



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS
DE HIDALGO
Facultad de Ingeniería Civil

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

PARÁMETROS ÓPTIMOS DE UN SISTEMA DE
AISLAMIENTO PARA PUENTES IRREGULARES EN
ALTURA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

PRESENTA
DORIAN VILLANUEVA MONROY

DIRECTOR DE TESIS:
DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN, MARZO DE 2011



AGRADECIMIENTOS

A mis padres:

Sr. Manuel Villanueva Bustamante.

Sra. Socorro Monroy Pasos.

Por darme el ser, su apoyo incondicional y sus sabios consejos en los buenos y malos momentos.

A mi familia:

A mis hermanos: Cristian Villanueva Monroy y Jazmin Villanueva Monroy.

A mi novia: Alejandra Ramos Plasencia.

Agradezco su apoyo incondicional.

A todos mis amigos que me brindaron su apoyo.

Al Dr. José Manuel Jara Guerrero:

Por otorgarme todas las facilidades para la realización de este trabajo, por sus consejos y compartir parte de su conocimiento.

A mis maestros:

Alma Rosa Sánchez, J. Jesús Álvarez, Jorge Ruiz, Eugenio Macías, Hugo Hernández, Manuel Jara, Bertha A. Olmos y Rafael Rojas. Gracias por compartirme algo de sus conocimientos y consejos.

A CONACYT:

Por haberme otorgado la beca que hizo posible la realización del presente trabajo.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo:

Por haberme prestado el centro de cómputo para la realización de los análisis y otorgarme una beca.

OBJETIVOS

Objetivo general.

Determinar parámetros que describan el comportamiento de un sistema de aislamiento sísmico, para mejorar la respuesta sísmica de un puente con columnas irregulares en altura.

Objetivos particulares:

Evaluar la demanda sísmica en cada una de las pilas de la subestructura de un puente con columnas de diferente longitud.

Cuantificar la contribución de un sistema de aislamiento en la modificación de la demanda sísmica de las pilas de diferente altura.

INTRODUCCIÓN

Muchos de los puentes construidos y que se construyen en la actualidad presentan una fuerte irregularidad en rigidez de la subestructura, debido fundamentalmente a las diferentes alturas de las pilas. El presente trabajo fue motivado por el creciente uso de sistemas de aislamiento en puentes con estas características. Los puentes que se encuentran en zonas cercanas al Océano Pacífico en México son muy atractivos para incorporar sistemas de aislamiento sísmico en ellos, debido a la gran actividad sísmica de la zona y las altas aceleraciones esperadas.

Se estudió en este trabajo el efecto sobre la respuesta de puentes irregulares en altura por el cambio de parámetros en las propiedades de los aisladores sísmicos. Esto se realizó llevando a cabo análisis dinámicos no lineales de historia en el tiempo (ANLHT) para tres tipologías de puentes, teniendo como resultado un total de 169 modelos. Se utilizaron diez registros sísmicos representativos de la demanda sísmica de las zonas cercanas al Océano Pacífico, por lo que se realizaron 1690 análisis no lineales en cada dirección (longitudinal y transversal).

Por medio de los resultados de los ANLHT se encontraron tendencias de la respuesta estructural, con las cuales fueron generadas recomendaciones generales para el prediseño de los aisladores sísmicos tomando en cuenta las características del puente. Estas fueron aplicadas a un puente aislado importante localizado en la carretera Morelia-Lázaro Cárdenas (Puente Infiernillo II), para posteriormente comparar la respuesta estructural del puente con el sistema de aislamiento original, al verse sometido a cuatro registros sísmicos escalados para diferentes periodos de retorno. Una vez realizados los ANLHT del puente Infiernillo II con los diferentes sistemas de aislamiento sísmico se obtuvieron las curvas de fragilidad utilizando un enfoque basado en índices de daño.

Por último se presenta la discusión de resultados, donde se enfatizan los puntos de mayor relevancia que se llevaron a cabo en el presente estudio. También se muestran recomendaciones generales, así como futuros estudios que se sugieren para complementar el presente trabajo.

ÍNDICE

OBJETIVOS	i
INTRODUCCIÓN	ii
ÍNDICE	iii
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABLAS	xvii
CAPÍTULO 1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO PARA PUENTES CON SISTEMA DE AISLAMIENTO	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVOS.....	1
1.2.1 Disipadores de energía	2
1.2.1.1 Comportamiento histerético por fluencia del material	2
1.2.1.2 Disipación de energía por extrusión (LED)	3
1.2.1.3 Dispositivos tipo fricción.....	4
1.2.1.4 Dispositivos de comportamiento viscoso (VF) o viscoelásticos (VE).....	5
1.2.2 Sistemas de masas resonantes (TