras 5.9 a 5.16 los ciclos de histéresis de dos aisladores que resultan más esforzados uno para cada sentido del puente para los registros sísmicos mencionados en el Capítulo 4 de este trabajo.

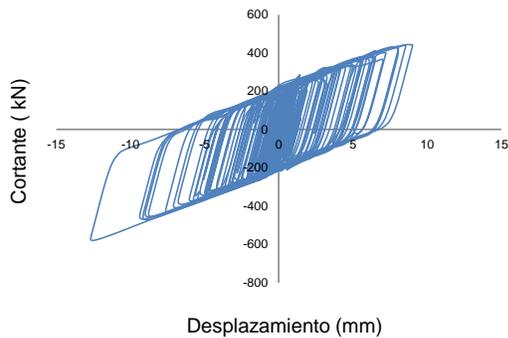


A-No.11 Sentido (Y) Transversal

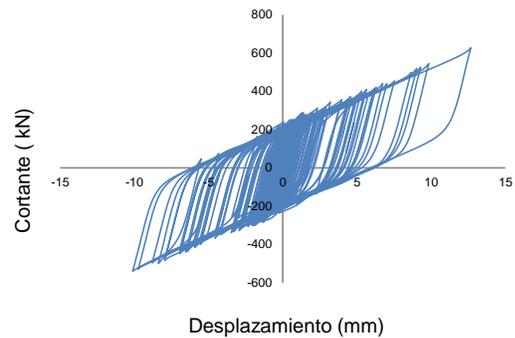


A-No.16 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.9 Ciclos de histéresis para el registro P-R4-100-158.4 Gal.

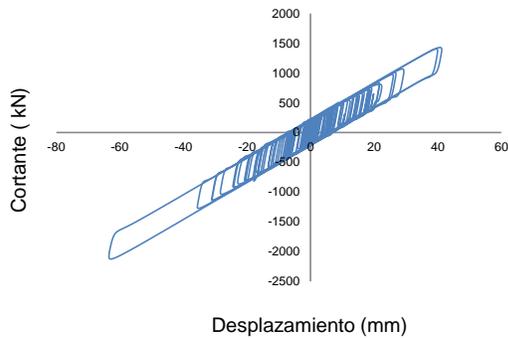


A-No.11 Sentido (Y) Transversal

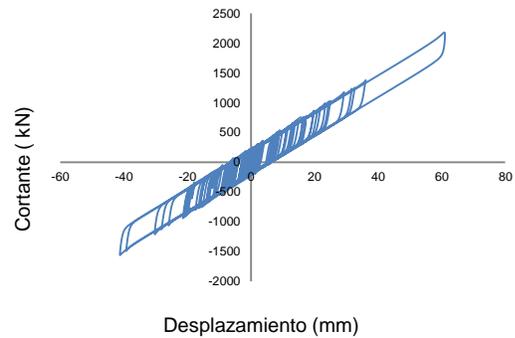


A-No.16 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.10 Ciclos de histéresis para el registro P-R2-50-116 Gal.

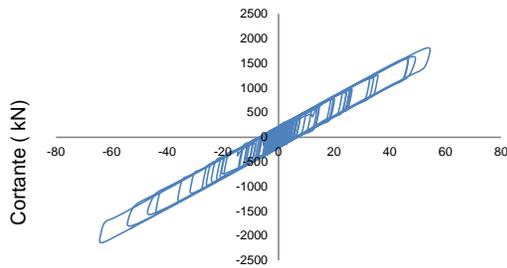


A-No.11 Sentido (Y) Transversal

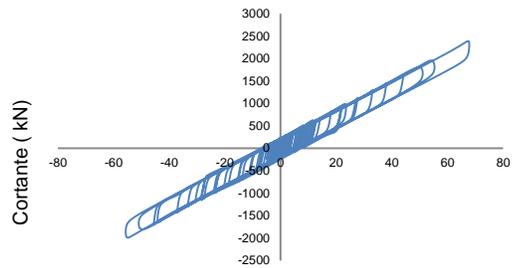


A-No.16 Sentido (X) Longitudinal

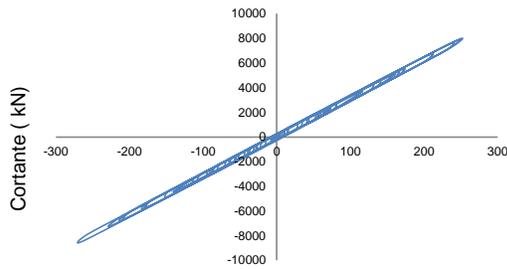
Figura 5.11 Ciclos de histéresis para el registro A-R1-100-170 Gal.



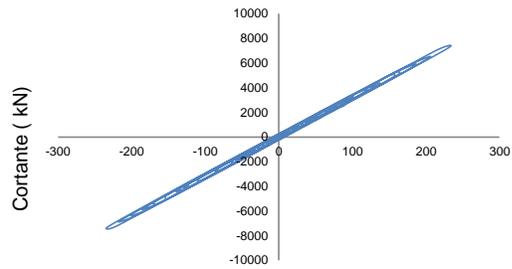
Desplazamiento (mm)  
A-No.11 Sentido (Y) Transversal  
Figura 5.12 Ciclos de histéresis para el registro A-R2-50-160 Gal.



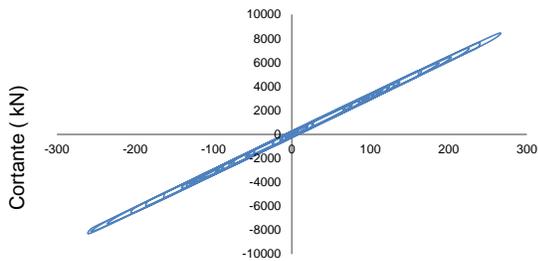
Desplazamiento (mm)  
A-No.16 Sentido (X) Longitudinal



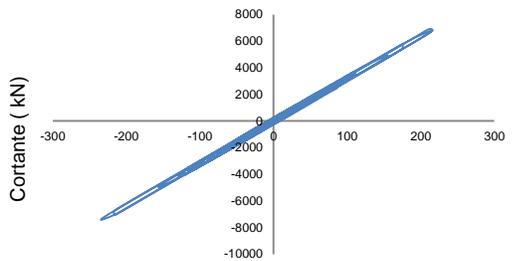
Desplazamiento (mm)  
A-No.11 Sentido (Y) Transversal  
Figura 5.13 Ciclos de histéresis para el registro V-R2-100-546 Gal.



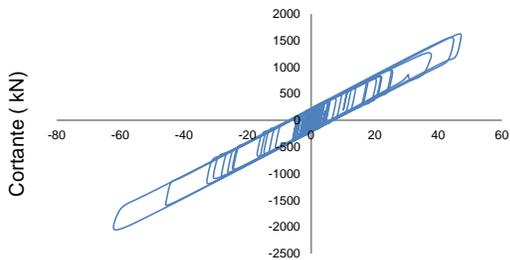
Desplazamiento (mm)  
A-No.16 Sentido (X) Longitudinal



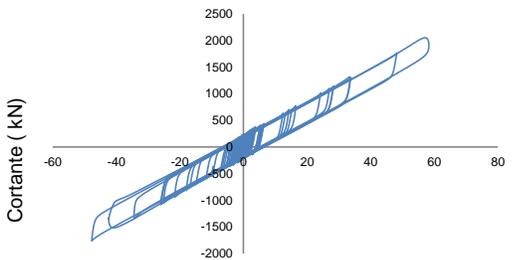
Desplazamiento (mm)  
A-No.11 Sentido (Y) Transversal  
Figura 5.14 Ciclos de histéresis para el registro V-R1-50-436 Gal.



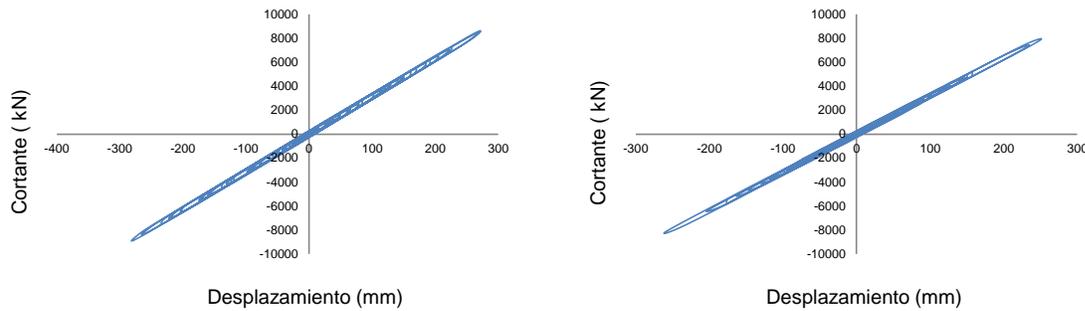
Desplazamiento (mm)  
A-No.16 Sentido (X) Longitudinal



Desplazamiento (mm)  
A-No.11 Sentido (Y) Transversal  
Figura 5.15 Ciclos de histéresis para el registro Caleta de campos.



Desplazamiento (mm)  
A-No.16 Sentido (X) Longitudinal



A-No.11 Sentido (Y) Transversal

A-No.16 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.16 Ciclos de histéresis para el registro Villita corona centro 5.

Se puede observar que el puente tiene un comportamiento distinto ante diferentes intensidades contenidas en registros sísmicos, esto es reflejado en los dispositivos de aislamiento sísmico ubicados en cabezales de pilas y estribos. Se puede notar en los ciclos de histéresis que ante un mayor desplazamiento la fuerza cortante disipada se incrementa y esto es reflejado en la inclinación del dispositivo reduciendo su rigidez.

En la tabla 5.2 se muestra un resumen de los elementos mecánicos obtenidos con ciclos histeréticos antes mostrados, en donde solo se muestra el aislador más esforzado para cada uno de los sentidos del puente.

Tabla 5.2 Resumen de ciclos histeréticos de aislador multirrotacional.

Nombre de registro	Tipo de registro	No. de aislador	Fuerza cortante máx. (kN)		Desplazamiento máx. (mm)	
			Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
P-R2-50-116	Sintético	11T y 16L	579.1	687.3	12.60	13.98
A-R2-50-160		11T y 16L	2138	2388	63.62	67.33
V-R1-50-436		11T y 16L	8461	7429	266.30	234.20
P-R4-100-158		11T y 16L	843.7	951.9	21.28	22.66
A-R1-100-170		11T y 16L	2178	2037	60.70	62.56
V-R2-100-546		11T y 16L	8585	7458	270.30	233.60
Caleta de campos	Registro septiembre 1985	11T y 16L	2056	2051	61.46	57.12
Villita corona centro 5		11T y 16L	8913	8285	281.60	261.10

A partir del análisis de los resultados presentados, se verifica que la incorporación de aisladores sísmicos mejora notablemente el comportamiento inelástico del puente, disminuyendo considerablemente las fuerzas cortantes en las pilas, se refleja la disminución del comportamiento de los elementos inelásticos en estos elementos. Se puede notar que los registros simulados provenientes de la semilla de Villita Corona Centro 5, presentan los máximos cortantes del conjunto de registros mencionados en la Tabla 5.2.



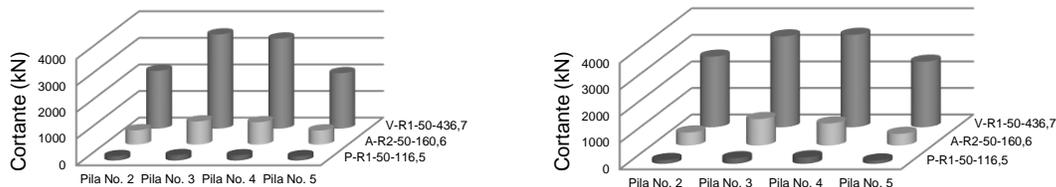
La reducción ocurre esencialmente en los cabezales de las pilas y por consecuencia en las columnas de las mismas, lo que indica que los aisladores casi restringen la incursión de estas columnas dentro del intervalo inelástico, evitando que se generen rotaciones plásticas excesivas que generarían un posible mecanismo de colapso.

**5.5.1 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES TR 50 AÑOS CON AISLADOR MULTIRROTACIONAL EXISTENTE EN EL PUENTE.**

En la figura 5.17 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 5.17ase puede observar que las pilas No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente son las más esforzadas por cortante que se presenta en el sentido transversal del puente, la cual la pila No.4. Las pilas No.2 y No.5 tienen esfuerzos cortantes de un orden menor.

En la figura 5.17b Se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido longitudinal del puente. Se puede apreciar que la pila No.3 y No.4 ubicadas en la zona intermedia del puente presentan los esfuerzos cortantes máximos. Las pilas No.2 y No.5 presentan esfuerzos cortantes de un orden más bajo.



(a) Transversal (b) Longitudinal  
 Figura 5.17 Cortantes máximos (Periodo de retorno 50 años)

En la tabla 5.3 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados para el sentido transversal del puente.

Tabla 5.3 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección transversal.

Cortantes máximos para el sentido transversal (kN)			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	165.00	537.60	2173.00
3	201.50	868.50	3543.00
4	194.70	841.30	3388.00
5	161.90	529.60	2085.00



En la tabla 5.3 para el registro P-R1-50-116.5 las pilas No.3 y No.4 presentan los esfuerzos máximos por cortante, note que los esfuerzos son muy similares, en las pilas No.2 y No.5 sucede algo similar resultando esfuerzos cortantes muy parecidos.

Para los registros A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 se presenta una situación similar resultando nuevamente las pilas No.3 y No.4 las que presentan los mayores esfuerzos por cortante y las pilas No.2 y No.5 siendo las que presentan esfuerzos cortantes más bajos.

En la tabla 5.4 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal del puente.

Tabla 5.4 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección longitudinal.

Cortantes máximos para el sentido longitudinal (kN)			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	138.60	488.10	2655.00
3	208.30	994.50	3417.00
4	240.10	828.70	3477.00
5	122.10	436.80	2466.00

En la tabla 5.4 para el registro P-R1-50-116.5 las pilas No.3 y No.4 presentan los esfuerzos máximos por cortante, observe que la pila No.3 presenta una mínima diferencia con relación a la pila No.4. Las pilas No.2 y No.5 ubicadas en los extremos del puente registran algo muy similar, donde la pila No.2 registra un esfuerzo ligeramente mayor.

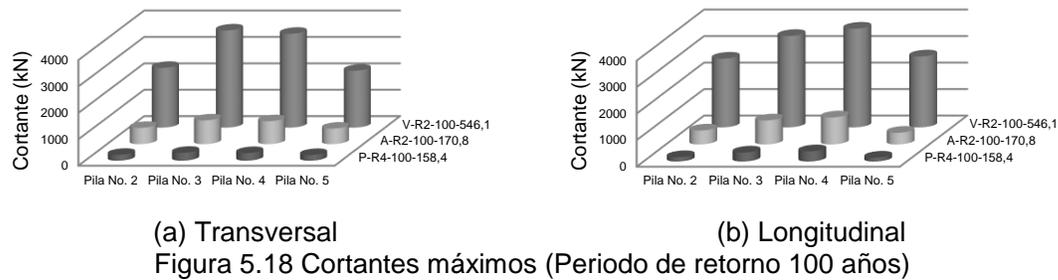
Para los registros A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 se presenta una situación similar resultando la pila No.3 y No.4 con mayores esfuerzos por cortante. Las pilas No.2 y No.5 registran valores muy similares, se puede apreciar que ligeramente la pila No.2 registra un ligero esfuerzo mayor con respecto a la pila No.5.

### **5.5.2 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES TR-100 AÑOS CON AISLADOR MULTIRROTACIONAL EXISTENTE EN EL PUENTE.**

En la figura 5.18 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 5.18a se puede observar que las pilas No.3 y No.4 con las más esforzadas por cortante para el sentido transversal ubicadas en la zona intermedia del puente. Las pilas No.2 y No.5 presentan esfuerzos cortantes muy similares entre ellas.

En la figura 5.18b las pilas No.3 y No.4 son las más esforzadas por cortante para el sentido longitudinal del puente ubicadas en la parte intermedia del puente. Las pilas No.2 y No.5 presentan esfuerzos cortantes muy similares.



En la Tabla 5.5 se muestran los valores máximos de cortante esperados para registros sísmicos simulados en el sentido longitudinal para un periodo de retorno de 100 años.

Tabla 5.5 Cortantes máximos del puente para un periodo de retorno de 100 años

Cortantes máximos para el sentido longitudinal (kN)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	162.30	523.30	2593.00
3	337.10	904.80	3449.00
4	383.60	1020.00	3725.00
5	144.00	439.10	2677.00

En la tabla 5.5 para el registro P-R4-100-158.4 las pilas No.3 y No.4 presentan los esfuerzos máximos por cortante, note que son muy similares, en la pila No.2 y No.5 se puede apreciar que los esfuerzos cortantes son muy similares.

Para los registros A-R2-100-170.8 V-R2-100-546.1 la pila No.3 y No.4 registran los esfuerzos máximos por cortante ubicadas en la parte central del puente, obsérvese que la pila No.4 tiende a registrar una diferencia con relación a la pila No.3. La pila No.2 y No.5 registran valores muy similares, se puede apreciar que ligeramente la pila No.2 contiene una diferencia con respecto a la pila No.5.

En la tabla 5.6 se muestran los valores máximos de cortante esperados para registros sísmicos simulados en el sentido transversal para un periodo de retorno de 100 años.

Tabla 5.6 Cortantes máximos del puente para un periodo de retorno de 100 años

Cortantes máximos para el sentido transversal (kN)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	222.70	615.90	2264.00
3	299.20	899.70	3683.00
4	289.10	868.90	3556.00
5	216.10	589.30	2155.00

En la tabla 5.6 para el registro P-R4-100-158.4 las pilas No.3 y No.4 presentan los esfuerzos máximos por cortante, note que son muy similares, en la pila No.2 y No.5 se puede apreciar que los esfuerzos cortantes al igual que en las pilas antes mencionadas son parecidos.



Para los registros A-R2-100-170.8 V-R2-100-546.1 la pila No.3 y No.4 registran los esfuerzos máximos por cortante ubicadas en la parte central del puente, obsérvese que la pila No.3 tiende a registrar una mínima diferencia con relación a la pila No.4. La pila No.2 y No.5 registran valores muy parecidos, se puede apreciar que ligeramente la pila No.2 contiene una diferencia mínima con respecto a la pila No.5.

**5.5.3 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES PARA REGISTROS PRESENTADOS EN SEPTIEMBRE DE 1985 CON AISLADOR MULTIRROTACIONAL EXISTENTE EN EL PUENTE**

En la figura 5.19 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 5.19a para el registro Villita Corona Centro 5 la pila No.3 y No.4 presenta los esfuerzos máximos ubicada parte central del puente. Las pilas No.2 y No.5 tienen esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

En la figura 5.19b obsérvese que para ambos registros Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5 la pila No.3 y No.4 presentan los esfuerzos máximos resultando muy similares y con mínimas diferencias entre estas pilas.

Las pilas No.2 y No.5 presentan esfuerzos con mínimas diferencias. Se puede observar para este sentido del puente que los esfuerzos cortantes son muy semejantes y uniformes en ambos sentidos del puente.

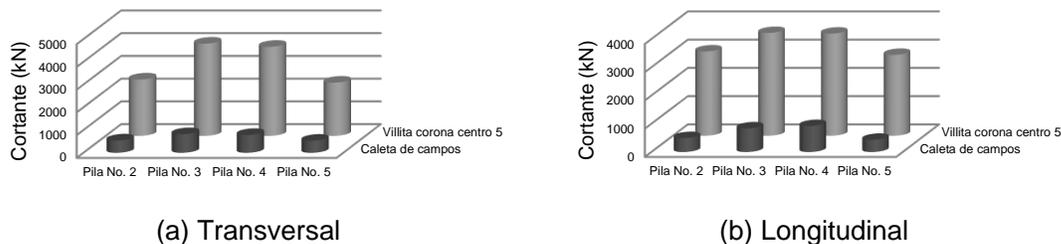


Figura 5.19 Cortantes máximos de registros naturales

En la Tabla 5.7 se muestran los valores máximos de cortante para los registros sísmicos Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5 para el sentido transversal del puente.

Tabla 5.7 Cortantes máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección transversal.

Cortantes máximos para el sentido transversal (kN)		
No. de Pila	Caleta de campos	Villita corona centro 5
2	541.60	2478.00
3	817.90	4056.00
4	781.80	3918.00
5	531.00	2341.00



En la tabla 5.7 para el registro Villita Corona Centro 5 las pilas No .3 y No .4 para el sentido transversal registran los esfuerzos máximos por cortante, ubicadas en la parte central del puente, note que existe una mínima diferencia de cortante.

La pila No.2 y No.5 registran esfuerzos cortantes muy semejantes donde la pila No.2 contiene ligeramente esfuerzos mayores.

Para el registro Caleta de Campos la pila No.3 y No.4 registran los esfuerzos cortantes máximos, resultando esfuerzos muy semejantes. La pila No.2 y No.5 registran esfuerzos cortantes semejantes, note que ligeramente la pila No.2 registra un esfuerzo mayor.

En la tabla 5.8 se muestran los valores máximos de cortante para los registros sísmicos Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5 para el sentido longitudinal del puente.

Tabla 5.8 Cortantes máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección longitudinal.

Cortantes máximos para el sentido longitudinal (kN)		
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5
2	494.30	2986.00
3	837.40	3639.00
4	920.70	3617.00
5	433.20	2863.00

En la Tabla 5.8 para el registro Villita Corona Centro 5 las pilas No .3 y No .4 para el sentido longitudinal registran los esfuerzos máximos por cortante, ubicadas en la parte central del puente, note que existe una mínima diferencia de cortante. La pila No.2 y No.5 registran esfuerzos cortantes muy semejantes donde la pila No.2 contiene ligeramente esfuerzos mayores.

Para el registro Caleta de Campos la pila No.3 y No.4 registran los esfuerzos cortantes máximos, resultando esfuerzos muy semejantes. La pila No.2 y No.5 registran esfuerzos cortantes semejantes, note que ligeramente la pila No.2 registra un esfuerzo mayor.

## 5.6 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES TR-50 AÑOS CON AISLADOR MULTIRROTACIONAL EXISTENTE EN EL PUENTE

En la figura 5.20 se muestran los desplazamientos del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de 50 años P-R1-50-115.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 5.20 se muestran los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, se puede observar que la pila No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente presentan desplazamientos muy similares, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No. 2 y No 5 registran desplazamientos muy similares.



En la figura 5.20b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente, note que para este sentido las pilas No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos, registrando ligeramente un mayor desplazamiento la pila No.4 del conjunto de registros. La pila No. 2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre estas, note que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

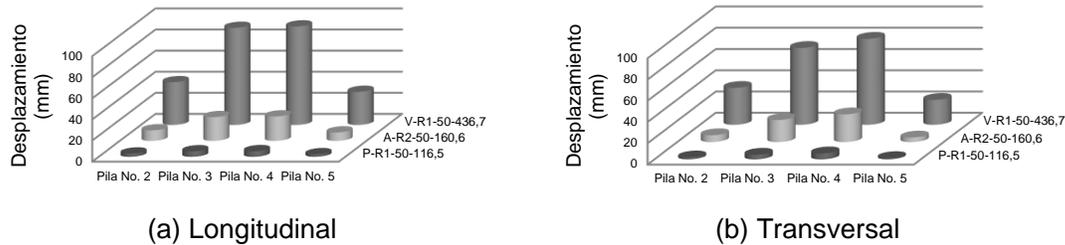


Figura 5.20 Desplazamientos máximos (Periodo de retorno 50 años)

En la tabla 5.9 se muestran los valores máximos de desplazamientos esperados para registros sísmicos simulados para el sentido transversal del puente.

Tabla 5.9 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección transversal.

Desplazamientos máximos para el sentido transversal (mm)			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	1.816	6.42	34.69
3	4.330	20.76	72.30
4	5.602	26.06	80.92
5	1.196	4.26	23.41

En la tabla 5.9 para el registro P-R1-50-116.5 la pila No.3 y No. 4 presentan los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No. 2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

En el registro A-R2-50-160.6 registra los desplazamientos máximos en las pilas No.3 y No.4 en donde la pila No.4 registra un desplazamiento ligeramente mayor. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos muy similares, en donde la pila No.2 registra ligeramente desplazamientos mayores.

En el registro V-R1-50-436.7 los desplazamientos máximos se registran en la pila No.3 y No. 4 para el sentido transversal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No.2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

En la tabla 5.10 se muestran los valores máximos de desplazamientos esperados para registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal del puente.



Tabla 5.10 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos para el sentido longitudinal (mm)			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	3.089	10.01	40.54
3	5.203	22.52	92.09
4	5.331	23.14	93.40
5	2.444	8.00	31.41

En la tabla 5.10 el registro P-R1-50-116.5 la pila No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No.2 y No.5 registran desplazamientos muy similares entre ellas y en donde ligeramente la pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

Para el registro A-R2-50-160.6 las pilas No.3 y No.4 registran los desplazamientos máximos, donde la pila No.4 registra un desplazamiento ligeramente mayor. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos muy similares, en donde la pila No.2 registra ligeramente desplazamientos mayores.

En el registro V-R1-50-436.7 los desplazamientos máximos se registran en la pila No.3 y No. 4 para el sentido longitudinal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No.2 y No.5 registran desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

Se puede observar que ante varios registros se sigue una similitud en el comportamiento del puente registrando los desplazamientos máximos en la pila No.4 ubicada en la parte central del puente. Note que dichos desplazamientos registrados en este sentido son muy similares tanto para las pilas extremas como para pilas intermedias.

### **5.6.1 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES TR-100 AÑOS CON AISLADOR MULTIRROTACIONAL EXISTENTE EN EL PUENTE**

En la figura 5.21 se muestran los desplazamientos del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 5.21a la pila No.3 y No.4 registran los desplazamientos máximos muy similares ubicadas en la parte central del puente, note que ligeramente la pila No.4 registra un desplazamiento mayor. La pila No. 2 y No 5 registran desplazamientos muy similares.

En la figura 5.21b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, note que para este sentido las pilas No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos, registrando ligeramente un desplazamiento mayor en la pila No.4. La pila No. 2 y No.5 registran desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.



(a) Longitudinal (b) Transversal  
 Figura 5.21 Desplazamientos máximos (Periodo de retorno 100 años)

En la tabla 5.11 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido transversal.

Tabla 5.11 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección transversal.

Desplazamientos máximos para el sentido transversal (mm)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	2.13	6.90	33.81
3	7.10	18.66	72.43
4	9.01	23.48	86.30
5	1.44	4.34	25.47

En la tabla 5.11 para el registro P-R4-100-158.4 la pila No.3 y No. 4 presentan los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No.2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

En el registro A-R2-100-170.8 la pila No.3 y No.4 registra los desplazamientos máximos, donde la pila No.4 registra un desplazamiento ligeramente mayor. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos muy similares, note que la pila No.2 registra ligeramente desplazamientos mayores.

En el registro V-R2-100-546.1 los desplazamientos máximos se registran en la pila No.3 y No. 4 para el sentido transversal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No.2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la pila No.2 registra un desplazamiento mayor. Se puede observar que ante varios registros se sigue una similitud en el comportamiento del puente registrando los desplazamientos máximos en la pila No.4 ubicada en la parte central del puente. Note que dichos desplazamientos registrados en este sentido son muy similares en pilas extremas como para pilas intermedias.

En la tabla 5.12 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal.



Tabla 5.12 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para Tr de 100 años, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos para el sentido longitudinal (mm)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	4.16	8.14	42.17
3	7.74	23.30	95.56
4	7.95	23.88	97.86
5	3.26	8.88	32.43

En la tabla 5.12 para el registro P-R4-100-158.4 la pila No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor.

La pila No.2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, y en la que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

En el registro A-R2-100-170.8 registra los desplazamientos máximos en las pilas No.3 y No.4 en donde la pila No.4 registra un desplazamiento ligeramente mayor. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos muy similares, en donde la pila No.2 registra ligeramente desplazamientos mayores.

En el registro V-R2-100-546.1 los desplazamientos máximos se registran en la pila No.3 y No. 4 para el sentido transversal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento aún mayor. La pila No. 2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, y en la que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

Se puede observar que ante varios registros se sigue una similitud en el comportamiento del puente registrando los desplazamientos máximos en la pila No.4 ubicada en la parte central del puente. Note que dichos desplazamientos registrados en este sentido son muy similares tanto para las pilas extremas como para pilas intermedias.

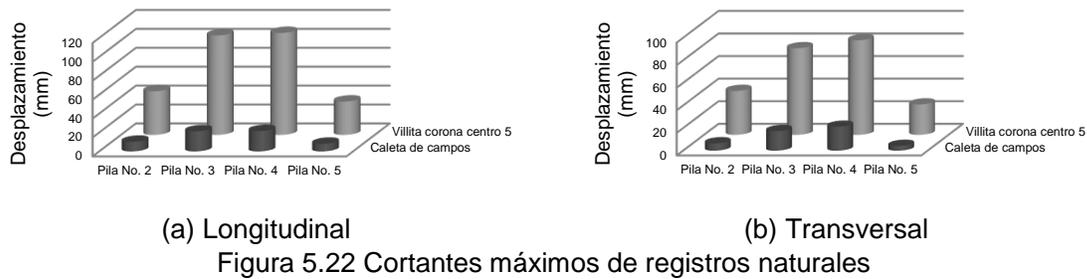
### 5.6.2 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES PARA REGISTROS PRESENTADOS EN SEPTIEMBRE DE 1985

En la figura 5.22 se muestran los desplazamientos máximos del puente considerando dos registros reales presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 5.22a el registro Villita Corona Centro 5 la pila No.3 y No.4 ubicadas en la parte intermedia del puente presenta los máximos desplazamientos.

La pila No.4 presenta ligeramente un desplazamiento mayor. Para la pila No.2 y No.5 ubicadas en los extremos del puente presentan desplazamientos muy similares entre ellas, note que se registra una diferencia mínima.

En la figura 5.22b se muestran los máximos desplazamientos para el sentido longitudinal del puente, note que en general para este sentido del puente las pilas No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente presenta los desplazamientos máximos.



En la Tabla 5.13 se muestran los desplazamientos máximos esperados para registros sísmicos presentados en septiembre de 1985 para el sentido transversal.

Tabla 5.13 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección transversal.

Desplazamientos máximos para el sentido transversal (mm)		
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5
2	6.52	38.91
3	17.36	76.73
4	21.20	83.80
5	4.24	26.91

En la tabla 5.13 para el registro Villita Corona Centro 5 en el sentido transversal del puente la pila No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, se puede notar que las pilas No.2 y No.5 registran desplazamientos menores, note que las pilas ubicadas en la parte central son las más críticas, resultando con los máximos desplazamientos. Note una diferencia entre pilas ubicadas en la parte central y en la zona extrema del puente.

Para el registro Caleta de Campos se presenta una situación similar resultando nuevamente la pila No.3 y No.4 con los máximos desplazamientos del conjunto de pilas. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos de un orden menor, note que la pila No.2 registra ligeramente un desplazamiento mayor.

En la tabla 5.14 se muestran los desplazamientos máximos esperados para registros sísmicos presentados en septiembre de 1985 para el sentido longitudinal.

Tabla 5.14 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos para el sentido longitudinal (mm)		
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5
2	10.13	46.15
3	21.24	105.20
4	21.53	107.80
5	8.01	35.22



En la tabla 5.14 para el registro Villita Corona Centro 5 en el sentido longitudinal del puente la pila No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, se puede notar que las pilas No.2 y No.5 registran desplazamientos menores, note que las pilas ubicadas en la parte central son las más críticas, resultando con los máximos desplazamientos. Note una diferencia entre pilas ubicadas en la parte central y en la zona extrema del puente.

Para el registro Caleta de Campos se presenta una situación similar resultando nuevamente la pila No.3 y No.4 con los máximos desplazamientos del conjunto de pilas. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos de un orden menor, note que la pila No.2 registra ligeramente un desplazamiento mayor.

## 5.7 JUNTAS DE DILATACIÓN CON AISLADOR MULTIRROTACIONAL

En el año 2013-2014 se reemplazaron las juntas Frey Mex T-50 con las que en un inicio se proyectó el puente por un nuevo sistema de junta tipo (Tensa RS-B), la cual es patente y suministrada por una empresa de origen suizo en México y para la que se diseñó para permitir deformaciones de hasta 110 mm.

Para el modelo del puente se colocaron elementos tipo link gancho y hueco (Hook and Gap) colocados en toda la longitud de la junta alternados, en el anexo B se muestra con más detalle la modelación y colocación.

Los desplazamientos máximos que se registran se presentan en ambos hombros del puente, nombrados: hombro derecho y hombro izquierdo para ambos sentidos del puente (Transversal y Longitudinal) figura 5.23.



Figura 5.23 Localización de elementos link en juntas, puente Infiernillo II.

En la figura 5.23 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando tres registros sintéticos con un Tr de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 5.24a se puede observar que los desplazamientos son de un orden muy bajo y el comportamiento del puente es muy similar ante diferentes registros sísmicos. Note que los desplazamientos máximos en general para este sentido se registran en la pila No.3 que se ubica en la parte central del puente.

En la figura 5.24b se muestran los desplazamientos para el sentido longitudinal del puente donde: los desplazamientos máximos se registran uniformes en todo el puente, y en donde los máximos desplazamientos se presentan en las pilas No.2 y No.5.

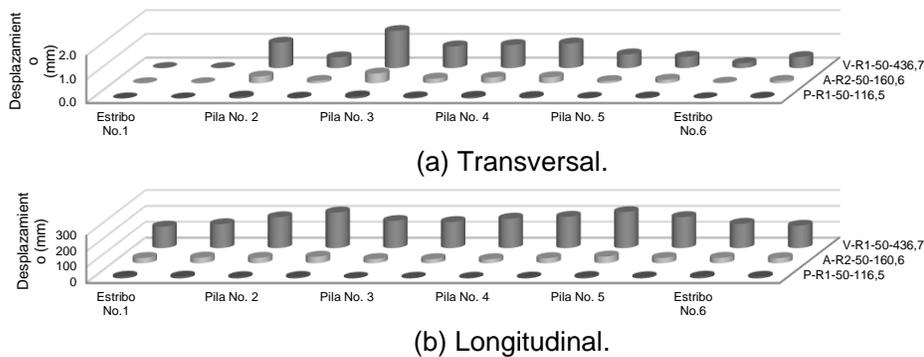


Figura 5.24 Desplazamientos en juntas para un Tr de 50 años.

En la tabla 5.15 se muestran los valores obtenidos de los desplazamientos máximos registrados para ambos sentidos del puente ante registros sísmicos para un periodo de retorno de 50 años.

Tabla 5.15 Desplazamientos transversales en juntas para un Tr de 50 años.

Desplazamientos máximos en juntas de dilatación (mm)							
Localización	Hombro	P-R1-50-116.5		A-R2-50-160.6		V-R1-50-436.7	
		T	L	T	L	T	L
Estribo No.1	Izq.	0.000	10.420	0.001	33.340	0.004	135.300
	Der.	0.000	10.940	0.001	35.430	0.005	150.700
Pila No. 2	Izq.	0.075	7.365	0.285	34.130	1.070	194.600
	Der.	0.030	8.743	0.098	41.410	0.453	225.100
Pila No. 3	Izq.	0.083	3.738	0.410	26.490	1.563	171.400
	Der.	0.047	3.829	0.193	25.660	0.913	164.600
Pila No. 4	Izq.	0.066	3.914	0.242	25.510	0.970	185.700
	Der.	0.057	4.959	0.254	31.950	1.037	197.400
Pila No. 5	Izq.	0.029	8.926	0.090	42.350	0.577	227.300
	Der.	0.040	6.899	0.148	33.410	0.476	195.600
Estribo No.6	Izq.	0.009	10.430	0.024	33.990	0.206	153.600
	Der.	0.031	9.950	0.101	32.200	0.464	141.100

En la figura 5.25 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 5.25a se puede observar que los desplazamientos son de un orden muy bajo y el comportamiento del puente es muy similar ante diferentes registros sísmicos, se puede notar que los desplazamientos máximos en general para este sentido se registran en la pila No.3 que se ubica en la parte central del puente.

En la figura 5.25b se muestran los desplazamientos para el sentido longitudinal del puente donde: los desplazamientos máximos se registran uniformes en todo el puente, y en donde los máximos desplazamientos se presentan en las pilas No.2 y No.5.

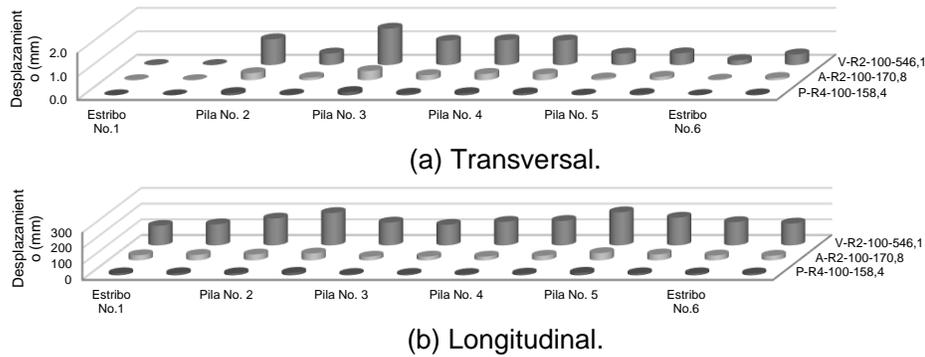


Figura 5.25 Desplazamientos en juntas para un Tr de 100 años.

En la tabla 5.16 se muestran los valores obtenidos de los desplazamientos máximos registrados para ambos sentidos del puente ante registros sísmicos para un periodo de retorno de 100 años.

Tabla 5.16 Desplazamientos transversales en juntas para un Tr de 100 años

Desplazamientos máximos en juntas de dilatación (mm).							
Localización	Hombro	P-R4-100-158.4		A-R2-100-170.8		V-R2-100-548.1	
		T	L	T	L	T	L
Estribo No.1	Izq.	0.000	12.770	0.001	32.590	0.004	124.600
	Der.	0.000	13.310	0.001	34.690	0.005	133.900
Pila No. 2	Izq.	0.095	13.230	0.300	37.380	1.103	171.000
	Der.	0.034	15.750	0.110	43.650	0.494	205.800
Pila No. 3	Izq.	0.138	8.370	0.393	23.330	1.559	145.300
	Der.	0.066	8.739	0.216	23.960	1.042	130.900
Pila No. 4	Izq.	0.091	8.198	0.269	23.870	1.070	149.900
	Der.	0.086	10.510	0.256	29.150	1.053	155.600
Pila No. 5	Izq.	0.031	16.190	0.074	46.100	0.491	210.500
	Der.	0.058	12.770	0.147	37.780	0.503	176.600
Estribo No.6	Izq.	0.010	12.740	0.024	30.920	0.206	147.900
	Der.	0.037	12.220	0.094	29.270	0.455	138.800

En la figura 5.26 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985: (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 5.26a se puede observar que los desplazamientos son de un orden muy bajo y el comportamiento del puente es muy similar ante diferentes registros sísmicos, se puede notar que los desplazamientos máximos en general para este sentido se registran en la pila No.3 ubicadas en la parte central del puente.



En la figura 5.26b se muestran los desplazamientos para el sentido longitudinal del puente donde: los desplazamientos máximos se registran uniformes en todo el puente, y en donde los máximos desplazamientos se presentan en las pilas No.2 y No.5.

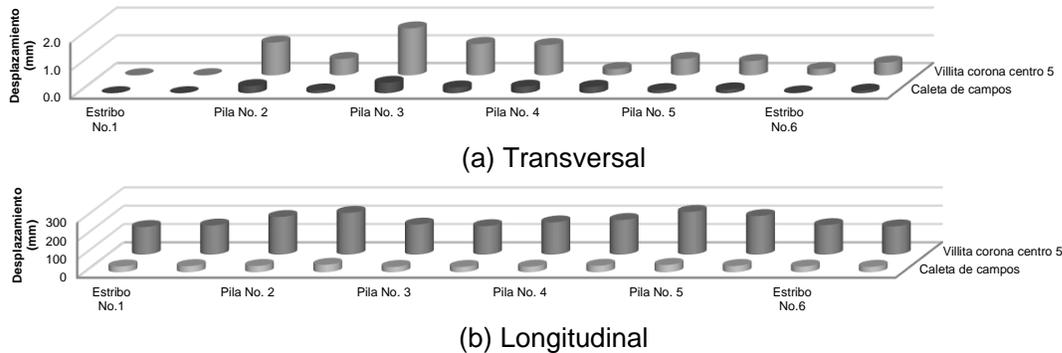


Figura 5.26 Desplazamientos en juntas de registros naturales

En la tabla 5.17se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985.

Tabla 5.17 Desplazamientos transversales en juntas para registros naturales

Desplazamientos máximos en juntas de dilatación (mm)					
Localización	Hombro	Caleta de campos		Villita corona centro 5	
		T	L	T	L
Estribo No.1	Izq.	0.001	31.530	0.005	150.500
	Der.	0.001	33.620	0.005	158.700
Pila No. 2	Izq.	0.255	34.470	1.182	205.400
	Der.	0.100	40.990	0.588	228.000
Pila No. 3	Izq.	0.374	29.170	1.692	163.800
	Der.	0.205	29.180	1.132	155.200
Pila No. 4	Izq.	0.233	30.760	1.092	175.700
	Der.	0.229	35.660	0.229	189.000
Pila No. 5	Izq.	0.110	40.180	0.589	233.300
	Der.	0.137	34.250	0.515	210.300
Estribo No.6	Izq.	0.028	31.500	0.228	160.900
	Der.	0.093	29.790	0.461	154.100

El comportamiento del puente es muy similar ante diferentes registros sísmicos, sin embargo de acuerdo a su intensidad el movimiento de las juntas de dilatación es mayor, cabe destacar que la abertura de la junta en la actualidad es de 110 mm para la cual es insuficiente si se presenta un sismo de características similares a las mencionadas en este trabajo de investigación, lo que podría provocar daños en los tableros, golpeteo excesivo desconchamiento e incluso montaje de tableros.



### 5.8 DATOS PARA EL DISEÑO DEL AISLADOR SÍSMICO, NÚCLEO DE PLOMO

En la tabla 5.18 se muestran los datos mínimos necesarios para el cálculo y diseño del aislador, las dimensiones y propiedades de los materiales pueden variar de acuerdo a cada fabricante debido a las pruebas realizadas por estos.

Es de importancia resaltar que teniendo un acercamiento con los fabricantes podemos emplear coeficientes de pruebas experimentales más aceptables y obtener un diseño final del aislador más óptimo.

Los coeficientes y normas empleados en este procedimiento de cálculo se tomaron de acuerdo a la normativa AASHTO vigentes.

Tabla 5.18 Se muestran los datos mínimos requeridos para el diseño del aislador

No.	Descripción	Datos	Unidad	
1	Carga vertical máxima	servicio	3229	kN
		sísmica	7504	kN
2	Cortante máximo	servicio	600	kN
		sísmica	800	kN
3	Desplazamientos		30	mm
			30	mm
4	Rotaciones máximas		5E-05	mm
			5E-05	mm
			1E-04	mm
5	Rotaciones mínimas		6E-05	mm
			6E-05	mm
			1E-04	mm
Dimensiones totales		Nomenclatura	Cantidad	Unidad
6	Tipo de aislador	C		
7	Forma de aislador	Redondo		
8	Diámetro de aislador	D	650	mm
9	Espesor total caucho	t <sub>e</sub>	128	mm
10	Espesor total del aislador	t <sub>b</sub>	278	mm
11	Tolerancia de altura	±	4	mm
Dimensiones internas				
12	Espesor capas internas	t <sub>i</sub>	8	mm
13	No. de capas	n	16	Placas
14	Capa superior	t <sub>o</sub>	0	mm
15	Capa inferior	t <sub>u</sub>	0	mm
16	Espesor PL de referencia	t <sub>a</sub>	3	mm
17	PL superior	t <sub>uo</sub>	20	mm
18	PL Inferior	t <sub>au</sub>	20	mm
19	Cubierta de borde	r	5	mm
20	Diá. núcleo de plomo	r	160	mm
Propiedades del material				
21	Módulo de cortante	G	0.9	N/mm <sup>2</sup>
22	Módulo de elasticidad	E <sub>b</sub>	2000	N/mm <sup>2</sup>
23	Limite Elástico acero	f <sub>y</sub>	235	N/mm <sup>2</sup>
24	Densidad	δ <sub>acero</sub>	7850	kg/m <sup>3</sup>
		δ <sub>pie</sub>	2000	kg/m <sup>3</sup>



### 5.9 SECUENCIA DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE AISLADOR NÚCLEO DE PLOMO

Tabla 5.19 Calculo de aislador núcleo de plomo puente Infiernillo II

Cálculo de valores geométricos, coeficientes, rigidez y desplazamientos totales					
No.	Descripción	Fórmula empleada	Puente	Unidad	
1	Diámetro efectivo	$D' = D - 2r$	= 640	mm	
2	Plomo libre de la fuerza	$I_p = \pi D'^2$	= 2011	mm	
3	Área general	$A = 0.25\pi D^2$	= 331831	mm <sup>2</sup>	
4	Área efectiva	$A_1 = 0.25\pi D'^2$	= 321699	mm <sup>2</sup>	
5	Área efectiva reducida	$A_f = A_1 - V_{xy,d} D'$	= 267905	mm <sup>2</sup>	
6	Factor de forma	$S = A_f / I_p t_i$	= 20	-	
7	Factor de forma (para la capa más gruesa espesor del elastómero)	$S_1 = A_f / I_p t_i$	= 20	-	
8	Espesor total del elastómero	$T_q = n * t_i + t_o + t_u$	= 128	mm	
	Espesor efectivo	$t_o$	= 8	mm	
	Capa inferior para reforzar la PL de acero	$t_1$	= 8	mm	
	Capa superior para reforzar la PL de acero	$t_2$	= 8	mm	
Coeficientes					
	Factor de fricción	$K_f$	= 0.2	-	
	Factor por tensión de tracción	$K_h$	= 1.0	-	
	Factor de carga	$K_L$	= 1.0	-	
	Factor por corrección de estrés	$K_p$	= 1.3	-	
	Factor de rotación	$K_{r,d}$	= 3.0	-	
	Factor de seguridad	$\Gamma_m$	= 1.0	-	
Rigidez de los aisladores					
9	Rigidez Horizontal	$K_{xy} = AG / T_q$	= 2.26	kN/mm	
10	Rigidez Vertical	$K_z = N_{Sd,máx} / \sum V_{z,d}$	= 3317	kN/mm	
<i> Si se requiere un valor preciso, debe comprobarse ensayando los aisladores en laboratorio</i>					
Movimientos totales					
10	Movimientos totales	$V_{xy,d} = \text{Raíz}(V_{x,d}^2 + V_{y,d}^2)$	= 42.4	kN/mm	
11	Movimientos longitudinales totales	$V_{x,d} = V_x + V_{z,v}$	= 30	kN/mm	
12	Movimientos transversales totales	$V_{y,d} = V_y + V_{z,v}$	= 30	kN/mm	
13	Movimientos por fuerza longitudinal	$V_{x,v} = V_{x,Sd} / K_{xy}$	= 0	kN/mm	
14	Movimientos por fuerza transversal	$V_{y,v} = V_{y,Sd} / K_{xy}$	= 0	kN/mm	
DISEÑO ESTÁTICO DEL AISLADOR					
15	Diseño por tensión máxima	$\square_{t,d} = K_L (\square_{c,d} + \square_{q,d} + \square_{a,d})$	= 2.72		
16	Diseño por carga de compresión	$\square_{c,d} = 1,5 N_{s,d} / G A_f S$	= 2.33		
17	Esfuerzo cortante	$\square_{q,d} = V_{xy,d} / T_q$	= 0.47		
18	Diseño por rotación angular	$\square_{a,d} = D^2 S_{ab,dmáx} t_i / 2 \sum t_i^3$	= 0.02		
19	Espesor de la placa de refuerzo	$t_{a,min} = K_p N_{sd} (t_1 + t_2) K_h \gamma_m / A_f \gamma_y$	= 2.48	mm	
20	Deflexión vertical total	$\sum V_{z,d} = \sum N_{sd} T_q / A' (1 / (5 G S_1^2) + 1 / E_b)$	=		
		LC : $N_{Sd,máx}$	= 3.15	mm	
		LC : $N_{Sd,min}$	= 1.25	mm	
Límite de condiciones					
21	Condición de Limite Rotacional	$\sum V_{z,d} - D' * S_{ab,dmáx} / K_{r,d}$	$\geq 0.00$	mm	
		LC : $N_{Sd,máx} = 3.13$	$\geq 0.00$	mm	
		LC : $N_{Sd,min} = 1.23$	$\geq 0.00$	mm	
22	Estabilidad al pandeo	$S_{p,dmáx} = N_{Sd,máx} / A_f$	$\leq 2 D' G S_1 / 3 T_e$		
		= 28.01 kN/mm	$\leq 60$ kN/mm	CUMPLE	



Tabla 5.19 Cálculo de aislador núcleo de plomo puente Infiernillo II (Continuación)

Condiciones no deslizantes (sólo para no anclados)

23	Req. 1 : Control de fricción	$V_{xy,d}$	=	$V_{xy,d} K_{xy}$	≤	$M_e N_{sd,min}$	
			=	96 kN		107 kN	CUMPLE
24		$S_m$	=	$N_{sd,min} / A_f$			
			=	11.12 N/mm <sup>2</sup>			
		$M_e$	=	0.04 kN	=	0.00	-
25	Req. 2 : Bajo cargas permanentes	$S_{p,dmin}$	=	$N_{sdmin} / A_f$			
			=	11,12 N/mm <sup>2</sup>	≥	3,0N/mm <sup>2</sup>	CUMPLE
26	Fuerza restauradora	$R_{xy}$	=	$AGV_{xy,d} / T_q$	=	99.0	kN
27	Momentos restaurados	$M_{sb}$	=	$G_{sab,dmax} \pi D^6 / 512 n t_i$	=	4.4	kN/mm

DISEÑO SÍSMICO

1	Diámetro efectivo	$D'$	=	$D - 2 r$	=	640	mm
2	Plomo libre de la fuerza	$I_p$	=	$\pi D'^2$	=	2011	mm
3	Desplazamiento sísmico horizontal	$d_{bd}$	=	200	=	200	mm
4	Desplazamiento máx. proyectado	$d_{Ed}$	=	200	=	250	mm
5	Área general	$A$	=	$0.25 \pi D'^2$	=	331831	mm <sup>2</sup>
6	Área del plano del agujero	$A_{hole}$	=	$0.25 \pi D'^2$	=	20106	mm <sup>2</sup>
7	Área efectiva reducida	$A_f$	=	$A - A_{hole}$	=	311725	mm <sup>2</sup>
8	Factor de forma	$S$	=	$D' / (4 t_n)$	=	20	-
9	Espesor total del elastómero	$T_q$	=	$n * t_i + t_o + t_u$	=	128	mm
	Espesor efectivo	$t_o$	=		=	8	mm
	Capa inferior para reforzar la PL de acero	$t_1$	=		=	8	mm
	Capa superior para reforzar la PL de acero	$t_2$	=		=	8	mm

Coefficientes

Factor de amplificación	$Y_x$	=	1.25	-
Factor parcial	$Y_b$	=	1.0	-
Factor de pandeo	$I$	=	1.1	-
Factor de carga	$K_L$	=	1.0	-

Esfuerzo de tensión de diseño debido a la compresión por cargas verticales

10	$E'c$	=	$3G (1+2 S^2)$	=	2162.70	
11	$\sigma_{c,E}$	=	$6 S N_{ed,max} / A_f E'c$	=	0.00057	%

Diseño de esfuerzo cortante debido al desplazamiento horizontal impuesto por el terremoto

12	$\sigma_{q,d}$	=	$d_{db} / T_q$			
		=	1.56 %	≤	2.5 %	CUMPLE

Carga por pandeo en desplazamiento sísmico lateral

13	$P_{cr}$	=	$I G A_f a' S / T_q$	=	30860729	
----	----------	---	----------------------	---	----------	--

Esfuerzos máximos de tensión por diseño máximos

				$\sigma_{c,E}$	=	0,00057	%
				$\sigma_{q,max}$	=	1,56	%
14	$\sigma_{L,d}$	=	$K_L (\sigma_{c,E} + \sigma_{q,max} + \sigma_{a,d})$				
		=	1.58	≤	7.00	CUMPLE	

Esfuerzo de tensión máximo en desplazamiento de diseño

	$d_{bd}$	=	200			mm
	$N_{Ed,max}$	=	3229			kN
15	$\sigma_{t,d}$	=	$K_L (\sigma_{c,d} + \sigma_{q,d} + \sigma_{a,d})$	≤	$\sigma_{u,k} / \gamma_m$	
		=	2,82	≤	7.00	CUMPLE



Tabla 5.19 Cálculo de aislador núcleo de plomo puente Infiernillo II (Continuación)

Esfuerzo de tensión máximo en el desplazamiento de diseño máximo

16	$d_{bd} = 250$ $N_{Ed,máx} = 3229$ $\square_{t,d} = \frac{KL (\square_{c,d} + \square_{q,d} + \square_{a,d})}{\square_{u,k}/\gamma_m} \leq 4,38 \leq 7.00$	mm kN	CUMPLE
Rigidez horizontal			
17	$K_b = G^*A / T_e = 2.33$	kN/mm	
Fuerza característica			
	$G_{plomo} = 10,5$ $D_{plomo} = 160$ $A_{plomo} = 20106$	Material Propuesto	Mpa mm mm <sup>2</sup>
18	$Q_d = G_{plomo} A_{plomo} = 211.1$	≥ 211 kN	CUMPLE
Fuerza horizontal máxima			
19	$V_{bd} = Q_d + K_b * d_{bd} = 677.8$	≥ 678 kN	CUMPLE
Rigidez horizontal efectiva			
20	$K_{eff} = F d / d_{bd} = 3.39$	kN/mm	
Periodo del aislador			
21	$T_{e,máx} = 2\pi(g N_{Ed,máx} / K_{eff})^{1/2} = 1.96$	s	
22	$T_{e,min} = 2\pi(g N_{Ed,min} / K_{eff})^{1/2} = 1.92$	s	
Energía disipada por ciclo			
23	$EDC = 4 * Q_d * d_{bd} = 168,89$	kN-m	
Coeficiente equivalente de amortiguamiento viscoso			
24	$\xi_{eff} = W / (2 * \pi * V_{ebd} * d_{bd}) = 14,9$	[%]	
Capacidad de desplazamiento horizontal (para pruebas tipo)			
25	$d_{Ed} = Y_x * d_{bd} = 250$		
26	$d_{máx} = Y_b * d_{Ed} = 250$	≤ 250 mm	CUMPLE
Capacidad de desplazamiento horizontal (tráfico)			
27	$V_{Sd} = 800$	kN	
28	$d_{Sd} = V_{Sd} - Q_d / K_b = 252$	≤ 250 mm	CUMPLE
Capacidad de desplazamiento horizontal (Ed, máx)			
29	$V_{Ed,máx} = 600$	kN	
30	$d_{Ed,máx} = V_{Ed,máx} - Q_d / K_b = 167$	≤ 250 mm	CUMPLE

Una vez realizado el cálculo del aislador se procede a realizar el modelo bilineal para representar el comportamiento que se obtendrá con el dispositivo incorporado (Figura 5.31). Cabe mencionar que la rigidez empleada en este estudio será la rigidez horizontal y no la efectiva ya que representa el comportamiento de histéresis adecuadamente.



## 5.10 MODELO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS

El procedimiento empleado es similar al aislador multirrotacional, en el que se incorpora al modelo del puente el aislador, por medio de las propiedades de enlace tipo link (Anexo D), y con el tipo de elemento de conexión (Rubber Isolator) el cual representa el comportamiento bilineal del aislador núcleo de plomo de la manera más adecuada, en la figura 5.27 se muestran las propiedades del aislador antes calculadas en la tabla 5.19.

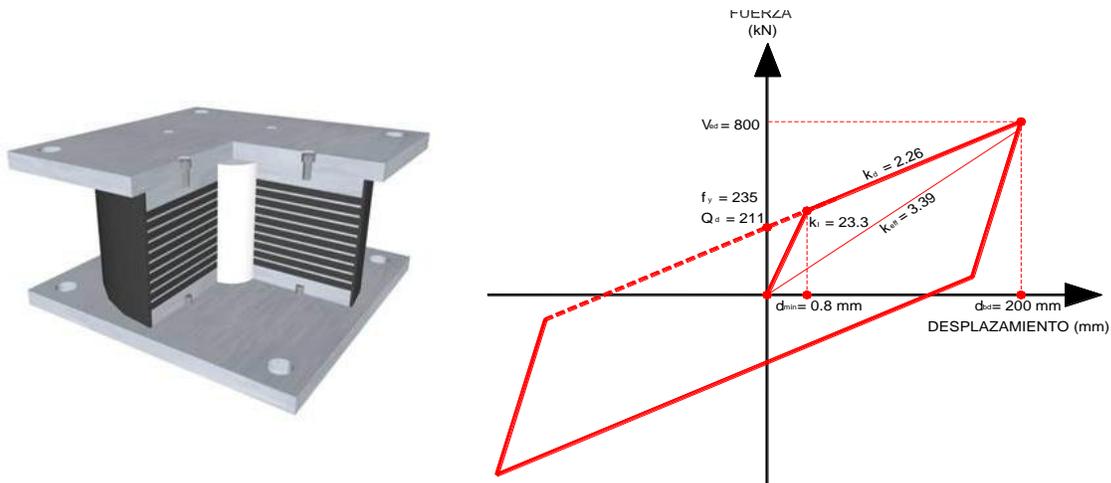


Figura 5.27 Modelo del aislador núcleo de plomo bilineal.

## 5.11 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

En esta sección se muestran el modelo del puente con el dispositivo de aislamiento sísmico calculado con anterioridad de tipo núcleo de plomo mencionado en el apartado 5.9.

Con los resultados obtenidos de este análisis se podrán evaluar las ventajas que ofrecen los dispositivos de aislamiento sísmico, considerando las fuerzas cortantes y desplazamientos máximos a las que estaría sujeta la estructura considerando dispositivos de aislamiento ante eventos sísmicos.

Se realizará una comparativa entre el dispositivo actual (multirrotacional) y del tipo (núcleo de plomo) además de valorar las ventajas que se tiene al contemplar dispositivos sísmicos en estructuras, en las que se tiene una gran incertidumbre ante eventos sísmicos. Se obtendrán desplazamientos y fuerzas cortantes en las pilas, donde se tiene una gran demanda ante efectos de cortante para su diseño.

Se realiza el análisis considerando 12 modos de vibración para realizar nuestra comparativa con el modelo sin aislamiento sísmico y aislamiento con dispositivos (1) multirrotacionales y (2) núcleo de plomo.

Se mostrarán solo los primeros 4 modos en una vista panorámica, transversal al puente y en planta (Figura 5.28 a 5.31).



En la tabla 5.20 se muestran los periodos y frecuencias asociados a los doce modos de vibración de la estructura, para el análisis realizado ante distintos registros sísmicos.

Tabla 5.20 Periodos y Frecuencias de vibrar del puente con dispositivos de aislamiento sísmico de tipo núcleo de plomo.

Numero de modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)
1	3,6240	0,2759
2	3,5430	0,2823
3	3,5080	0,2851
4	3,4229	0,2921
5	3,3748	0,2963
6	3,3487	0,2986
7	3,3048	0,3026
8	3,1057	0,3220
9	2,9563	0,3383
10	2,8648	0,3491
11	2,0418	0,4898
12	1,9586	0,5106

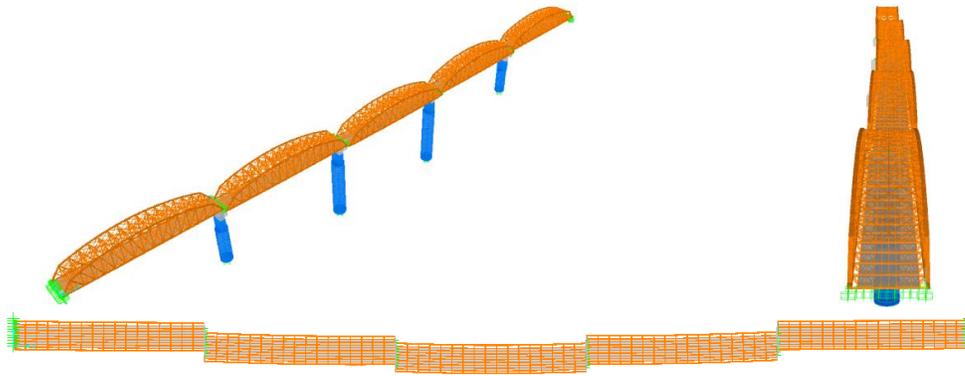


Figura 5.28 Primer modo de vibrar del puente con aisladores trabajando en condiciones normales Vista (Panorámica, transversal y Planta)  $T = 3.6240s$ .

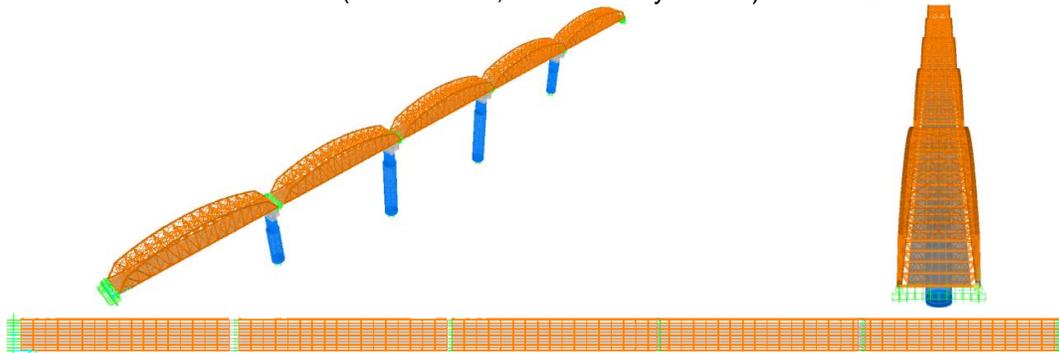


Figura 5.29 Segundo modo de vibrar del puente con aislados trabajando en condiciones normales Vista (Panorámica, transversal y Planta)  $T = 3.5430s$ .

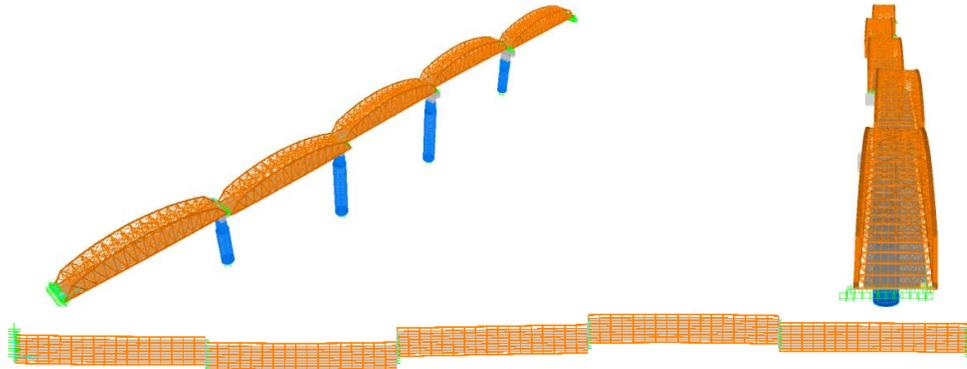


Figura 5.30 Tercer modo de vibrar del puente con aisladores trabajando en condiciones normales Vista (Panorámica, transversal y Planta)  $T = 3.5080s$ .

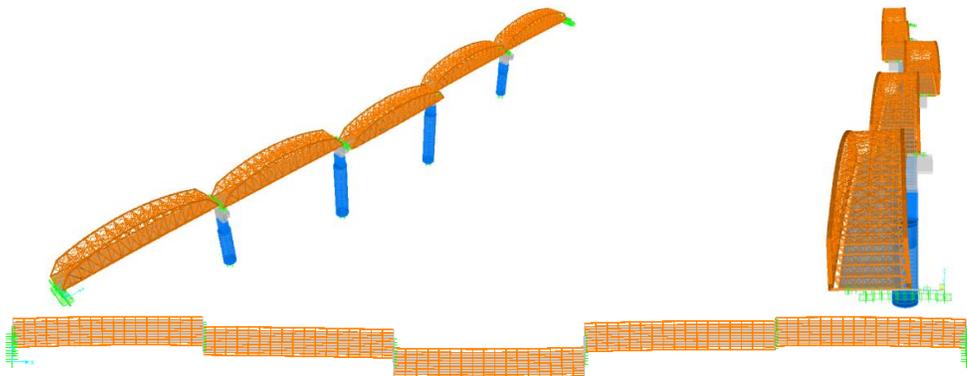


Figura 5.31 Cuarto modo de vibrar del puente con aisladores trabajando en condiciones normales Vista (Panorámica, transversal y Planta)  $T = 3.4229s$ .

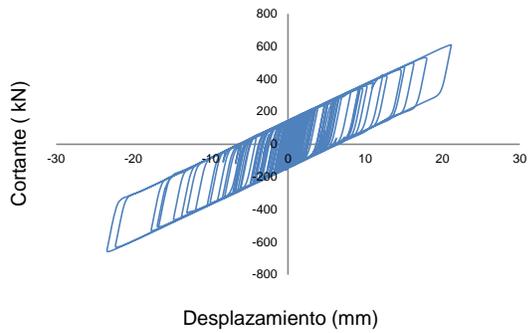
## 5.12 RESULTADOS DE ANALISIS PASO A PASO OBTENIDOS CON DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO NÚCLEO DE PLOMO

A continuación se muestra el puente Infiernillo II en condiciones de aislamiento sísmico incorporando el dispositivo núcleo de plomo.

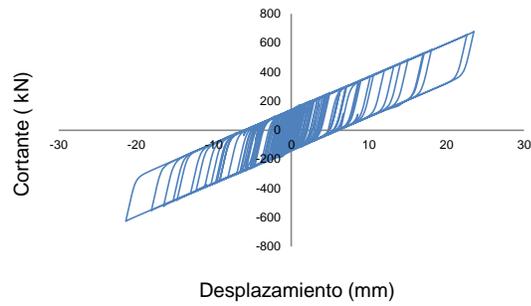
Como se mencionó en la figura 5.8 se nombran los tableros de armadura como también cada uno de aisladores ubicados en el puente, nombrando con una letra mayúscula (A) seguido por el número de aislador para una identificación inmediata.

Se muestran solo los ciclos de histéresis más críticos en el sentido transversal y longitudinal del puente, ante seis registros sísmicos sintéticos y dos naturales mencionados en el Capítulo 4 de este trabajo de investigación.

Se muestran en las (Figuras 5.32 a 5.39) los ciclos de histéresis de dos aisladores que resultan más esforzados uno para cada sentido del puente para los registros sísmicos mencionados en el Capítulo 4.

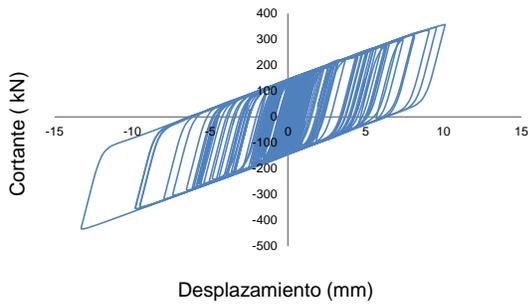


A-No.11 Sentido (Y) Transversal

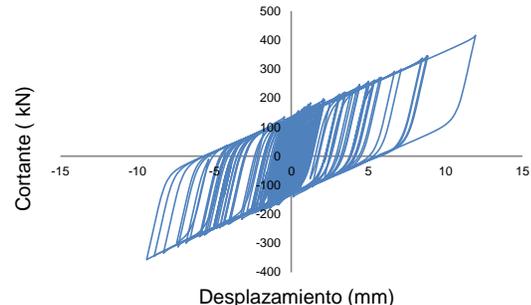


A-No.16 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.32 Ciclos de histéresis para el registro P-R4-100-158.4 Gal.

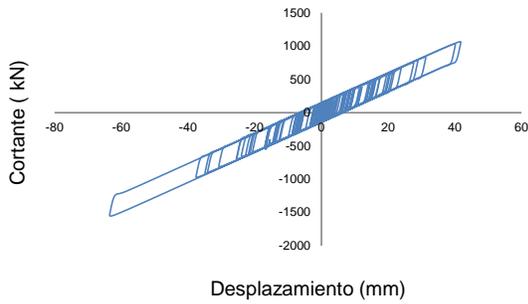


A-No.11 Sentido (Y) Transversal

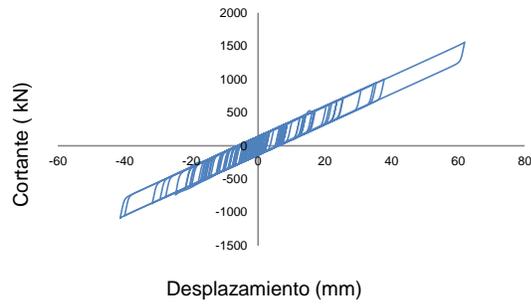


A-No.12 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.33 Ciclos de histéresis para el registro P-R2-50-116 Gal.

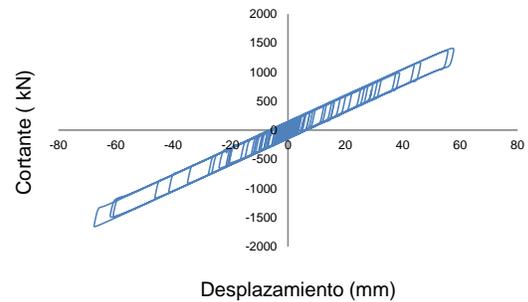


A-No.11 Sentido (Y) Transversal

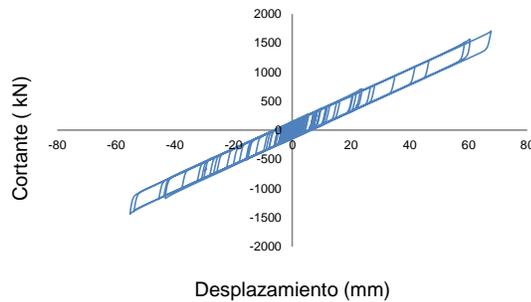


A-No.16 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.34 Ciclos de histéresis para el registro A-R1-100-170 Gal.

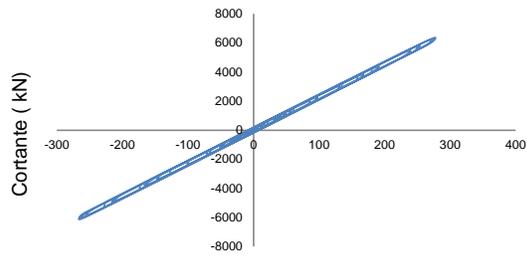


A-No.11 Sentido (Y) Transversal

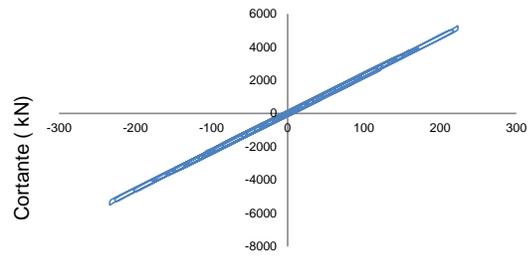


A-No.16 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.35 Ciclos de histéresis para el registro A-R2-50-160 Gal.

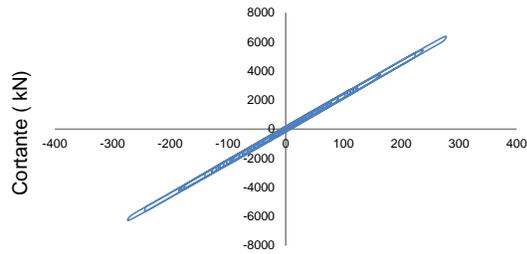


Desplazamiento (mm)  
A-No.11 Sentido (Y) Transversal

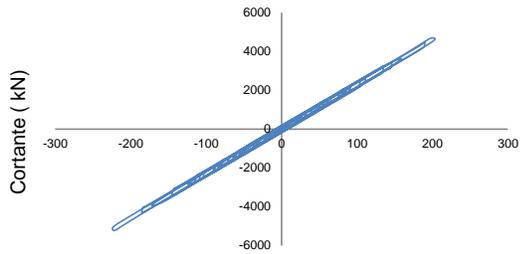


Desplazamiento (mm)  
A-No.16 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.36 Ciclos de histéresis para el registro V-R2-100-546 Gal.

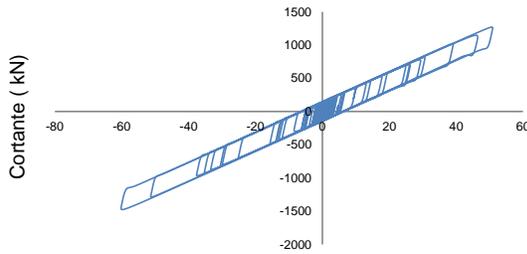


Desplazamiento (mm)  
A-No.11 Sentido (Y) Transversal

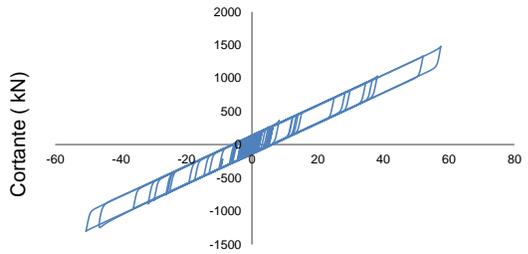


Desplazamiento (mm)  
A-No.16 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.37 Ciclos de histéresis para el registro V-R1-50-436 Gal.

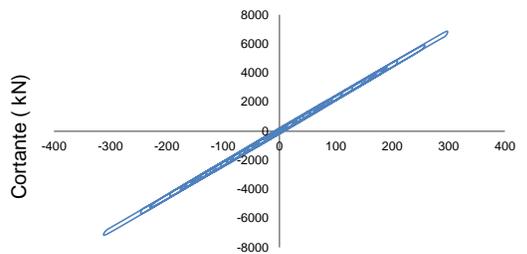


Desplazamiento (mm)  
A-No.11 Sentido (Y) Transversal

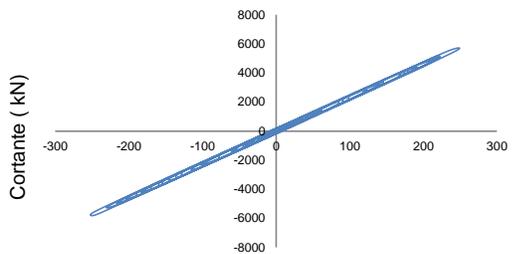


Desplazamiento (mm)  
A-No.16 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.38 Ciclos de histéresis para el registro Caleta de campos.



Desplazamiento (mm)  
A-No.11 Sentido (Y) Transversal



Desplazamiento (mm)  
A-No.21 Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.39 Ciclos de histéresis para el registro Villita corona centro 5.



El comportamiento ante distintos registros sísmicos del puente es evidente, haciendo notar que tanto para el dispositivo multirrotacional como el núcleo de plomo tienen un comportamiento similar. Observe en los ciclos de histéresis que ante un mayor desplazamiento la fuerza cortante disipada se incrementa y esto es reflejado en la inclinación del dispositivo reduciendo su rigidez como sucede en ambos dispositivos.

En la tabla 5.21 se muestra un resumen de los ciclos histeréticos antes mostrados, en donde solo se muestra el aislador más esforzado para cada uno de los sentidos del puente.

Se hace notar que los aisladores más esforzados se encuentran en la parte central del puente en las pilas No.3 y No.4 como sucede con el dispositivo de aislamiento multirrotacional, podría asumirse que debido a la altura de las pilas esta es la zona más vulnerable del puente y en la cual se generan las máximas demandas.

Tabla 5.21 Resumen de ciclos histeréticos de aislador núcleo de plomo

Nombre de registro	Tipo de registro	No. de aislador	Fuerza cortante máx. (kN)		Desplazamiento máx. (mm)	
			Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
P-R2-50-116	Sintético	11T y 12L	433	416.6	13.16	11.96
A-R2-50-160		11T y 16L	1657	1706	67.26	67.73
V-R1-50-436		11T y 16L	6384	5230	277.4	222.30
P-R4-100-158		11T y 16L	658	679	23.38	23.55
A-R1-100-170		11T y 16L	1555	1562	63.01	62.01
V-R2-100-546		11T y 16L	6371	5503	277.20	233.5
Caleta de campos	Registro septiembre 1985	11T y 16L	1475	1481	59.78	57.59
Villita corona centro 5		11T y 21L	7158	5813	312.0	248.9

Note que una vez incorporado el dispositivo de aislamiento sísmico el comportamiento del puente mejora notablemente, además de reducir considerablemente el esfuerzo cortante en pilas logrando secciones más esbeltas y claros de mayor longitud lo cual nos permite librar obstáculos de mayor envergadura principalmente en terrenos accidentados donde se complican las maniobras para la construcción de mayor número de pilas.

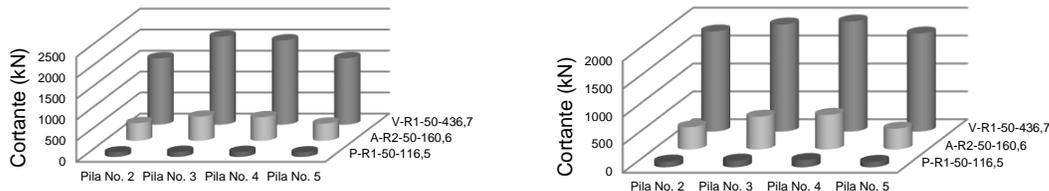
### 5.13 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES TR-50 AÑOS CON AISLADOR NÚCLEO DE PLOMO

En la figura 5.40 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 5.40a Se puede observar que las pilas No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente son las más esforzadas por cortante para el sentido transversal. Las pilas No.2 y No.5 tienen esfuerzos cortantes de un orden menor.



En la figura 5.40b Se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido longitudinal del puente. Se puede apreciar que la pila No.3 y No.4 ubicadas en la zona intermedia del puente presentan los esfuerzos cortantes máximos. Las pilas No.2 y No.5 presentan esfuerzos cortantes de un orden más bajo.



(a) Transversal (b) Longitudinal  
 Figura 5.40 Cortantes máximos (Periodo de retorno 50 años)

En la tabla 5.22 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados para el sentido transversal del puente.

Tabla 5.22 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección transversal.

Cortantes máximos para el sentido transversal (kN)			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	107.10	420.30	1582.00
3	120.20	574.40	2096.00
4	118.40	561.60	2010.00
5	106.80	409.20	1584.00

En la tabla 5.22 para el registro P-R1-50-116.5 las pilas No.3 y No.4 presentan los esfuerzos máximos por cortante, note que los esfuerzos son muy similares, en las pilas No.2 y No.5 sucede algo similar resultando esfuerzos cortantes muy parecidos.

Para los registros A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 se presenta una situación similar resultando nuevamente las pilas No.3 y No.4 las que presentan los mayores esfuerzos por cortante y las pilas No.2 y No.5 siendo las que presentan esfuerzos cortantes más bajos.

En la tabla 5.23 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal del puente.

Tabla 5.23 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección longitudinal.

Cortantes máximos para el sentido longitudinal (kN)			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	101.40	400.10	1795.00
3	119.30	585.70	1920.00
4	130.20	619.10	1974.00
5	96.17	372.30	1759.00



En la tabla 5.23 para el registro P-R1-50-116.5 las pilas No.3 y No.4 presentan los esfuerzos máximos por cortante, observe que la pila No.4 presenta una mínima diferencia con relación a la pila No.3. Las pilas No.2 y No.5 ubicadas en los extremos del puente registran algo muy similar, donde la pila No.2 registra un esfuerzo ligeramente mayor.

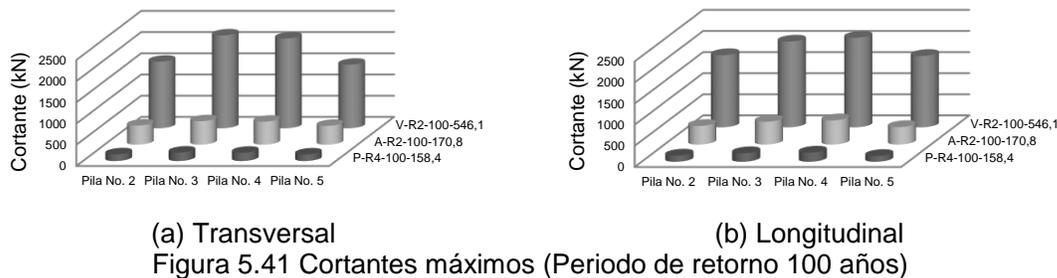
Para los registros A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 se presenta una situación similar resultando la pila No.3 y No.4 con mayores esfuerzos por cortante. Las pilas No.2 y No.5 registran valores muy similares, se puede apreciar que ligeramente la pila No.2 registra un ligero esfuerzo mayor con respecto a la pila No.5.

**5.13.1 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES TR-100 AÑOS CON AISLADOR MULTIRROTACIONAL EXISTENTE EN EL PUENTE**

En la figura 5.41 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 5.41a se puede observar que las pilas No.3 y No.4 con las más esforzadas por cortante para el sentido transversal ubicadas en la zona intermedia del puente. Las pilas No.2 y No.5 presentan esfuerzos cortantes muy similares entre ellas.

En la figura 5.41b las pilas No.3 y No.4 son las más esforzadas por cortante para el sentido longitudinal del puente ubicadas en la parte intermedia del puente. Las pilas No.2 y No.5 presentan esfuerzos cortantes muy similares.



En la Tabla 5.24 se muestran los valores máximos de cortante esperados para registros sísmicos simulados en el sentido longitudinal para un periodo de retorno de 100 años.

Tabla 5.24 Cortantes máximos del puente para un periodo de retorno de 100 años

Cortantes máximos para el sentido longitudinal (kN)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	145.80	440.10	1709.00
3	202.10	540.40	2032.00
4	216.80	573.20	2121.00
5	136.40	413.80	1691.00



En la tabla 5.24 para el registro P-R4-100-158.4 las pilas No.3 y No.4 presentan los esfuerzos máximos por cortante, note que son muy similares, en la pila No.2 y No.5 se puede apreciar que los esfuerzos cortantes son muy similares.

Para los registros A-R2-100-170.8 V-R2-100-546.1 la pila No.3 y No.4 registran los esfuerzos máximos por cortante ubicadas en la parte central del puente, obsérvese que la pila No.4 tiende a registrar una diferencia con relación a la pila No.3. La pila No.2 y No.5 registran valores muy similares, se puede apreciar que ligeramente la pila No.2 contiene una diferencia con respecto a la pila No.5.

En la tabla 5.25 se muestran los valores máximos de cortante esperados para registros sísmicos simulados en el sentido transversal para un periodo de retorno de 100 años.

Tabla 5.25 Cortantes máximos del puente para un periodo de retorno de 100 años

Cortantes máximos para el sentido transversal (kN)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	159.30	450.10	1570.00
3	200.60	553.70	2191.00
4	196.20	542.40	2118.00
5	156.10	443.10	1499.00

En la tabla 5.25 para el registro P-R4-100-158.4 las pilas No.3 y No.4 presentan los esfuerzos máximos por cortante, note que son muy similares, en la pila No.2 y No.5 se puede apreciar que los esfuerzos cortantes al igual que en las pilas antes mencionadas son parecidos.

Para los registros A-R2-100-170.8 V-R2-100-546.1 la pila No.3 y No.4 registran los esfuerzos máximos por cortante ubicadas en la parte central del puente, obsérvese que la pila No.3 tiende a registrar una mínima diferencia con relación a la pila No.4. La pila No.2 y No.5 registran valores muy parecidos, se puede apreciar que ligeramente la pila No.2 contiene una diferencia mínima con respecto a la pila No.5.

Los esfuerzos cortantes son muy similares a los que se presentan en los registros para periodos de retorno de 50 años, esto se repite para ambos sentidos del puente.

### 5.13.2 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES PARA REGISTROS PRESENTADOS EN SEPTIEMBRE DE 1985 CON AISLADOR NÚCLEO DE PLOMO

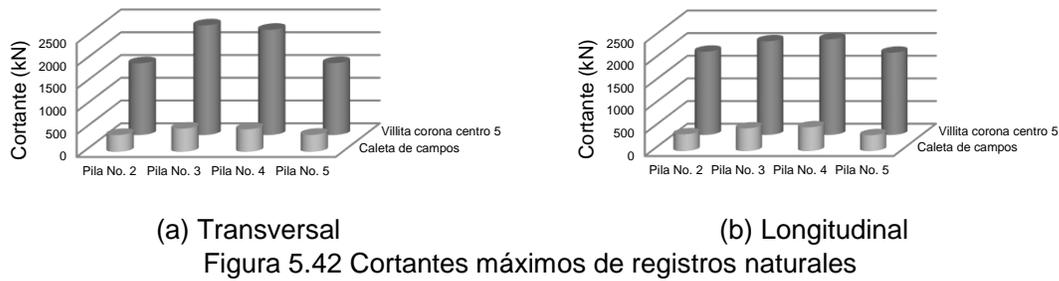
En la figura 5.42 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 5.42a para el registro Villita Corona Centro 5 la pila No.3 y No.4 presenta los esfuerzos máximos ubicada parte central del puente. Las pilas No.2 y No.5 tienen esfuerzos cortantes de un orden más bajo.



En la figura 5.42b obsérvese que para ambos registros Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5 la pila No.3 y No.4 presentan los esfuerzos máximos resultando muy similares y con mínimas diferencias entre estas pilas.

Las pilas No.2 y No.5 presentan esfuerzos con mínimas diferencias. Se puede observar para este sentido del puente que los esfuerzos cortantes son muy semejantes y uniformes en ambos sentidos del puente.



(a) Transversal

(b) Longitudinal

Figura 5.42 Cortantes máximos de registros naturales

En la tabla 5.26 se muestran los valores máximos de cortante para los registros sísmicos Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5 para el sentido transversal del puente.

Tabla 5.26 Cortantes máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección transversal.

Cortantes máximos para el sentido transversal (kN)		
No. de Pila	Caleta de campos	Villita corona centro 5
2	368.80	1576.00
3	509.30	2408.00
4	496.00	2311.00
5	373.70	1580.00

En la tabla 5.26 para el registro Villita Corona Centro 5 las pilas No .3 y No .4 para el sentido transversal registran los esfuerzos máximos por cortante, ubicadas en la parte central del puente, note que existe una mínima diferencia.

La pila No.2 y No.5 registran esfuerzos cortantes muy semejantes donde la pila No.2 contiene ligeramente esfuerzos mayores.

Para el registro Caleta de Campos la pila No.3 y No.4 registran los esfuerzos cortantes máximos, resultando esfuerzos muy semejantes. La pila No.2 y No.5 registran esfuerzos cortantes semejantes, note que ligeramente la pila No.2 registra un esfuerzo mayor.

En la tabla 5.27 se muestran los valores máximos de cortante para los registros sísmicos Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5 para el sentido longitudinal del puente.



Tabla 5.27 Cortantes máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección longitudinal.

Cortantes máximos para el sentido longitudinal (kN)		
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5
2	371.00	1838.00
3	501.00	2069.00
4	525.50	2112.00
5	350.40	1816.00

En la tabla 5.27 para el registro Villita Corona Centro 5 las pilas No. 3 y No. 4 para el sentido longitudinal registran los esfuerzos máximos por cortante, ubicadas en la parte central del puente, note que existe una mínima diferencia de cortante. La pila No. 2 y No. 5 registran esfuerzos cortantes muy semejantes donde la pila No. 2 contiene ligeramente esfuerzos mayores.

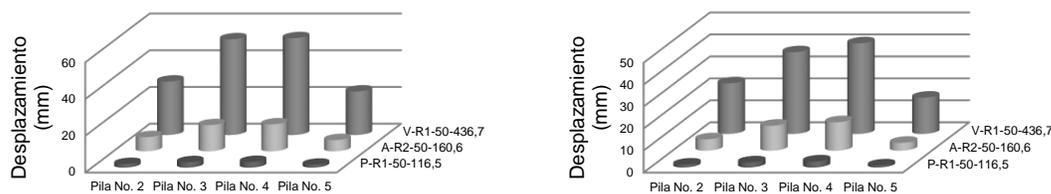
Para el registro Caleta de Campos la pila No. 3 y No. 4 registran los esfuerzos cortantes máximos, resultando esfuerzos muy semejantes. La pila No. 2 y No. 5 registran esfuerzos cortantes semejantes, note que ligeramente la pila No. 2 registra un esfuerzo mayor.

#### 5.14 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES TR-50 AÑOS CON AISLADOR MULTIRROTACIONAL EXISTENTE EN EL PUENTE

En la figura 5.43 se muestran los desplazamientos del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de 50 años P-R1-50-115.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 5.43a se muestran los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, se puede observar que la pila No. 3 y No. 4 ubicadas en la parte central del puente presentan desplazamientos muy similares, note que la pila No. 4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No. 2 y No. 5 registran desplazamientos muy similares.

En la figura 5.43b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente, note que para este sentido las pilas No. 3 y No. 4 presentan los desplazamientos máximos, registrando ligeramente un mayor desplazamiento la pila No. 4 del conjunto de registros. La pila No. 2 y No. 5 registran valores en desplazamientos muy similares entre estas, note que ligeramente la Pila No. 2 registra un desplazamiento mayor.



(a) Longitudinal

(b) Transversal

Figura 5.42 Desplazamientos máximos (Periodo de retorno 50 años)



En la tabla 5.28 se muestran los valores máximos de desplazamientos esperados para registros sísmicos simulados para el sentido transversal del puente.

Tabla 5.28 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección transversal.

Desplazamientos máximos para el sentido transversal (mm)			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	1.307	5.19	23.03
3	2.318	11.36	37.18
4	2.737	12.95	41.23
5	0.917	3.57	16.50

En la tabla 5.28 para el registro P-R1-50-116.5 la pila No.3 y No. 4 presentan los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No. 2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

En el registro A-R2-50-160.6 registra los desplazamientos máximos en las pilas No.3 y No.4 en donde la pila No.4 registra un desplazamiento ligeramente mayor. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos muy similares, en donde la pila No.2 registra ligeramente desplazamientos mayores.

En el registro V-R1-50-436.7 los desplazamientos máximos se registran en la pila No.3 y No. 4 para el sentido transversal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No.2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

En la tabla 5.29 se muestran los valores máximos de desplazamientos esperados para registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal del puente.

Tabla 5.29 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos para el sentido longitudinal (mm)			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	1.969	7.72	29.10
3	2.971	14.23	52.11
4	3.085	14.67	52.71
5	1.598	6.12	23.70

En la tabla 5.29 el registro P-R1-50-116.5 la pila No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No.2 y No.5 registran desplazamientos muy similares entre ellas y en donde ligeramente la pila No.2 registra un desplazamiento mayor.



Para el registro A-R2-50-160.6 las pilas No.3 y No.4 registran los desplazamientos máximos, donde la pila No.4 registra un desplazamiento ligeramente mayor. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos muy similares, en donde la pila No.2 registra ligeramente desplazamientos mayores.

En el registro V-R1-50-436.7 los desplazamientos máximos se registran en la pila No.3 y No. 4 para el sentido longitudinal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No.2 y No.5 registran desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

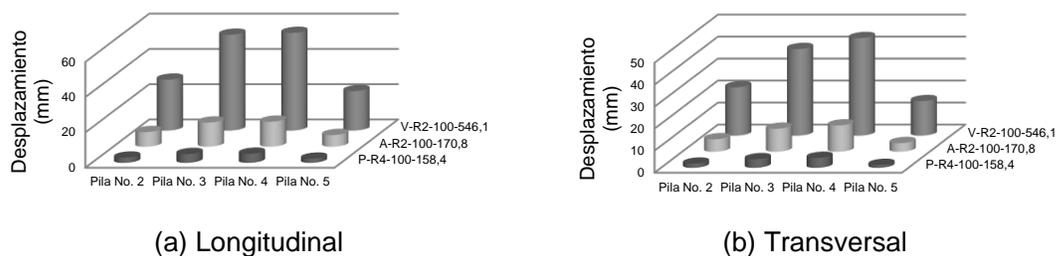
Se puede observar que ante varios registros se sigue una similitud en el comportamiento del puente registrando los desplazamientos máximos en la pila No.4 ubicada en la parte central del puente. Note que dichos desplazamientos registrados en este sentido son muy similares tanto para las pilas extremas como para pilas intermedias.

#### 5.14.1 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES TR-100 AÑOS CON AISLADOR NÚCLEO DE PLOMO

En la figura 5.44 se muestran los desplazamientos del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 5.44a la pila No.3 y No.4 registran los desplazamientos máximos muy similares ubicadas en la parte central del puente, note que ligeramente la pila No.4 registra un desplazamiento mayor. La pila No. 2 y No 5 registran desplazamientos muy similares.

En la figura 5.44b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, note que para este sentido las pilas No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos, registrando ligeramente un desplazamiento mayor en la pila No.4. La pila No. 2 y No.5 registran desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.



(a) Longitudinal (b) Transversal  
Figura 5.44 Desplazamientos máximos (Periodo de retorno 100 años)

En la tabla 5.11 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido transversal.



Tabla 5.30 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección transversal.

Desplazamientos máximos para el sentido transversal (mm)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	1.89	5.68	22.00
3	3.91	10.47	39.41
4	4.53	11.96	44.38
5	1.31	3.94	15.73

En la tabla 5.30 para el registro P-R4-100-158.4 la pila No.3 y No. 4 presentan los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No.2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

En el registro A-R2-100-170.8 la pila No.3 y No.4 registra los desplazamientos máximos, donde la pila No.4 registra un desplazamiento ligeramente mayor. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos muy similares, note que la pila No.2 registra ligeramente desplazamientos mayores.

En el registro V-R2-100-546.1 los desplazamientos máximos se registran en la pila No.3 y No. 4 para el sentido transversal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor. La pila No.2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, note que ligeramente la pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

Se puede observar que ante varios registros se sigue una similitud en el comportamiento del puente registrando los desplazamientos máximos en la pila No.4 ubicada en la parte central del puente. Note que dichos desplazamientos registrados en este sentido son muy similares en pilas extremas como para pilas intermedias.

En la tabla 5.31 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal.

Tabla 5.31 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos para el sentido longitudinal (mm)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	2.93	8.27	28.85
3	4.97	13.70	54.33
4	5.13	14.16	55.38
5	2.33	6.63	22.40

En la tabla 5.31 para el registro P-R4-100-158.4 la pila No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento mayor.



La pila No.2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, y en la que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

En el registro A-R2-100-170.8 registra los desplazamientos máximos en las pilas No.3 y No.4 en donde la pila No.4 registra un desplazamiento ligeramente mayor. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos muy similares, en donde la pila No.2 registra ligeramente desplazamientos mayores.

En el registro V-R2-100-546.1 los desplazamientos máximos se registran en la pila No.3 y No. 4 para el sentido transversal del puente, note que la pila No.4 registra ligeramente un desplazamiento aún mayor. La pila No. 2 y No.5 registran valores en desplazamientos muy similares entre ellas, y en la que ligeramente la Pila No.2 registra un desplazamiento mayor.

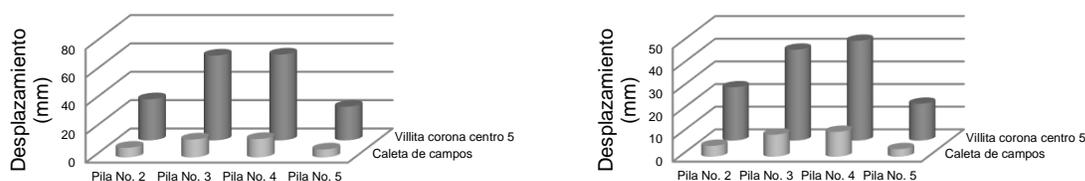
Se puede observar que ante varios registros se sigue una similitud en el comportamiento del puente registrando los desplazamientos máximos en la pila No.4 ubicada en la parte central del puente. Note que dichos desplazamientos registrados en este sentido son muy similares tanto para las pilas extremas como para pilas intermedias.

#### 5.14.2 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES PARA REGISTROS PRESENTADOS EN SEPTIEMBRE DE 1985

En la figura 5.45 se muestran los desplazamientos máximos del puente considerando dos registros reales presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 5.45a el registro Villita Corona Centro 5 la pila No.3 y No.4 ubicadas en la parte intermedia del puente presenta los máximos desplazamientos, la pila No.4 presenta ligeramente un desplazamiento mayor. Para la pila No.2 y No.5 ubicadas en los extremos del puente presentan desplazamientos muy similares entre ellas, note que se registra una diferencia mínima.

En la figura 5.45b se muestran los máximos desplazamientos para el sentido longitudinal del puente, note que en general para este sentido del puente las pilas No.3 y No.4 ubicadas en la parte central del puente presenta los desplazamientos máximos. Para las pilas No.2 y No.5 ubicadas en ambos extremos del puente se registran desplazamientos semejantes, registrando desplazamientos entre ellas muy similares.



(a) Longitudinal

(b) Transversal

Figura 5.45 Cortantes máximos de registros naturales



En la tabla 5.32 se muestran los desplazamientos máximos esperados para registros sísmicos presentados en septiembre de 1985 para el sentido transversal.

Tabla 5.32 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección transversal.

Desplazamientos máximos para el sentido transversal (mm)		
No. de Pila	Caleta de campos	Villita corona centro 5
2	4.79	23.52
3	9.71	40.11
4	10.97	44.04
5	3.33	16.24

En la tabla 5.32 para el registro Villita Corona Centro 5 en el sentido transversal del puente la pila No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, se puede notar que las pilas No.2 y No.5 registran desplazamientos menores, note que las pilas ubicadas en la parte central son las más críticas, resultando con los máximos desplazamientos. Note una diferencia entre pilas ubicadas en la parte central y en la zona extrema del puente.

Para el registro Caleta de Campos se presenta una situación similar resultando nuevamente la pila No.3 y No.4 con los máximos desplazamientos del conjunto de pilas. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos de un orden menor, note que la pila No.2 registra ligeramente un desplazamiento mayor.

En la tabla 5.33 se muestran los desplazamientos máximos esperados para registros sísmicos presentados en septiembre de 1985 para el sentido longitudinal.

Tabla 5.33 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos para el sentido longitudinal (mm)		
No. de Pila	Caleta de campos	Villita corona centro 5
2	10.13	46.15
3	21.24	105.20
4	21.53	107.80
5	8.01	35.22

En la tabla 5.33 para el registro Villita corona centro 5 en el sentido longitudinal del puente la pila No.3 y No.4 presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, se puede notar que las pilas No.2 y No.5 registran desplazamientos menores, note que las pilas ubicadas en la parte central son las más críticas, resultando con los máximos desplazamientos. Note una diferencia entre pilas ubicadas en la parte central y en la zona extrema del puente.

Para el registro Caleta de Campos se presenta una situación similar resultando nuevamente la pila No.3 y No.4 con los máximos desplazamientos del conjunto de pilas. La pila No.2 y No.5 presentan desplazamientos de un orden menor, note que la pila No.2 registra ligeramente un desplazamiento mayor.



### 5.15 JUNTAS DE DILATACIÓN CON AISLADOR NÚCLEO DE PLOMO

Como ya se mencionó en el apartado 5.7 la descripción de la junta de dilatación que cuenta con abertura máxima de (110 mm), y la modelación realizada por elementos de tipo link (Anexo B), ya no se mencionará nuevamente.

A continuación se registran los desplazamientos máximos una vez incorporado el dispositivo de tipo núcleo de plomo.

Los desplazamientos máximos que se registran se presentan en ambos hombros del puente, nombrados: hombro derecho y hombro izquierdo para ambos sentidos del puente (Transversal y Longitudinal) como se mencionó en la Figura 5.27 de este capítulo.

En la figura 5.46 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 5.46a se puede observar que los desplazamientos son de un orden muy bajo y el comportamiento del puente es muy similar ante diferentes registros sísmicos, se puede notar que los desplazamientos máximos en general para este sentido se registran en la pila No.3 que se ubica en la parte central del puente.

En la figura 5.46b se muestran los desplazamientos para el sentido longitudinal del puente donde: los desplazamientos máximos se registran uniformes en todo el puente, y en donde los máximos desplazamientos se presentan en las pilas No.2 y No.5.

(a) Transversal.

(b) Longitudinal.

Figura 5.46 Desplazamientos en juntas para un periodo de retorno de 50 años.

En la tabla 5.15 se muestran los valores obtenidos de los desplazamientos máximos registrados para ambos sentidos del puente ante registros sísmicos para un periodo de retorno de 50 años.

CAPÍTULO 5 PUENTE INFIERNILLO II

142



Tabla 5.34 Desplazamientos transversales en juntas para un periodo de retorno de 50 años.

Desplazamientos máximos en juntas de dilatación (mm)							
Localización	Hombro	P-R1-50-116.5		A-R2-50-160.6		V-R1-50-436.7	
		T	L	T	L	T	L
Estribo No.1	Izq.	0.005	11.930	0.017	39.760	0.080	202.300
	Der.	0.005	12.360	0.019	41.340	0.091	209.800
Pila No. 2	Izq.	0.047	5.949	0.213	34.300	0.725	192.700
	Der.	0.017	6.516	0.060	37.960	0.319	206.000
Pila No. 3	Izq.	0.049	2.889	0.245	27.190	0.900	166.200
	Der.	0.029	2.956	0.134	27.060	0.566	160.600
Pila No. 4	Izq.	0.041	3.141	0.180	29.340	0.712	181.600
	Der.	0.036	3.578	0.176	31.410	0.607	189.500
Pila No. 5	Izq.	0.020	6.792	0.067	38.140	0.451	207.600
	Der.	0.031	6.019	0.129	33.830	0.408	196.300
Estribo No.6	Izq.	0.008	7.112	0.026	40.340	0.166	225.800
	Der.	0.008	6.897	0.044	38.980	0.237	219.300

En la figura 5.47 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 5.47a se puede observar que los desplazamientos son de un orden muy bajo y el comportamiento del puente es muy similar ante diferentes registros sísmicos, se puede notar que los desplazamientos máximos en general para este sentido se registran en la pila No.3 que se ubica en la parte central del puente.

En la figura 5.47b se muestran los desplazamientos para el sentido longitudinal del puente donde: los desplazamientos máximos se registran uniformes en todo el puente, y en donde los máximos desplazamientos se presentan en las pilas No.2 y No.5.

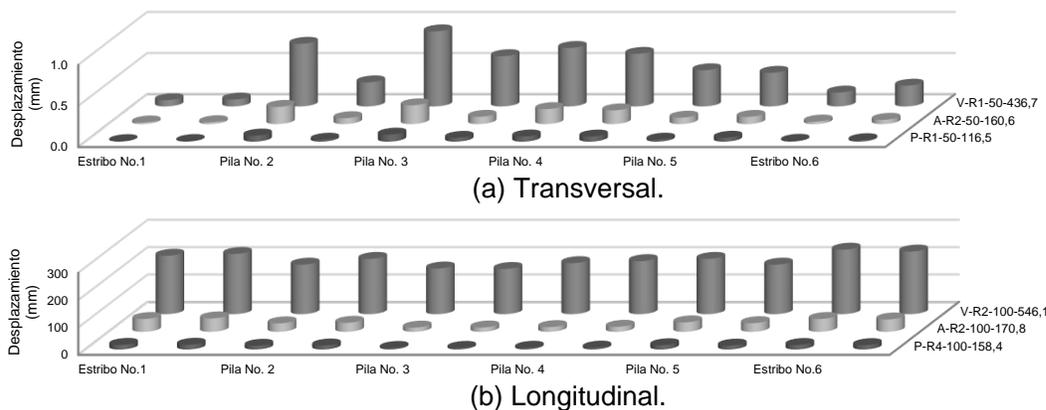


Figura 5.47 Desplazamientos en juntas para un periodo de retorno de 100 años.



En la tabla 5.35 se muestran los valores obtenidos de los desplazamientos máximos registrados para ambos sentidos del puente ante registros sísmicos para un periodo de retorno de 100 años.

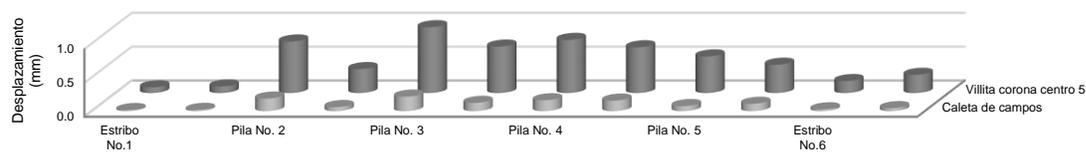
Tabla 5.35 Desplazamientos transversales en juntas para un periodo de retorno de 100 años

Desplazamientos máximos en juntas de dilatación (mm).							
Localización	Hombro	P-R4-100-158.4		A-R2-100-170.8		V-R2-100-548.1	
		T	L	T	L	T	L
Estribo No.1	Izq.	0.007	16.600	0.019	46.720	0.076	213.300
	Der.	0.008	17.130	0.022	48.820	0.084	219.900
Pila No. 2	Izq.	0.074	13.370	0.208	30.760	0.762	180.800
	Der.	0.024	14.360	0.071	32.830	0.293	201.900
Pila No. 3	Izq.	0.085	5.499	0.228	15.270	0.913	166.700
	Der.	0.046	5.679	0.088	15.620	0.611	165.000
Pila No. 4	Izq.	0.063	6.155	0.182	17.120	0.711	186.300
	Der.	0.062	6.668	0.166	18.200	0.639	193.700
Pila No. 5	Izq.	0.024	15.290	0.077	34.430	0.440	201.900
	Der.	0.047	13.850	0.087	31.510	0.409	180.800
Estribo No.6	Izq.	0.010	16.160	0.030	46.810	0.169	235.500
	Der.	0.018	15.690	0.052	45.090	0.253	228.700

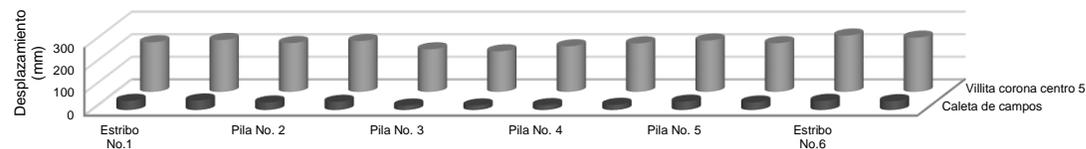
En la figura 5.48 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985: (1) Caleta de campos y (2) Villita corona centro 5.

En la figura 5.48a se puede notar que los desplazamientos máximos en general para este sentido se registran en la pila No.3 ubicadas en la parte central del puente.

En la figura 5.48b se muestran los desplazamientos para el sentido longitudinal del puente donde: los desplazamientos máximos se registran uniformes en todo el puente, y en donde los máximos desplazamientos se presentan en las pilas No.2 y No.5.



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura 5.48 Desplazamientos en juntas de registros naturales



En la tabla 5.36 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985.

Tabla 5.36 Desplazamientos transversales en juntas para registros naturales

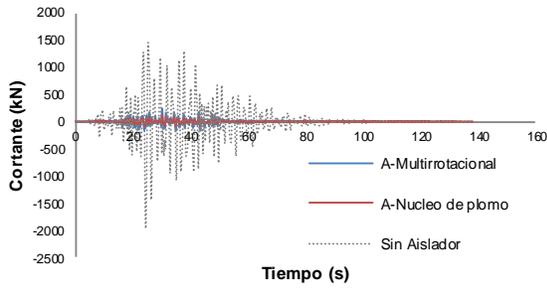
Desplazamientos máximos en juntas de dilatación (mm)					
Localización	Hombro	Caleta de campos		Villita corona centro 5	
		T	L	T	L
Estribo No.1	Izq.	0.016	40.420	0.084	219.900
	Der.	0.019	42.250	0.097	230.000
Pila No. 2	Izq.	0.186	33.180	0.761	216.400
	Der.	0.060	36.230	0.354	225.500
Pila No. 3	Izq.	0.215	19.610	0.973	188.700
	Der.	0.122	19.860	0.686	179.600
Pila No. 4	Izq.	0.161	21.340	0.785	201.900
	Der.	0.156	22.830	0.676	214.900
Pila No. 5	Izq.	0.075	37.000	0.541	227.500
	Der.	0.109	33.020	0.419	215.800
Estribo No.6	Izq.	0.027	40.540	0.177	249.700
	Der.	0.044	39.060	0.269	240.500

Se puede observar en las juntas de dilatación que ante distintos dispositivos de aislamiento sísmico el comportamiento es muy similar ante los diferentes registros sísmicos, se recalca que ante un evento sísmico similar a los mencionados en este trabajo de investigación la junta de dilatación podría ocasionar problemas de daño severo.

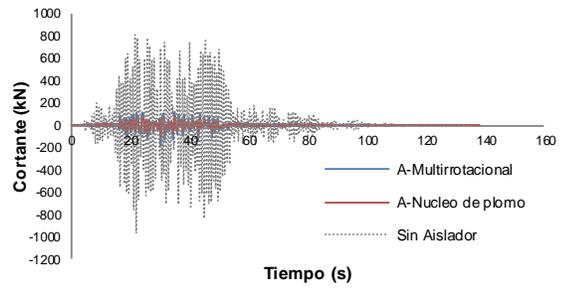
#### 5.16 ESFUERZOS CORTANTES Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZAL DE LA PILA No.4 CON Y SIN AISLADORES SISMICOS

Los esfuerzos cortantes y desplazamientos máximos se obtienen en la pila No.4, en la que se registran las máximas demandas de esfuerzos así como desplazamientos, por lo que se obtiene una comparativa para evaluar el comportamiento de estos dispositivos, Cabe mencionar que dentro de las características de esta pila es la que registra la mayor altura del conjunto de pilas que conforman el puente.

A continuación se muestra una serie de gráficos en las que se superponen esfuerzos cortantes (Figura 5.49 a 5.56) y desplazamientos (Figura 5.57 a 5.64), para poder comparar y visualizar el efecto de reducción de desplazamiento en el cabezal de la pila No.4 como también del efecto de cortante en la columna para los registros sísmicos con periodos de retorno de 50 y 100 años además de dos registros naturales (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

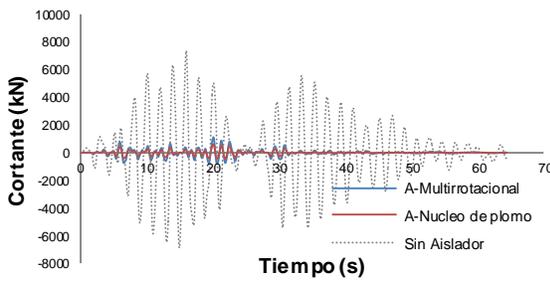


Cortante Sentido (Y) Transversal

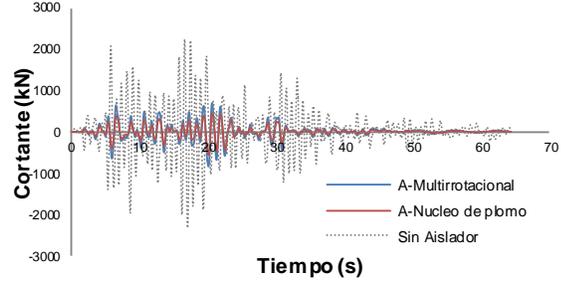


Cortante Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.49P-R1-50-116.5 Gal.

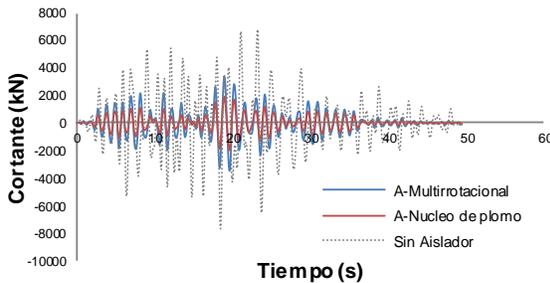


Cortante Sentido (Y) Transversal

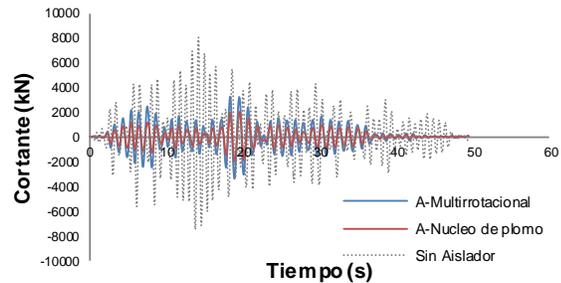


Cortante Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.50 A-R2-50-160.6 Gal.

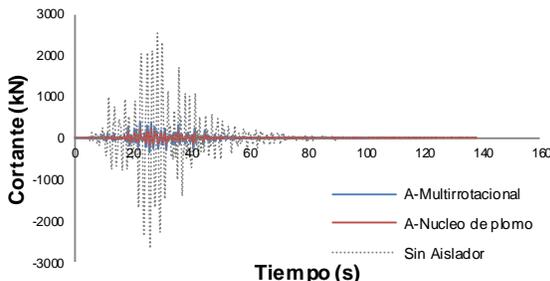


Cortante Sentido (Y) Transversal

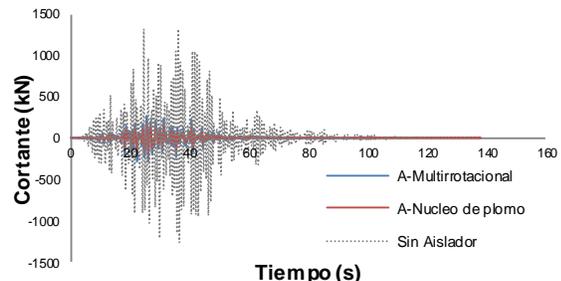


Cortante Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.51 V-R1-50-436.7 Gal.

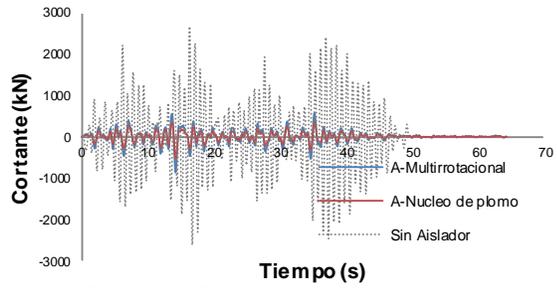
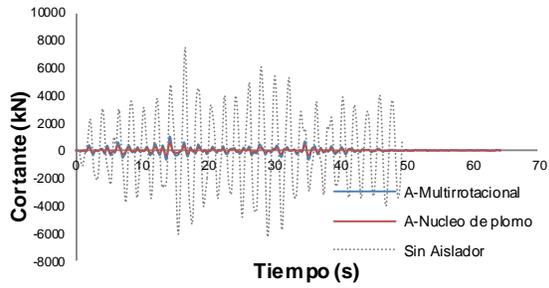


Cortante Sentido (Y) Transversal



Cortante Sentido (X) Longitudinal

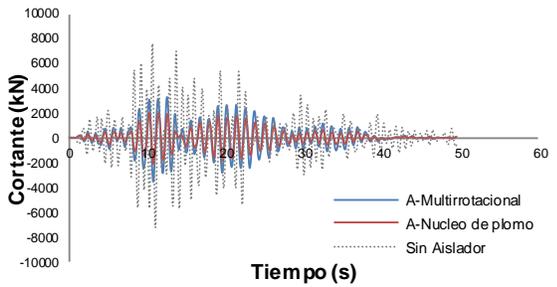
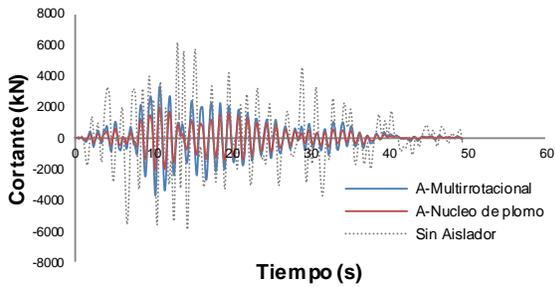
Figura 5.52 P-R4-100-158.4 Gal.



Cortante Sentido (Y) Transversal

Cortante Sentido (X) Longitudinal

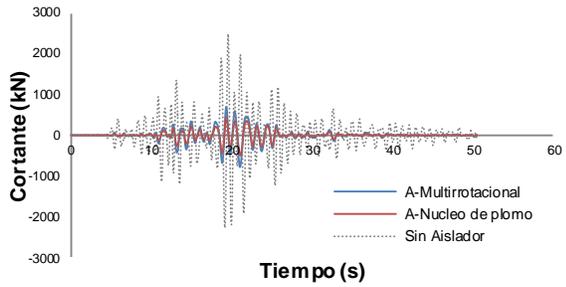
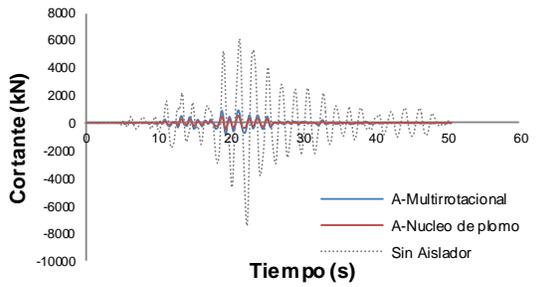
Figura 5.53 A-R2-100-170.8 Gal



Cortante Sentido (Y) Transversal

Cortante Sentido (X) Longitudinal

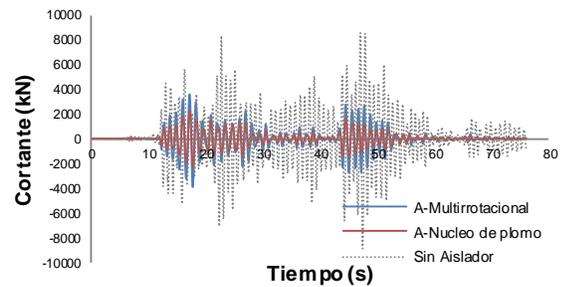
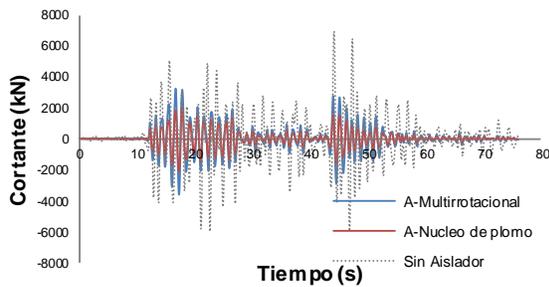
Figura 5.54 V-R2-100-546.1 Gal



Cortante Sentido (Y) Transversal

Cortante Sentido (X) Longitudinal

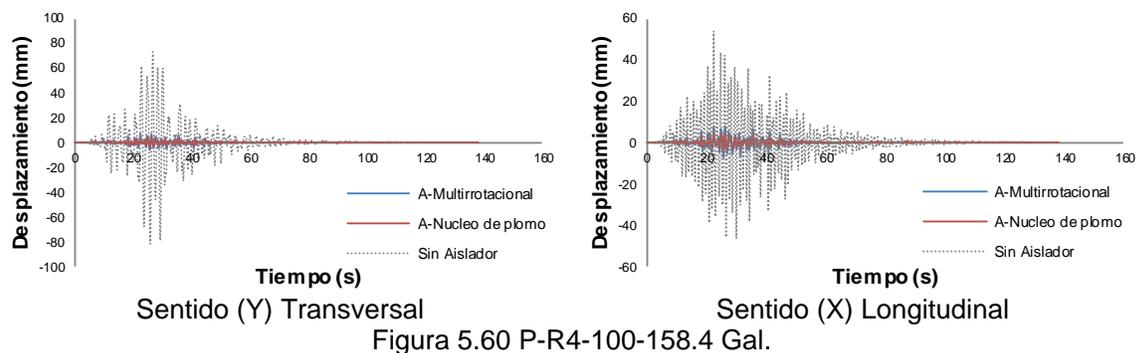
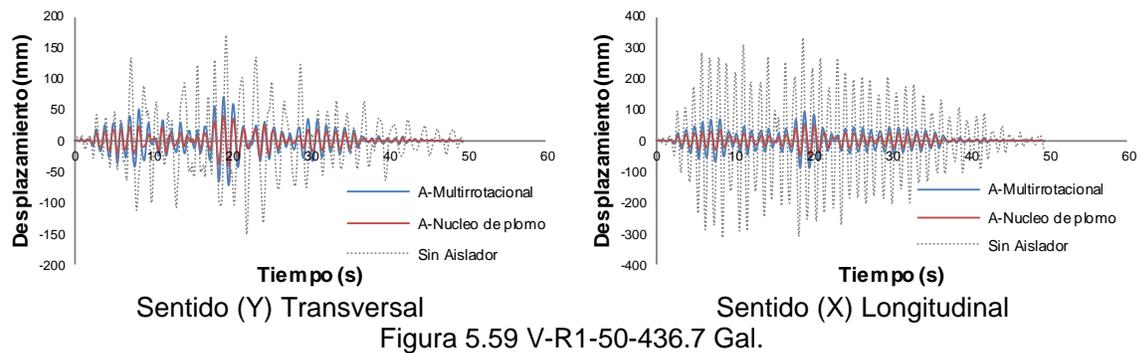
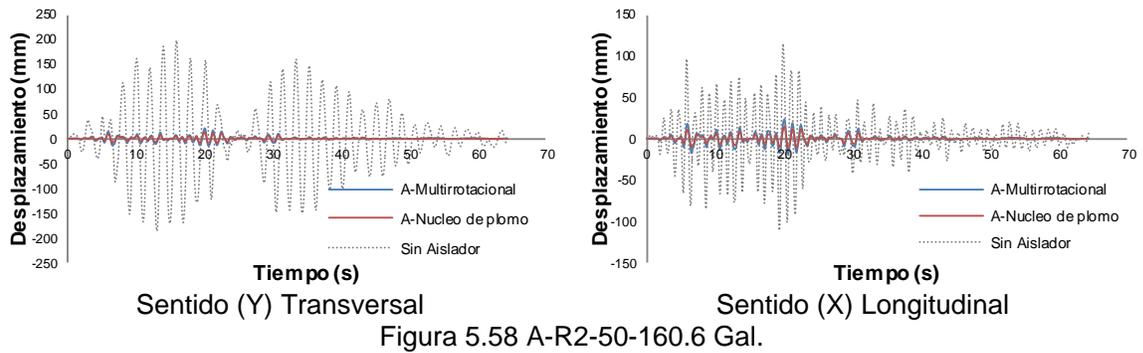
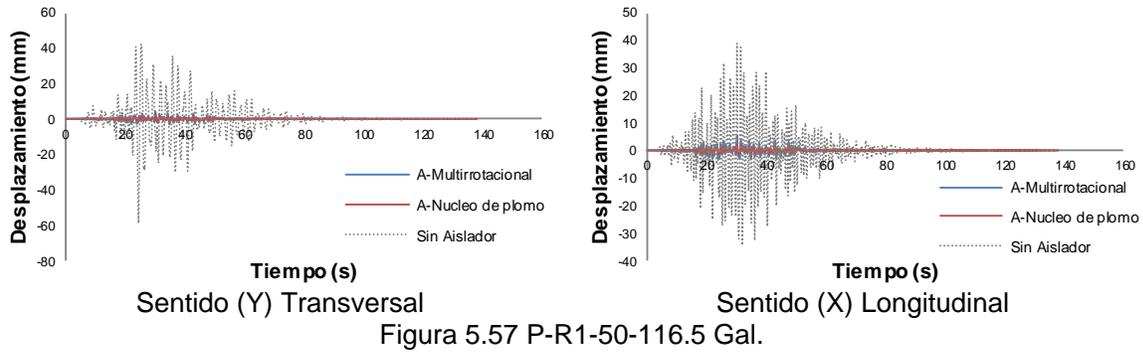
Figura 5.55 Caleta de campos

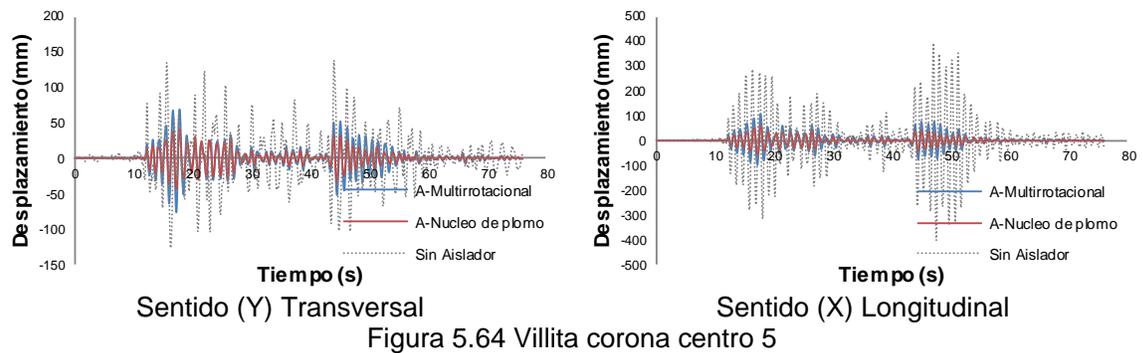
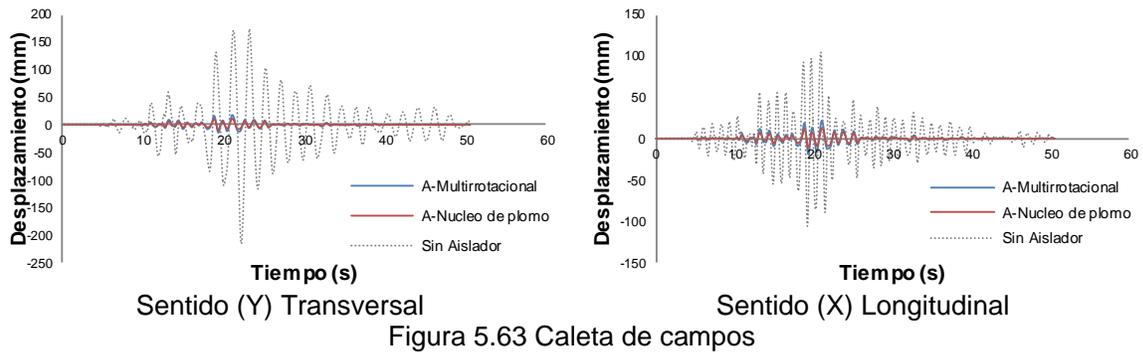
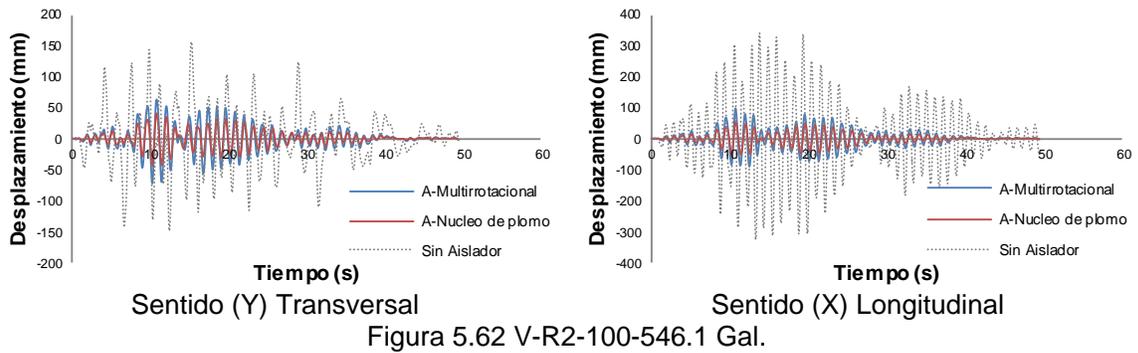
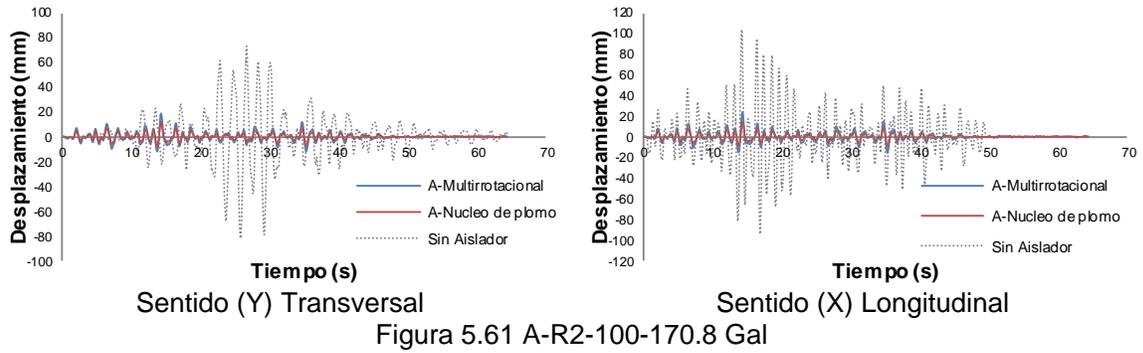


Cortante Sentido (Y) Transversal

Cortante Sentido (X) Longitudinal

Figura 5.56 Villita corona centro 5







### 5.17 LONGITUD DE ASIENTO

Una falla típica presentada en la gran mayoría de los puentes tras la acción de movimientos sísmicos es la pérdida de longitud de asiento o culata en la superestructura. Para evaluar la longitud mínima de asiento de acuerdo a la normatividad AASHTO se emplea la siguiente expresión:

$$N = (305 + 2.5L + 10H)(1 + 0.000125S^2) \quad (5.1)$$

En donde,  $N$  es la longitud mínima de asiento en mm,  $L$  es la longitud del tramo en metros,  $S$  es el esviaje, y  $H$  es la altura del apoyo en metros.

Utilizando la expresión 5.1 para el puente Infiernillo II los valores para  $L = 102$  m,  $H = 61$  m y  $S = 0$ , por lo que: la longitud mínima de asiento es  $N = 1170$  mm y la longitud de asiento existente en el puente es de aproximadamente 2000 mm.

La demanda máxima de desplazamiento longitudinal obtenida en los análisis del grupo de registros fue aproximadamente de 250 mm que no representa un riesgo de pérdida de la longitud de asiento del puente.



# CAPÍTULO 6

## PUENTE INFIERNILLO I

### 6.1 GENERALIDADES

El puente Infiernillo I se encuentra ubicado en el tramo Nueva Italia-Lázaro Cárdenas en el km 51+500 cruzando con una curva el río Balsas, al pie de la presa e hidroeléctrica el Infiernillo y el cual está sujeto a la fluencia de la descarga normal de sus aguas y de los túneles del vertedor. La autopista tiene 272 km de longitud, inicia en el entronque las Trojes del kilómetro 48 de la carretera Morelia-Uruapan para concluir en el puerto de Lázaro Cárdenas, figura 6.1. El puente Infiernillo I está localizado sobre un ramal de la presa Infiernillo, en el estado de Michoacán parte fundamental de la autopista, con uno de los puertos más importantes de la zona el puerto Lázaro Cárdenas.



Figura 6.1 Localización del puente Infiernillo I.



## 6.2 DESCRIPCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

El puente Infiernillo I tiene una longitud de 325 m, está formado por ocho tramos, dos tramos centrales con una armadura formada por dos arcos de acero estructural de paso a través (Figura 6.2a). Cada tramo tiene una longitud de 102 m de claro con altura máxima de 15.96m en la parte central y 6.5 m de altura en los extremos, viaductos de acceso formados por tres claros de 25 m, cada uno sobre 7 traveses de concreto presforzado tipo AASHTO IV trabajando en conjunto con una losa de concreto reforzado de 0.18m de espesor. El sistema de piso en las armaduras se forma por acero estructural, trabajando en conjunto con una losa de 0.18 m de espesor apoyada en una lámina acanalada de acero, conocida como losa-acero (Figura 6.2 a, b y c). El ancho total del puente es de 12.80 m el ancho de carpeta y calzada es de 12.00 m con guarniciones de 0.40 m (Figura 6.2b).



(a) Vista general



(b) Sección transversal de tablero



(c) Sistema de piso de tablero

Figura 6.2 Configuración geométrica del puente Infiernillo I

## 6.3 DESCRIPCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA

La subestructura formada por nueve apoyos de concreto armado colados en sitio, en ambos extremos cuenta con estribos formados con muros de sección rectangular con un espesor de 1.34m y zapatas rectangulares de 6.7 x 13.26 x 1.20 m. Las pilas 2,3, 7 y 8 cuentan con una columna de sección circular con diámetro de 2.20 m, en la parte superior de las columnas se apoya un cabezal de concreto reforzado de sección variable, tipo cabeza de martillo de 0.90 a 1.80 m de peralte con ancho de 1.90 m, en la parte inferior de las columnas se apoyan zapatas cuadradas de 6.0 x 6.0 m. con escorpios de peralte de 0.60 hasta 1.60 m. Los toques sísmicos en los cabezales tienen dimensiones de 1.40 x 0.70 m con alturas variables, y pantallas de dimensiones de 25 x 1.35 x 1.90 m. Las pilas 4 y 6 cuentan con un cilindro hueco de sección circular de 6.0 m de diámetro y paredes de 0.80 m. de espesor, en la parte superior del cilindro cuenta con un cabezal de concreto reforzado de sección variable del tipo cabeza de martillo de 1.50 a 3.50 m de peralte con un ancho de 3.0 m, apoyado en una tapa de concreto reforzado con un diámetro de 6.0m y espesor de 2.0 m, en la parte inferior del cilindro se apoya en una zapata cuadrada de 8.5 x 8.5 m. con espesor de 2.0 m. La pila central formada con un cilindro hueco de sección circular de 15.0 m de diámetro y paredes de 0.80 m de espesor, la parte inferior del cilindro cuenta con una tapa con espesor de 1.0 m, en la parte superior cuenta con una tapa de concreto reforzado con peralte de 2.0 m, sobre esta se apoya una columna circular hueca con un diámetro de 6.0m y paredes de 0.80m, en la parte superior de la columna se apoya un cabezal de concreto reforzado de sección variable (tipo cabeza de martillo) de 2.0 a 4.0 m de peralte y ancho de 3.0 m.



## 6.4 JUNTAS DE DILATACIÓN

El puente Infiernillo I fue proyectado con el tipo de junta Frey Mex T-50 la que permite deformaciones de 100 mm y su principal función es controlar los cambios por temperatura de los materiales (expansión o contracción) ya que al presentar algún cambio volumétrico del material se pueden tener dificultades al transitar. En el puente en estudio se tiene juntas con ciertas características de rigidez y de flexibilidad las cuales son proporcionadas por materiales como elementos de acero y neopreno respectivamente (Figura 6.3).



(a) Preparación en la losa para junta



(b) Espacios generados en losa para alojar junta



(c) Colocación de junta para su colado



(d) Junta colada y finalización

Figura 6.3 Junta de dilatación del puente Infiernillo I.

La rigidez que proporcionan materiales como el acero en las juntas de dilatación ayudan a evitar desplazamientos excesivos y la flexibilidad del caucho o neopreno ayuda a controlar el espacio que se generaría por contracciones o expansiones, evitando tener huecos. Cuando se alcanza su máxima separación la resistencia la aporta el acero; es decir, cuando los tramos se llegan a juntar, el caucho o neopreno aporta una resistencia la cual comparada con la del acero es mucho menor, si continuará el movimiento podría presentarse que las calzadas choquen o en el peor de los casos se coloque una encima de la otra. En la figura 6.3 se observa que la junta cuenta con ganchos los cuales se representarán como articulaciones.



## 6.5 MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE

Las propiedades de los materiales que se usaron en la estructura se presentan en la tabla 6.1. Considerando la Norma Técnica Complementaria para diseño de estructuras de concreto (NTCC, 2004) se obtuvieron los módulos de elasticidad de los materiales y la relación de Poisson de 0.2.

Tabla 6.1 Resumen de las propiedades de los materiales del puente en estudio

Localización	Elemento	Material	Modulo Elasticidad
Superestructura	Armadura	<i>Acero A-36</i>	$200100 \text{ N} / \text{mm}^2$
	Parapeto	$248.1 \text{ N} / \text{mm}^2$	
	Sistema de Piso	<i>Concreto</i>	$69296.5 \text{ N} / \text{mm}^2$
	Guarnición	$f'_c = 24.5 \text{ N} / \text{mm}^2$	
	Trabes AASHTO IV	<i>Concreto</i>	$87653.9 \text{ N} / \text{mm}^2$
	Superficie de rodamiento	$f'_c = 39.2 \text{ N} / \text{mm}^2$	
Subestructura	Zapatatas	<i>Concreto</i>	$69296.5 \text{ N} / \text{mm}^2$
	Cilindros y Tapas		
	Cabezal		
	Aleros, Bancos, Pantallas y Topes sísmicos		
	Cuerpo de pilas	<i>Concreto</i>	$75910.5 \text{ N} / \text{mm}^2$

La subestructura estará durante su vida útil sumergida en el agua del río Balsas por lo que se realizó la incorporación de una masa adherida por unidad de longitud: Utilizando las recomendaciones del Manual de Obras Civiles diseño por sismo (MDOCS, 2008) se calculó con la expresión 6.1.

$$m_a = \frac{\rho_a \pi \phi^2}{4} \quad (6.1)$$

En donde  $m_a$  es la masa adherida del agua en la pila,  $\rho_a$  es la densidad del agua, considerada como  $1.0197 \times 10^{-9} \text{ N} / \text{mm}^3$  y  $\phi$  es el diámetro de la sección transversal de la pila.



## 6.6 MODELO DE LA CIMENTACIÓN (CILINDROS)

El modelo de los cilindros de cimentación se realizó tomando en cuenta la masa adherida, se modeló con elementos tipo barra en tramos segmentados y se realizó la incorporación de la masa adherida hasta el nivel de aguas máximas extraordinarias marcado en proyecto.

En la figura 6.4 se muestran la ubicación de las pilas y cilindros que conforman el puente infiernillo I. Se muestran de izquierda a derecha las pilas No. 4 y No.6 cuentan con un cilindro hueco de 6.0 m de diámetro y espesor de 1.6 m la pila No. 5 cuentan con un cilindro hueco de 15 m de diámetro y espesor de 1.6 m y sobre este se apoya un cilindro hueco con diámetro de 6.0 m y espesor de pared de 1.6m.

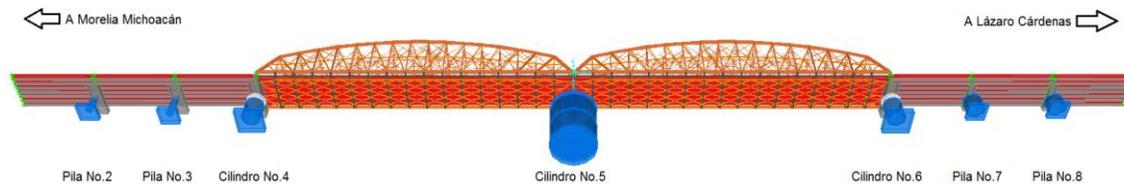


Figura 6.4 Ubicación de pilas del Puente infiernillo I.

Los elementos extremos que conforman los cilindros llamados tapas superior e inferior fueron modeladas mediante elementos del tipo barra con una sección circular de concreto reforzado con los diámetros exteriores como se mencionan en la tabla 6.2, para los cilindros No.4 y No.6 los espesores de las tapas superiores fue de 2.0 m, el apoyo central No.5 cuenta con dos cilindros uno de mayor diámetro que el otro colocados en forma ascendente a sus diámetros de los cuales el cilindro superior cuenta con un espesor de tapa de 2.0 m. y para el cilindro inferior las tapas tanto superior como inferior fueron con un espesor de 1.0 m.

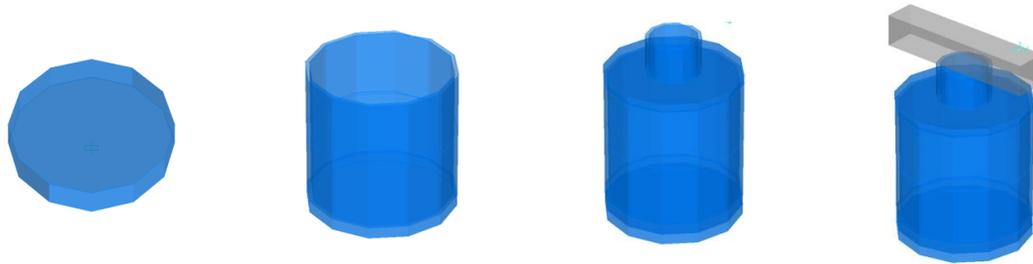
Los cilindros 4 y 6 no cuentan con tapas inferiores, estos están apoyados en una zapata cuadrada de concreto reforzado. El cilindro 5 se apoya directamente en el terreno natural a los desplantes señalados en proyecto.

En la tabla 6.2 se muestra un pequeño resumen de las características de cada cilindro

Tabla 6.2 Características de los cilindros de concreto

Cilindro Numero	Altura (cm)	Diámetro exterior (cm)	Diámetro interior (cm)
4	850	600	440
5 Inferior	1467	1500	1340
5 Superior	433	600	440
6	890	600	440

En la figura 6.5a se muestra el modelo de la tapa del cilindro, en la figura 4.8b se muestra el modelo del cilindro de sección hueca, en la figura 4.8c se muestra el cilindro No.5 con la tapa superior y la tapa inferior además del cuerpo de la pila y cabezal, realizando la incorporación de la masa adherida hasta el nivel de aguas máximas extraordinario indicado en proyecto.



(a) Tapas de cilindro

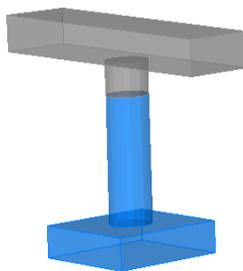
(b) cilindro hueco

(c) cuerpo de la pila y cabezal

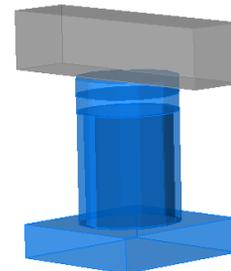
Figura 6.5 Tapa superior e inferior, cilindro hueco, cuerpo de la pila y cabezal modelado con elementos del tipo barra.

### 6.7 MODELO DE LAS ZAPATAS

El modelo de la zapata se llevó a cabo por elementos tipo barra de sección cuadrada maciza de concreto reforzado, unida al cilindro y columna correspondientes se realizan de acuerdo a las dimensiones de proyecto. Las zapatas de las pilas No.2, No.3, No.7 y No.8 se muestran en la Figura No.6.6a, la zapata de las pilas No.4 y No.6 se muestran en la Figura 6.6b



(a) Pilas No.2, No.3, No.7 y No.8



(b) Pilas No.4 y No.6

Figura 6.6 Zapata de pilas modelado con elementos del tipo barra.

### 6.8 MODELO DE LA COLUMNAS

El modelo de columnas que integran la pilas se elaboró con elementos del tipo barra con las características que se mencionan en la tabla 6.3, con una sección hueca de concreto reforzado, unida en uno de sus extremos por el modelo del cabezal y en el otro extremo con el de la zapata de sección rectangular, la geometría del cuerpo se repite para las pilas No.2, No.3, No.7 y No.8, se incorpora la masa adherida por unidad de volumen según la ecuación 6.1 hasta el nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.) indicada en proyecto de manera que el modelo del cuerpo de la pila se realizó en dos partes: una en donde parte del cuerpo de la pila se encuentra sumergida y otra en donde el cuerpo de la pila no está en contacto con el agua.



Tabla 6.3 Características de los pilas de concreto

Numero de Pila	Altura (cm)	Diámetro exterior (cm)
2	660	220
3	810	220
7	660	220
8	621	220

## 6.9 MODELO DEL CABEZAL

El modelo del cabezal se realizó con elementos barra con sección rectangular maciza de concreto reforzado, en el cual se apoyan los sistemas de disipación sísmica (aisladores sísmicos), los cabezales de todas las pilas que conforman el puente son de tres tipos diferentes en cuanto a geometría: (1) pilas No.2, No.3, No.7 y No.8, (2) pilas No.4 y No.6 y (3) la pila No.5.

## 6.10 MODELO DE JUNTAS DE DILATACIÓN

El sistema de juntas tienden a separarse y/o a reducir el espacio que se encuentra entre dos calzadas, tomando en cuenta este efecto la modelación de la junta se lleva a cabo por medio de propiedades de enlace tipo link (Anexo B) no lineales, en las cuales se colocaron elementos alternados en toda la longitud transversal, un elemento el cual se le nombró gancho (Hook) utilizado cuando las calzadas tienden a separarse y el segundo elemento hueco (Gap) en la cual sucede totalmente lo contrario es decir que se reduce la distancia entre calzadas, aportando una resistencia de desplazamiento y de separación preestablecida en una u otra respectivamente. A continuación en la tabla 6.4 se muestran las propiedades ingresadas en el modelo para cada respectivo tipo de elemento de enlace (link).

Tabla 6.4 Propiedades del modelo de las juntas de dilatación.

Elemento	Rigidez efectiva (kN/mm)	Abertura (mm)	Rigidez (kN/mm)
Gancho (Hook)	0.0621	250	0.9375
Hueco (Gap)	0.0621	80	0.9375

## 6.11 MODELO DE LA CALZADA O SUPERFICIE DE RODAMIENTO

Para el modelado de la losa en la armadura y en las trabes de concreto se llevó a cabo por elementos finitos del tipo Shell de 600 x 150 x 18 cm, y 180 x 103 x 18cm respectivamente que consiste de un diafragma rígido figura 6.7, 6.8 y 6.9, la carga de la losa, los parapetos, las guarniciones y la carpeta asfáltica están distribuidas en toda el área de la losa de cada tramo en armadura como en trabes de concreto. En la tabla 6.5 se menciona las cargas consideradas en el modelo.

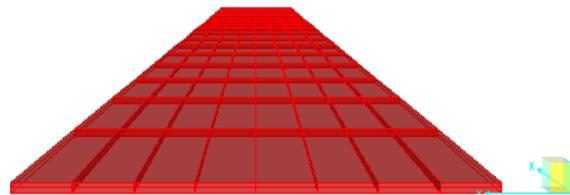


Tabla 6.5 Cargas consideradas en el modelo para cada tramo

Peso por tramo (kN)		
Armadura	Losa	5185.47
	Asfalto	1320.37
	Guarniciones	960.27
	Armadura	5405.72
Vigas de concreto	Losa	1311.62
	Asfalto	333.98
	Guarniciones	242.89
	Trabes	2114.26



(a) Sobre vigas de concreto



(b) Sobre armadura

Figura 6.7 Modelo de la losa (Diafragma rígido) un tramo

## 6.12 MODELO DE LA ARMADURA

El modelo de la armadura fue realizado mediante elementos del tipo barra de secciones variables de acero. En el modelo se incorpora toda la variación de las secciones de los elementos como se indica en planos de proyecto que conforman unidades triangulares. Cabe mencionar que existe una gran discrepancia en elementos en donde se tienen las uniones o nodos, es decir que los elementos en sus extremos están sujetos en una gran variación geométrica de placas y en éstas se unen otros elementos los cuales son de distintas secciones. En el modelo descrito de esta armadura no se incorporan los elementos de las placas pero si la gran variedad de las secciones que la conforman. En la figura 6.8 se muestra el modelo de la armadura del puente tipo (camelback).

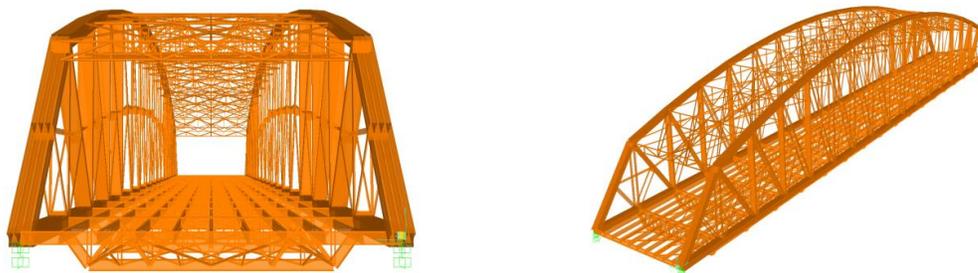
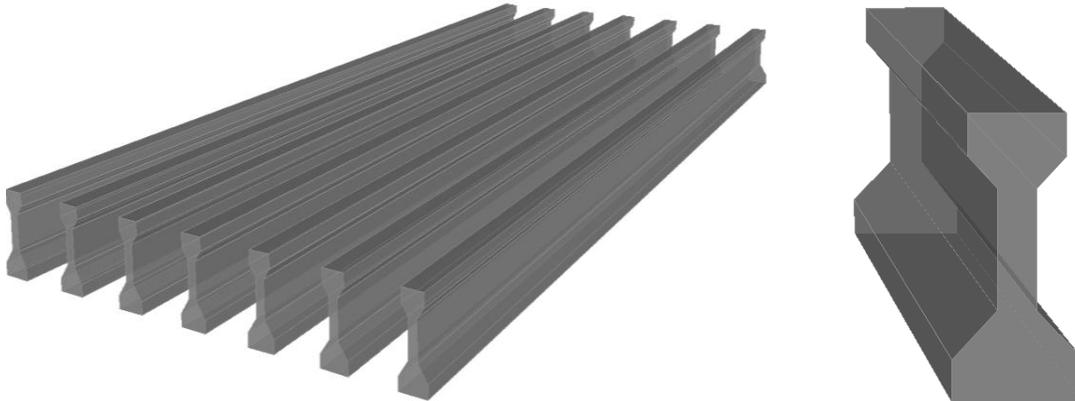


Figura 6.8 Modelo de armadura tipo camelback.



### 6.13 MODELO DE TRABES AASHTO IV

El modelo de las vigas de concreto se realizó mediante elementos tipo barra pre cargadas en el software las cuales fueron vigas de concreto presforzado del tipo AASHTO IV de 1.35 m de peralte y con claros de 25.0 m. Los tableros se componen de siete vigas de concreto con una separación establecida en planos de proyecto figura 6.9.



6.9 Modelo de las vigas con elementos tipo barra

### 6.14 FRECUENCIAS, PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN DEL PUENTE (SIN DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO)

En esta sección se muestra la estructura del puente en condiciones normales (sin dispositivos de aislamiento sísmico).

La característica de este modelo, es que las armaduras y vigas de cada uno de los tramos del puente se encuentran simplemente apoyadas, directamente sobre el cabezal de las pilas.

Los resultados obtenidos de este análisis servirán de comparación para conocer las ventajas que ofrecen los dispositivos de aislamiento sísmico, considerando las fuerzas cortantes a las que estaría sujeta la estructura si no se consideraran dispositivos de aislación sísmica y además los desplazamientos máximos ante eventos sísmicos.

Se realizó un análisis modal considerando 12 modos de vibración de los cuales se muestran solo los primeros 4 modos en una vista panorámica, transversal al puente y en planta a nivel de la superficie de rodamiento en las figuras 6.10 a 6.13, en donde se observa que los modos de vibración de la estructura se hacen notar principalmente en las armaduras.

En la tabla 6.6 se muestran los periodos y frecuencias asociados a los doce modos de vibración de la estructura. En donde se muestra una reducción en los periodos notable.



Tabla 6.6 Frecuencias, Periodos y Modos de vibración sin aislamiento sísmico

Numero de modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)
1	0.6369	1.5701
2	0.5986	1.6705
3	0.5554	1.8006
4	0.4940	2.0244
5	0.3965	2.5219
6	0.3724	2.6856
7	0.3078	3.2492
8	0.2209	4.5279
9	0.1531	6.5297
10	0.1326	7.5425
11	0.1102	9.0757
12	0.0416	24.0185



Figura 6.10 Primer modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
 $T = 0.6369s$



Figura 6.11 Segundo modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
 $T = 0.5986s$

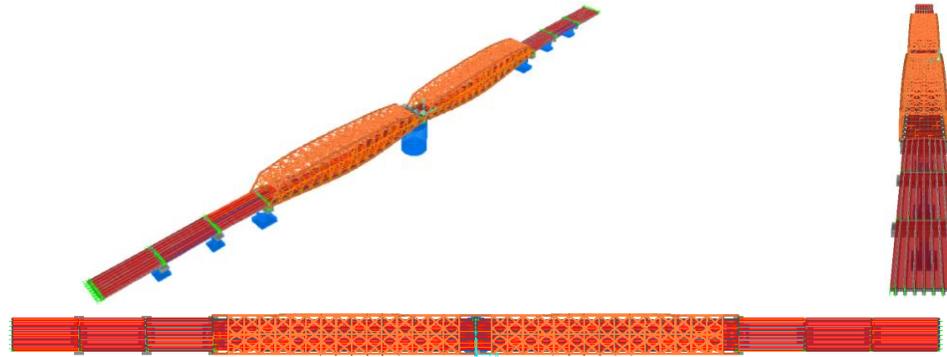


Figura 6.12 Tercer modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
T = 0.5554s

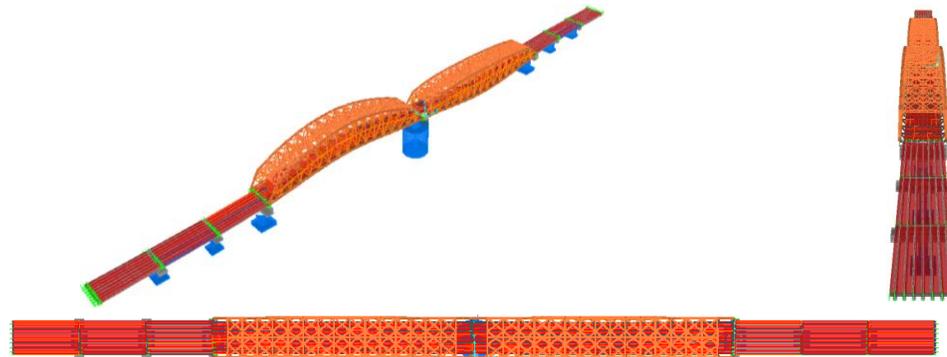


Figura 6.13 Cuarto modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
T = 0.4940s

### 6.15 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL PASO A PASO

Se realizó un análisis paso a paso para estimar detalladamente la respuesta del puente Infiernillo I. En la Tabla 6.7 se muestran los nombres y propiedades generales de seis registros sísmicos simulados para periodos de retorno de 50 y 100 años utilizados para este análisis, en el anexo A se muestran con más detalle.

Tabla 6.7 Propiedades de los registros sísmicos sintéticos

Nombre	Periodo de retorno (años)	Longitud (s)	Aceleración máxima (gal)
P-R2-50-116.5	50	138.06	116.5
A-R3-50-160.6	50	64.37	160.6
V-R2-50-436.7	50	49.46	436.7
P-R4-100-158.4	100	138.06	158.4
A-R1-100-170.8	100	64.37	170.8
V-R1-100-546.1	100	49.46	546.1



Con la finalidad de estimar la respuesta ante un sismo real se hace un análisis con dos registros obtenidos durante el evento sísmico de septiembre de 1985: (1) el obtenido en la estación Caleta de Campos y (2) el obtenido en la estación Villita Corona Centro 5.

En la tabla 6.8 se muestran las propiedades de estos registros sísmicos y en el anexo A se muestran con más detalle.

Tabla 6.8 Propiedades de los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985.

Nombre	Longitud (s)	Aceleración máxima (gal)
Caleta de Campos	50.595	150.59
Villita Corona Centro 5	76.040	739.28

Se analizó el modelo del puente para un total de ocho registros, seis sintéticos (Tabla 6.8) y dos obtenidos durante el sismo de septiembre de 1985 (Tabla 6.9).

Se puede observar que en el conjunto de registros simulados para un periodo de retorno de 50 años se tiene variedad de aceleraciones máximas que van desde 116.5 gal a 436.7 gal. El conjunto de registros para periodos de retorno de 100 años contiene aceleraciones máximas de 158.4 gal a 546.1 gal.

Para los registros Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5, se puede observar una diferencia entre ambos de más de 4 veces con respecto a la aceleración máxima

## 6.16 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES

En la figura 6.14 se muestra un esquema del modelo utilizado, el estribo No.1 se encuentra en dirección Morelia Michoacán seguido por siete apoyos, para finalizar en el lado derecho con el estribo No.9 en dirección al puerto de Lázaro Cárdenas Michoacán.

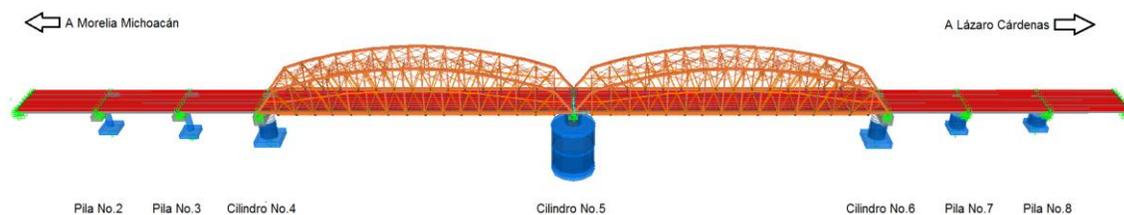


Figura 6.14 Esquema del modelo del puente Infiernillo I.

Con relación a los esfuerzos cortantes en los cabezales, es necesario antes aclarar las direcciones en que cada uno de ellos actúa, para ello se realizó el análisis en dos sentidos nombrados de la siguiente manera: Para el cortante nombrado en el programa como (V2) éste se presenta en el sentido longitudinal del puente y el cortante (V3) se presenta en el sentido transversal del puente.

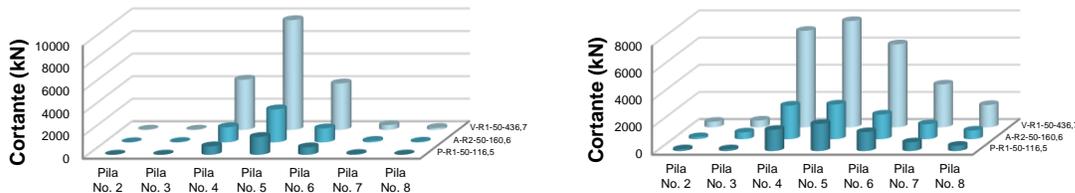


### 6.16.1 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES PR-50 AÑOS

En la figura 6.15 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 6.15a se puede observar que las pilas más esforzadas por cortante para el sentido transversal son las pilas No.4, No.5 y No.6 que se ubican en la zona intermedia del puente. Las pilas No.2, No.3, No.7 y No.8 tienen esfuerzos cortantes de un orden muy bajo.

En la figura 6.15b se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido longitudinal del puente, note que para este sentido la pila No.5 presenta los esfuerzos cortantes máximos. Para las pilas No. 2 yNo.3 No.4, No.6, No.7 y No.8 se presentan esfuerzos más bajos.



(a) Transversal (b) Longitudinal  
 Figura 6.15 Cortantes máximos (Periodo de retorno 50 años)

En la tabla 6.9 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados.

Tabla 6.9 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección transversal.

No. de Pila	Cortantes máximos (kN)		
	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	9.12	8.66	19.42
3	15.37	25.88	15.37
4	752.10	1338.00	4449.00
5	1584.00	2920.00	9731.00
6	663.50	1233.00	4114.00
7	69.27	127.90	428.90
8	27.60	50.21	167.20

En la tabla 6.9 para el registro P-R1-50-116.5 la pila No.5 en el sentido transversal ubicada en la parte central del puente presentan los esfuerzos máximos, mientras que en las pilas restantes los esfuerzos cortantes son de un orden menor.

Para los registros A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 se obtiene en las pilas centrales No.4, No.5 y No.6 las que presentan los mayores esfuerzos por cortante, en donde la pila No.5 registra un esfuerzo mayor.



En la tabla 6.10 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados.

Tabla 6.10 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección longitudinal.

Cortantes máximos (kN)			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	128.70	148.70	406.80
3	129.90	497.00	497.00
4	1562.00	2472.00	7108.00
5	1996.00	2552.00	7828.00
6	1392.00	1811.00	6109.00
7	639.20	1095.00	3155.00
8	388.90	635.00	1642.00

En la tabla 6.10 para el registro P-R1-50-116.5 la pila No.5 en el sentido longitudinal ubicada en la parte central del puente presentan los esfuerzos máximos, mientras que en las pilas restantes los esfuerzos cortantes van decreciendo.

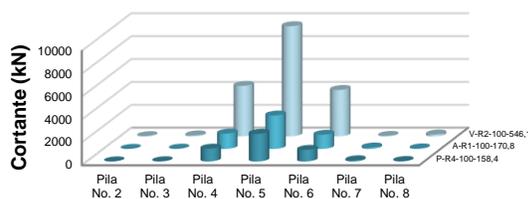
Para los registros A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 sucede algo muy similar registrando la pila central No.5 la que presentan los mayores esfuerzos por cortante, note que los esfuerzos de en las pilas decrecen del centro del puente a los extremos.

### 6.16.2 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES TR-100 AÑOS

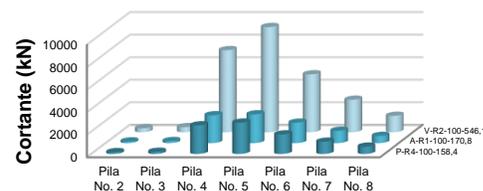
En la figura 6.16 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R1-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 6.16a se puede observar que las pilas más esforzadas por cortante para el sentido transversal son las pilas No.4, No.5 y No.6 que se ubican en la zona intermedia del puente. Las pilas No.2, No.3, No.7 y No.8 tienen esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

En la figura 6.16b se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido longitudinal del puente, note que para este sentido la pila No.5 presenta los esfuerzos cortantes máximos. Para las pilas No. 2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 se presentan esfuerzos más bajos.



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura 6.16 Cortantes máximos (Periodo de retorno 100 años)



En la tabla 6.11 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados.

Tabla 6.11 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección transversal.

Cortantes máximos (kN)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	10.38	8.66	22.61
3	22.58	25.88	86.37
4	1124.00	1338.00	4411.00
5	2415.00	2920.00	9625.00
6	1017.00	1233.00	4058.00
7	103.20	127.90	42.52
8	42.31	50.21	165.20

En la tabla 6.11 para el registro P-R4-100-158.4 la pila No.5 en el sentido transversal ubicada en la parte central del puente presentan los esfuerzos máximos, mientras que en las pilas restantes los esfuerzos cortantes son más bajos.

Para los registros A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1 registra las pilas centrales No.4, No.5 y No.6 las que presentan los mayores esfuerzos por cortante, en donde la pila No.5 registra un esfuerzo mayor.

En la tabla 6.12 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados.

Tabla 6.12 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección longitudinal.

Cortantes máximos (kN)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	160.70	148.70	348.50
3	190.60	178.10	457.20
4	2539.00	2472.00	7289.00
5	2780.00	2552.00	9339.00
6	1732.00	1811.00	5140.00
7	1085.00	1095.00	2885.00
8	652.10	635.00	1458.00

En la tabla 6.12 para el registro P-R4-100-158.4 la pila No.5 en el sentido longitudinal ubicada en la parte central del puente presentan los esfuerzos máximos, mientras que en las pilas restantes los esfuerzos cortantes son más bajos.

Para los registros A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1 sucede algo muy similar registrando la pila central No.5 la que presentan los mayores esfuerzos por cortante, note que los esfuerzos en las pilas decrecen del centro del puente a los extremos.

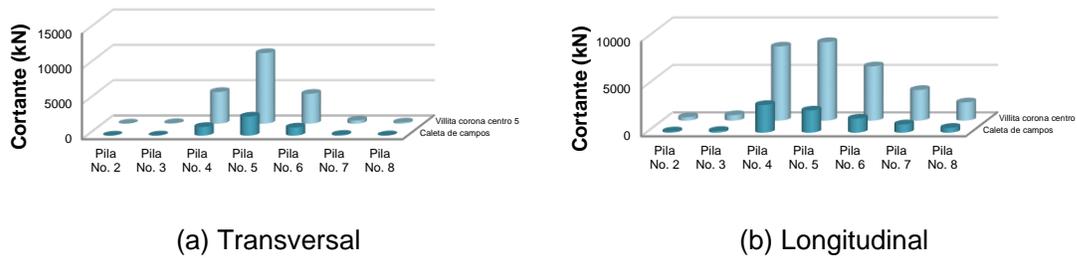


**6.16.3 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES PARA REGISTROS PRESENTADOS EN SEPTIEMBRE DE 1985.**

En la figura 6.17 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 6.17a Se puede observar que la pila más esforzada por cortante para el sentido transversal es la pila No.5 que se ubican en la zona intermedia del puente. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6 No.7 y No.8 tienen esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

En la figura 6.17b Se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido longitudinal del puente, note que para este sentido la pila No.5 presenta los esfuerzos cortantes máximos. Para las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 se presentan esfuerzos más bajos.



(a) Transversal (b) Longitudinal  
 Figura 6.17 Cortantes máximos con registros presentados en septiembre de 1985.

En la tabla 6.13 se muestran los valores máximos de cortante para los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

Tabla 6.13 Cortantes máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección transversal.

Cortantes máximos (kN)		
No. de Pila	Caleta de campos	Villita corona centro 5
2	9.07	25.10
3	24.94	82.57
4	1233.00	4494.00
5	2711.00	10010.00
6	1157.00	4234.00
7	121.40	450.00
8	46.26	170.40

En la tabla 6.13 el esfuerzo cortante máximo para el registro Villita Corona Centro se presenta en la pila No.5, las pilas No.4 y No.6 presentan esfuerzos cortantes de un orden más bajo, para las pilas No.2, No.3, No.7 y No.8 presentan esfuerzos cortantes de un orden aún más bajo.



Para el registro Caleta de Campos el esfuerzo cortante máximo se obtiene en la pila No.5, la pila No.4 y No.6 presenta esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

Los esfuerzos cortantes máximos se presentan en las mismas pilas a los que presentan los registros para periodos de retorno de 50 y 100 años, esto sucede para ambos sentidos del puente.

En la tabla 6.14 se muestran los valores máximos de cortante para los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

Tabla 6.14 Cortantes máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección longitudinal.

Cortantes máximos (kN)		
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5
2	136.80	357.30
3	184.50	577.90
4	2920.00	7818.00
5	2339.00	8280.00
6	1484.00	5726.00
7	879.10	3232.00
8	513.40	1925.00

En la tabla 6.14 para el registro Caleta de Campos la pila No.5 para el sentido longitudinal ubicada en la parte central del puente presentan los esfuerzos máximos, mientras que en las pilas restantes los esfuerzos cortantes son más bajos.

Para el registro Villita Corona Centro 5 sucede algo muy similar, registrando la pila central No.5 la que presenta los mayores esfuerzos por cortante, note que los esfuerzos en las pilas decrecen del centro del puente a los extremos.

Los esfuerzos cortantes máximos se presentan en las mismas pilas a los que presentan los registros para periodos de retorno de 50 y 100 años, esto sucede para ambos sentidos del puente.

## 6.17 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES TR-50 AÑOS

En la figura 6.18 se muestran los desplazamientos del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 6.18a Se muestran los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente. La pila No.5 ubicada en un centro del puente presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos más bajos.



En la figura 6.18b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente para este sentido las pilas No.4, No.5 y No.6 presentan los desplazamientos máximos, la pila No. 2, No.3, No.7y No.8 presentan desplazamientos de un orden más bajo.



(a) Longitudinal (b) Transversal  
 Figura 6.18 Desplazamientos máximos (Periodo de retorno 50 años)

En la tabla 6.15 se muestran los valores máximos en desplazamientos obtenidos para los registros sísmicos simulados para el sentido transversal.

Tabla 6.15 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección transversal.

No. de Pila	Desplazamientos máximos (mm)		
	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	0.158	0.145	0.317
3	0.400	0.587	1.786
4	0.962	1.732	5.754
5	1.392	2.568	8.563
6	0.944	1.754	5.869
7	0.087	0.159	0.535
8	0.032	0.058	0.191

En la tabla 6.15 en el registro P-R1-50-116.5 la pila No.5 presenta el desplazamiento máximo. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden más bajo.

Para el registro A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 el desplazamiento máximo se registra en la pila No.5, y en donde las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden menor.

Se puede notar que ante varios registros se tiene algo similar en el comportamiento del puente registrando desplazamientos máximos en la pila No.5 ubicada en la parte central del puente, dichos desplazamientos registrados en este sentido son de un orden muy pequeño tanto que podrían no ser considerados.

En la tabla 6.16 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal.



Tabla 6.16 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos (mm)			
No. de Pila	P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	0.980	1.417	3.344
3	1.772	2.695	7.083
4	1.488	2.389	6.757
5	1.835	2.759	7.272
6	1.377	2.160	6.629
7	0.784	1.277	3.607
8	0.367	0.669	1.727

En la tabla 6.16 en el registro P-R1-50-116.5 la pila No.5 presenta el desplazamiento máximo. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden más bajo.

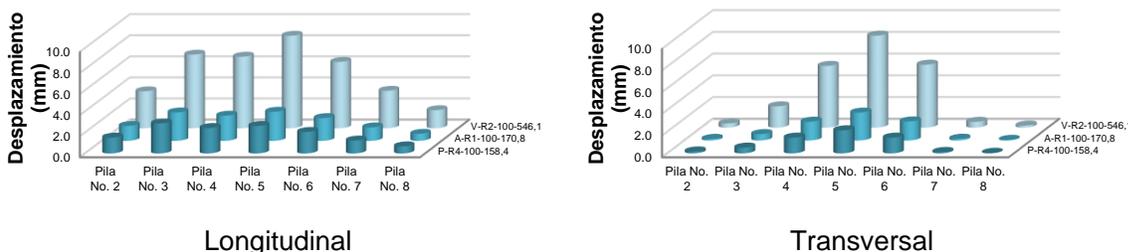
Para el registro A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 se presenta algo muy similar en donde la pila No.5 presenta el desplazamiento máximo. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos más bajos.

### 6.17.1 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES TR-100 AÑOS

En la figura 6.19 se muestran los desplazamientos del puente considerando los tres registros sintéticos para un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 6.19a se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido longitudinal del puente se puede observar que los desplazamientos máximos que se obtiene son de un orden muy bajo, tanto que podrían no ser considerados. Las pilas No.5 ubicada en el centro del puente presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos más bajos.

En la figura 6.19b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente para este sentido las pilas No.4, No.5 y No.6 presentan los desplazamientos máximos, la pila No. 2, No.3, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden más bajo.



Longitudinal Transversal  
 Figura 6.19 Desplazamientos máximos (Periodo de retorno 100 años)



En la tabla 6.17 se muestran los valores máximos en desplazamientos obtenidos para los registros sísmicos simulados para el sentido transversal.

Tabla 6.17 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección transversal.

Desplazamientos máximos (mm)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	0.175	0.145	0.381
3	0.524	0.587	1.959
4	1.447	1.732	5.686
5	2.123	2.568	8.469
6	1.446	1.754	5.795
7	0.127	0.159	0.534
8	0.049	0.058	0.189

En la tabla 6.17 en el registro P-R4-100-158.4 la pila No.5 presenta el desplazamiento máximo, sin embargo este desplazamiento es de un orden muy bajo tanto que podría no ser considerado. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden aún más bajo.

Para el registro A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1 el desplazamiento máximo se registra en la pila No.5, donde las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden menor.

Se puede notar que ante varios registros se tiene algo similar en el comportamiento del puente registrando desplazamientos máximos en la pila No.5 ubicada en la parte central del puente, dichos desplazamientos registrados en este sentido son de un orden muy pequeño tanto que podrían no ser considerados.

En la tabla 6.18 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal.

Tabla 6.18 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos (mm)			
No. de Pila	P-R4-100-158.4	A-R2-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	1.501	1.417	3.505
3	2.844	2.695	6.984
4	2.414	2.389	6.789
5	2.605	2.759	8.776
6	2.042	2.160	6.297
7	1.226	1.277	3.557
8	0.671	0.669	1.716



En la tabla 6.18 en el registro P-R4-100-158.4 la pila No.5 presenta el desplazamiento máximo, sin embargo este desplazamiento es de un orden muy bajo tanto que podría no ser considerado. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden aún más bajo.

Para el registro A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1 se presenta algo muy similar en donde la pila No.5 presenta el desplazamiento máximo, sin embargo este desplazamiento es de un orden muy bajo tanto que podría no ser considerado. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden aún más bajo.

Se puede notar que ante varios registros se tiene algo similar en el comportamiento del puente registrando desplazamientos máximos en la pila No.5 ubicada en la parte central del puente, dichos desplazamientos registrados en este sentido son de un orden muy pequeño tanto que podrían no ser considerados.

### 6.17.2 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES PARA REGISTROS PRESENTADOS EN SEPTIEMBRE DE 1985

En la figura 6.20 se muestran los desplazamientos máximos del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 6.20a se muestran los máximos desplazamientos para el sentido longitudinal del puente ante dos registros presentados en septiembre de 1985. Las pilas No.3, No.4 y No.5 ubicadas en la parte central del puente presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas. Para las pilas restantes se presentan desplazamientos de un orden más bajo.

En la figura 6.20b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido transversal, siendo en la pila No.5 la que presenta el desplazamiento mayor, sin embargo este es de un orden muy bajo tanto que podría no ser considerado. En las pilas restantes los desplazamientos son de un orden aún más bajo.



(a) Longitudinal

(b) Transversal

Figura 6.20 Desplazamientos máximos con registros presentados en septiembre de 1985

En la tabla 6.19 se muestran los valores máximos en desplazamientos con los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985 para el sentido transversal.



Tabla 6.19 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección transversal.

Desplazamientos máximos (mm)		
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5
2	0.152	0.414
3	0.629	1.817
4	1.598	5.836
5	2.386	8.816
6	1.640	6.064
7	0.153	0.564
8	0.053	0.193

En la tabla 6.19 en el registro Villita Corona Centro 5, la pila No.5 presenta el desplazamiento máximo, sin embargo este desplazamiento es de un orden muy bajo tanto que podría no ser considerado. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden aún más bajo.

Para el registro Caleta de Campos se presenta algo similar en donde la pila No.5 presenta el desplazamiento máximo. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden aún más bajo.

Se puede notar que ante estos registros se presenta algo similar en el comportamiento del puente registrando desplazamientos máximos en la pila No.5 ubicada en la parte central del puente, dichos desplazamientos registrados en este sentido son de un orden muy pequeño tanto que podrían no ser considerados.

En la tabla 6.20 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos simulados para el sentido longitudinal

Tabla 6.20 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección longitudinal.

Desplazamientos máximos (mm)		
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5
2	1.706	4.875
3	3.178	7.946
4	2.899	7.566
5	2.471	8.075
6	1.712	6.497
7	1.010	3.834
8	0.539	2.022

En la tabla 6.20 en el registro Villita Corona Centro 5, la pila No.5 presenta el desplazamiento máximo, sin embargo este desplazamiento es de un orden muy bajo tanto que podría no ser considerado. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden aún más bajo.



Para el registro Caleta de Campos se presenta algo similar en donde la pila No.5 presenta el desplazamiento máximo. Las pilas No.2, No.3, No.4, No.6, No.7 y No.8 presentan desplazamientos de un orden aún más bajo.

Se puede notar que ante estos registros se presenta algo similar en el comportamiento del puente registrando desplazamientos máximos en la pila No.5 ubicada en la parte central del puente, dichos desplazamientos registrados en este sentido son de un orden muy pequeño tanto que podrían no ser considerados.

### 6.18 JUNTAS DE DILATACIÓN

El puente Infiernillo I fue proyectado con el tipo de junta (Frey Mex T-50) las cuales permiten deformaciones de 100 mm. Para el modelo del puente se colocaron elementos tipo link (Anexo B), gancho y hueco (Hook and Gap) colocados en toda la longitud de la junta alternados, en el Anexo B se muestra con más detalle la modelación y colocación.

Los desplazamientos máximos que se registran se presentan en ambos hombros del puente, nombrados: hombro derecho y hombro izquierdo Figura 6.21.



6.21 Localización de elementos link en juntas, puente Infiernillo I

En la figura 6.21 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7. Se puede notar que se presentan los desplazamientos máximos en la junta de la pila No.4 y No.6, donde termina e inician los viaductos de vigas de concreto, en ambos sentidos del puente.

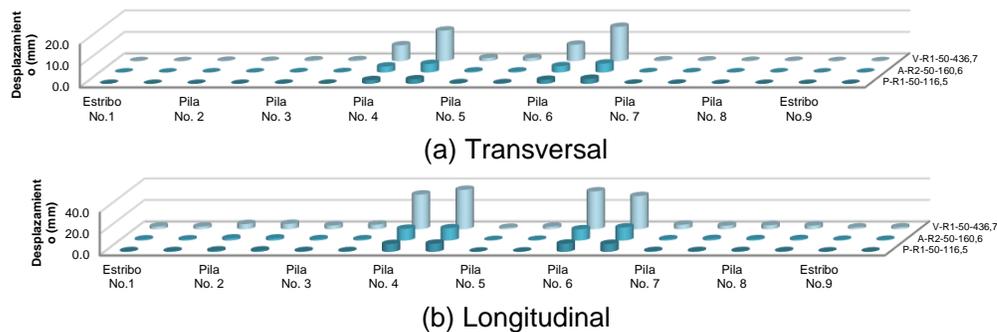


Figura 6.22 Desplazamientos máximos en juntas para registros sintéticos, periodo de retorno de 50 años



En la tabla 6.21 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos sintéticos para ambos sentidos del puente. Note que para los tres registros P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 los desplazamientos resultan de un orden muy bajo.

Tabla 6.21 Desplazamientos máximos en juntas de dilatación ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años.

		Desplazamientos máximos (mm)					
Hombro	Localización	P-R1-50-116.5		A-R2-50-160.6		V-R1-50-436.7	
		L	T	L	T	L	T
Izq.	Estribo No.1	0,671	0,005	0,987	0,007	2,420	0,016
Der.		0,691	0,005	0,978	0,007	2,355	0,016
Izq.	Pila No.2	1,259	0,035	1,902	0,050	4,776	0,131
Der.		1,279	0,035	1,866	0,050	4,972	0,123
Izq.	Pila No.3	0,780	0,092	1,225	0,119	3,413	0,351
Der.		0,669	0,081	1,102	0,147	4,209	0,406
Izq.	Pila No.4	7,342	1,721	10,930	2,785	32,330	7,356
Der.		7,645	2,096	11,460	3,962	36,710	14,270
Izq.	Pila No.5	0,270	0,300	0,474	0,453	1,273	1,441
Der.		0,329	0,295	0,603	0,447	2,276	1,437
Izq.	Pila No.6	7,658	1,867	10,460	2,905	35,260	7,663
Der.		7,461	2,340	12,130	4,142	30,920	16,000
Izq.	Pila No.7	0,796	0,078	1,128	0,128	4,127	0,355
Der.		0,752	0,075	1,368	0,132	3,279	0,305
Izq.	Pila No.8	0,738	0,035	1,207	0,054	3,653	0,126
Der.		0,718	0,034	1,285	0,052	3,316	0,135
Izq.	Estribo No.9	0,366	0,002	0,643	0,004	1,619	0,009
Der.		0,367	0,002	0,632	0,004	1,661	0,009

En la figura 6.22 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1. Se puede notar que se presentan los desplazamientos máximos en la junta de la pila No.4 y No.6, donde termina e inician los viaductos de vigas de concreto, en ambos sentidos del puente.

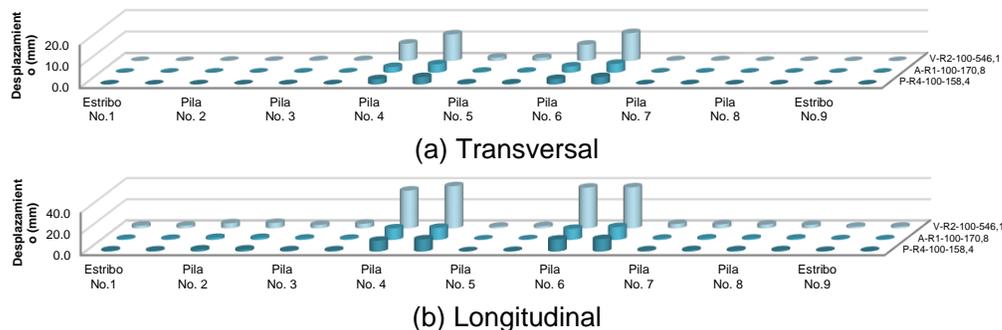


Figura 6.23 Desplazamientos máximos en juntas ante registros sintéticos para un periodo de retorno de 100 años



En la tabla 6.22 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos sintéticos para ambos sentidos del puente. Note que para los tres registros P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1 los desplazamientos resultan de un orden muy bajo.

Tabla 6.22 Desplazamientos máximos en juntas de dilatación ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años.

		Desplazamientos máximos (mm)					
Hombro	Localización	P-R4-100-158.4		A-R1-100-170.8		V-R2-100-546.1	
		L	T	L	T	L	T
Izq.	Estribo No.1	1,064	0,007	0,987	0,007	2,480	0,017
Der.		1,055	0,007	0,978	0,007	2,481	0,017
Izq.	Pila No.2	1,953	0,059	1,902	0,050	4,756	0,127
Der.		1,941	0,058	1,866	0,050	5,094	0,119
Izq.	Pila No.3	1,183	0,115	1,225	0,119	3,210	0,324
Der.		1,132	0,117	1,102	0,147	4,362	0,402
Izq.	Pila No.4	10,290	2,453	10,930	2,661	35,780	8,116
Der.		11,530	3,439	11,460	3,962	39,930	12,440
Izq.	Pila No.5	0,326	0,464	0,474	0,453	1,537	1,553
Der.		0,578	0,452	0,603	0,447	2,046	1,483
Izq.	Pila No.6	11,420	2,540	10,460	2,905	38,570	7,623
Der.		11,830	3,444	12,130	4,142	38,840	13,030
Izq.	Pila No.7	1,170	0,115	1,128	0,128	4,077	0,309
Der.		1,318	0,119	1,368	0,132	3,697	0,317
Izq.	Pila No.8	1,209	0,056	1,207	0,054	3,507	0,109
Der.		1,233	0,055	1,285	0,052	3,194	0,116
Izq.	Estribo No.9	0,651	0,004	0,643	0,004	1,528	0,009
Der.		0,648	0,004	0,632	0,004	1,564	0,009

En la figura 4.23 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985: (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5. Se puede notar que se presentan los desplazamientos máximos en la junta de la pila No.4 y No.6, donde termina e inician los viaductos de vigas de concreto, en ambos sentidos del puente.

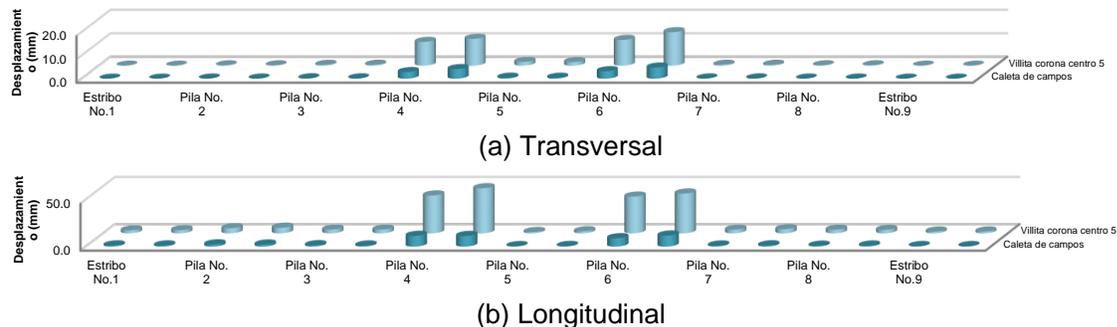


Figura 6.24 Desplazamientos máximos en juntas ante registros presentados en septiembre de 1985.



En la tabla 6.23 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985. Note que para el registro Villita Corona Centro 5 los desplazamientos resultan mayores.

Tabla 6.23 Desplazamientos máximos en juntas de dilatación ante registros presentados en septiembre de 1985.

Desplazamientos máximos (mm)					
Hombro	Localización	Caleta de Campos		Villita Corona Centro 5	
		L	T	L	T
Izq.	Estribo No.1	1,184	0,008	3,162	0,022
Der.		1,184	0,008	3,361	0,023
Izq.	Pila No.2	2,310	0,054	5,465	0,144
Der.		2,147	0,058	5,919	0,147
Izq.	Pila No.3	1,439	0,163	4,003	0,359
Der.		1,132	0,138	3,984	0,399
Izq.	Pila No.4	11,370	2,805	40,110	10,160
Der.		11,230	4,093	47,740	11,480
Izq.	Pila No.5	0,459	0,429	1,406	1,613
Der.		0,617	0,396	2,197	1,534
Izq.	Pila No.6	8,838	3,193	38,870	11,000
Der.		11,690	4,764	42,170	14,310
Izq.	Pila No.7	1,089	0,095	3,815	0,393
Der.		1,294	0,119	4,456	0,386
Izq.	Pila No.8	0,943	0,046	3,890	0,154
Der.		1,093	0,041	3,709	0,167
Izq.	Estribo No.9	0,529	0,003	1,905	0,011
Der.		0,503	0,003	1,968	0,007

### 6.19 RESULTADOS DEL ANALISIS DE SEÑALES DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL DEL PUENTE

El puente Infiernillo I se encuentra en la autopista Siglo XXI y se trata de una estructura tipo armadura, tal y como se observa en la figura 6.25.



Figura 6.25 Vista general del puente vehicular infiernillo I



Se realizaron tres mediciones por sensor, las cuales tienen una duración de 104.58 s, 432.99 s y de 614.99 s, respectivamente. Se utilizó un solo arreglo para todas las lecturas, el cual estuvo conformado por 4 sensores triaxiales distribuidos a lo largo del puente vehicular, tal y como se muestra a continuación en la Figura 6.26.



Figura 6.26 Distribución de los sensores a lo largo del puente vehicular infiernillo I

Se obtuvieron espectrogramas para definir el intervalo adecuado de frecuencias de filtrado de las señales. Una vez filtradas las señales se elaboraron los espectros de Fourier promedio de los sensores para cada medición y se identificaron las frecuencias de vibración.

### MEDICIÓN No.1:

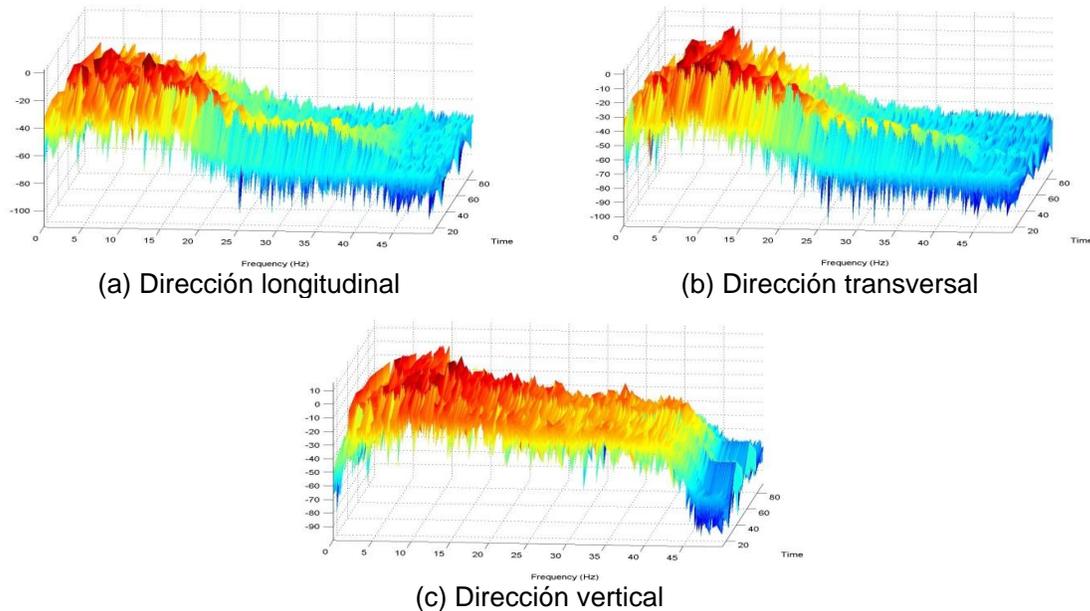
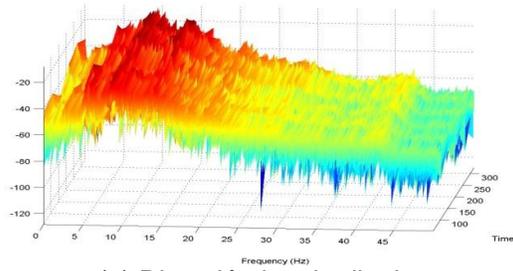


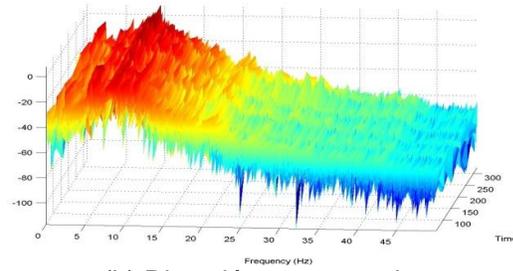
Figura 6.27 Espectrograma para medición No.1



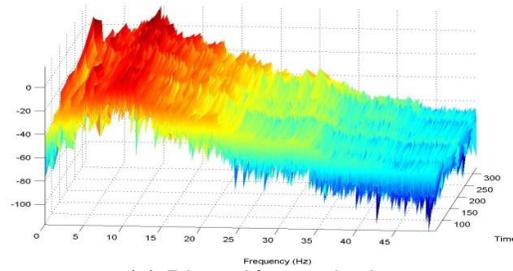
**MEDICIÓN No.2:**



(a) Dirección longitudinal



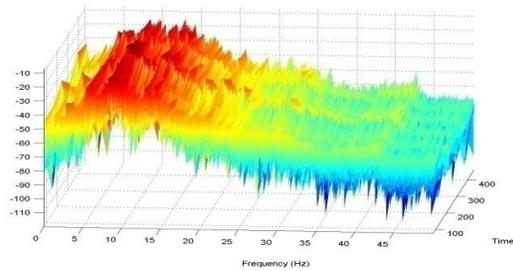
(b) Dirección transversal



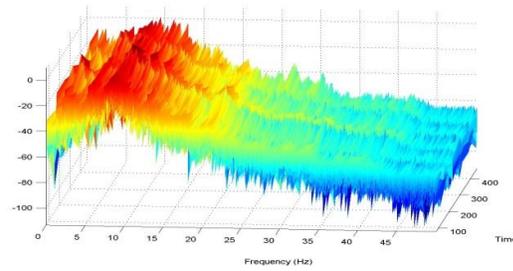
(c) Dirección vertical

Figura 6.28 Espectrograma para medición No.2

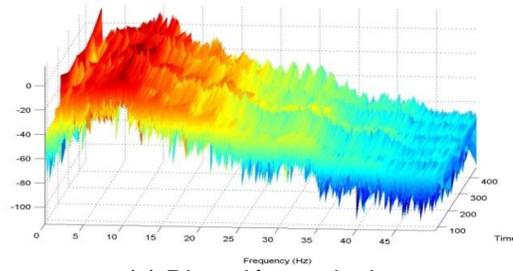
**MEDICIÓN No.3:**



(a) Dirección longitudinal



(b) Dirección transversal



(c) Dirección vertical

Figura 6.29 Espectrograma para medición No.3



## 6.20 FRECUENCIAS DE VIBRAR

En los espectros de Fourier se observan varios picos de gran amplitud por lo que resulta de utilidad obtener cocientes espectrales para cada sensor teniendo como divisor las señales del sensor 1 (apoyo del puente), para posteriormente obtener cocientes espectrales promedio por cada medición. Los cocientes espectrales para la dirección longitudinal son:

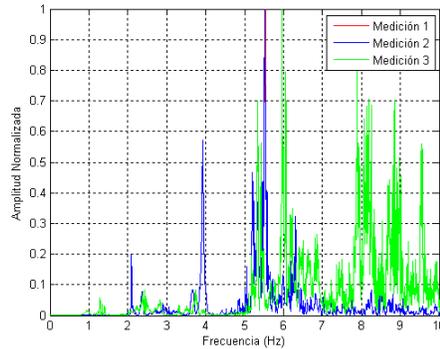


Figura 6.30 Cocientes espectrales promedio de las mediciones para la dirección longitudinal

Tabla 6.24 Frecuencias longitudinales de vibrar

Medición	f (Hz)	T (s)
1	5.5359	0.1806
2	5.5115	0.1814
3	5.9509	0.1680
Promedio	5.6661	0.1765

Los cocientes espectrales para la dirección transversal son:

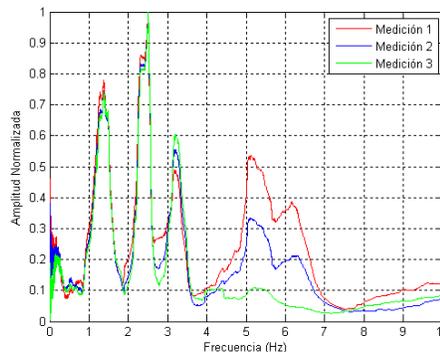


Figura 6.31 Cocientes espectrales promedio de las mediciones para la dirección lateral



En la figura 6.31 se observan dos picos de gran amplitud por lo que en las tablas 6.25 y 6.26 se muestran sus respectivas frecuencias y periodos. El periodo de vibrar que se obtuvo analíticamente (SAP 2000) para efectos sísmicos (fuerzas laterales) es de 0.6369 s para el puente Infiernillo I, por lo que dicho valor es muy cercano con el primer pico de la figura 6.31 y cuyos valores experimentales (pruebas de vibración ambiental) se muestran en la Tabla 6.25. Los valores experimentales del segundo pico (Tabla 6.26) poseen mayor error con respecto a dicho valor analítico (SAP 2000).

Tabla 6.25 Frecuencias laterales de vibrar del primer pico de la figura 6.31

Medición	f (Hz)	T (s)
1	1.3658	0.7322
2	1.3561	0.7374
3	1.3854	0.7218
Promedio	1.3691	0.7304

Tabla 6.26 Frecuencias laterales de vibrar del segundo pico de la figura 6.31

Medición	f (Hz)	T (s)
1	2.4323	0.4111
2	2.4261	0.4122
3	2.4800	0.4032
Promedio	2.4461	0.4088

Los cocientes espectrales para la dirección vertical son:

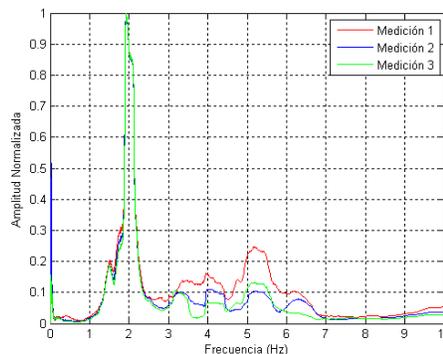


Figura 6.32 Cocientes espectrales promedio de las mediciones para la dirección vertical

Tabla 6.27 Frecuencias verticales de vibrar

Medición	f (Hz)	T (s)
1	2.0096	0.4976
2	2.0142	0.4965
3	2.0142	0.4965
Promedio	2.0127	0.4968



## 6.21 AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL

El amortiguamiento estructural fue evaluado para cada señal registrada por cada sensor en cada medición mediante la técnica del decremento aleatorio. Solamente se obtuvo el amortiguamiento estructural para los periodos fundamentales de vibrar en cada dirección (Tabla 6.24 a 6.27). Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 6.28, 6.29 y 6.30.

Tabla 6.28 Amortiguamiento estructural del primer modo de vibrar en la dirección longitudinal

Número de medición	Amortiguamiento (%)				Promedio general de amortiguamiento por medición (%)
	Sensor 1	Sensor 2	Sensor 5	Sensor 6	
1	1.50	0.85	0.77	1.04	1.04
2	1.64	1.40	1.23	1.19	1.37
3	1.57	1.11	0.93	1.07	1.17
Promedio general de amortiguamiento de las mediciones (%)					1.19

Tabla 6.29 Amortiguamiento estructural del primer modo de vibrar en la dirección transversal

Número de medición	Amortiguamiento (%)				Promedio general de amortiguamiento por medición (%)
	Sensor 1	Sensor 2	Sensor 5	Sensor 6	
1	5.91	5.46	4.54	3.47	4.85
2	6.67	4.16	5.11	4.21	5.04
3	6.17	5.32	4.76	3.87	5.03
Promedio general de amortiguamiento de las mediciones (%)					4.97

Tabla 6.30 Amortiguamiento estructural del primer modo de vibrar en la dirección vertical

Número de medición	Amortiguamiento (%)				Promedio general de amortiguamiento por medición (%)
	Sensor 1	Sensor 2	Sensor 5	Sensor 6	
1	4.65	5.93	2.84	1.99	3.85
2	2.42	1.08	3.23	2.10	2.21
3	3.54	3.26	3.56	2.87	3.31
Promedio general de amortiguamiento de las mediciones (%)					3.12



# CAPÍTULO 7

## PUENTE PINZANDARÁN

### 7.1 GENERALIDADES

El puente Pinzandarán localizado al sur del estado de Michoacán y que cruza el arroyo del mismo nombre, forma parte de la autopista siglo XXI, Pátzcuaro - Lázaro Cárdenas ubicado en el km 137 de la ciudad de Lázaro Cárdenas entre Nueva Italia e Infiernillo. La autopista de 272 kilómetros de longitud inicia en el entronque las trojes del kilómetro 48 de la carretera Morelia - Uruapan para concluir en el puerto de Lázaro Cárdenas.

El puente Pinzandarán está localizado a 40 km de las costas del estado, zona catalogada como altamente sísmica. Es parte fundamental de la autopista, con uno de los puertos más importantes de la zona el puerto Lázaro Cárdenas el cual ha tenido un gran desarrollo. La importancia de esta autopista beneficia a miles de colonos, ahorro en tiempo de traslados de mercancía nacional como extranjera proveniente del puerto.

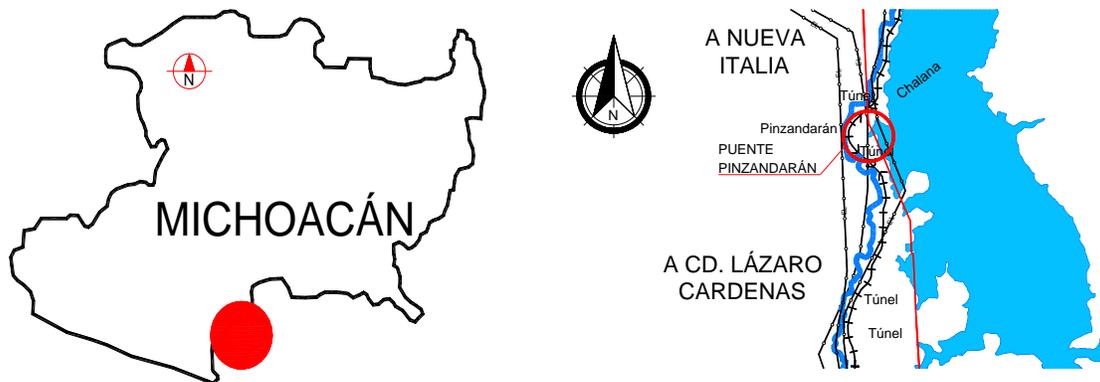


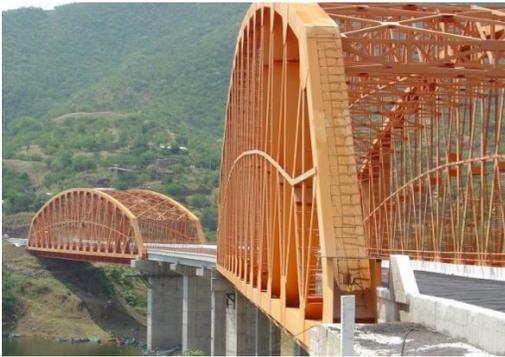
Figura 7.1 Localización del puente Pinzandarán.



## 7.2 DESCRIPCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

El puente Pinzandarán tiene una longitud de 313 metros, está formado por seis tramos: los tramos extremos del puente están compuestos por una armadura formada por dos arcos de acero estructural de paso a través figura 7.2a y b. Cada tramo tiene una longitud de 102 m de claro con una altura máxima de 15.96 m en la parte central y 6.5 m de altura en los extremos. Un tramo compuesto por cuatro vigas de acero estructural de longitud variable con peralte de 1.35 m y patines superior e inferior de 0.40 y 0.50 m respectivamente, seguido por tres tramos de concreto con claros de 30 m compuesto por nueve traveses tipo AASHTO IV de 1.35 m de peralte.

El ancho total del puente es variable teniendo como mínimo 12.80 m, con ancho de calzada mínimo de 12.00 m y guarniciones de 0.40 m, el sistema de piso en tramos de armadura de acero estructural trabaja en conjunto con una losa de 0.18 m de espesor apoyada en una lámina acanalada de acero, conocida como losa-acero Figura 8.3a. Los tramos compuestos de vigas de concreto y vigas de acero trabajan en conjunto con una losa de concreto reforzado de 0.18 m de espesor figura 7.3b y c.



(a) Vista general



(b) Sección transversal del tablero

Figura 7.2 Configuración geométrica del puente Pinzandarán.



(a) Armadura



(b) Trabes de concreto



(c) Trabes de acero

Figura 7.3 Sistema de piso del puente Pinzandarán.



### 7.3 DESCRIPCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA

La subestructura del puente Pinzandarán está formada por siete apoyos de concreto reforzado colados en sitio, cinco formados por pilas y dos extremos formados por estribos de sección cajón. Las pilas de sección variable con las características que se mencionan en la tabla 7.1. En la parte superior de las columnas cuenta con cabezales de concreto reforzado de longitud y sección variable figura 7.3a, b y c, la pila No.2 tienen un cabezal de 1.50 m de peralte, las pilas No.3, No.4 y No.5 con peralte de cabezal de 2.0 m, y la pila No.6 con un peralte de cabezal de 2.5 m. Los cabezales de todas las pilas cuentan con topes antisísmicos de sección rectangular y con un espesor de 0.30 m. figura 7.4b. En la parte inferior de las columnas cuenta con zapatas de sección rectangular de concreto reforzado con las características de la tabla 7.2.

Tabla 7.1 Características de pilas de concreto reforzado.

No. de pila	Altura de columna (mm)	Dimensiones (mm)	Sección	No. de columnas
2	13040	250 x 140	Rectangular	Cuatro
3	15840	350 x 130		Tres
4	23540	2000 x 9000 x 600	Rectangular Hueca	Una
5	21540			
6	19940			

Las pilas se apoyan en su parte inferior en una zapata aislada con escorpios de dimensiones variables tabla 7.2.

Tabla 7.2 Características de zapatas de concreto reforzado.

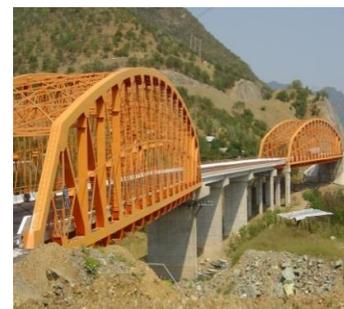
Numero de pila	Peralte de zapata (mm)	Dimensiones (mm)
2	2200	17400 x 11000
3	2900	15500 x 12000
4	2200	15000 x 10000
5		
6	2400	20000 x 11000



(a) Columnas y cabezales de geometría variable.



(b) Topes sísmicos en pilas, sección rectangular.



(c) Armaduras sobre cabezales.

Figura 7.4 Configuración geométrica del puente Pinzandarán.



## 7.4 JUNTAS DE DILATACIÓN

El puente Pinzandarán fue proyectado con el tipo de junta Frey Mex T-50 la que permite deformaciones de 100 mm y su principal función es controlar los cambios por temperatura de los materiales (expansión o contracción) ya que al presentar algún cambio volumétrico del material se pueden tener dificultades al transitar. En el puente en estudio se tiene juntas con ciertas características de rigidez y de flexibilidad las cuales son proporcionadas por materiales como elementos de acero y neopreno respectivamente figura 7.5.



(a) Preparación en la losa para junta.



(b) Espacios generados en losa para alojar junta.



(c) Colocación de junta para su colado.



(d) Junta colada y finalización.

Figura 7.5 Junta de dilatación del puente Pinzandarán.

La rigidez que proporcionan materiales como el acero en las juntas de dilatación ayudan a evitar desplazamientos excesivos y la flexibilidad del caucho o neopreno ayuda a controlar el espacio que se generaría por contracciones o expansiones, evitando tener huecos. Cuando se alcanza su máxima separación la resistencia la aporta el acero; es decir, cuando los tramos se llegan a juntar, el caucho o neopreno aporta una resistencia la cual comparada con la del acero es mucho menor, si continuará el movimiento podría presentarse que las calzadas choquen o en el peor de los casos se coloque una encima de la otra. En la figura 7.5 se observa que la junta cuenta con ganchos los cuales se representarán como articulaciones.



## 7.5 MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE

Las propiedades de los materiales que se usaron en la estructura se presentan en la tabla 7.3. Considerando la Norma Técnica Complementaria para diseño de estructuras de concreto (NTCC, 2004) se obtuvieron los módulos de elasticidad de los materiales y la relación de Poisson de 0.2.

Tabla 7.3 Resumen de las propiedades de los materiales del puente en estudio.

Localización	Elemento	Material	Módulo Elasticidad
Superestructura	Armadura	<i>Acero A-36</i> $248.1 \text{ N/mm}^2$	$200100 \text{ N/mm}^2$
	Parapeto		
	Trabes metálicas		
	Sistema de Piso	<i>Concreto</i> $f'_c = 24.5 \text{ N/mm}^2$	$69296.5 \text{ N/mm}^2$
	Guarnición		
	Trabes AASHTO IV	<i>Concreto</i> $f'_c = 34.3 \text{ N/mm}^2$	$81992.7 \text{ N/mm}^2$
Superficie de rodamiento	<i>Concreto Asfáltico</i>	-	
Subestructura	Zapatas	<i>Concreto</i> $f'_c = 24.5 \text{ N/mm}^2$	$69296.5 \text{ N/mm}^2$
	Cuerpo de pilas		
	Cabezal		
	Aleros, Bancos, Pantallas y Topes sísmicos		

La subestructura estará durante su vida útil sumergida en el agua del río Balsas por lo que se realizó la incorporación de una masa adherida por unidad de longitud: Utilizando las recomendaciones del Manual de Obras Civiles diseño por sismo (MDOCS, 2008) se calculó con la expresión 7.1.

$$m_a = \frac{\rho_a \pi \phi^2}{4} \quad (7.1)$$

En donde  $m_a$  es la masa adherida del agua en la pila,  $\rho_a$  es la densidad del agua, considerada como  $1.0197 \times 10^{-9} \text{ N/mm}^3$  y  $\phi$  es el diámetro de la sección transversal de la pila.



## 7.6 MODELO DE LA CIMENTACIÓN (ZAPATAS)

El modelo de las zapatas de cimentación se realizó tomando en cuenta la masa adherida, se modeló con elementos tipo barra en tramos segmentados y se realizó la incorporación de la masa adherida hasta el nivel de aguas máximas extraordinarias marcado en proyecto.

En la figura 7.6 se muestran la ubicación de las zapatas que conforman las pilas del puente Pinzandarán. Se muestran de izquierda a derecha que la pila No. 2, No.3, No.4, No.5 y No.6 cuentan con una zapata de sección rectangular con dimensiones de proyecto.

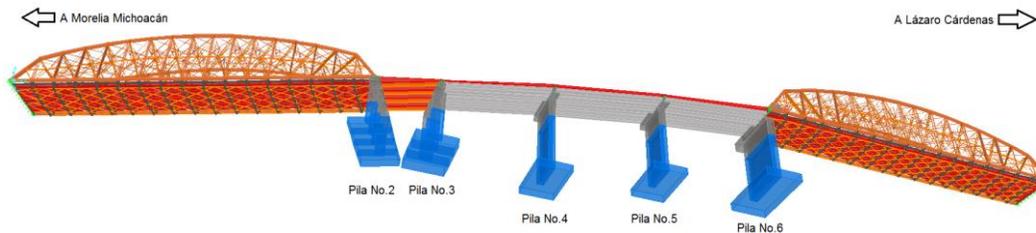
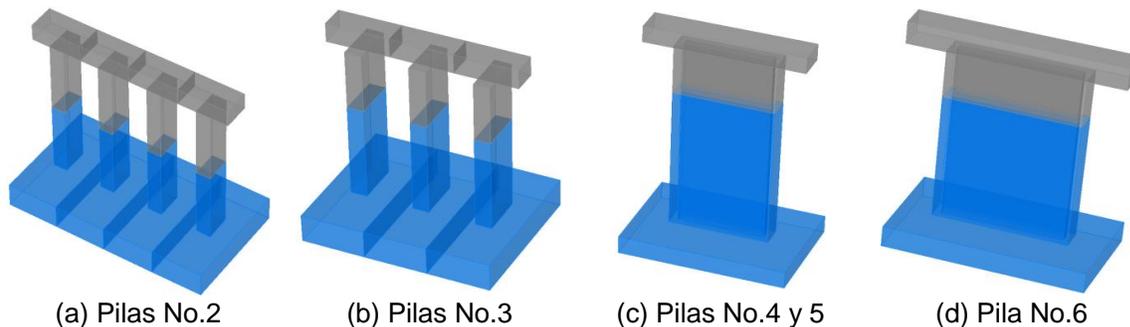


Figura 7.6 Ubicación de zapatas en pilas del puente Pinzandarán.

En la figura 8.7a y b se muestran las pilas No.2 y No.3 en donde el modelo de la zapata se divide entre el número de columnas que se tiene en la pila, para representar la unión entre zapata y columna. Las pilas No.4, No.5 y No.6 con una sola columna (Muro hueco) el modelo de la zapata se realizó en un solo elemento figura 7.7c, y d.



(a) Pilas No.2

(b) Pilas No.3

(c) Pilas No.4 y 5

(d) Pila No.6

Figura 7.7 Zapata, cuerpo de la pila y cabezal modelados con elementos del tipo barra.

## 7.7 MODELO DE LA COLUMNA.

El modelo de la columna que integra la pila se elaboró con elementos del tipo barra de sección rectangular, las columnas de la pila No.2 y No.3 con sección rectangular maciza, las pilas No.4, No.5 y No.6 con sección rectangular hueca de concreto reforzado, unida en uno de sus extremos por el modelo del cabezal y en el otro extremo con el modelo de la zapata, se incorpora la masa adherida por unidad de volumen según la ecuación 7.1 hasta el nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.) indicado en proyecto de manera que el modelo del cuerpo de la pila se realizó en dos partes: una en donde parte del cuerpo de la pila se encuentra sumergida y otra en donde el cuerpo de la pila no está en contacto con el agua figura 7.7a, b, c, y d.



## 7.8 MODELO DEL CABEZAL.

El modelo del cabezal se realizó con elementos tipo barra con sección rectangular maciza de concreto reforzado, en el cual se apoyan los sistemas de disipación sísmica (aisladores sísmicos), los cabezales de todas las pilas que conforman el puente son iguales tanto en geometría como en materiales y dadas sus dimensiones son altamente rígidos.

## 7.9 MODELO DE JUNTAS DE DILATACIÓN

El sistema de juntas tienden a separarse y/o a reducir el espacio que se encuentra entre dos calzadas, tomando en cuenta este efecto la modelación de la junta se lleva a cabo por medio de propiedades de enlace tipo link (Anexo B) no lineales, en las cuales se colocaron elementos alternados en toda la longitud transversal, un elemento el cual se le nombró gancho (Hook) utilizado cuando las calzadas tienden a separarse y el segundo elemento hueco (Gap) en la cual sucede totalmente lo contrario es decir que se reduce la distancia entre calzadas, aportando una resistencia de desplazamiento y de separación preestablecida en una u otra respectivamente. A continuación en la tabla 7.4 se muestran las propiedades ingresadas en el modelo para cada respectivo tipo de elemento de enlace (link).

Tabla 7.4 Propiedades del modelo de las juntas de dilatación.

Elemento	Rigidez efectiva (kN/mm)	Abertura (mm)	Rigidez (kN/mm)
Gancho (Hook)	0.0621	250	0.9375
Hueco (Gap)	0.0621	80	0.9375

## 7.10 MODELO DE LA CALZADA O SUPERFICIE DE RODAMIENTO

Para el modelado de la losa sobre la armadura, en trabes de acero y en trabes de concreto se realizó por elementos finitos tipo Shell que consiste de un diafragma rígido figura 7.8a, b y c, la carga de la losa, los parapetos, las guarniciones y la carpeta asfáltica están distribuidas en toda el área de la losa de cada tramo. En la tabla 7.5 se mencionan las cargas consideradas en el modelo.

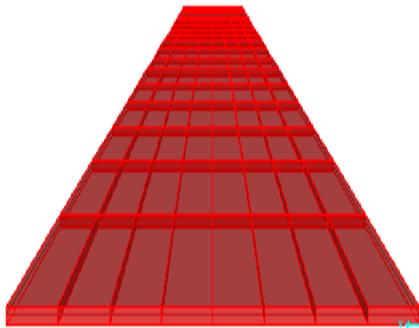
Tabla 7.5 Cargas consideradas en el modelo para cada tramo.

Peso por tramo (kN.)		
Armadura Tramo 1-2 y 6-7	Losa	5185.47
	Asfalto	1320.37
	Guarniciones	960.27
	Armadura	5405.72

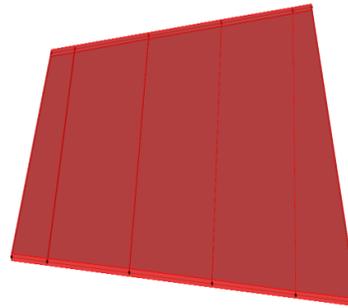


Tabla 7.5 Cargas consideradas en el modelo para cada tramo (continuación).

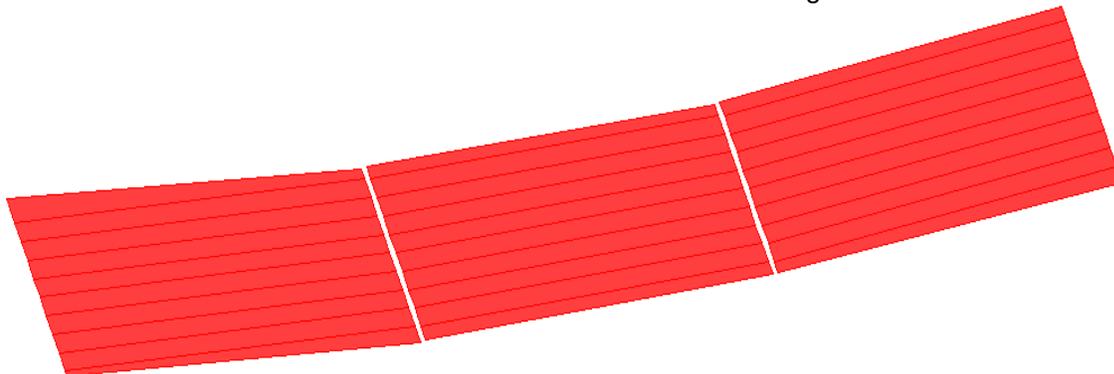
Peso por tramo (kN.)		
Vigas de acero tramo 2-3	Losa	893.66
	Asfalto	227.55
	Guarniciones	141.78
	Trabes	182.65
Vigas de concreto tramo 3-4	Losa	1726.60
	Asfalto	439.64
	Guarniciones	292.37
	Trabes	3242.23
Vigas de concreto tramo 4-5	Losa	1717.24
	Asfalto	434.26
	Guarniciones	292.16
	Trabes	3238.19
Vigas de concreto tramo 5-6	Losa	1753.95
	Asfalto	446.61
	Guarniciones	289.49
	Trabes	3235.27



(a) Modelo de losa de un tramo sobre armadura.



(b) Modelo de losa de un tramo sobre vigas de acero.



(c) Modelo de losa sobre vigas de concreto presforzado.

Figura 7.8 Modelo de la losa (diafragma rígido).



### 7.11 MODELO DE LA ARMADURA

El modelo de la armadura fue realizado mediante elementos del tipo barra de secciones variables de acero. En el modelo se incorpora toda la variación de las secciones de los elementos como se indica en planos de proyecto que conforman unidades triangulares. Cabe mencionar que existe una gran discrepancia en elementos en donde se tienen las uniones o nodos, es decir que los elementos en sus extremos están sujetos en una gran variación geométrica de placas y en éstas se unen otros elementos los cuales son de distintas secciones. En el modelo descrito de esta armadura no se incorporan los elementos de las placas pero si la gran variedad de las secciones que la conforman. En la figura 7.9 se muestra el modelo de la armadura del puente tipo (camelback).

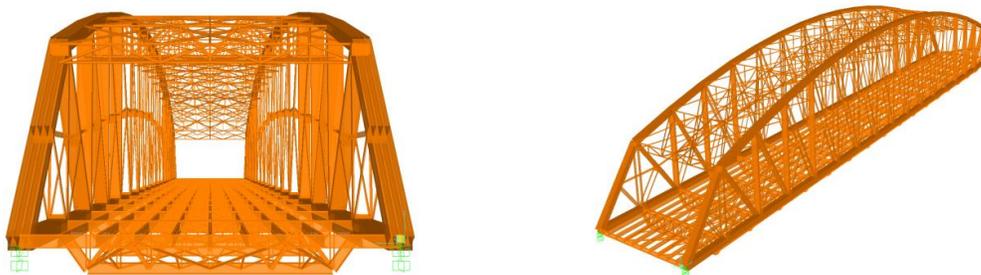


Figura 7.9 Modelo de armadura tipo camelback.

### 7.12 MODELO DE TRABES ASSHTO IV

El modelo de las vigas de concreto presforzado se realizó mediante elementos tipo barra ya precargadas en el software las cuales fueron vigas de concreto presforzado del tipo AASHTO IV de 1.35 m de peralte y con claro de 30 m establecidas en proyecto. Los tableros se componen de nueve vigas de concreto con una separación establecida en planos de proyecto figura 7.10.

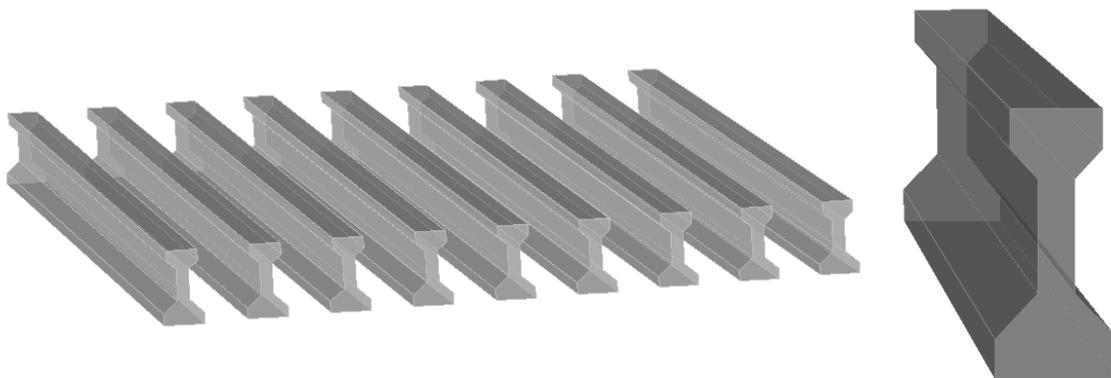


Figura 7.10 Modelo de nueve vigas tipo AASHTO IV de concreto preesforzado con elementos tipo barra.



### 7.13 MODELO DE VIGAS DE ACERO

El modelo de las vigas de acero se realizó de una manera muy similar a las traveses de concreto editando en el programa una plantilla y asignando las propiedades geométricas marcadas en proyecto mediante elementos tipo barra.

El tablero se compone por cuatro vigas de acero con longitudes variables de 12.84 m, 14.32 m, 15.79 m y 17.26 m con un peralte de 1.35 m figura 7.11.

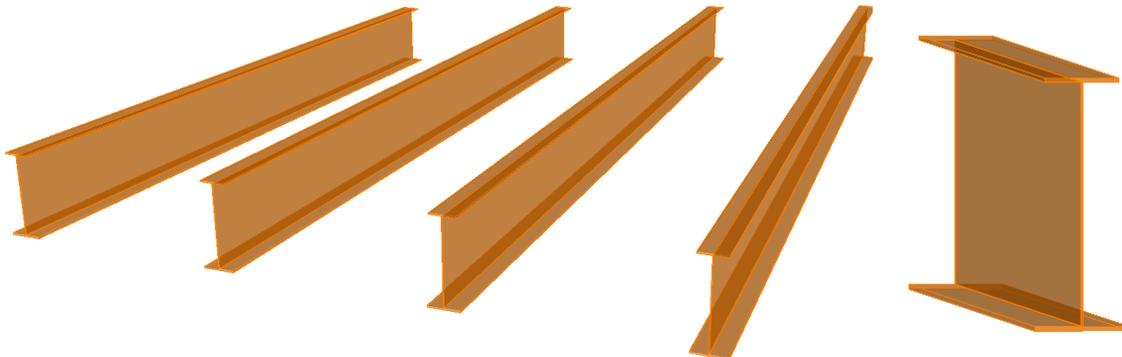


Figura 7.11 Modelo de cuatro vigas de acero con elementos tipo barra.

### 7.14 FRECUENCIAS, PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN DEL PUENTE (SIN DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO)

En esta sección se muestra la estructura del puente en condiciones normales (sin dispositivos de aislamiento sísmico). Una de las características de este modelo es que las armaduras de cada uno de los tramos del puente se encuentran simplemente apoyadas, directamente sobre el cabezal de las pilas.

Los resultados obtenidos de este análisis servirán para saber si en el puente se requiere incorporar dispositivos de aislamiento sísmico, considerando las fuerzas cortantes a las que estaría sujeta la estructura si no se consideraran dispositivos de aislación sísmica y además los desplazamientos máximos ante eventos sísmicos.

Se realizó un análisis modal considerando 12 modos de vibración de los cuales se muestran solo los primeros 4 modos en una vista panorámica, transversal al puente y en planta a nivel de la superficie de rodamiento en las figuras 7.12 a 7.15, en donde se observa que los modos de vibración de la estructura están bien definidos. En la tabla 7.6 se muestran los periodos y frecuencias asociados a los doce modos de vibración de la estructura. Es de notarse una pequeña variación de los periodos de vibrar a partir del modo 9.



Tabla 7.6 Frecuencias, Periodos y Modos de vibración sin aislamiento sísmico.

Numero de modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)
1	0.8991	1.1122
2	0.8203	1.2190
3	0.7622	1.3120
4	0.6671	1.4991
5	0.5946	1.6819
6	0.5636	1.7744
7	0.5508	1.8156
8	0.5220	1.9158
9	0.4771	2.0960
10	0.4623	2.1632
11	0.4222	2.3686
12	0.3798	2.6329

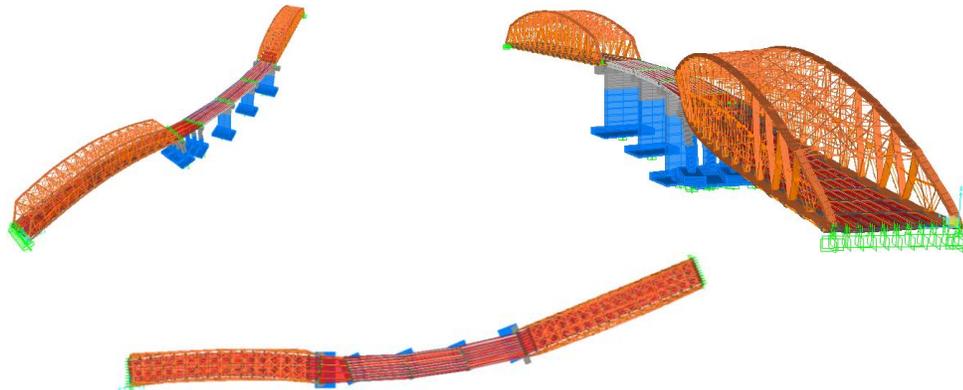


Figura 7.12 Primer modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
 $T = 0.8991$  s.

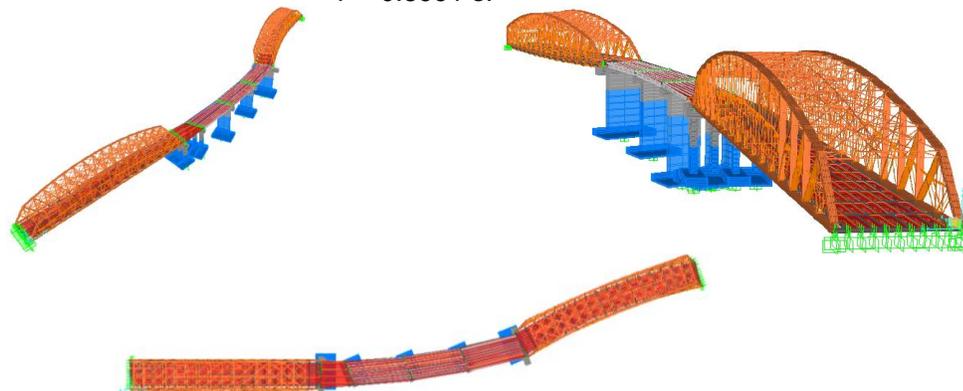


Figura 7.13 Segundo modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
 $T = 0.8203$  s.

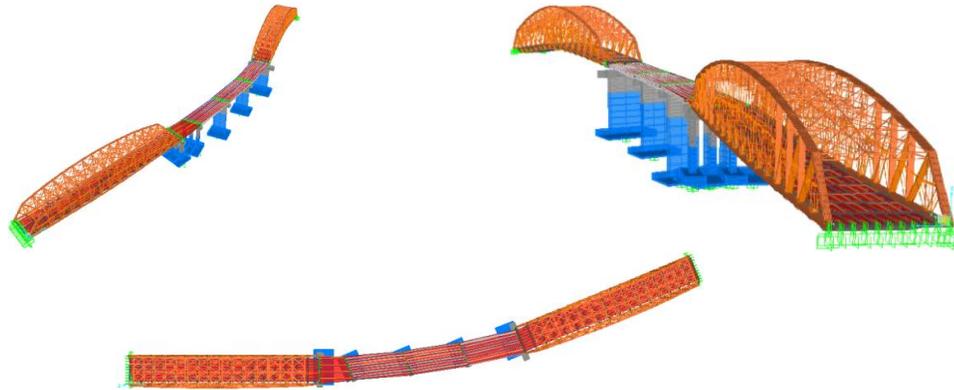


Figura 7.14 Tercer modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
 $T = 0.7622s$ .

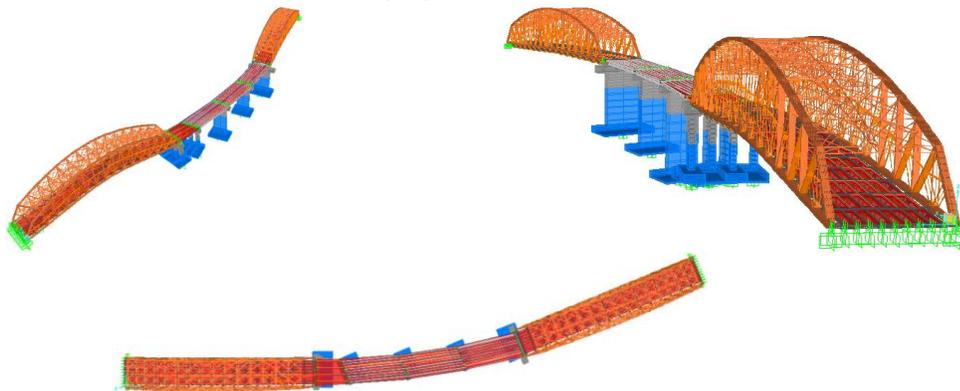


Figura 7.15 Cuarto modo de vibrar del puente, Vista (Panorámica, transversal y Planta)  
 $T = 0.6671s$ .

## 7.15 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL PASO A PASO

Se realizó un análisis paso a paso para estimar detalladamente la respuesta del puente Infiernillo II. En la tabla 7.7 se muestran los nombres y propiedades generales de seis registros sísmicos simulados para periodos de retorno de 50 y 100 años utilizados para este análisis, en el anexo A se muestran a detalle.

Tabla 7.7 Propiedades de los registros sísmicos sintéticos.

Nombre	Periodo de retorno (años)	Longitud (s)	Aceleración máxima (gal)
P-R1-50-116.5	50	138.06	116.5
A-R2-50-160.6	50	64.37	160.6
V-R1-50-436.7	50	49.46	436.7
P-R4-100-158.4	100	138.06	158.4
A-R1-100-170.8	100	64.37	170.8
V-R2-100-546.1	100	49.46	546.1



Con la finalidad de estimar la respuesta ante un sismo real se hace un análisis con dos registros obtenidos durante el evento sísmico de septiembre de 1985: (1) el obtenido en la estación Caleta de Campos y (2) el obtenido en la estación Villita Corona Centro 5.

En la tabla 7.8 se muestran las propiedades de estos registros sísmicos y en el anexo A se muestran con más detalle.

Tabla 7.8 Propiedades de los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985.

Nombre	Longitud (s)	Aceleración máxima (gal)
Caleta de Campos	50.595	150.59
Villita Corona Centro 5	76.040	739.28

Se analizó el modelo del puente para un total de ocho registros, seis sintéticos (Tabla 7.7) y dos obtenidos durante el sismo de septiembre de 1985 (Tabla 7.8).

Se puede observar que en el conjunto de registros simulados para un periodo de retorno de 50 años se tiene variedad de aceleraciones máximas que van desde 116.5 gal a 436.7 gal. El conjunto de registros para periodos de retorno de 100 años contiene aceleraciones máximas de 158.4 gal a 546.1 gal.

Para los registros Caleta de Campos y Villita Corona Centro 5, se puede observar una diferencia entre ambos de más de 4 veces con respecto a la aceleración máxima.

## 7.16 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES

En la figura 7.16 se muestra un esquema del modelo utilizado, el estribo No.1 se encuentra en dirección Morelia Michoacán seguido por cinco pilas, para finalizar en el lado derecho con el estribo No.7 en dirección al puerto de Lázaro Cárdenas Michoacán.

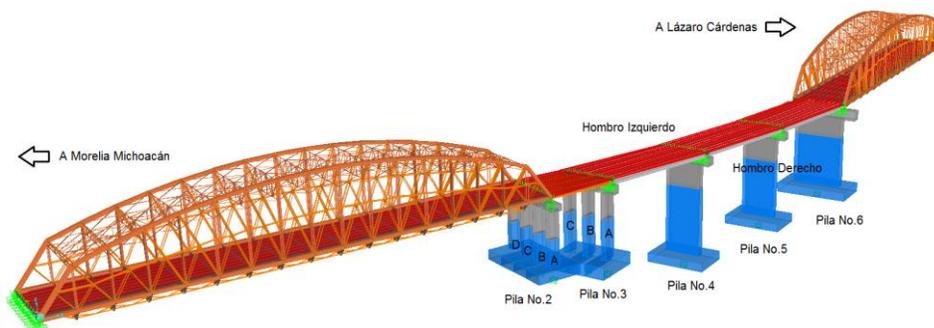


Figura 7.16 Esquema del modelo del puente Pinzandarán.

Con relación a los esfuerzos cortantes en los cabezales, es necesario antes aclarar las direcciones en que cada uno de ellos actúa, para ello se realizó el análisis en dos sentidos nombrados de la siguiente manera: Para el cortante nombrado en el programa como (V2) éste se presenta en el sentido longitudinal del puente y el cortante (V3) se presenta en el sentido transversal del puente

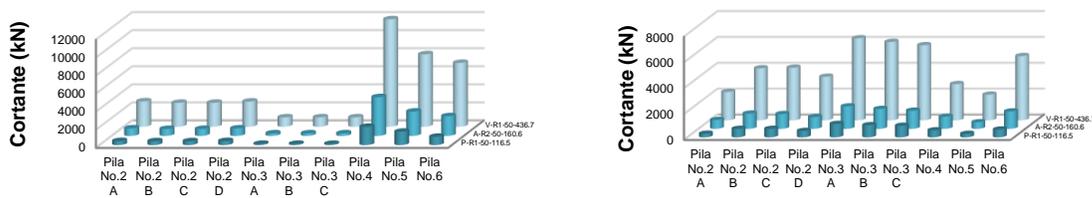


### 7.16.1 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES TR-50 AÑOS

En la figura 7.17 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 7.17a se puede observar que la pila No.4 es la más esforzada por cortante para el sentido transversal, ubicadas en la zona intermedia del puente. Las pilas No.5 y No.6 ubicadas en uno de los extremos del puente se obtienen esfuerzos cortantes considerables, en las pilas No.2, No.3 se obtienen esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

En la figura 7.17b se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido longitudinal del puente, note que para este sentido la pila No.3 presenta los esfuerzos cortantes máximos. Para las pilas No.2, No.4, No.5 y No.6 se presentan esfuerzos de un orden menor.



(a) Transversal. (b) Longitudinal.  
 Figura 7.17 Cortantes máximos (Periodo de retorno 50 años).

En la tabla 7.9 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados los cuales son de un orden muy bajo, tanto que podrían no ser considerados.

Tabla 7.9 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección transversal.

Cortantes máximos (kN).				
No. de Pila		P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	A	434.40	823.20	2802.00
	B	413.20	759.30	2640.00
	C	414.60	763.20	2648.00
	D	432.00	819.00	2778.00
3	A	122.70	269.70	1027.00
	B	123.30	271.40	1034.00
	C	122.30	271.10	1032.00
4		2007.00	4283.00	11900.00
5		1465.00	2684.00	8022.00
6		906.90	2170.00	7067.00



En la tabla 7.9 para el registro P-R1-50-116.5 la pila No.4, No.5 y No.6 ubicadas en la zona intermedia y en uno de los extremos del puente para el sentido transversal presentan los esfuerzos cortantes máximos. Las pilas No.2, No.3 y No.5 presentan esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

Para los registros A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 las pilas No.4, No.5 y No.6 presentan los esfuerzos por cortante máximos y en donde la pila No.4 registra un esfuerzo mayor. Las pilas No.2 y No.3 presentan esfuerzos cortantes de un orden más bajo, note que el comportamiento del puente es muy similar ante diferentes registros.

En la tabla 7.10 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados.

Tabla 7.10 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección longitudinal.

Cortantes máximos (kN).				
No. de Pila		P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	A	273.40	680.60	2196.00
	B	648.10	1171.00	4018.00
	C	648.30	1136.00	4067.00
	D	492.30	911.00	3367.00
3	A	1031.00	1729.00	6344.00
	B	930.90	1531.00	6063.00
	C	887.10	1399.00	5808.00
4		534.40	931.10	2800.00
5		264.80	502.50	1984.00
6		598.40	1340.00	4968.00

En la tabla 7.10 para el registro P-R1-50-116.5 la pila No.3 y No.6 ubicadas en la zona intermedia y en uno de los extremos del puente para el sentido longitudinal presentan los esfuerzos cortantes máximos. Las pilas No.2, No.4 y No.5 presentan esfuerzos cortantes de un orden más.

Para los registros A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 las pilas No.3 y No.6 presentan los esfuerzos cortantes máximos y en donde la pila No.3 registra un esfuerzo mayor. Las pilas No.2, No.4 y No.5 presentan esfuerzos cortantes de un orden menor, note que el comportamiento del puente es muy similar para ambos sentidos del puente y ante diferentes registros sintéticos.

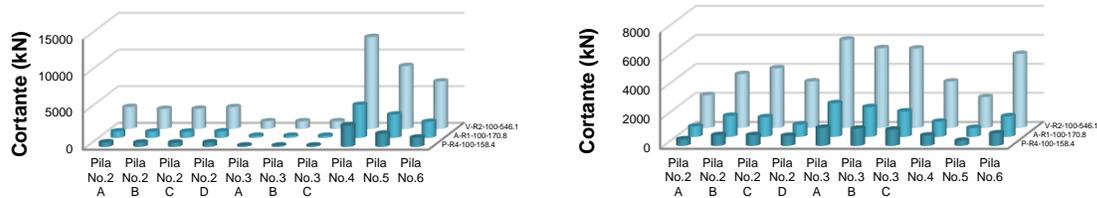
### 7.16.2 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES TR-100 AÑOS

En la figura 7.18 se muestran los esfuerzos cortantes del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R1-100-170.8 y V-R2-100-546.1.



En la figura 7.18a se puede observar que la pila No.4es la más esforzada por cortante para el sentido transversal, que se encuentra ubicada en la zona intermedia del puente. Las pilas No.2, No.3, No.5 y No.6 tienen esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

En la figura 7.18b se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido longitudinal del puente, note que para este sentido la pila No.3 y No.6 presenta los esfuerzos cortantes máximos. Para las pilas No.2, No.4 y No.5 se presentan esfuerzos de un orden más bajo.



(a) Transversal. (b) Longitudinal.  
 Figura 7.18 Cortantes máximos (Periodo de retorno 100 años).

En la tabla 7.11 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados.

Tabla 7.11 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección transversal.

Cortantes máximos (kN).				
No. de Pila		P-R4-100-158.4	A-R1-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	A	610.00	876.50	2982.00
	B	580.80	841.30	2724.00
	C	582.70	844.20	2732.00
	D	606.30	872.10	2967.00
3	A	169.30	277.10	1023.00
	B	170.00	279.20	1030.00
	C	168.70	278.70	1029.00
4		2921.00	4508.00	12540.00
5		1806.00	3174.00	8577.00
6		1257.00	2175.00	6464.00

En la tabla 7.11 para el registro P-R4-100-158.4 la pila No.4, No.5 y No.6 ubicadas en la zona intermedia y en uno de los extremos del puente para el sentido transversal presentan los esfuerzos cortantes máximos. Las pilas No.2y No.3 presentan esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

Para los registros A-R1-100-170.8 y V-R2-100-546.1las pilas No.4, No.5 y No.6 presentan los esfuerzos por cortante máximos y en donde la pila No.6 registra un esfuerzo mayor. Las pilas No.2 y No.3 presentan esfuerzos cortantes más bajos, note que el comportamiento del puente es muy similar ante diferentes registros sintéticos con diferentes periodos de retorno.



En la tabla 7.12 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos simulados.

Tabla 7.12 Cortantes máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección longitudinal.

Cortantes máximos (kN).				
No. de Pila		P-R4-100-158.4	A-R1-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	A	454.60	717.50	2250.00
	B	741.90	1454.00	3717.00
	C	742.70	1355.00	4112.00
	D	694.40	846.40	3207.00
3	A	1247.00	2326.00	6095.00
	B	1188.00	2061.00	5506.00
	C	1123.00	1755.00	5479.00
4		717.10	1048.00	3199.00
5		359.30	618.20	2122.00
6		864.70	1422.00	5108.00

En la tabla 7.12 para el registro P-R4-100-158.4 la pila No.3 ubicada en la zona intermedia del puente para el sentido longitudinal presentan los esfuerzos cortantes máximos. Las pilas No.2, No.4, No.5 y No.6 presentan esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

Para los registros A-R1-100-170.8 y V-R2-100-546.1 las pilas No.2 y No.3 presentan los esfuerzos por cortante máximos y en donde la pila No.3 registra ligeramente un esfuerzo mayor. Las pilas No.4, No.5 y No.6 presentan esfuerzos cortantes más bajos, note que el comportamiento del puente es muy similar para ambos sentidos del puente y ante diferentes registros sintéticos con periodos de retorno de 50 y 100 años.

### 7.16.3 ESFUERZOS CORTANTES EN CABEZALES PARA REGISTROS PRESENTADOS EN SEPTIEMBRE DE 1985

En la figura 7.19 se muestran los esfuerzos cortantes máximos del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 7.19a se puede observar que las pilas más esforzadas por cortante para el sentido transversal es la pila No.4 ubicada en la zona intermedia del puente. Las pilas No.2, No.3, No.5 y No.6 tienen esfuerzos cortantes de un orden más bajo.

En la figura 7.19b se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido longitudinal del puente, note que para este sentido la pila No.3 y No.6 presenta los esfuerzos cortantes máximos. Para las pilas No.2, No.4 y No.5 se presentan esfuerzos de un orden más bajo.



(a) Transversal.

(b) Longitudinal.

Figura 7.19 Cortantes máximos con registros presentados en septiembre de 1985.

En la tabla 7.13 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985.

Tabla 7.13 Cortantes máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección transversal.

Cortantes máximos (kN).		
No. de Pila	Caleta de campos	Villita corona centro 5
2	A	778.90
	B	736.10
	C	739.90
	D	778.80
3	A	292.50
	B	294.20
	C	292.70
4		3802.00
5		2564.00
6		2410.00

En la tabla 7.13 para el registro Caleta de Campos, la pila No.4 y No.5 ubicadas en la zona intermedia del puente para el sentido transversal presentan los esfuerzos cortantes máximos. Para las pilas No.2, No.3y No.6 se obtienen fuerzas cortantes de un orden más bajo.

Para el registro Villita Corona Centro 5, las pilas No.4 y No.5 presentan los mayores esfuerzos por cortante, en donde la pila No.4 registra ligeramente un esfuerzo mayor. Las pilas No.2, No.3 y No.6 registra un esfuerzo de un orden más bajo.

En la tabla 7.14 se muestran los valores máximos de la fuerza cortante obtenidos con los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985.



Tabla 7.14 Cortantes máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección longitudinal.

Cortantes máximos (kN).		
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro
2	A	638.80
	B	1151.00
	C	1262.00
	D	1008.00
3	A	1891.00
	B	1752.00
	C	1616.00
4	975.10	3162.00
5	562.40	2364.00
6	1349.00	5309.00

En la tabla 7.14 para el registro Caleta de campos, la pila No.3 y No.6 ubicadas en la zona intermedia y en un extremo del puente para el sentido longitudinal presentan los esfuerzos cortantes máximos. Para las pilas No.2, No.4 y No.5 se obtienen fuerzas cortantes de un orden más bajo.

Para el registro Villita Corona Centro 5, las pilas No.3 y No.6 presentan los mayores esfuerzos por cortante, en donde la pila No.3 registra un esfuerzo mayor. Las pilas No.2, No.4 y No.5 registran esfuerzos más bajos.

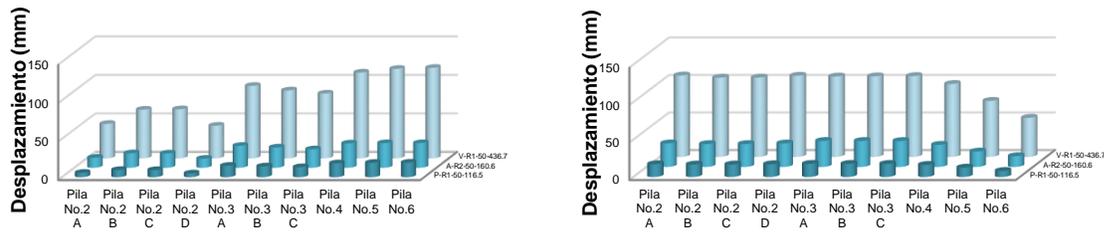
La pila No.3 y No.4 presenta los esfuerzos máximos en registros con periodos de retorno de 50, 100 años y registros presentados en septiembre de 1985, para cada uno de los sentidos del puente.

### 7.17 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES TR-50 AÑOS

En la figura 7.20 se muestran los desplazamientos del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7.

En la figura 7.20a se muestran los esfuerzos cortantes máximos para el sentido transversal del puente, se puede observar que los desplazamientos máximos que se registran son de un orden bajo. Las pilas No.4, No.5 y No.6 ubicadas en la parte central y en uno de los extremos del puente presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas. Las pilas No.2 y No.3 presentan desplazamientos bajos.

En la figura 7.20b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente para este sentido las pilas No.2 y No.3 presentan los desplazamientos máximos, la pila No.4, No.5 y No.6 presentan desplazamientos de un orden más bajo.



(a) Transversal. (b) Longitudinal.  
 Figura 8.20 Desplazamientos máximos (Periodo de retorno 50 años).

En la tabla 7.15 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos sintéticos para el sentido transversal.

Tabla 7.15 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección transversal.

Desplazamientos (mm).				
No. de Pila		P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	A	5.73	13.10	44.80
	B	9.39	18.84	63.28
	C	9.30	18.59	63.79
	D	4.89	11.72	42.45
3	A	14.81	28.49	94.18
	B	14.01	26.37	88.30
	C	13.01	23.98	84.22
4		18.03	31.57	111.50
5		18.67	31.99	116.30
6		18.95	32.05	117.60

En la tabla 7.15 en el registro P-R1-50-116.5 la pila No.4, No.5 y No.6 presentan el desplazamiento máximo del conjunto de pilas, la pila No.2 y No.3 presentan desplazamientos de un orden menor.

Para el registro A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 el desplazamiento máximo se presenta en la pila No.4, No.5 y No.6 ubicadas en la parte central y en un extremo del puente, note que la pila No.6 presenta el desplazamiento máximo del conjunto de pilas, para las pilas No.2 y No.3 presenta desplazamientos de un orden más bajo.

Se puede notar que los desplazamientos obtenidos para el sentido transversal son de un orden bajo, tanto que podrían ser despreciados.

En la tabla 7.16 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos sintéticos para el sentido longitudinal.



Tabla 7.16 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años, dirección longitudinal.

Desplazamientos (mm).				
No. de Pila		P-R1-50-116.5	A-R2-50-160.6	V-R1-50-436.7
2	A	17.00	31.34	108.50
	B	16.57	30.42	105.60
	C	16.60	30.47	105.70
	D	16.96	31.26	108.10
3	A	17.45	34.59	107.10
	B	17.41	34.57	107.30
	C	17.39	34.48	107.70
4		16.07	29.45	97.18
5		12.40	20.47	74.63
6		8.02	14.28	52.05

En la tabla 7.16 en el registro P-R1-50-116.5 la pila No.4 y No.6 presenta el desplazamiento máximo, sin embargo estos desplazamientos son de un orden muy bajo tanto que podrían no ser considerados, la pila No.2, No.3 y No.5 presentan desplazamientos mínimos o nulos.

Para el registro A-R2-50-160.6 el desplazamiento máximo se presenta en la pila No.4 y No.6 ubicadas en la parte central y en un extremo del puente el cual es de un orden muy bajo, tanto que podría no ser considerado, las pilas No.2, No.3 y No.5 presentan desplazamientos mínimos o nulos.

Para el registro V-R1-50-436.7 los desplazamientos máximos se presentan en la pila No.4 y No.6 los cuales son de un orden muy pequeño, tanto que podrían no ser considerados, los desplazamientos en la pila No.2, No.3 y No.5 se registran desplazamientos de un orden muy bajo.

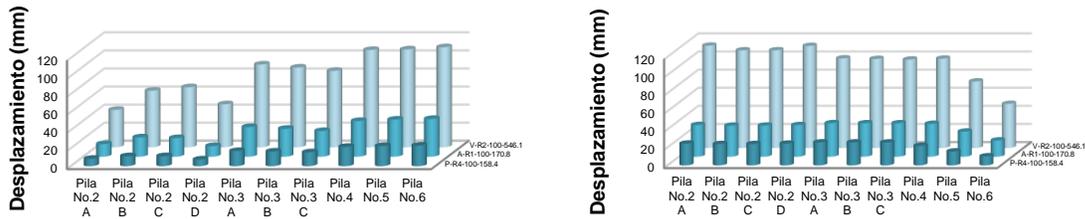
Se puede notar que los desplazamientos obtenidos para el sentido longitudinal son de un orden bajo, tanto que podrían ser despreciados.

### 7.17.1 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES TR-100 AÑOS

En la figura 7.21 se muestran los desplazamientos del puente considerando los tres registros sintéticos con un periodo de 100 años P-R4-100-158.4, A-R2-100-170.8 y V-R2-100-546.1.

En la figura 7.21a se muestran los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, que se obtienen en la pila No.4, No.5 y No.6. Las pilas No.2 y No.3 ubicadas en el inicio del puente presentan los desplazamientos de un orden más bajo.

En la figura 7.21b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente en este sentido las pilas No.2 y No.3 presentan los desplazamientos máximos, la pila No.4, No.5 y No.6 presentan desplazamientos de un orden menor.



(a) Transversal (b) Longitudinal  
 Figura 7.21 Desplazamientos máximos (Periodo de retorno 100 años)

En la tabla 7.17 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos sintéticos para el sentido transversal.

Tabla 7.17 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección transversal.

Desplazamientos (mm)				
No. de Pila		P-R4-100-158.4	A-R1-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	A	8.14	13.94	41.37
	B	10.96	21.35	62.63
	C	11.03	20.52	66.44
	D	7.38	11.72	47.59
3	A	16.72	32.82	91.62
	B	16.16	30.86	88.23
	C	15.33	28.38	84.56
4		21.30	39.52	107.70
5		22.33	41.04	108.30
6		22.68	41.78	110.70

En la tabla 7.17 para el registro P-R4-100-158.4 la pila No.4, No.5 y No.6 presenta el desplazamiento máximo del conjunto de pilas, note que la pila No.6 se obtiene ligeramente un desplazamiento de un orden mayor, para las pilas No.2 y No.3 los desplazamientos son de un orden más bajo.

Para el registro A-R1-100-170.8 el desplazamiento máximo se presenta en la pila No.4, No.5 y No.6 ubicadas en la parte central y en un extremo del puente, para las pilas No.2 y No.3 los desplazamientos son de un orden menor.

Para el registro V-R2-100-546.1 los desplazamientos máximos se presentan en la pila No.4, No.5 y No.6, para las pilas No.2 y No.3 se obtienen desplazamientos de un orden menor.

Se puede notar que los desplazamientos obtenidos para el sentido transversal son de un bajo, tanto que podrían ser despreciados.



En la tabla 7.18 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos sintéticos para el sentido longitudinal.

Tabla 7.18 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años, dirección longitudinal.

Desplazamientos (mm).				
No. de Pila		P-R4-100-158.4	A-R1-100-170.8	V-R2-100-546.1
2	A	24.04	35.00	113.00
	B	23.54	34.27	107.80
	C	23.57	34.32	107.90
	D	23.99	34.92	112.70
3	A	25.36	37.02	98.93
	B	25.33	36.93	98.33
	C	25.26	36.89	97.67
4		21.58	36.30	98.67
5		15.34	27.70	73.44
6		10.01	17.92	48.77

En la tabla 7.18 en el registro P-R4-100-158.4 la pila No.2, No.3 y No.4 se obtienen los desplazamientos máximos, note que la pila No. 3 se obtiene ligeramente desplazamientos mayores, para las pilas No.5 y No.6 se registran desplazamientos de un orden menor.

Para el registro A-R1-100-170.8 y V-R2-100-546.1 el desplazamiento máximo se presenta en la pila No.2, No.3 y No.4 ubicadas en la parte central y en un extremo del puente, para las pilas No.5 y No.6 se registran desplazamientos de un orden menor.

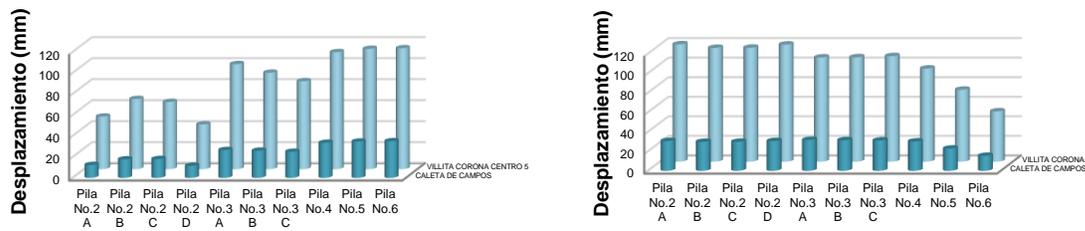
Note que los desplazamientos obtenidos para el sentido longitudinal son de un orden bajo, tanto que podrían ser despreciados.

### 7.17.2 DESPLAZAMIENTOS EN CABEZALES PARA REGISTROS PRESENTADOS EN SEPTIEMBRE DE 1985

En la figura 7.22 se muestran los desplazamientos máximos del puente considerando dos registros reales presentados en septiembre de 1985, (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5.

En la figura 7.22a se muestran los desplazamientos máximos para el sentido transversal del puente, se puede observar que los desplazamientos máximos que se registran son de un orden bajo, tanto que podrían no ser considerados. Las pilas No.4, No.5 y No.6 ubicadas en la parte central y en uno de los extremos del puente presentan los desplazamientos máximos del conjunto de pilas, para las pilas No.2 y No.3 se obtienen desplazamientos de un orden menor.

En la figura 7.22b se muestran los desplazamientos máximos para el sentido longitudinal del puente en este sentido las pilas No.2 y No.3 presentan los desplazamientos máximos, la pila No.4, No.5 y No.6 presentan desplazamientos de un orden más bajo.



(a) Transversal.

(b) Longitudinal.

Figura 7.22 Desplazamientos máximos con registros presentados en septiembre de 1985.

En la tabla 7.19 se muestran los valores máximos en desplazamientos con los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985 para el sentido transversal.

Tabla 7.19 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección transversal.

Desplazamientos (mm).			
No. de Pila		Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5
2	A	12.15	50.01
	B	17.57	66.75
	C	17.88	63.98
	D	11.41	42.58
3	A	26.43	99.97
	B	25.82	91.78
	C	24.76	83.67
4		33.31	111.40
5		34.48	114.50
6		34.85	115.10

En la tabla 7.19 en el registro Caleta de campos la pila No.4, No.5 y No.6 presenta el desplazamiento máximo, para la pila No.2 y No.3 presentan desplazamientos de un orden menor.

Para el registro Villita Corona Centro 5 el desplazamiento máximo se presenta en la pila No.4, No.5 y No.6 ubicadas en la parte central y en un extremo del puente, para las pilas No.2 y No.3 presenta desplazamientos de un orden menor.

Note que los desplazamientos máximos obtenidos para el sentido transversal se obtienen en la pila No.6.

En la tabla 7.20 se muestran los valores máximos en desplazamientos con los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985 para el sentido longitudinal.



Tabla 7.20 Desplazamientos máximos en cabezales de pilas con registros presentados en septiembre de 1985, dirección longitudinal.

Desplazamientos (mm).			
No. de Pila	Caleta de Campos	Villita Corona Centro 5	
2	A	30.35	120.00
	B	29.50	116.30
	C	29.55	116.50
	D	30.32	119.70
3	A	31.46	106.50
	B	31.20	106.70
	C	30.92	107.90
4	29.86	95.16	
5	22.59	73.51	
6	15.21	51.38	

En la tabla 7.20 en el registro Caleta de Campos la pila No.2 y No.3 presenta el desplazamiento máximo, para la pila No.4, No.5 y No.6 presentan desplazamientos de un orden más bajo.

Para el registro Villita Corona Centro 5 el desplazamiento máximo se presenta en la pila No.2 y No.3 ubicadas en la parte central y en un extremo del puente para las pilas No.4, No.5 y No.6 se obtienen desplazamientos de un orden más bajo.

Note que los desplazamientos obtenidos para ambos sentidos del puente para registros sintéticos y registros presentados en septiembre de 1985 registran las pilas No.2 y No.6 como las más críticas, con desplazamientos y fuerzas cortantes máximas.

## 7.18 JUNTAS DE DILATACIÓN

El puente Pinzandarán fue proyectado con el tipo de junta (Frey Mex T-50) las cuales permiten deformaciones de 100 mm. Para el modelo del puente se colocaron elementos tipo link (Anexo B), gancho y hueco (Hook and Gap) colocados en toda la longitud de la junta alternados, en el Anexo B se muestra con más detalle la modelación y colocación.

Los desplazamientos máximos que se registran se presentan en ambos hombros del puente, nombrados: hombro derecho y hombro izquierdo figura 7.23.

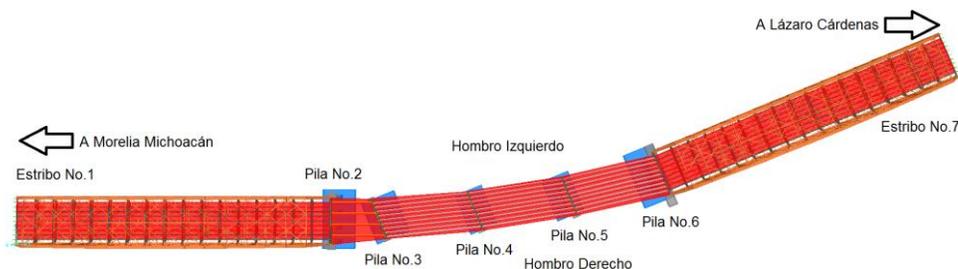
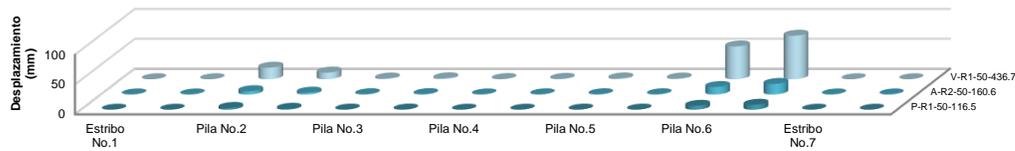


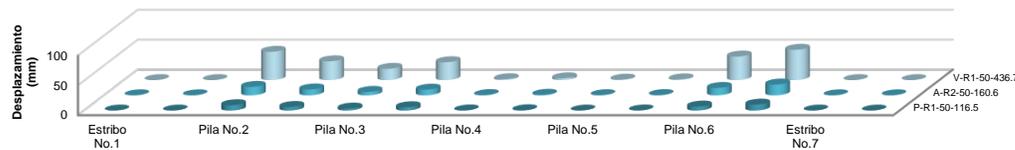
Figura 7.23 Localización de elementos link en juntas, puente Pinzandarán.



En la figura 7.24 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 50 años P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7. Se puede notar que se presentan los desplazamientos máximos en la junta de la pila No.2 y No.6, donde terminan e inicia el tramo compuesto por una armadura, esto sucede para ambos sentidos del puente.



(a) Transversal.



(b) Longitudinal.

Figura 7.24 Desplazamientos máximos en juntas para registros sintéticos, periodo de retorno de 50 años.

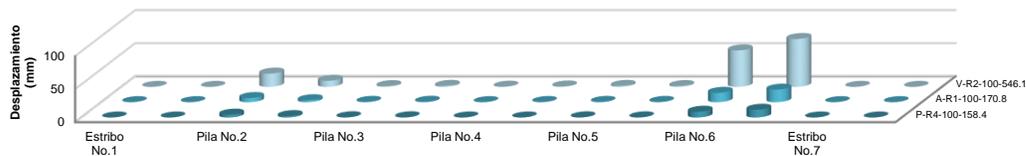
En la tabla 7.21 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos sintéticos para ambos sentidos del puente. Note que para los tres registros P-R1-50-116.5, A-R2-50-160.6 y V-R1-50-436.7 los desplazamientos resultan de un orden bajo.

Tabla 7.21 Desplazamientos máximos en juntas de dilatación ante registros sintéticos para periodo de retorno de 50 años.

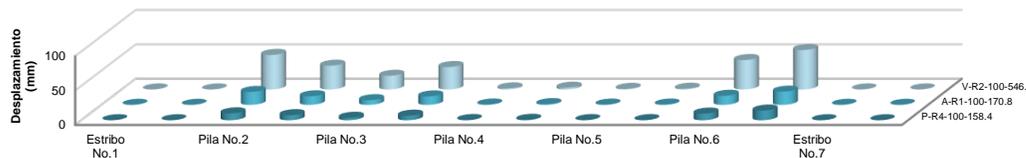
		Desplazamientos máximos (mm).					
Hombro	Localización	P-R1-50-116.5		A-R2-50-160.6		V-R1-50-436.7	
		L	T	L	T	L	T
Der.	Estribo No.1	0.009	0.000	0.015	0.000	0.059	0.000
Izq.		0.008	0.000	0.016	0.000	0.054	0.000
Der.	Pila No.2	8.945	2.944	14.090	5.458	47.430	19.330
Izq.		6.008	1.536	9.831	3.005	31.460	11.110
Der.	Pila No.3	3.324	0.199	5.734	0.389	18.900	1.209
Izq.		5.545	0.247	9.513	0.516	29.930	1.585
Der.	Pila No.4	0.199	0.037	0.423	0.077	1.555	0.290
Izq.		0.489	0.090	0.866	0.153	3.072	0.591
Der.	Pila No.5	0.137	0.163	0.245	0.319	0.826	1.368
Izq.		0.179	0.139	0.387	0.270	1.312	1.195
Der.	Pila No.6	6.723	6.489	12.330	12.480	39.440	54.780
Izq.		9.972	8.205	18.070	17.630	50.750	72.840
Der.	Estribo No.7	0.010	0.010	0.016	0.016	0.059	0.059
Izq.		0.012	0.012	0.021	0.021	0.075	0.075



En la figura 7.25 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando tres registros sintéticos con un periodo de retorno de 100 años P-R4-100-158.4, A-R1-100-170.8 y V-R2-100-546.1. Se puede notar que se presentan los desplazamientos máximos en la junta de la pila No.2 y No.6, donde terminan e inicia el tramo compuesto por una armadura, esto sucede para ambos sentidos del puente.



(a) Transversal.



(b) Longitudinal.

Figura 7.25 Desplazamientos en juntas para un periodo de retorno de 100 años

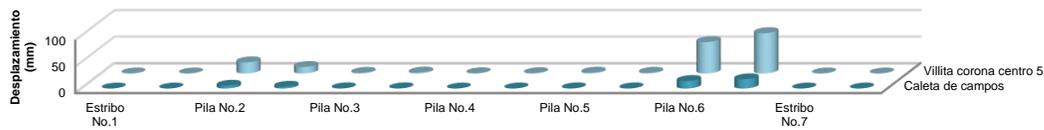
En la tabla 7.22 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos sintéticos para ambos sentidos del puente. Note que para los tres registros P-R4-100-158.4, A-R1-100-170.8 y V-R2-100-546.1 los desplazamientos resultan de un orden muy bajo.

Tabla 7.22 Desplazamientos máximos en juntas de dilatación ante registros sintéticos para periodo de retorno de 100 años.

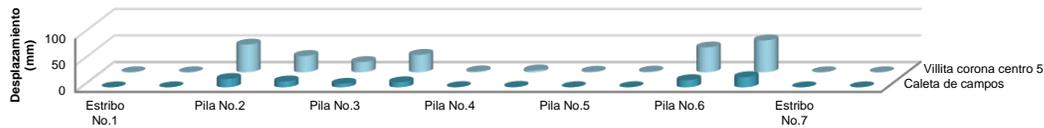
		Desplazamientos máximos (mm).					
Hombro	Localización	P-R4-100-158.4		A-R1-100-170.8		V-R2-100-546.1	
		L	T	L	T	L	T
Der.	Estribo No.1	0.010	0.000	0.015	0.000	0.062	0.000
Izq.		0.011	0.000	0.016	0.000	0.044	0.000
Der.	Pila No.2	9.986	4.284	18.750	6.231	50.170	19.970
Izq.		7.366	2.095	12.370	2.914	34.460	9.166
Der.	Pila No.3	3.599	0.282	6.722	0.414	19.810	1.120
Izq.		6.634	0.258	12.190	0.564	32.530	1.459
Der.	Pila No.4	0.282	0.051	0.413	0.089	1.525	0.246
Izq.		0.608	0.125	1.044	0.191	2.511	0.556
Der.	Pila No.5	0.189	0.227	0.314	0.375	0.832	1.395
Izq.		0.205	0.192	0.376	0.327	1.039	1.209
Der.	Pila No.6	9.650	8.693	13.130	14.090	42.700	55.170
Izq.		14.060	11.640	19.160	18.930	57.340	72.390
Der.	Estribo No.7	0.011	0.011	0.022	0.022	0.062	0.062
Izq.		0.015	0.015	0.026	0.026	0.071	0.071



En la figura 7.26 se muestran los desplazamientos en las juntas del puente considerando dos registros presentados en septiembre de 1985: (1) Caleta de Campos y (2) Villita Corona Centro 5. Se puede notar que se presentan los desplazamientos máximos en la junta de la pila No.2 y No.6, donde terminan e inicia el tramo compuesto por una armadura, esto sucede para ambos sentidos del puente.



(a) Transversal.



(b) Longitudinal.

Figura 7.26 Desplazamientos máximos en juntas ante registros presentados en septiembre de 1985.

En la tabla 8.23 se muestran los valores máximos en desplazamientos esperados para los registros sísmicos presentados en septiembre de 1985. Note que para el registro Villita Corona Centro 5 los desplazamientos resultan mayores.

Tabla 7.23 Desplazamientos máximos en juntas de dilatación ante registros presentados en septiembre de 1985.

		Desplazamientos máximos (mm).			
Hombro	Localización	Caleta de Campos		Villita Corona Centro 5	
		L	T	L	T
Izq.	Estribo No.1	0.015	0.000	0.054	0.000
Der.		0.015	0.000	0.062	0.000
Izq.	Pila No.2	15.730	5.260	52.280	21.100
Der.		11.090	3.356	30.820	12.330
Izq.	Pila No.3	6.660	0.356	19.300	1.192
Der.		9.572	0.433	32.890	1.791
Izq.	Pila No.4	0.406	0.081	1.677	0.331
Der.		0.863	0.172	3.453	0.531
Izq.	Pila No.5	0.266	0.339	0.976	1.551
Der.		0.302	0.273	1.264	1.276
Izq.	Pila No.6	13.540	14.170	47.000	59.450
Der.		19.310	17.480	60.210	76.310
Izq.	Estribo No.7	0.020	0.020	0.062	0.062
Der.		0.022	0.022	0.075	0.075



# CONCLUSIONES

- Con el resultado de pruebas de vibración ambiental del puente Infiernillo II realizadas, se obtiene un periodo de vibrar de 2.42 s y en el modelo analítico un periodo de 1.90, con el cual nos resulta una diferencia de 0.26 s, se presume que el periodo obtenido con pruebas de vibración ambiental está influenciado por el aislador multirrotacional que en la actualidad se encuentra en el puente, por lo que no se realizó calibración alguna en el modelo.
- Las pilas para en el sentido transversal del puente presentan desplazamientos y esfuerzos cortantes más uniformes, para el sentido longitudinal del puente las demandas son más variables, esto podría atribuirse a la fuerte irregularidad de la estructura.
- Las pilas centrales del puente Infiernillo II son las más demandadas, por lo que se asume este comportamiento debido a la altura que estas presentan, y el diseño de un dispositivo antisísmico se deberá realizar con base a los esfuerzos que de estas se obtengan.
- Con base a los periodos obtenidos del puente Infiernillo II se concluye que la estructura cuenta con un periodo largo, por lo que se verifica que el puente es una estructura flexible, y se encuentra fuera de la zona de mayor vulnerabilidad, sin embargo al realizar la incorporación de un dispositivo antisísmico mejoraría notablemente la respuesta sísmica del puente.
- Con el registro presentado en Septiembre de 1985 (Villita Corona Centro 5), se obtienen esfuerzos cortantes y desplazamientos máximos más desfavorables, por lo que se propone utilizar este registro para el diseño de un dispositivo antisísmico.
- Los desplazamientos máximos en el puente Infiernillo II, en juntas de dilatación para ambos sentidos del puente se obtienen en las pilas No.2 y No.5 ubicadas en ambos extremos, siendo esos desplazamientos menores a los del diseño, asumiendo que las aberturas son adecuadas para este puente.



- El dispositivo de aislamiento sísmico (multirrotacional), empleado en el puente Infiernillo II en la actualidad, nos proporciona un 36% de incremento en su periodo, mientras que el aislador (núcleo de plomo) nos ofrece un incremento del 48%, incrementando 1.57 y 1.91 veces respectivamente el periodo sin dispositivos de aislamiento sísmico.
- Al incorporar los aisladores multirrotacional y núcleo de plomo en el puente Infiernillo II, se reducen considerablemente las demandas de cortantes en las pilas extremas No.2 y No.5, obteniendo para el registro Villita Corona Centro 5 una reducción de esfuerzos cortantes, para la pila No.2 en el sentido transversal una reducción de 74% y 83 % y longitudinal de 62% y 76%, para la pila No .5 en el sentido transversal de 81 y 87 % y en el sentido longitudinal de 71% y 81% para los aisladores multirrotacional y núcleo de plomo respectivamente, obteniendo una demanda menor con aisladores de núcleo de plomo.
- Los aisladores utilizados (multirrotacional y núcleo de plomo), tienen las mismas características tanto geométricas como mecánicas, como consecuencia, la rigidez del modelo pila-aislador es mayor que la rigidez del subsistema intermedio.
- Una vez incorporados los aisladores los tramos centrales son más flexibles y presentan desplazamientos mayores que los obtenidos en los tramos extremos, que puede derivarse de la altura de las pilas.
- Una de las suposiciones iniciales adoptadas en todos los análisis realizados fue que la subestructura permanece elástica y los aisladores fueron los únicos elementos que se comportan de forma no lineal.
- Las propiedades dinámicas del cilindro obtenidas del elemento finito se aproximaron a resultados obtenidos por mediciones de vibración ambiental tomadas durante la construcción del puente infiernillo II, una vez incorporada la masa de agua adherida en el modelo, los periodos fundamentales de la estructura completa obtenidos de manera experimental también fueron notablemente razonables con el modelo numérico.
- Al incorporar los aisladores sísmicos se obtiene una mejora de redistribución de la fuerza, reduciendo la concentración potencial de ductilidad de demandas, uniformizando los cortantes en el puente.
- El desplazamiento de diseño del aislador (núcleo de plomo), se excedió cuando el puente fue sometido a los registros V-R1-50-436, V-R2-100-546 y Villita corona centro 5 del grupo de registros. Sin embargo, si el valor medio de desplazamiento de estos eventos fueron seleccionados como la demanda de desplazamiento, el diseño del desplazamiento del sistema de aislamiento sería entonces apropiado.



- El desplazamiento en las juntas de dilatación incorporando los aisladores sísmicos fue excedido una vez sometido a los registros V-R1-50-436, V-R2-100-546 y Villita corona centro 5 del grupo de registros superando al de diseño, ocurriendo una colisión en solo un paso en el tiempo durante toda la historia de los registros mencionados
- Las culatas y/o longitud de asiento consideradas entre la plataforma fueron adecuados, ya que es poco probable la ocurrencia de un movimiento sísmico intenso en el futuro que podría provenir en un problema de inestabilidad del puente.
- Para el Puente Infiernillo I, los resultados obtenidos de pruebas de vibración ambiental se obtiene un periodo de vibrar del puente de 0.72 s y para el modelo analítico se obtiene un periodo de vibración de 0.64 s con una variación de 0.08 s, obteniendo una buena aproximación por lo cual no se requiere de ningún tipo de calibración del modelo, sin embargo debido al periodo obtenido, se encuentra en una condición de vulnerabilidad alta, se propone utilizar el mismo procedimiento de cálculo del puente Infiernillo II para incorporar aisladores sísmicos, para alargar el periodo y reducir su vulnerabilidad.
- Con los resultados obtenidos de pruebas de vibración ambiental del puente Infiernillo I se concluye que se trata de una estructura rígida, la cual mejoraría notablemente su comportamiento al incorporar dispositivos de aislamiento, especialmente en los tramos compuestos por armaduras.
- El comportamiento en la forma de vibrar del puente Infiernillo I, refleja que en los tramos centrales compuestos por armaduras se generan los cortantes máximos.
- La pila central del puente Infiernillo I, presenta las máximas demandas de esfuerzos cortantes y desplazamientos obtenidos en la parte superior (cabezal); el comportamiento del puente para el sentido longitudinal es irregular; para el sentido transversal el comportamiento es más regular; esto podría ser debido a la fuerte irregularidad del puente donde la relación longitud/ancho es 25 veces mayor.
- Los desplazamientos máximos del puente Infiernillo I, en juntas de dilatación se obtienen en las pilas No.4 y 6; donde se encuentra la transición de superestructuras (concreto y armadura de acero), sin embargo; los desplazamientos presentados no exceden el desplazamiento de diseño; con los registros V-R1-50-436 y V-R2-100-546 y Villita Corona Centro 5 del grupo de registros se obtienen desplazamientos máximos de 36.71, 39.93 y 47.74 mm respectivamente, donde no ocurren colisiones.
- Con el modelo analítico del puente Pinzandarán, se obtiene un periodo de 0.8991 s en su primer modo de vibrar, tratándose de una estructura rígida, por lo que se concluye que está estructura podría ser altamente vulnerable a un sismo futuro y que podría mejorar su comportamiento incorporando aisladores sísmicos, siguiendo el procedimiento del puente Infiernillo II.



- El comportamiento del puente Pinzandarán para el sentido transversal es irregular, las máximas demandas cortantes se obtienen en la pila No.4, para el sentido longitudinal el comportamiento mejora, obteniendo esfuerzos cortantes distribuidos en todas las pilas del puente, esto sucede para todo el grupo de registros sísmicos.
- Los desplazamientos en el puente Pinzandarán en cabezales obtenidos para el sentido transversal son irregulares, las pilas No.5 y No.6 presentan los máximos desplazamientos, para el sentido transversal el comportamiento mejora, obteniendo una uniformidad en las pila.
- Los desplazamientos máximos para el Puente Pinzandarán en juntas de dilatación se obtienen en las pilas No.2, 3 y 6; donde se encuentra la transición de superestructuras; sin embargo; los desplazamientos presentados no exceden el desplazamiento de diseño; con los registros V-R1-50-436 y V-R2-100-546 y Villita Corona Centro 5 del grupo de registros se obtienen desplazamientos máximos de 72.84, 72.39 y 76.31 mm respectivamente, donde no ocurren coaliciones.
- La fuerte irregularidad del puente debido a la relación ancho/largo, y de la variedad en sistemas de piso, columnas y cabezales, el puente Pinzandarán tiene un comportamiento medianamente bueno, considerando el periodo 0.8991 s obtenido en el modelo analítico se propone incorporar aisladores sísmicos, utilizando el procedimiento del puente infiernillo II.



# REFERENCIAS

AASHTO. (2002). Guide specifications for seismic isolation design, AASHTO, Washington, D.C., 17th Edition.

Akbari, R. and Maalek, S. (2010). Adequacy of the seismic analysis methods for single column bent viaducts considering regularity and higher modes effects, *Journal of Vibration Control*, Vol. 16, No. 6, pp. 827-852.

Barbat, A.H. y Oller, S. (1997). Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismo resistente, Centro Internacional de métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, monografía IS-24

Bazán E y Meli R., (1998), Diseño sísmico de edificios, Ed. Limusa, México, D.F.

Bendat, J. S and Piersol, A. G. (1993). *Engineering applications of correlation and spectral analysis*, 2nd Edition, Willey Interscience.

Bolívar, Y. (2013). Un modelo en SAP200 para disipadores súper elásticos sma - nitinol, aplicación a un caso de aislamiento sísmico en un puente, Tesis, Departamento de Mecánica de Estructuras, Universidad de Granada España.

Bonilla, L.M. (2012). Teoría de aislamiento sísmico para edificaciones, Tesis de Licenciatura, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Buckle, I. (2000). Passive control of structures for seismic loads, *Proc. Twelve World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, pp. 209-221.

Buckle, I. G. and Mayes, R. L. (1990). Seismic retrofit of bridges using mechanical energy dissipaters." *Proc. U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, pp. 305-314.

Buckle, I. G., Nagarajaiah, S., and Ferrell, K. (2002). "Stability of elastomeric isolation bearings: Experimental study," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 1.

Caltrans , seismic design criteria version 1.7 april 2013.

Chopra, A. K., (1995), *Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering*, Ed. Prentice Hall, Estados Unidos.



Chopra, A.K. (1980), Dynamic of structures, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.

Clough, R.W. y Penzien, J. (1975). Dynamics of structures, McGraw Hill.

Comisión Federal de Electricidad, (2008), Manual de diseño de obras civiles, capítulo diseño sísmico, instituto de investigaciones eléctricas, CFE. México.

Constantinou M.C., (1994), Seismic Isolation of Bridges, MCEER, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

Constantinou M.C., Buckle I., Dicleli Murat and Ghasemi H., (2006), Seismic Isolation of Highway Bridges, MCEER, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

Constantinou M.C., Kartoum A., Reinhorn A.M. y Bradford P., (1991), Experimental and theoretical study of a sliding isolation system for bridges, NCEER, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

CSI (2006). SAP 2000 linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three-dimensional structures, Version 11, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA.

EERI, Earthquake Engineering Research Institute (EERI) y la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS). (2006). El sismo de Tecmán, México del 21 de enero de 2003. Informe de la SMIS y el EERI dentro de la serie "aprendiendo de los sismos".

Eurocode, (1998), Eurocode, Design provisions for earthquake resistance of structures, Part 2, Bridges.

Frías A.R., (2007). Rehabilitación y refuerzo de puentes en México, Primer Congreso Internacional de Diseño de Puentes, UMSNH.

Frías A.R., (2010). Mantenimiento y Conservación de Puentes", Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, México.

Galván, A. (2008). Vulnerabilidad sísmica del Puente Infiernillo II, Tesis de maestría, División de estudios de posgrado de la facultad de ingeniería civil, Universidad Michoacana de san Nicolás de hidalgo.

García, M.M. (1998). Comportamiento sísmico de puentes con mecanismos disipadores de energía, Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Gómez M.R., (2009). Curso Internacional Diseño especializado de Puentes, Sucre Bolivia.

Gómez, F. (2014). Control de demandas sísmicas en sistemas prefabricados de concreto reforzado con aislamiento sísmico, Tesis de maestría, Programa de maestría y doctorado en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.



Gordon P., Wan and Whittaker A.S., (2007), Performance Estimates for Seismically Isolated Bridges, Technical Report MCEER-07-0024, State University of New York at Buffalo, Estados Unidos.

Heredia R. C., (2014). Evaluación de la socavación local y medidas de protección en pilas y estribos para el puente pasó de la Virgen, mediante modelos físicos y el empleo de software especializado, Tesis de Maestría en el área de las Vías Terrestres, UMSNH.

Hernández B. H., Jara G. J., Jara D. M, Álvarez S. J., and Rojas R. R. (2005). Mediciones de vibración ambiental del puente Infiernillo II, Proc. XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México DF.

Hernández B. H., Jara M. J., Olmos B.A., and Jara M, (2012). Use of Sliding Multirrotacional Devices of an Irregular Bridge in a Zone of High Seismicity, KSCE Journal of Civil Engineering.

Huerta, B. (2002). Análisis de la energía sísmica durante movimientos fuertes y sus características en el valle de México, Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Jara J. M. y A. R. Sánchez (2001). Estimación de Riesgo Sísmico de Morelia. Revista de la coordinación científica de UMNSH. No. 29.

Jara J.M., (1994), Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores, SMIS, Revista de Ingeniería Sísmica, México.

Jara M.J, Olmos B.A, y Madrigal E. (2010), Cuantificación del daño esperado en puentes, SMIE, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

Jara, M. y Casas, J.R. (2002). Criterios de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía, Centro Internacional de métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, monografía S-49

Jara, M. y Jara, M. J, (2007). Peligro sísmico, 1ra edición, Morelia, Michoacán, México, Universidad Michoacana de de San Nicolás de Hidalgo, c2007 xii, 185 p.

Kostoglodov, V., Pacheco, J., (1999), Un catálogo de sismos moderados y grandes ocurridos en México durante el siglo XX, Póster "100 años de sismicidad en México": D.F., México, Instituto de Geofísica, UNAM.

Kelly, J. M. (1993). "State of the art and state of the practice in base isolation." Proc. ATC 17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, San Francisco, California, Vol. 1, pp. 9-28.

Kelly, J., (1998), Earthquake-resistant design with Rubber", Second Edition, Springer

Kelly, J., and Konstantinidis D, (2011), Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation, This edition first, John Wiley and Sons, Ltd pp 222



Kelly, J.M, (1985), Aseismic Base Isolation Its History and prospects, Journal Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, Estados Unidos.

Kelly, J.M, (1993), Earthquake-resistant design with rubber, Ed Springer-Verlag, Gran Bretaña

LaViolette M., (2007). Bridge Construction practices using incremental launching, AASHTO, Highway Subcommittee on Bridge and Structures

Maldonado, E., Canas, J.A, Casas, J.R y Pujades, L.G. (1998). Respuesta de puentes frente a acciones sísmicas, Centro Internacional de métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, monografía IS-27

Maruri, C.A. (2015) Modelo estructural a escala utilizando amortiguadores viscosos como sistemas de disipación pasiva de energía, Tesis de Licenciatura, Colegio de ciencias e ingeniería, Universidad san francisco de quito usfq.

Méndez, A. (2013). Estimación de riesgo sísmico en puentes vehiculares de la ciudad de México, Tesis de maestría, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Naeim F, y Kelly J.M., (1999), Design of seismic isolated structures, from theory to practice, John Wiley and Sons, Estados Unidos.

Priestley M.J.N., Seible F., and Calvi G.M. (1996), Seismic Design and Retrofit of Bridges, Jhon Wiley and Sons, Inc, pp 686

Priestley, M.J.N., Kowalsky, M.J., Ranzo, G., and Benzoni, G. (1996), Preliminary development of displacement-based design for multidegree of freedom systems. Proceedings of the 65 th Annual Convention, SEAOC, Maui, Hawaii

Quiroz, J.M. (2010). Coeficiente de Fricción óptimo para el diseño de estructuras aisladas ubicadas en la costa de guerrero, Tesis de maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco.

Samayoa O. D., Balankin A., Carrión V. F., López L. V., (2006). "Análisis de Confiabilidad y Riesgo de puentes atirantados", IMT, SCT, publicación 301.

Sarrazin, M. (2007). Proposición de norma para el diseño de puentes con aisladores sísmicos, Tesis de maestría, Universidad de chile facultad de ciencias físicas y matemáticas departamento de ingeniería civil, Santiago de Chile.

SCT (1986-2007). Reportes de daños en puentes en las carreteras nacionales, Reporte Técnico de la Dirección General de Servicios Técnicos, México.

SCT (1996). Comportamiento Sísmico de Puentes sobre Apoyos Elastoméricos, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No.90, Querétaro México.



SCT (2011), Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX). Reporte del año 2011 de la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC), Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

SCT (2013). Diagnostico Nacional, Incidencias en las autopistas de cuota y la red Federal libre de peaje derivadas de los huracanes Manuel e Ingrid, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, 1996, 211 pp.

Tsopelas, M. C. Constantinou, Y.S. KIM, S. Okamoto, January (1996) Experimental study of FPS System In bridge Seismic Isolation, The journal of the International Association for Earthquake Engineering.



# ANEXO A

## REGISTROS SÍSMICOS

La Tabla A1 muestra las características de los registros utilizados, de izquierda a derecha, se muestra la numeración de registro, la estación, el tipo de suelo, la orientación, fecha en que se presenta el sismo y la magnitud.

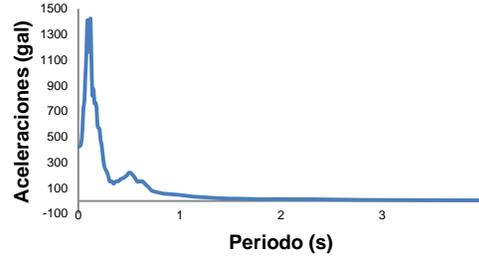
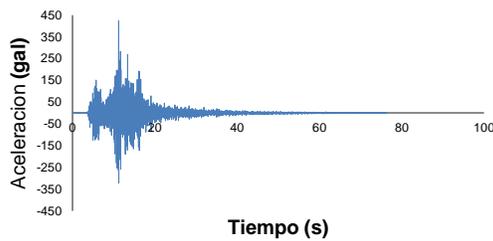
Tabla A1 Se enlistan los registros de sismos por falla de subducción

No. de Registro	Estación	Suelo	Orientación	Fecha	Magnitud
1	Infiernillo	Brechas y conglomerado	N65E	21/06/99	6.0
2	margen izq.5		N25W		6.0
3	Infiernillo m. cortina3	Enrocamiento a volteo)	N80E	11/01/97	6.5
4			N10W		6.5
5	Infiernillo	Brechas y conglomerado	N65E	11/01/97	6.5
6	margen izq.4		N25W		6.5
7	Sicartsa Lázaro C.Mich.Segundo	Estructura	S45E-L	10/12/94	6.3
8			S45W-T		6.3
9	Infiernillo m. cortina 2	Sobre cuerpo. de la cortina	N80E	10/12/94	6.3
10			N10W		6.3
11	Infiernillo corona centro 5	Núcleo de arcilla y enro.	N70E	10/12/94	6.6
12			E20W		6.5
13	Infiernillo margen izq. 3	Brechas y conglomerado	N65E	10/12/94	6.3
14			N25W		6.6
15	Infiernillo base cortina	Enrocamiento a volteo	N80E	10/12/93	6.3
16			N10W		6.3
17	Caleta de campos	Roca	S90E	19/09/85	6.8
18			S00E		8.1
19	Infiernillo media cortina	Enrocamiento a volteo	N80E	19/09/85	8.1
20			N10W		8.1
21	Villita corona centro 5	Núcleo de arcilla y enro.	S85W	19/09/85	8.1
22			S05E		8.1
23	Zacatula	Arcilla Compacta	N90W	19/09/85	8.1
24			S00E		8.1
25	Sicartsa caseta testigo 2	Planta aceración	N00E	25/10/81	6.1
26			N90W		7.3
27	Villita corona centro 4	Núcleo de arcilla y enro.	S85W	25/10/81	6.1
28			S05E		7.3

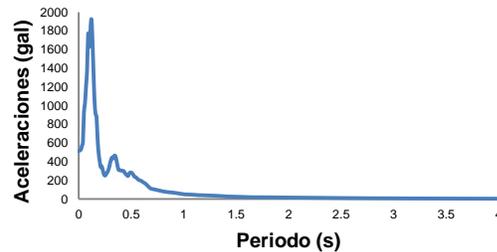
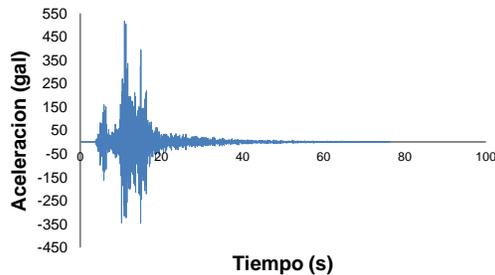


Registro No.	Estación	Suelo	Orientación	Fecha	Magnitud
29	Infiernillo corona centro 4	Núcleo de arcilla y enro	N 70 E	14/03/79	7.0
30			N 20 W		7.0
31	Sicartsa caseta maestro	Edificio planta baja. 1km mar	N 00 E	14/03/79	7.0
32			N 90 W		7.0
33	Sicartsa caseta testigo	Planta aceración	N 00 E	14/03/79	7.0
34			N 90 W		7.0
35	Villita corona centro 3	Núcleo de arcilla y enro.	S85W	14/03/79	7.0
36			S05E		7.0
37	Infiernillo margen izq.	Brechas y conglomerado	N65E	11/10/75	5.5
38			N25W		5.5
39	Villita corona centro	Núcleo de arcilla y enro.	S85W	11/10/75	5.5
40			S05E		5.5
41	Infiernillo corona centro 3	Núcleo de arcilla y enro.	N70E	15/11/75	5.9
42			N20W		5.9
43	Infiernillo margen izq. 2	Brechas y conglomerado	N65E	15/11/75	5.9
44			N25W		5.9
45	Villita corona centro 2	Núcleo de arcilla y enro.	S85W	15/11/75	5.9
46			S05E		5.9
47	Infiernillo corona centro	Núcleo de arcilla y enro.	N70E	30/01/73	7.5
48			N20W		7.5
49	Infiernillo corona centro 2	Núcleo de arcilla y enro.	N70E	30/01/73	5.6
50			N20W		5.6

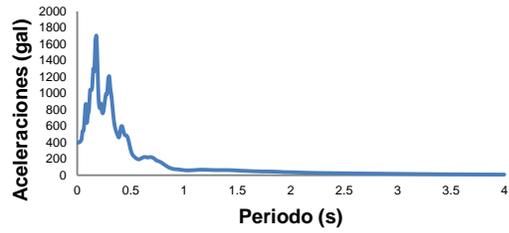
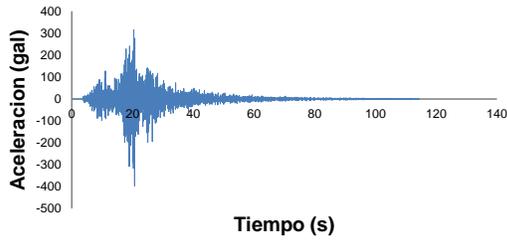
A continuación se ilustran las respuestas de los sismos así como sus espectros de aceleraciones para un amortiguamiento del 5% del crítico.



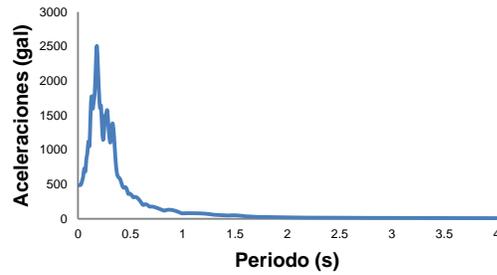
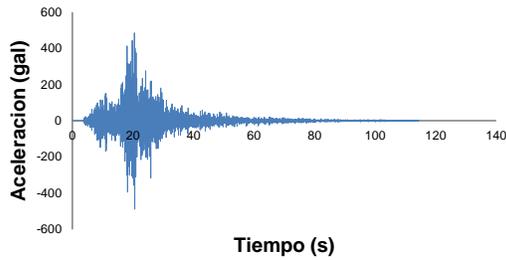
Registro No.1 y espectro de aceleración (Infiernillo Margen Izquierda 5 N65E)



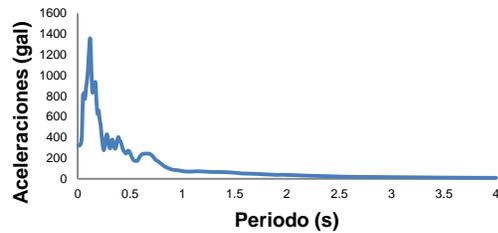
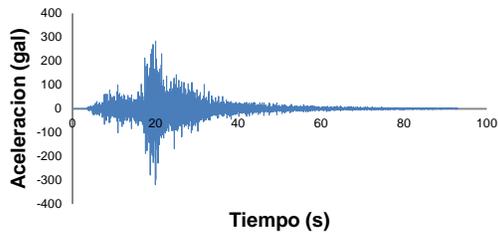
Registro No.2 y espectro de aceleración (Infiernillo Margen Izquierda 5 N25W)



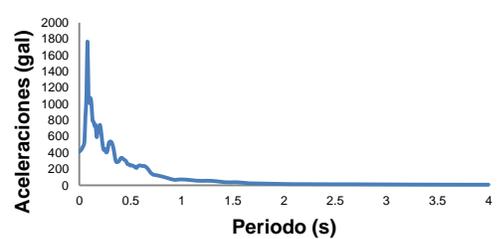
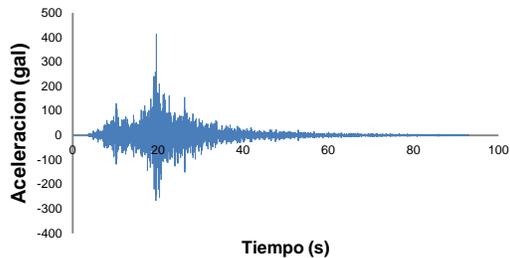
Registro No.3 y espectro de aceleración (Infiernillo Media Cortina 3 N80E)



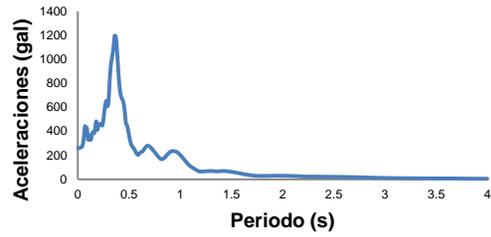
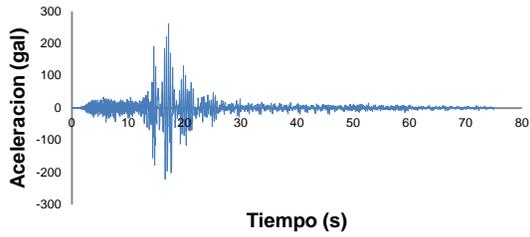
Registro No.4 y espectro de aceleración (Infiernillo Media Cortina 3 N10W)



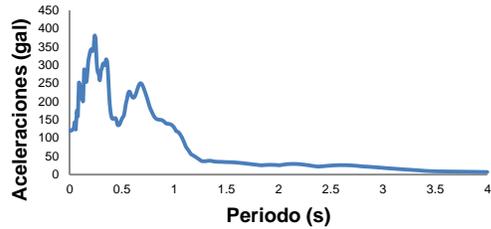
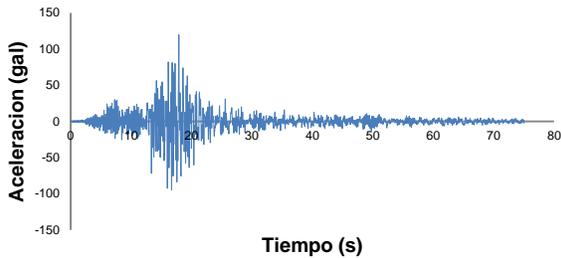
Registro No.5 y espectro de aceleración (Infiernillo Margen Izquierda 4 N65E)



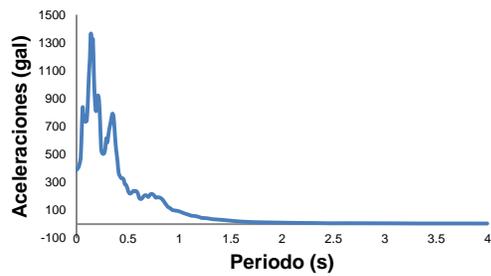
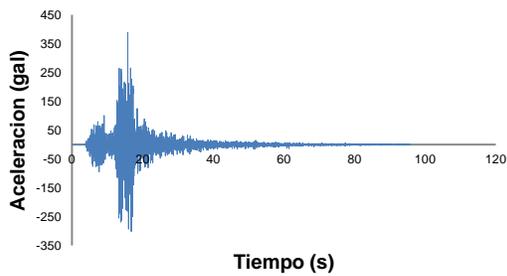
Registro No.6 y espectro de aceleración (Infiernillo Margen Izquierda 4 N25W)



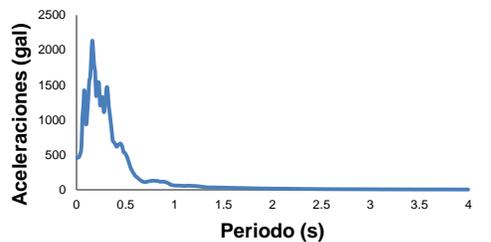
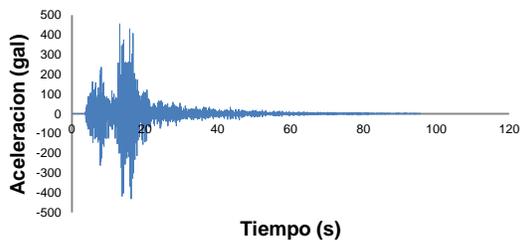
Registro No.7 y espectro de aceleración (Sicartsa Lázaro C. Michoacan SegundoS45E-L)



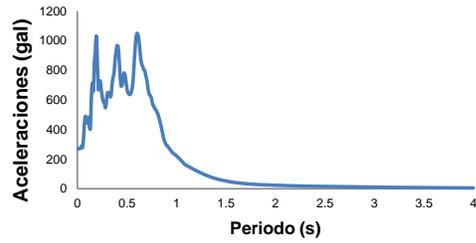
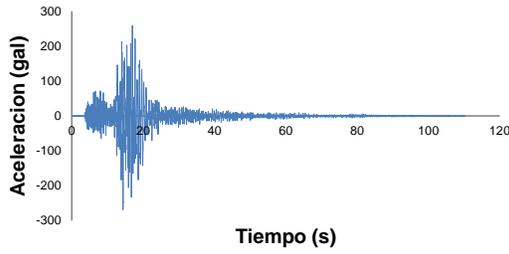
Registro No.8 y espectro de aceleración (Sicartsa Lázaro C. Michoacan SegundoS45W-T)



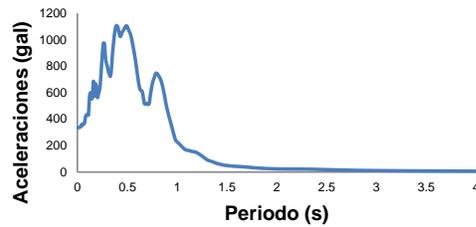
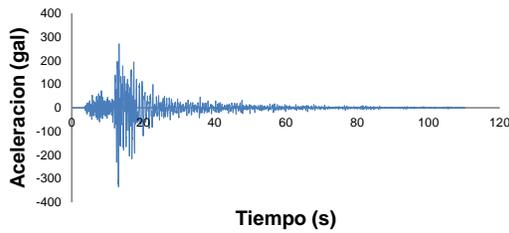
Registro No.9 y espectro de aceleración (Infiernillo Media Cortina 2 N80E)



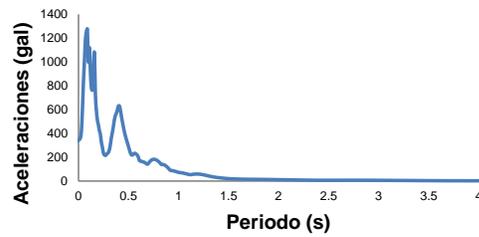
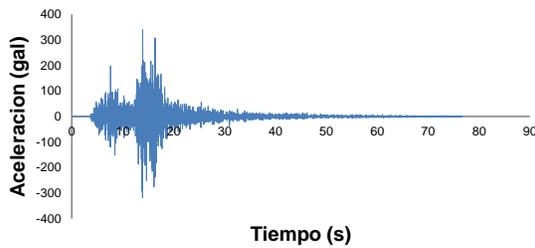
Registro No.10 y espectro de aceleración (Infiernillo Media Cortina 2 N10W)



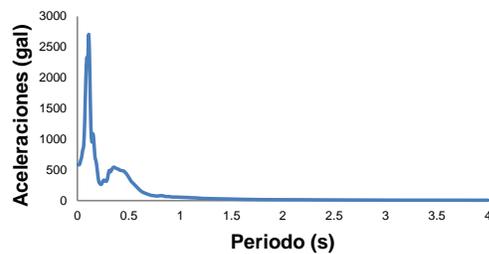
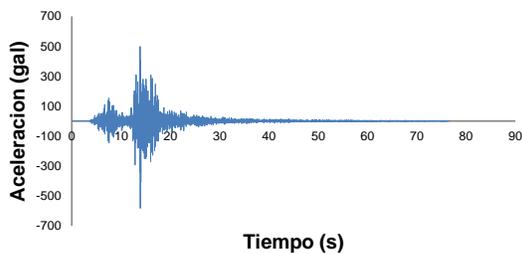
Registro No.11 y espectro de aceleración (Infiernillo Corona Centro 5 N70E)



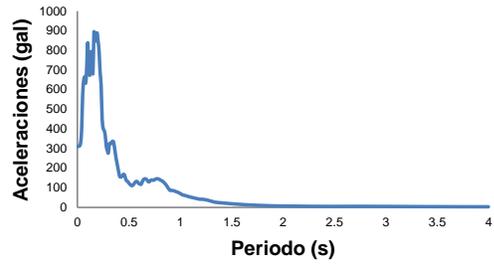
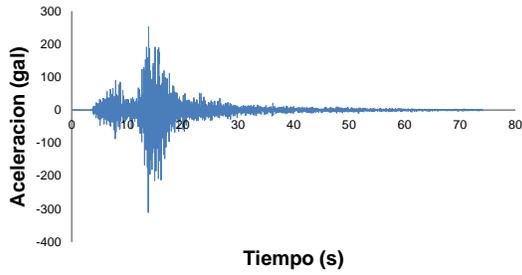
Registro No.12 y espectro de aceleración (Infiernillo Corona Centro 5 N20W)



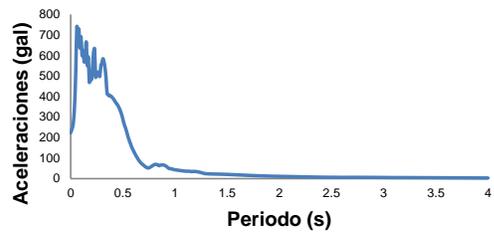
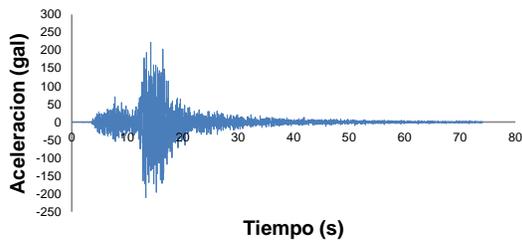
Registro No.13 y espectro de aceleración (Infiernillo Margen Izquierda 3 N65E)



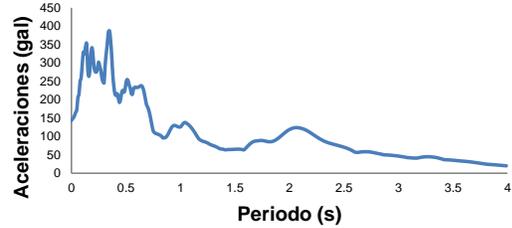
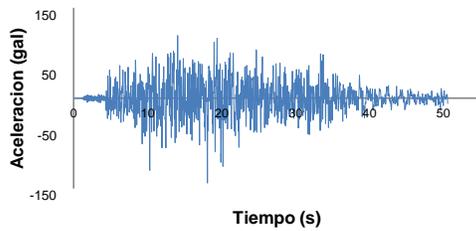
Registro No.14 y espectro de aceleración (Infiernillo Margen Izquierda 3 N25W)



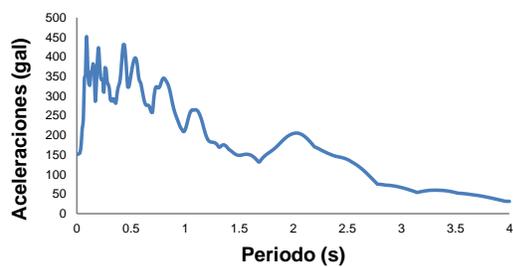
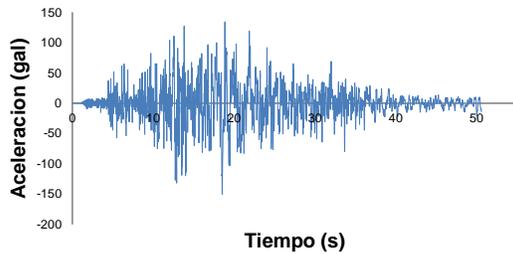
Registro No.15 y espectro de aceleración (Infiernillo Base Cortina N80E)



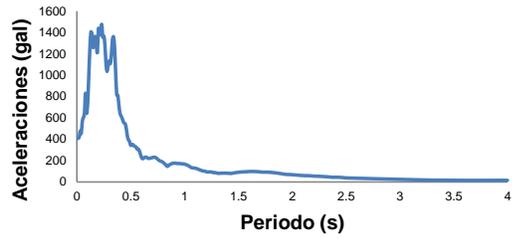
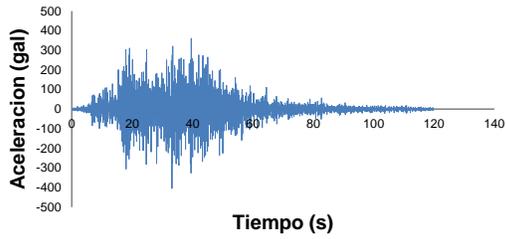
Registro No.16 y espectro de aceleración (Infiernillo Base Cortina N10W)



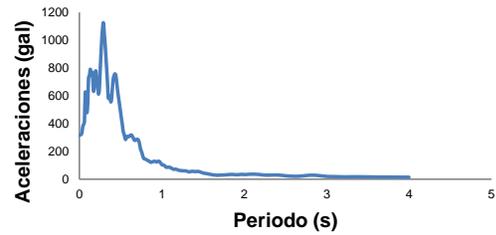
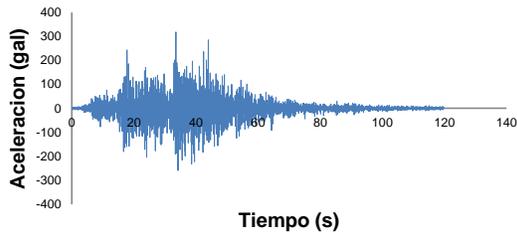
Registro No.17 y espectro de aceleración (Caleta de campos S90E)



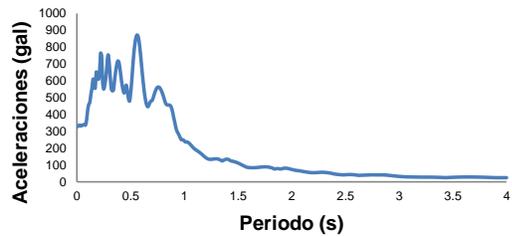
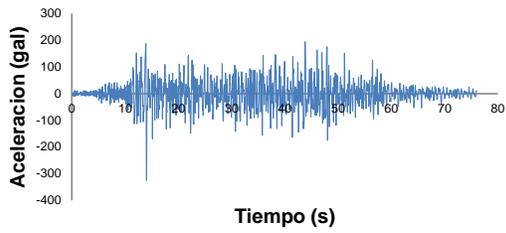
Registro No.18 y espectro de aceleración (Caleta de campos S00E)



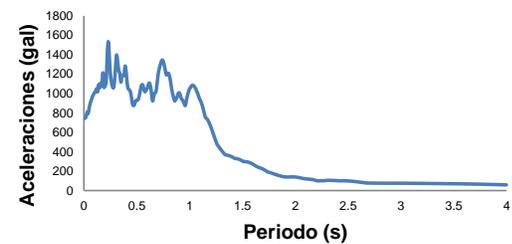
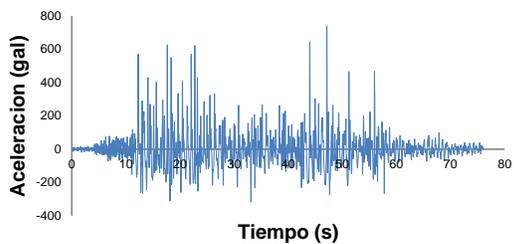
Registro No.19y espectro de aceleración(Infiernillo Media Cortina N80E)



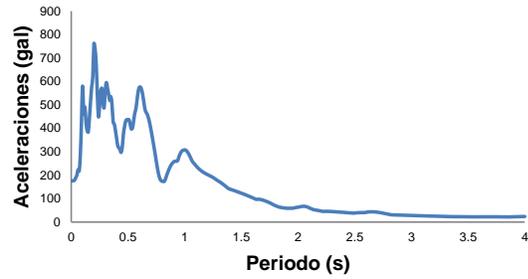
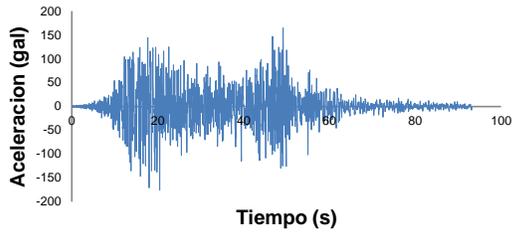
Registro No.20y espectro de aceleración(Infiernillo Media Cortina N10W)



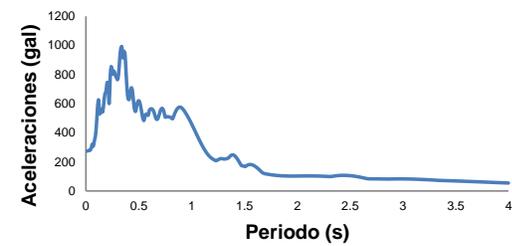
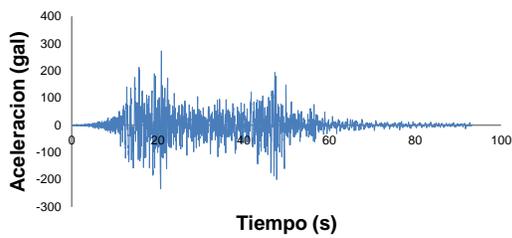
Registro No.21y espectro de aceleración(Villita corona centro 5S85W)



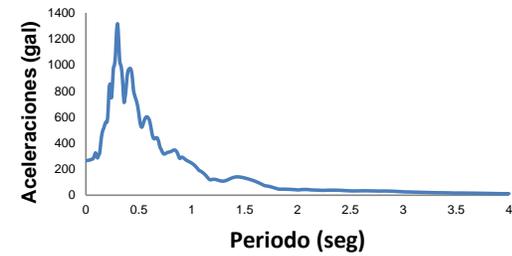
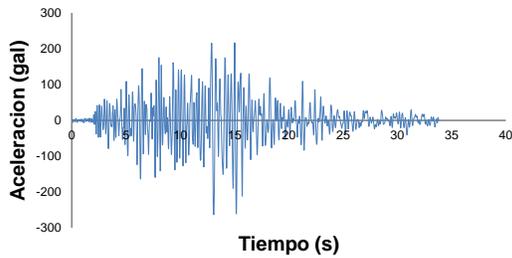
Registro No.22y espectro de aceleración(Villita corona centro 5S05E)



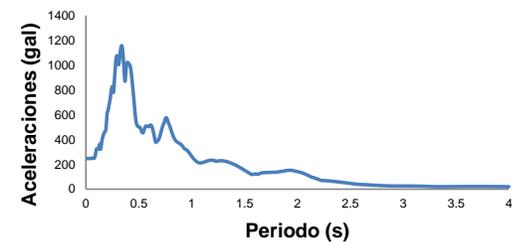
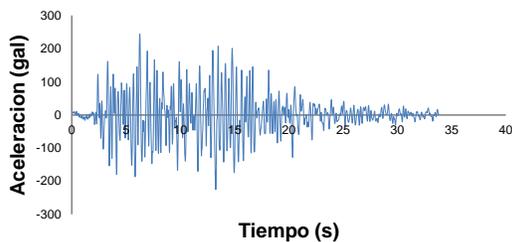
Registro No.23 y espectro de aceleración (Zacatula N90W)



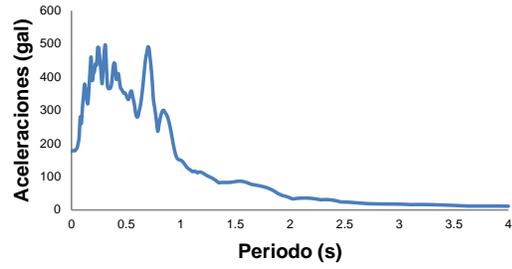
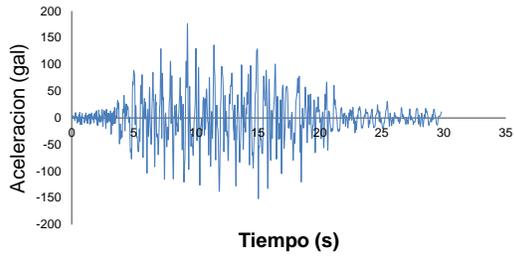
Registro No.24 y espectro de aceleración (Zacatula S00E)



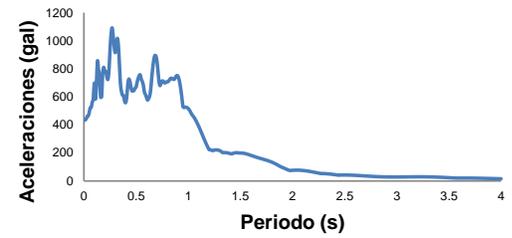
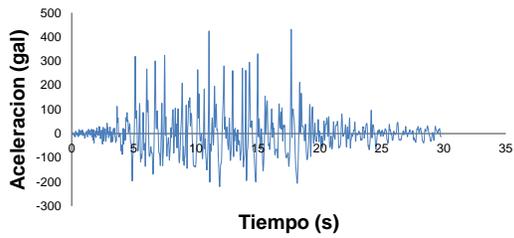
Registro No.25 y espectro de aceleración (Sicartsa Caseta Testigo 2 N00E)



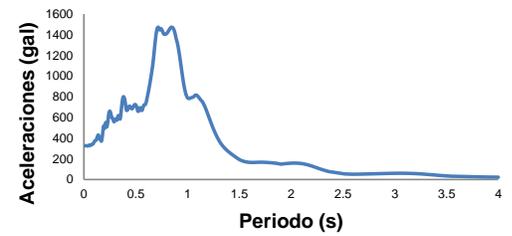
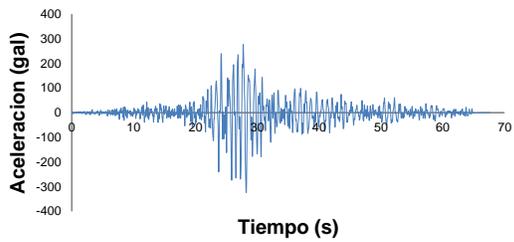
Registro No.26 y espectro de aceleración (Sicartsa Caseta Testigo 2 N90W)



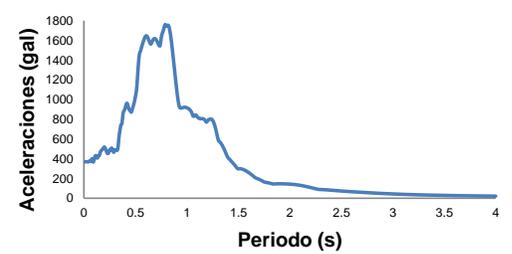
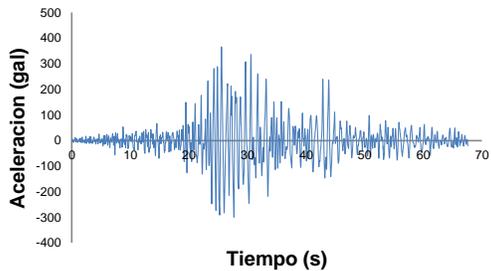
Registro No.27 y espectro de aceleración (Villita Corona Centro 4 S85W)



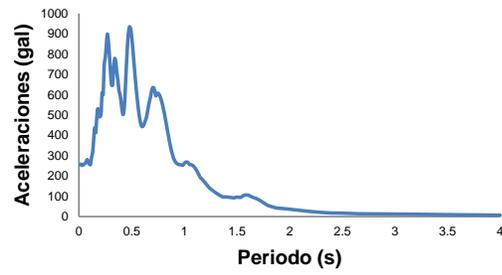
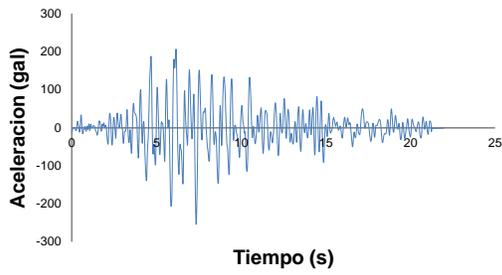
Registro No.28 y espectro de aceleración (Villita Corona Centro 4 S05E)



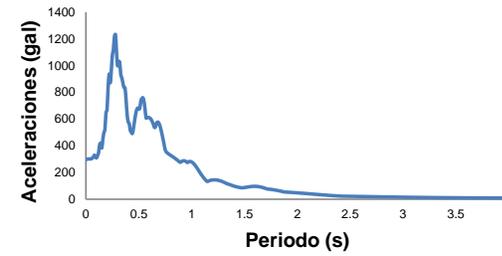
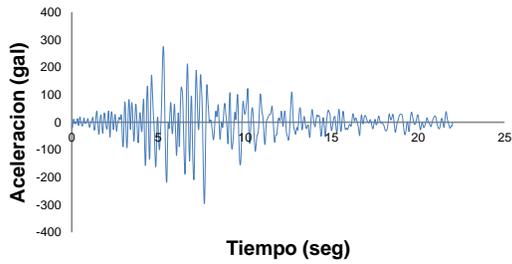
Registro No.29 y espectro de aceleración (Infiernillo Corona Centro 4 N70E)



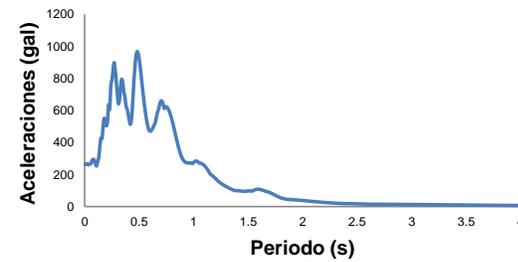
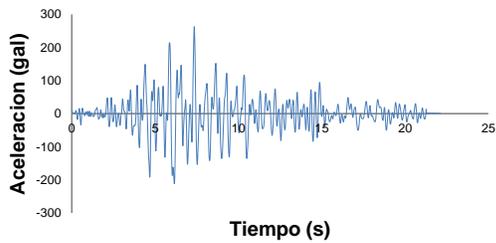
Registro No.30 y espectro de aceleración (Infiernillo Corona Centro 4 N20W)



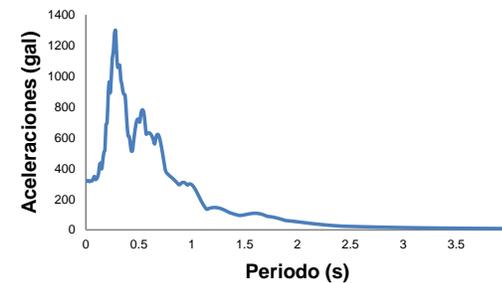
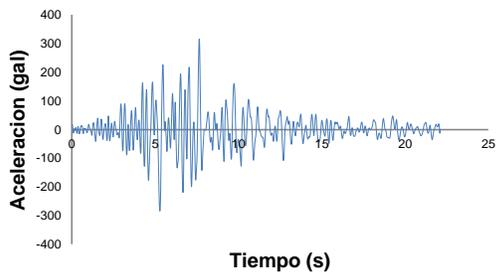
Registro No.31 y espectro de aceleración (Sicartsa Caseta Maestro N00E)



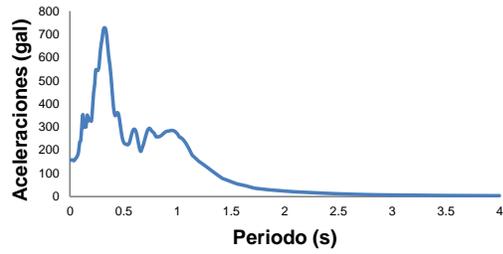
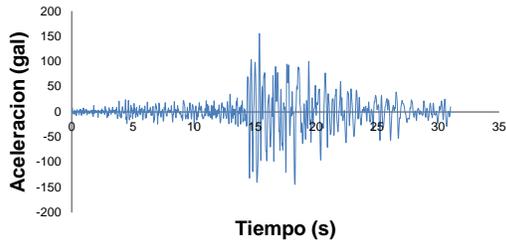
Registro No.32 y espectro de aceleración (Sicartsa Caseta Maestro N90W)



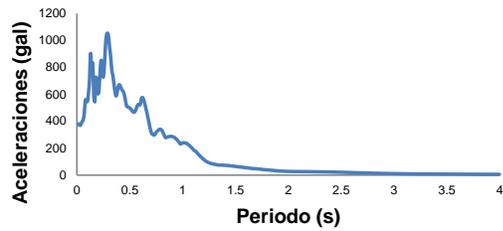
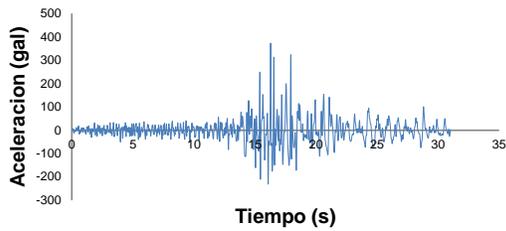
Registro No.33 y espectro de aceleración (Sicartsa Caseta Testigo N00E)



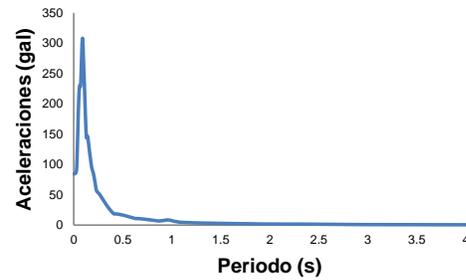
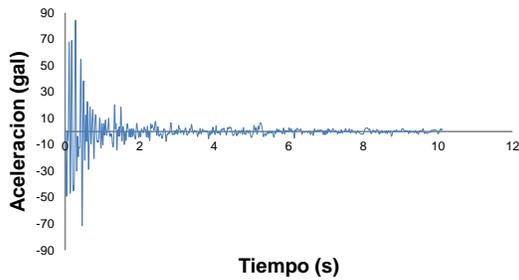
Registro No.34 y espectro de aceleración (Sicartsa Caseta Testigo N90W)



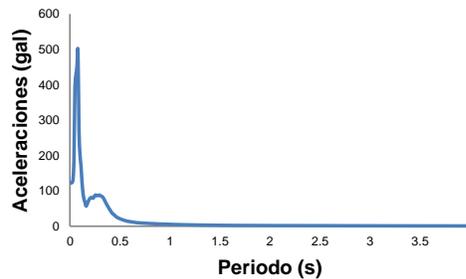
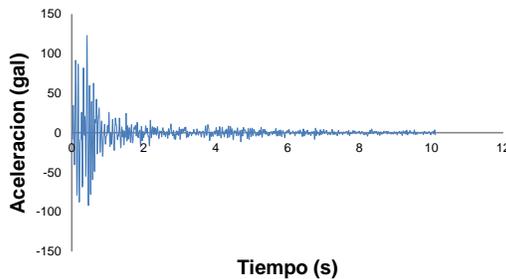
Registro No.35 y espectro de aceleración (Villita Corona Centro 3 S85W)



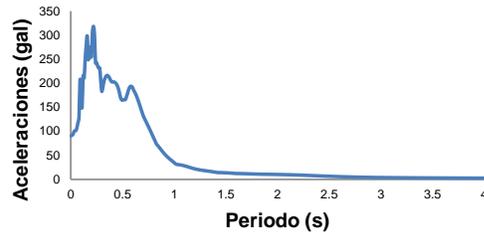
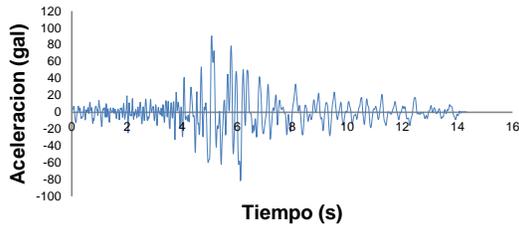
Registro No.36 y espectro de aceleración (Villita Corona Centro 3 S05E)



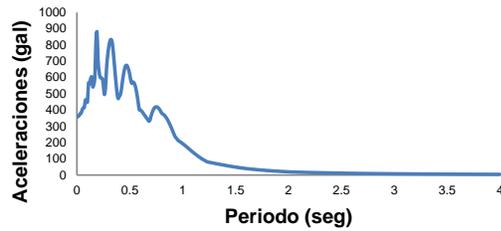
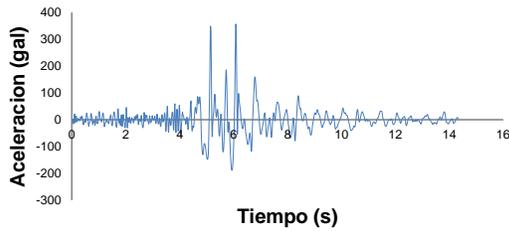
Registro No.37 y espectro de aceleración (Infiernillo Margen Izquierda N65E)



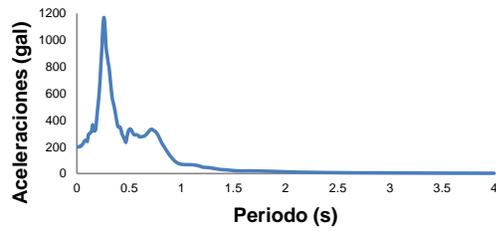
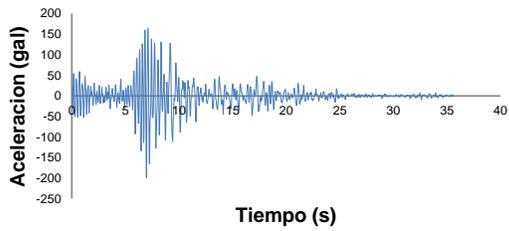
Registro No.38 y espectro de aceleración (Infiernillo Margen Izquierda N25W)



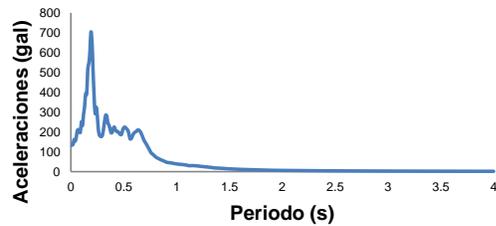
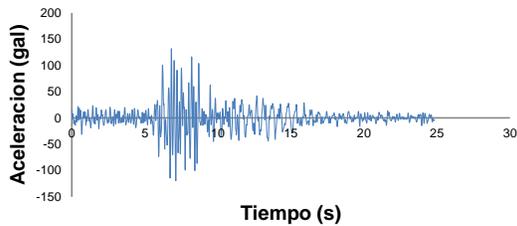
Registro No.39 y espectro de aceleración (Villita Corona Centro S85W)



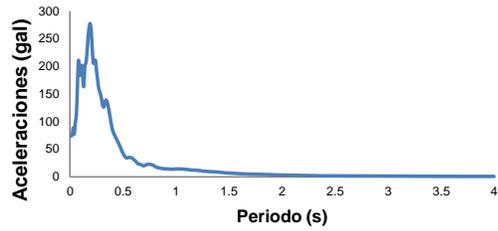
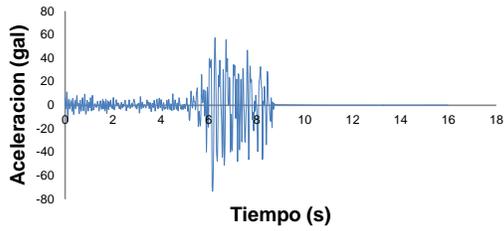
Registro No.40 y espectro de aceleración (Villita Corona Centro S05E)



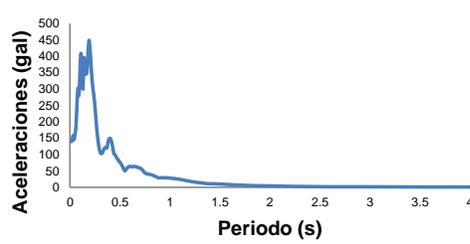
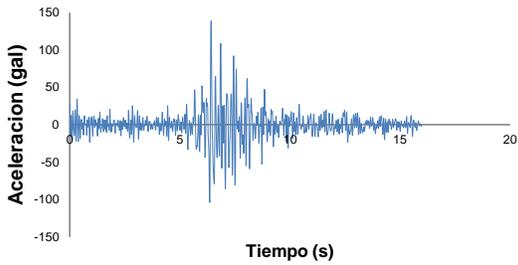
Registro No.41 y espectro de aceleración (Infiernillo Corona Centro 3 N70E)



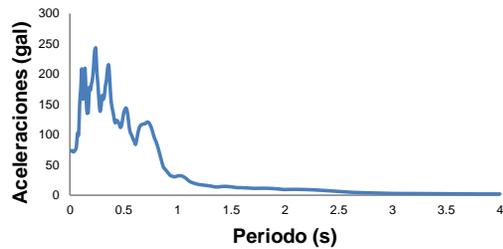
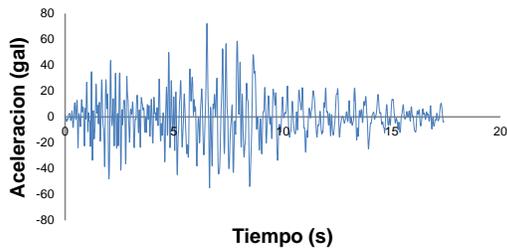
Registro No.42y espectro de aceleración (Infiernillo Corona Centro 3 N20W)



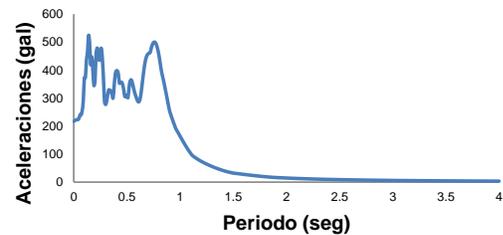
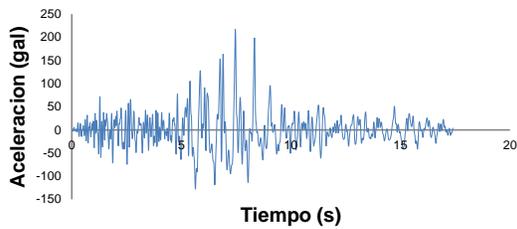
Registro No.43 y espectro de aceleración (Infiernillo Margen Izquierda 2 N65E)



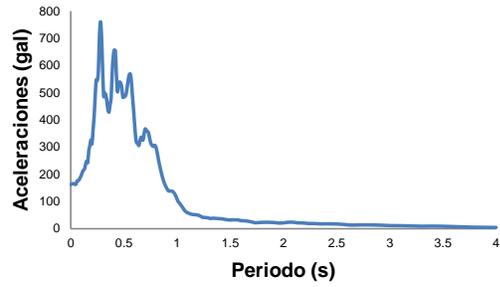
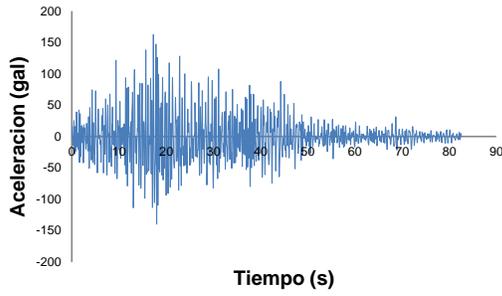
Registro No.44 y espectro de aceleración (Infiernillo Margen Izquierda 2 N25W)



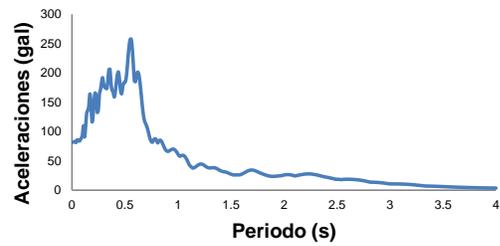
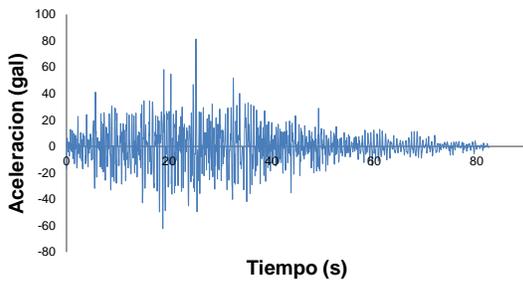
Registro No.45 y espectro de aceleración (Villita Corona Centro 2 S85W)



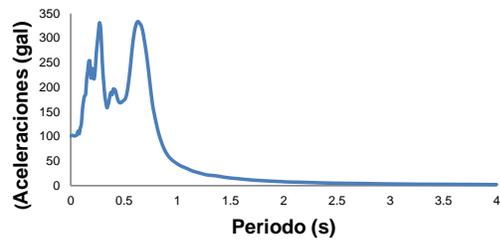
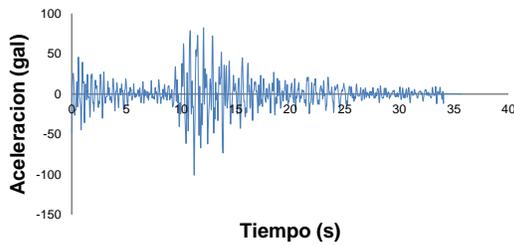
Registro No.46 y espectro de aceleración (Villita Corona Centro 2 S05E)



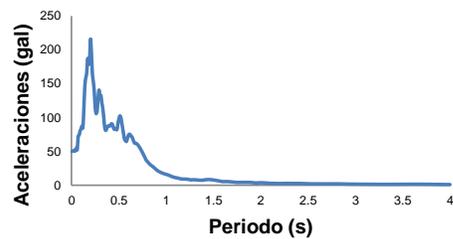
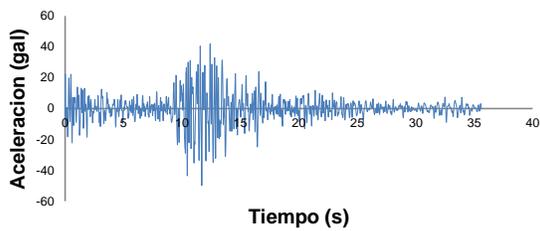
Registro No.47 y espectro de aceleración (Infiernillo Corona Centro N70E)



Registro No.48 y espectro de aceleración (Infiernillo Corona Centro N20W)



Registro No.49 y espectro de aceleración (Infiernillo Corona Centro 2 N70E)



Registro No.50 y espectro de aceleración (Infiernillo Corona Centro 2 N20W)

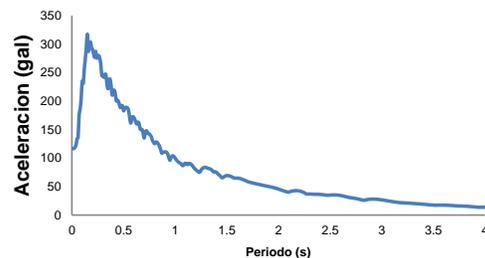
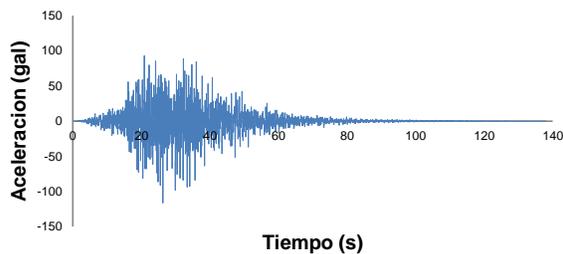


En la Tabla A2 se muestran los registros sísmicos utilizando el programa Prodisis v4.1, para distintos periodos de retorno, se muestra de izquierda a derecha: el número de simulación, el nombre otorgado, el periodo de retorno, la longitud, aceleración máxima de registro y de espectro.

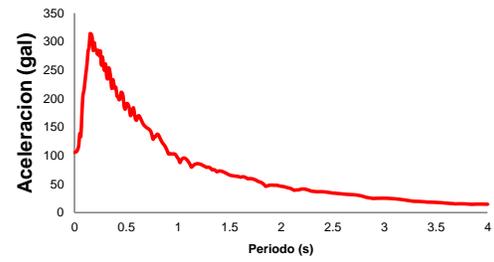
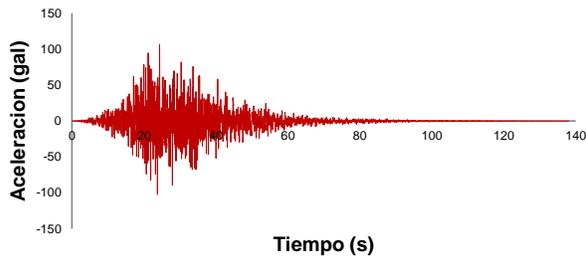
Tabla A2 Se enlistan los registros de sismos simulados (Prodisis v4.1)

Simulación No.	Nombre	Periodo de retorno años	Longitud (s)	Aceleración máxima (gal)	Aceleración espectral máx. (gal)
1	P-R1-50-116.5	50	138.06	116.50	317.37
2	P-R2-50-105.8			105.82	313.91
3	P-R3-50-103.2			103.21	309.90
4	P-R4-50-99.97			99.97	318.37
1	P-R1-100-143.20	100	138.06	143.20	460.24
2	P-R2-100-140.90			140.90	469.24
3	P-R3-100-156.94			156.94	475.18
4	P-R4-100-158.41			158.41	473.55
1	P-R1-200-221.60	200	138.06	221.60	646.59
2	P-R2-200-253.97			253.97	641.77
3	P-R3-200-225.30			225.30	653.99
4	P-R4-200-248.80			248.80	653.12
1	P-R1-500-313.98	500	138.06	313.98	960.28
2	P-R2-500-307.93			307.92	961.62
3	P-R3-500-388.14			388.14	968.36
4	P-R4-500-329.82			329.82	1003.02
5	P-R5-500-293.87			293.87	1000.83
1	P-R1-1000-382.12	1,000	138.06	382.12	1263.10
2	P-R2-1000-373.80			373.80	1284.19
3	P-R3-1000-443.15			443.15	1300.85
4	P-R4-1000-394.30			394.30	1310.02
5	P-R5-1000-484.41			484.41	1253.52

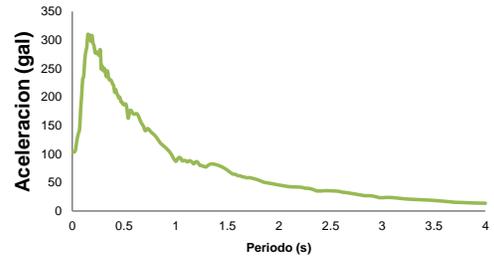
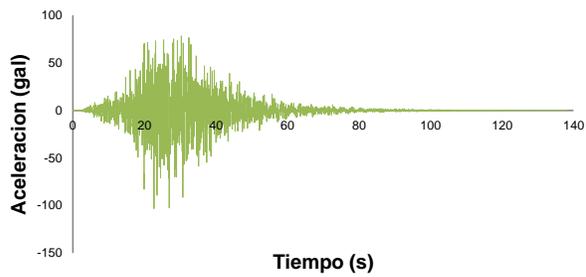
A continuación se ilustran las respuestas de los registros simulados así como su espectro de aceleraciones para un amortiguamiento del 5% del crítico.



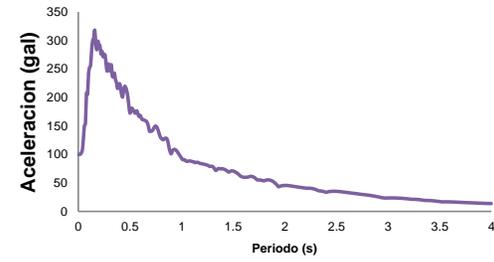
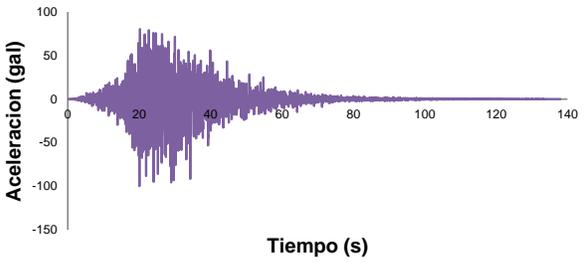
P-R1-50-116.50y espectro de aceleración correspondiente



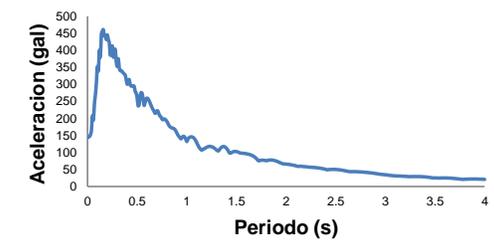
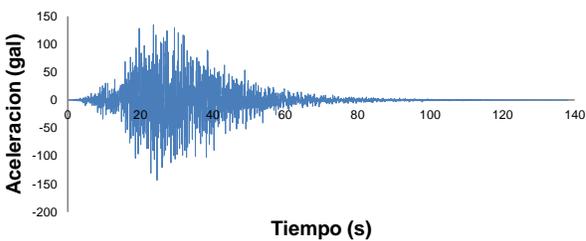
P-R2-50-105.82y espectro de aceleración correspondiente



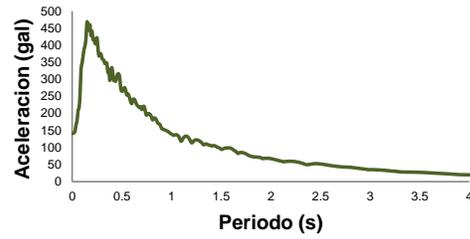
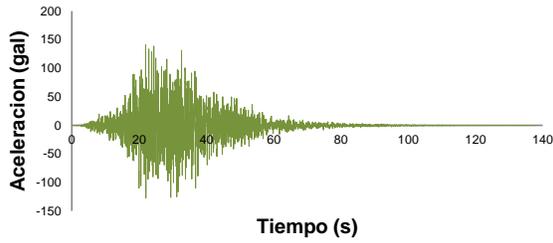
P-R3-50-103.21y espectro de aceleración correspondiente



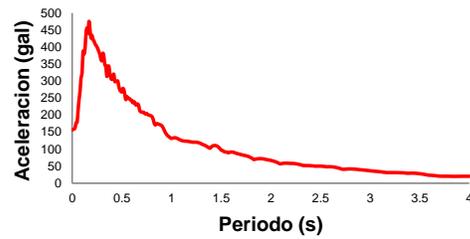
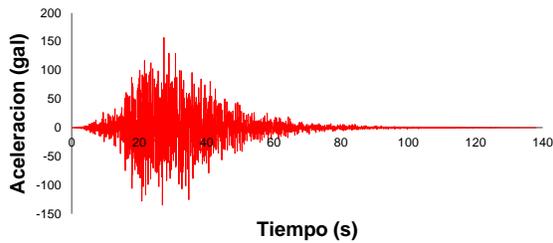
P-R4-50-99.97y espectro de aceleración correspondiente



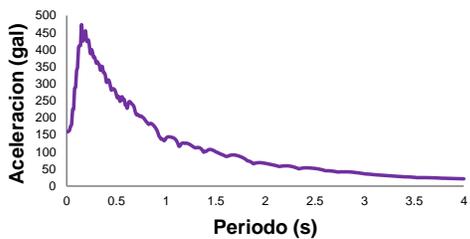
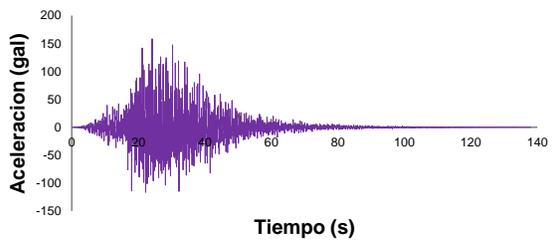
P-R1-100-143.20y espectro de aceleración correspondiente



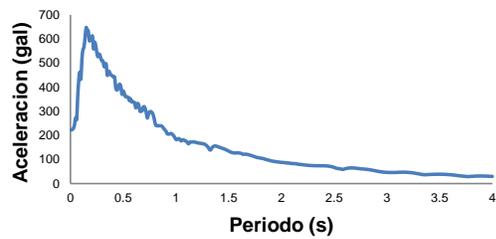
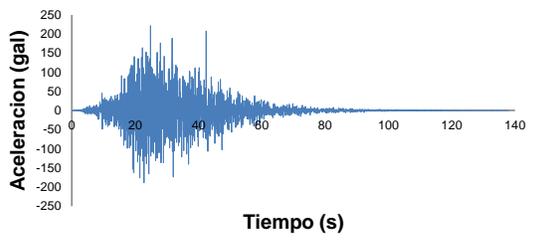
P-R2-100-140.90y espectro de aceleración correspondiente



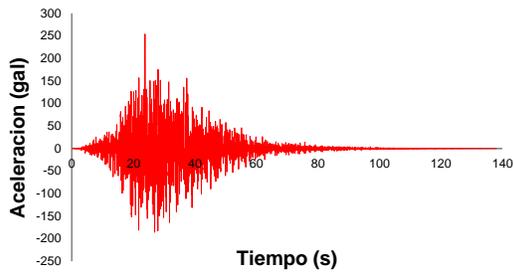
P-R3-100-156.94y espectro de aceleración correspondiente



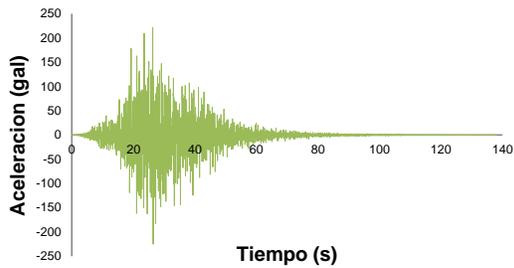
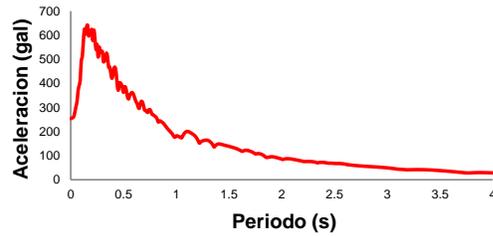
P-R4-100-158.41y espectro de aceleración correspondiente



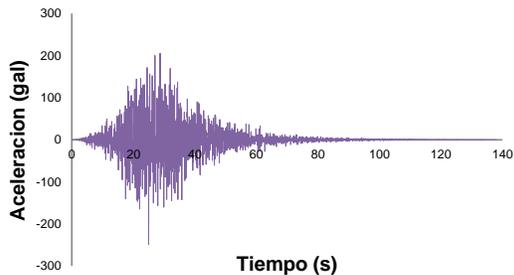
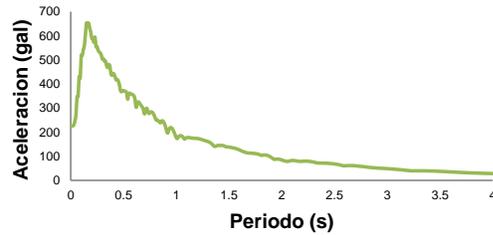
P-R1-200-221.60y espectro de aceleración correspondiente



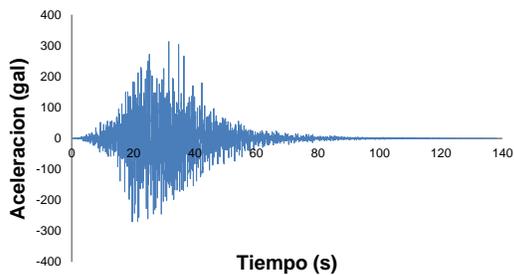
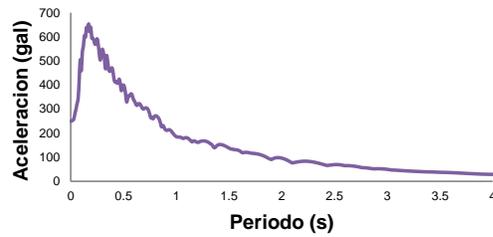
P-R2-200-253.97y espectro de aceleración correspondiente



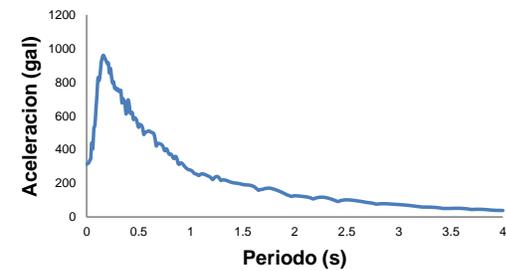
P-R3-200-225.30y espectro de aceleración correspondiente

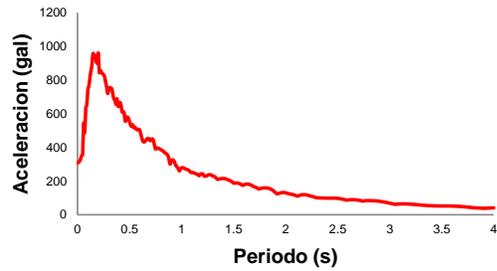
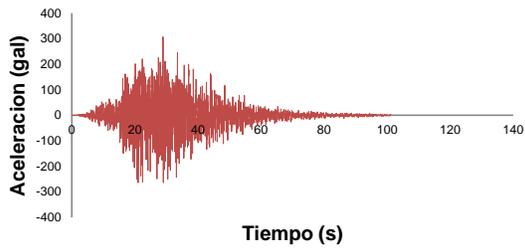


P-R4-200-248.80y espectro de aceleración correspondiente

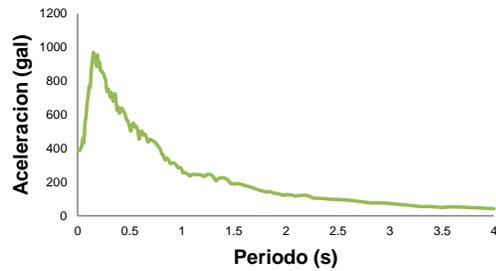
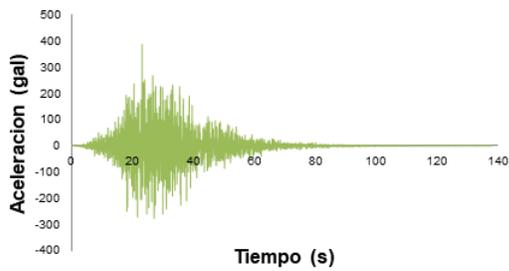


P-R1-500-313.98y espectro de aceleración correspondiente

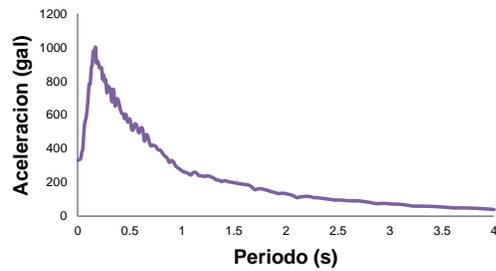
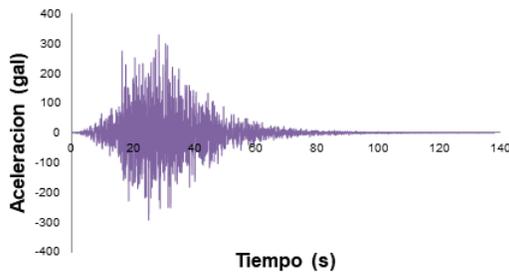




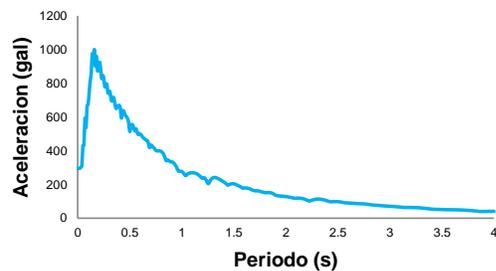
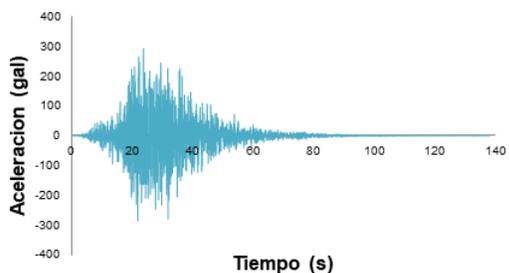
P-R2-500-307.93y espectro de aceleración correspondiente



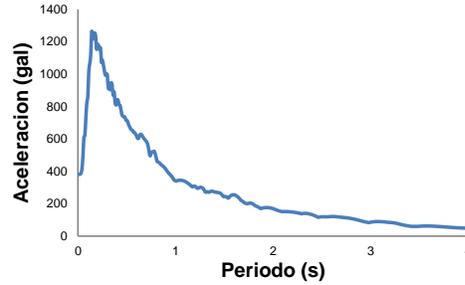
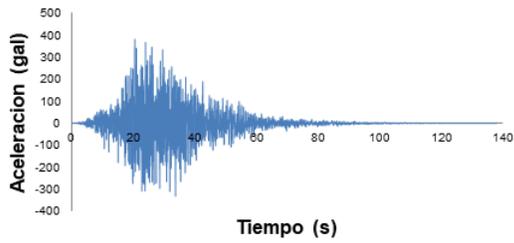
P-R3-500-388.14y espectro de aceleración correspondiente



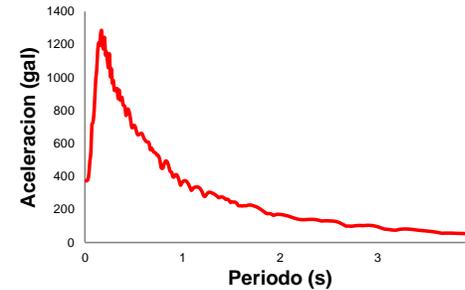
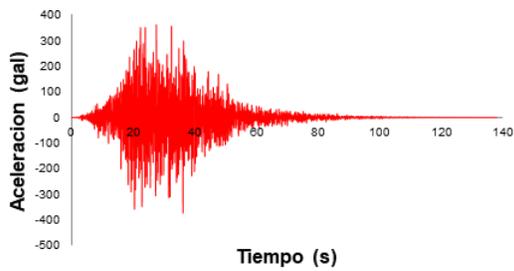
P-R4-500-329.82y espectro de aceleración correspondiente



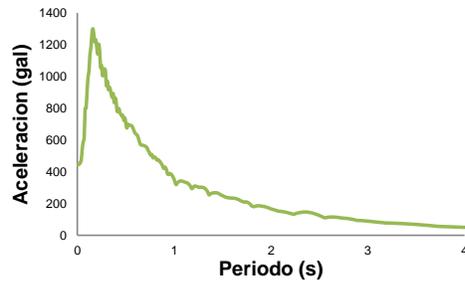
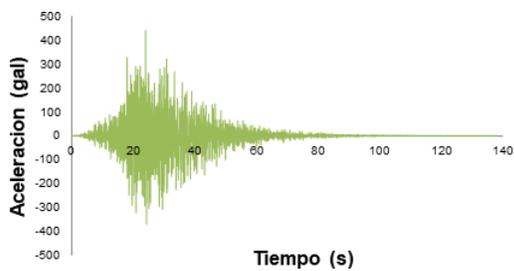
P-R5-500-293.17y espectro de aceleración correspondiente



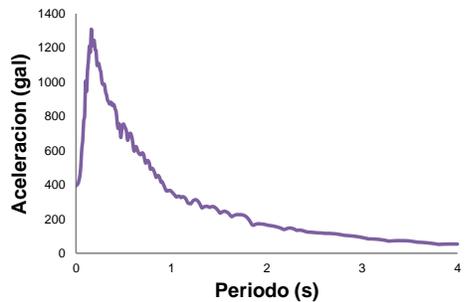
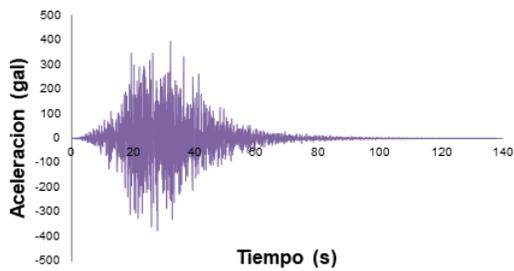
P-R1-1000-382.12y espectro de aceleración correspondiente



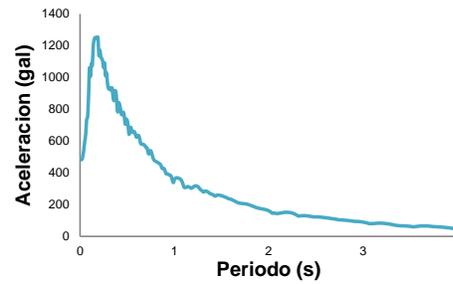
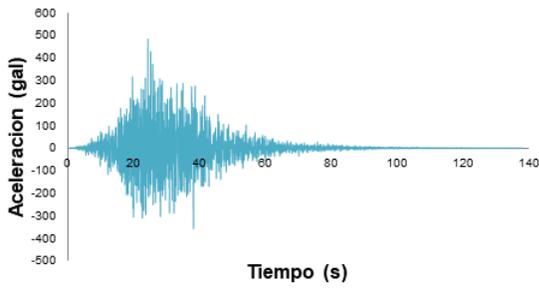
P-R2-1000-373.80y espectro de aceleración correspondiente



P-R3-1000-443.15y espectro de aceleración correspondiente



P-R4-1000-394.30y espectro de aceleración correspondiente



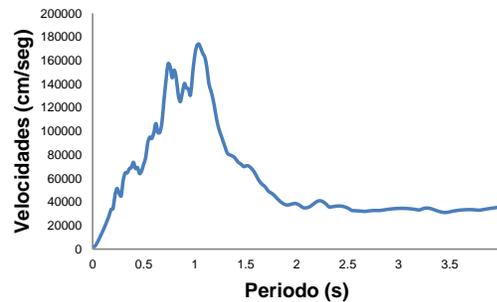
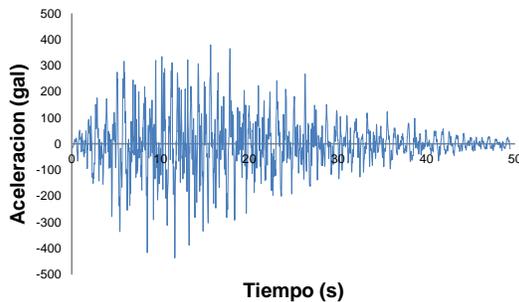
P-R5-1000-484.41y espectro de aceleración correspondiente

En la Tabla A3 se muestran los registros sísmicos utilizando el programa SeismoArtif, para distintos periodos de retorno utilizando como semilla el espectro de aceleraciones del registro Villita Corona centro 5, se muestra de izquierda a derecha: el número de simulación, el nombre otorgado, el periodo de retorno, la longitud, aceleración máxima de registro y de espectro.

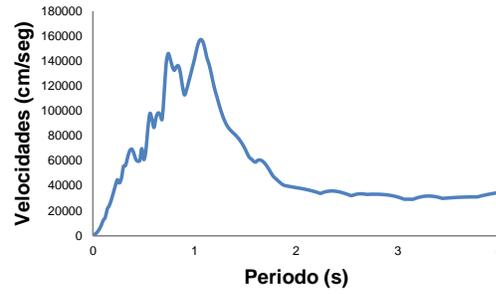
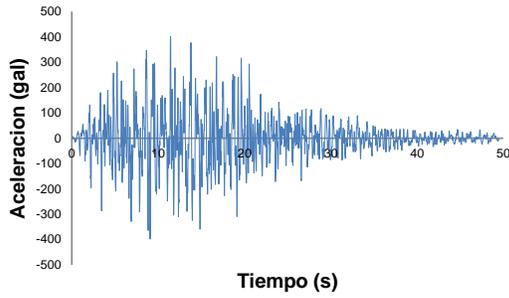
Tabla A3 Se enlistan los registros de sismos simulados (SeismoArtif) en base a espectros de velocidades.

Simulación No.	Nombre	Periodo de retorno años	Longitud (s)	Aceleración máxima (gal)	Velocidad espectral máx. (cm/seg)
1	V-R1-50-436.75	50	49.46	436.75	159395.976
2	V-R2-50-401.00			401.00	157365.523
3	V-R3-50-439.36			429.36	158432.987
1	V-R1-100-488.40	100	49.46	488.75	163172.472
2	V-R2-100-546.13			546.13	169359.272
3	V-R3-100-533.00			533.00	165276.967
4	V-R4-100-497.53			497.50	163286.752

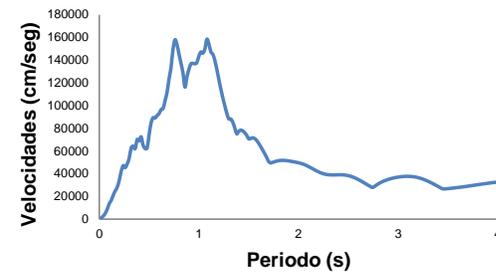
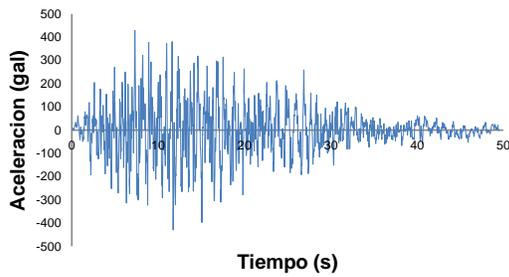
A continuación se ilustran las respuestas de los registros simulados así como su espectro de velocidades para un amortiguamiento del 5% del crítico.



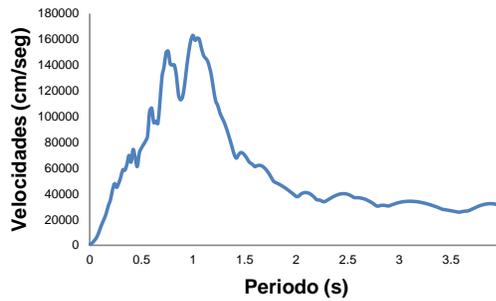
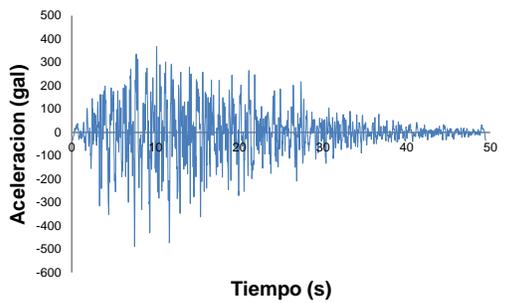
V-R1-50-436.75y espectro de velocidades correspondiente



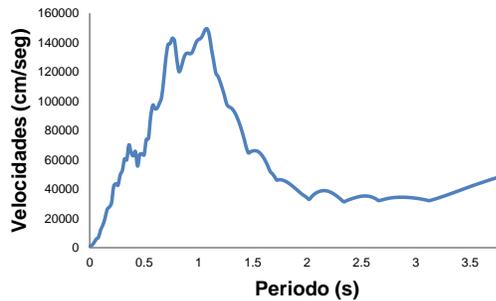
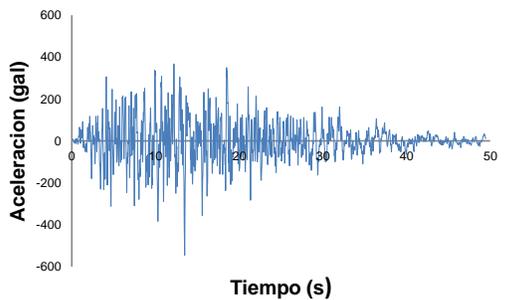
V-R2-50-401 y espectro de velocidades correspondiente



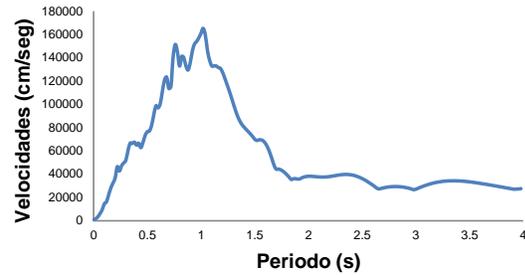
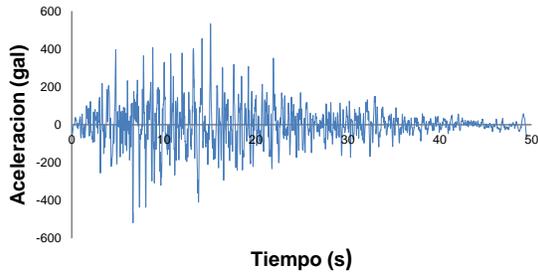
V-R3-50-439.36 y espectro de velocidades correspondiente



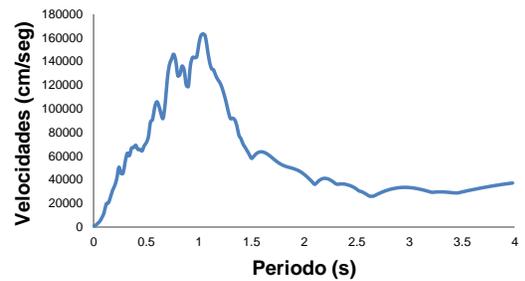
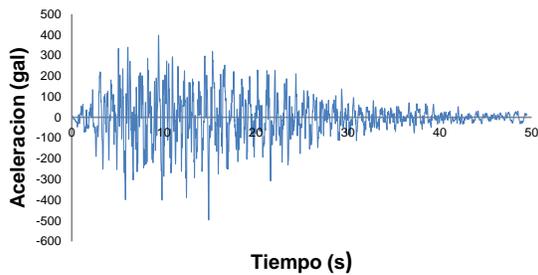
V-R1-100-488.40 y espectro de velocidades correspondiente



V-R2-100-546.13 y espectro de velocidades correspondiente



V-R3-100-533.0 y espectro de velocidades correspondiente



V-R4-100-533.0 y espectro de velocidades correspondiente

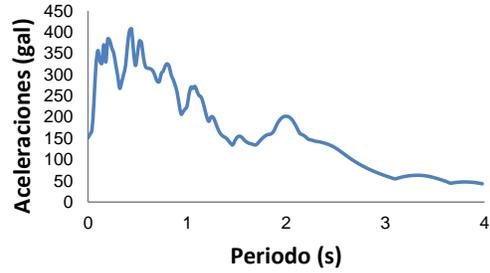
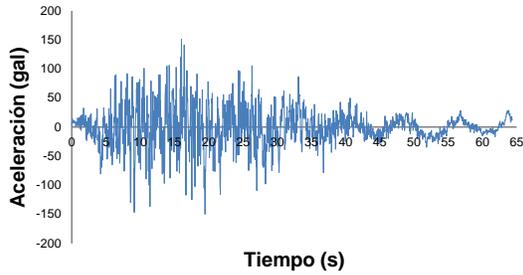
En la Tabla A4 se muestran los registros sísmicos utilizando el programa SeismoArtif, para distintos periodos de retorno utilizando como semilla el espectro de aceleraciones del registro Caleta de Campos, se muestra de izquierda a derecha: el número de simulación, el nombre otorgado, el periodo de retorno, la longitud, aceleración máxima de registro y de espectro.

Tabla A4 Se enlistan los registros de sismos simulados (SeismoArtif) en base a espectros de aceleraciones.

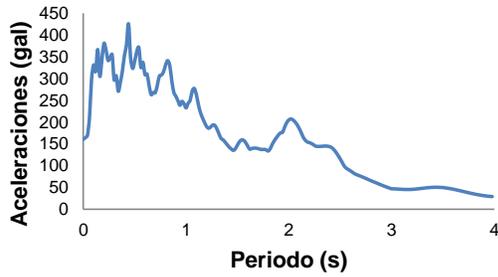
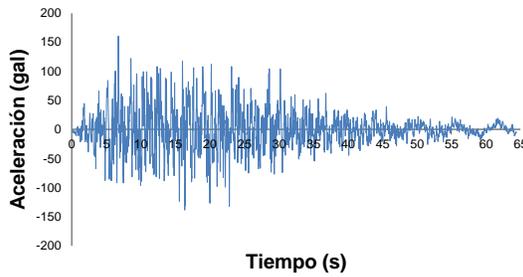
Simulación No.	Nombre	Periodo de retorno años	Longitud (s)	Aceleración máxima (gal)	Aceleración espectral máx. (gal)
1	A-R1-50-151.3	50	64.37	151.3	407.30
2	A-R2-50-160.6		64.37	160.6	425.56
3	A-R3-50-124.5		36.86	124.5	414.06
1	A-R1-100-170.8	100	64.39	170.8	414.72
2	A-R2-100-170.8		36.86	170.8	403.76
3	A-R3-100-160.7		64.37	160.7	425.56



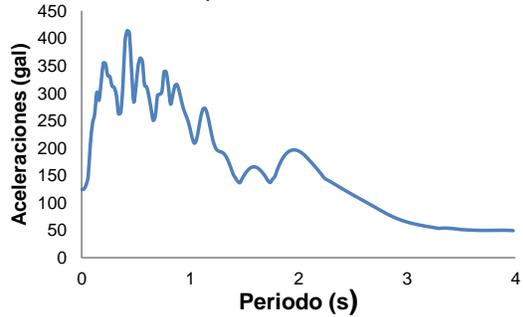
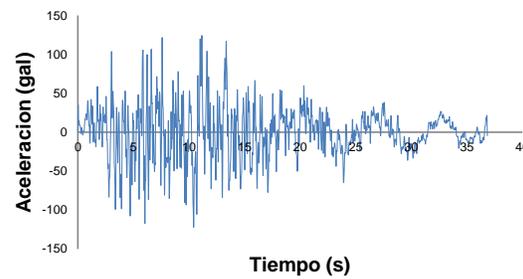
A continuación se ilustran las respuestas de los registros simulados así como su espectro de velocidades para un amortiguamiento del 5% del crítico.



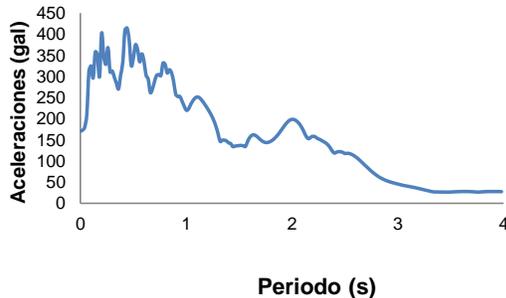
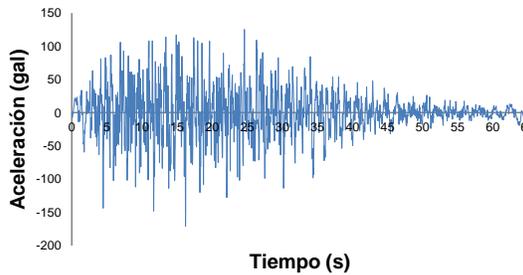
A-R1-50-151.3y espectro de aceleraciones correspondiente



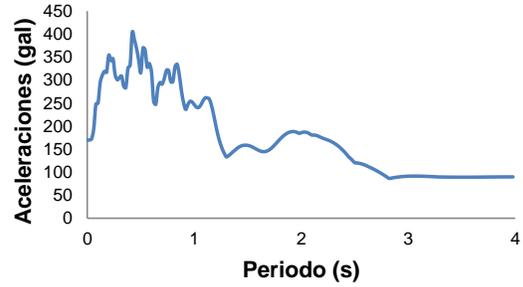
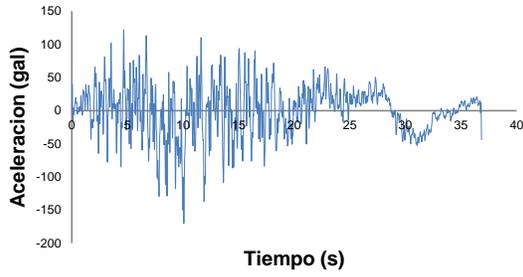
A-R2-50-160.6 y espectro de aceleraciones correspondiente



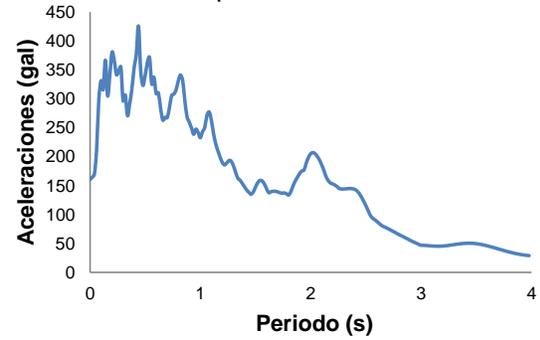
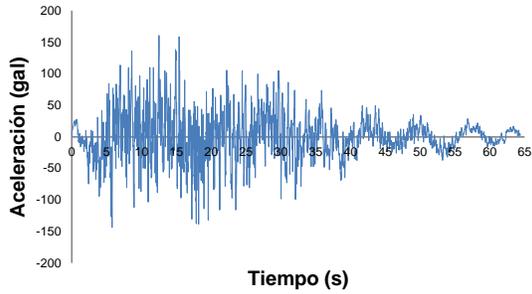
A-R4-50-124.5 y espectro de aceleraciones correspondiente



A-R1-100-170.8 y espectro de aceleraciones correspondiente



A-R2-100-170.8 y espectro de aceleraciones correspondiente



A-R3-100-160.8 y espectro de aceleraciones correspondiente



# ANEXO B

## ELEMENTOS DE ENLACE (LINK)

### B-I INTRODUCCIÓN

En la actualidad existen programas para resolver problemas mediante modelos matemáticos con los cuales se realiza una representación idealizada de la realidad, lo que llega a implicar varios aspectos como:

- a).- Una idealización la cual siempre requiere un grado de simplificación
- b).- Las hipótesis que se plantean requieren un grado de exactitud
- c).- La exactitud p lleva implícito un error.

Un modelo nos ayuda a comprender y entender el comportamiento que desarrolla una estructura en la realidad.

Existen tres tipos de modelos; Físicos (Representación física modelos experimentales), matemáticos (Resueltos por medio de ecuaciones) y/o numéricos o también llamados computacionales (Representación numérica).

Para la realización de este trabajo de investigación se decide realizar un modelo computacional elaborado en el programa SAP 2000, el cual funciona por medio de marices.

### B.1 PROGRAMA SAP 2000

El software SAP 2000 Fue creado por una empresa CSI, Computer and Structures, Inc. En Berkeley, California, EEUU. A lo largo de su nacimiento ha presentado varias versiones con el paso del tiempo realizando mejoras e incorporando base de datos para que al usuario le sea más sencilla la manipulación. En la actualidad puede resolver variedad de problemas en un tiempo muy corto.

Se pueden modelar y analizar estructuras en 2d y 3d tratando de representar en lo más posible una estructura real, además de contar con la opción de aplicar varios tipos de análisis (estático, modal, tiempo-historia, etc.)



Dentro de muchos parámetros que existen están los dispositivos de control sísmico representados en el modelo por medio de propiedades de enlace (Link), donde se pueden ingresar las propiedades y características correctas para una representación adecuada.

### B.1.1 ELEMENTOS DE CONEXIÓN (LINK)

SAP 2000 dispone de un menú variado de elementos de conexión para una representación más precisa del comportamiento de la estructura. Incluye elementos de conexión lineales, multilineales elásticos, multilineales plásticos, elementos de contacto (“Gaps” y “Hooks”, amortiguadores, elementos de fricción y aisladores de base (“Friction Isolator”, “Rubber isolators”, “T/C Isolators”, y “Triple Pendulum Isolators”).

Los elementos utilizados para la elaboración de los modelos de los puentes fueron tres:(1) Gap,(2) Hook y (3) Rubber Isolator, los dos primeros utilizados para representar las juntas de dilatación y el tercero empleado para introducir los dispositivos de aislamiento sísmico, a continuación una breve descripción de cada uno.

### B.1.2 LINK TIPO HOOK (Gancho)

En la Figura B-1 se ilustra el link tipo Hook que tiene la función de permitir un desplazamiento libre hasta un valor fijado, de manera que una vez que la fuerza ejercida provoca dicho desplazamiento, el link HOOK ya no permite que siga mayor desplazamiento.

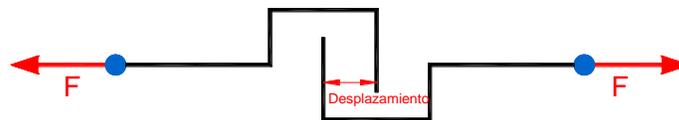


Figura B-1 Elemento tipo HOOK (Gancho)

### B.1.3 LINK TIPO GAP (Hueco)

En la Figura B-2 se ilustra el link GAP, cuyo comportamiento es opuesto al link tipo Hook; es decir, este elemento permite la compresión hasta un determinado valor fijado, a partir del cual ya no podrá permitir desplazamientos.



Figura B-2 Elemento tipo GAP (Hueco)



### B.1.4 LINK TIPO RUBBER ISOLATOR (Aislador sísmico)

En la Figura B-3 se ilustra el link tipo RUBBER ISOLATOR, con el cual se representa en el modelo el aislador sísmico, este es un resorte con las propiedades del aislador, funcionando en un rango lineal el cual tendremos que conocer la rigidez inicial y en un rango no lineal cuando sobrepasa un desplazamiento determinado teniendo un comportamiento plástico.



Figura B-3 Elemento tipo RUBBER ISOLATOR (Aislador sísmico)

### B 1.5 MODELO DE JUNTAS DE DILATACIÓN

La existencia de juntas de dilatación en cada apoyo, sirven para absorber deformaciones de materiales así como posibles movimientos que sufrirá el puente durante el periodo de vida útil.

Como se ha mencionado los elementos link (“Gap y Hook”) nombrados Hueco y Gancho se asignan de la misma manera que el aislador, que serán colocados en el sentido transversal del puente simulando las juntas de dilatación de manera alternada Figura B-4.

En los extremos se debe tener especial cuidado ya que al no realizar la configuración de la Figura B-4 se tendrán un modelo erróneo, se puede observar que para apoyos extremos se coloca un apoyo empotrado esto para representar el respaldo del diafragma del apoyo extremo.

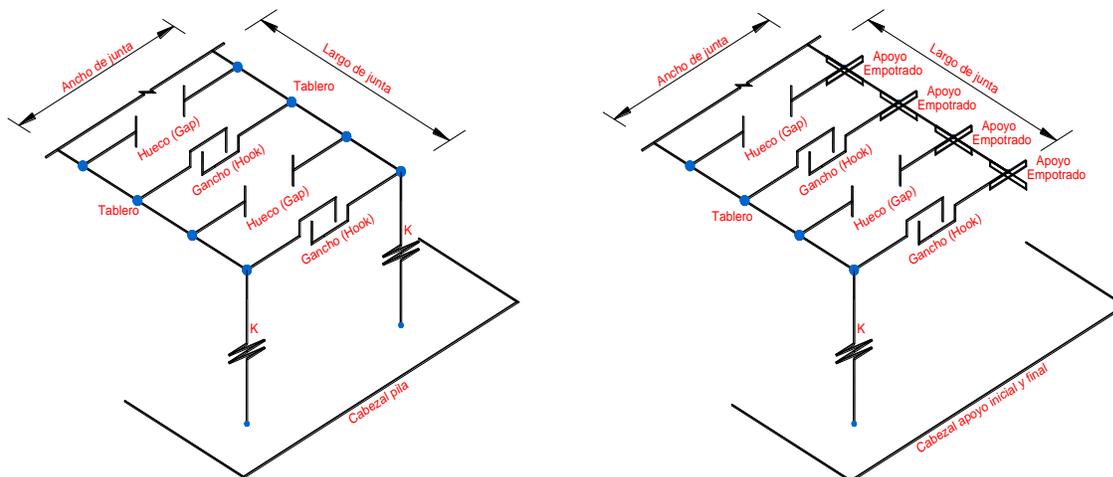


Figura B-4 Modelado de juntas en apoyos extremos e intermedios



# ANEXO C

## ELEMENTOS DE ENLACE (LINK)- VIGA RIGIDA

### C 1.1 PERIODOS DE VIBRAR SIN AISLAMIENTO

Para conocer los valores de los periodos en cada uno de los modos de vibrar, se eligen en los elementos link la opción (“Fixed”) en direcciones X, Y y Z, donde se deberá asignar una rigidez inicial infinita (Figura C5), con la finalidad de vincular la superestructura con la subestructura del puente.

Se puede incurrir en errores en la colocación de estos elementos, donde se obtienen periodos incorrectos y por consecuencia elementos mecánicos erróneos, En la Figura C4 se muestra la forma incorrecta de modelar un elemento link, donde se colocan en sus extremos apoyos fijos y móviles para representar la condición en que se encuentra el puente sin adicionar ninguna clase de aislador sísmico.

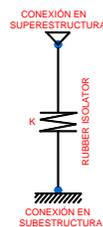


Figura C-4 Modelado de Link incorrecto

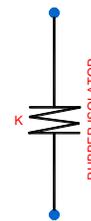


Figura C-5 Modelado de Link correcto

Se realizan análisis en los tres puentes Infiernillo I, Infiernillo II y Pinzandarán con las condiciones de las Figuras C4 y C5, obteniendo periodos distintos, y donde el modelo del puente Infiernillo II se obtienen diferencias de periodos de más de dos veces ilustradas en la Tabla B-1.

Al obtener periodos en los puentes Infiernillo II Y Pinzandarán resultan valores muy similares, lo que resulta poco probable por las características y condiciones geométricas de ambos puentes. Al obtener esfuerzos cortantes y desplazamientos en cabezales, se registran diferencias considerables ya que el puente Pinzandarán registra cortantes casi nulos, esto es poco probable ya que al introducir una fuerza sísmica esta debe producir un comportamiento en la estructura reflejada en los elementos mecánicos y desplazamientos.



La Tabla C-1 se muestran los periodos obtenidos de los análisis realizados en el puente Infiernillo II incorporando las condiciones de las Figuras B-4 y B-5, el incremento de periodo obtenido es de más de 2.0 veces, el cual nos llevaría a realizar un diseño sísmico con fuertes restricciones.

Tabla B-1 Comparativa de periodos con y sin restricciones en los elementos links

No de modo	Periodos puente infiernillo II sin aisladores	
	Con Restricciones	Sin restricciones
1	0,7911	1.8971
2	0,7910	1.5750
3	0,7910	1.2272
4	0,7910	1.1075
5	0,7909	1.1000
6	0,7056	0.8733
7	0,6873	0.8287
8	0,5972	0.8153
9	0,5972	0.7939
10	0,5972	0.7832
11	0,5972	0.7423
12	0,5972	0.7322

Los resultados obtenidos con la condición de la Figura C-5 se obtienen periodos coherentes, es decir; los puentes Infiernillo II, Infiernillo I y Pinzandarán registran periodos acorde a las características de los puentes, el puente Infiernillo II registra periodos mayores mientras que el puente Pinzandarán registra periodos similares en ambas condiciones, sin embargo en la obtención de esfuerzos y desplazamientos estos ya no son nulos.

Para conocer los periodos de los puentes Infiernillo I, Infiernillo II y Pinzandarán se realizaron pruebas de vibración ambiental en los dos primeros puentes obteniendo una buena aproximación con los periodos obtenidos en los modelos bajo la condición de viga rígida como se muestra en la Figura C5.

Se concluye que la forma adecuada es la mencionada en la Figura C5, ya que además de tener una buena aproximación con las pruebas de vibración ambiental se obtienen periodos más acordes en los puentes.

Al incorporar la condición de la Figura C5 y dando las propiedades de rigidez infinita se obtienen los esfuerzos cortantes para el diseño del aislador.



# ANEXO D

## MODELADO DE ENLACE (LINK) AISLADOR

### D 1.0 ELEMENTOS DE ENLACE

La asignación en SAP 2000 cuenta con una librería para definir elementos de enlace (link) los cuales fueron mencionados en el Anexo B estos son asignados por medio del menú principal (Define-Section Properties-Link/support Properties, asignar Add new Property), en donde se elige el tipo de enlace, se elige un nombre para la su identificación y posteriormente se eligen las restricciones para cada dirección X,Y, y Z. El procedimiento para el modelado de juntas de dilatación es el mismo en donde se eligen el tipo de enlace (“Gap y Hook”) que representan adecuadamente el sistema de juntas.

La asignación de elementos de enlace Link se lleva a cabo por medio de la función del menú principal de SAP 2000 (“Draw”), (Draw 2 Joint Link) y se elige del menú la función asignar en dos puntos donde se desea colocar, los elementos Link de las juntas, se colocan alternando elementos nombrados Hueco y Gancho (“Gap y Hook”).

### D 1.1 ASIGNACIÓN DE PROPIEDADES COMO VIGA RIGIDA

Los análisis de los puentes Infiernillo I, Infiernillo II y Pinzandarán sin aislamiento se modelaron los elementos de enlace como viga rígida mencionada en el Anexo C, en la Figura D1 se muestra la captura de pantalla donde se muestra la identificación del sistema de enlace (Link) y sus propiedades donde se deben llenar los siguientes campos por el usuario:

1.-Property Name, en este apartado se elige el nombre de identificación, para el modelo se asignó el nombre de aislador.

2.-Dirección, se elige la restricción donde existe la opción desplazamientos y rotaciones, identificados como: (1) con la letra U y (2) con la letra R, donde se proporciona una rigidez infinita como se menciona en el Apéndice C, para el modelo se restringen todas las direcciones y rotaciones.



3.-Type, aquí se despliega un menú donde se puede elegir el tipo de enlace o soporte donde las opciones son: Lineal, Elástico multilíneal, Plástico multilíneal, Damper exponencial, Amortiguador bilíneal, Amortiguador resorte de fricción, hueco, gancho, plástico (cuando), Aislador de goma, Aislador de fricción, Aislador de fricción, aislador de fricción t/c, y triple péndulo, en este análisis no se cuenta con aislador sin embargo para fines de continuidad del modelo se asignó el tipo de aislador de goma (Rubber Isolator).

4.-Nonlinear, El rango donde trabaja se elige seleccionando una casilla para activar esta opción, para el modelo se elige el caso Lineal ya que únicamente la función será la obtención de esfuerzos en estos elementos.

En una segunda parte se eligen las propiedades para todos los casos de análisis en donde se llenan las siguientes propiedades:

5.-Effective Stiffness, es la rigidez efectiva, para los modelos se asigna una rigidez infinita la cual se asigna paulatinamente al realizar varios análisis, en donde una vez que no cambia el periodo en la estructura se adopta dicha rigidez efectiva.

6.-EffectiveDamping, en esta opción se colocará el amortiguamiento efectivo, para el caso de los modelos es cero.

Se eligen del menú principal las restricciones en desplazamiento y rotaciones en las tres direcciones, se asignan las propiedades como viga infinitamente rígida, para obtener los esfuerzos para el diseño del aislador.

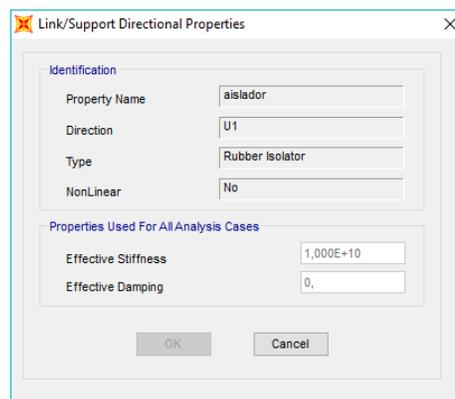


Figura D-1 Interfaz de usuario, propiedades para el modelado como viga rígida en SAP 2000

## D 1.2 ASIGNACIÓN DE PROPIEDADES CON AISLADOR NUCLEO DE PLOMO

El programa SAP 2000 muestra dos opciones para definir las propiedades del aislador según el análisis que se desea, (1) Lineal y (2) No lineal. Los resultados que se obtienen fueron a partir del segundo análisis.

Los campos llenados en el menú una vez elegido el tipo de aislador (Rubber isolator), y el tipo de análisis (NoLineal) son llenados de la misma manera como se mencionó excepción de datos para análisis de No Linealidad.



Para la Figura D-2a, en el caso de Linealidad la rigidez efectiva, para el modelo es  $k_z = 3317.5 \text{ Kn}$ , el amortiguamiento efectivo es cero, y en la Figura D-2b para la sección de propiedades usadas para todos los casos de análisis (Properties Used For Linear Analysis Cases) la rigidez efectiva para el modelo es  $k_d = 2.26 \text{ kN/mm}$

En la sección, (Shear Deformation Location) los campos a llenar son:

1.-Distance from end-J, referente a la distancia en que se presenta la fuerza cortante, lo recomendable es utilizarse a la mitad de la altura del aislador que para el modelo es de 164 mm.

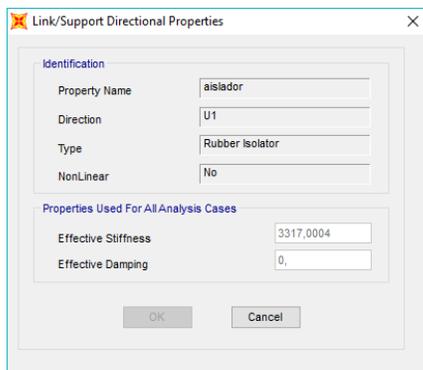
En la sección (Properties used for Nonlinear Analysis Cases) los campos a ser llenados son:

1.-Stiffness, es la Rigidez del Aislador para el análisis (No Lineal), para el modelo es  $F_y = 235 \text{ kN}$

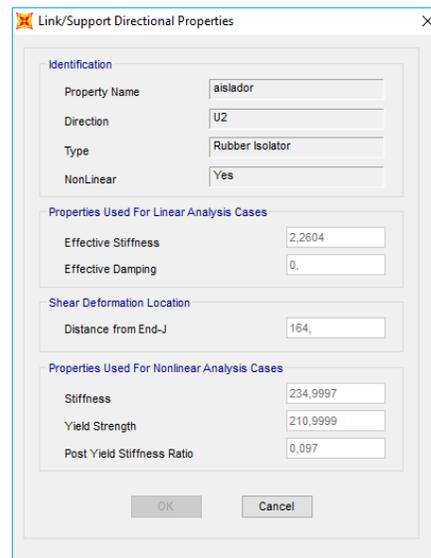
2.-Yield Strength, es la Fuerza de resistencia al pasar del análisis de Lineal al No Lineal, para el modelo es  $Q_d = 211.115 \text{ kN}$

3.-Post Yield Stiffness Ratio, es la relación de Rigidez del plomo entre la rigidez post elástica para el modelo es  $K_d \text{ y } K_I = 0.097 \text{ Kn/mm}$

En la Figura D-2 se muestra la interfaz de usuario con los campos para ser ingresados por el usuario, en la Figura D-2a y D2-b se muestran los datos ingresados producto del cálculo del aislador núcleo de plomo.



a) Propiedades para análisis lineal



b) Propiedades para análisis no lineal

Figura D-2 Interfaz de usuario, propiedades de aislador núcleo de plomo en SAP 2000

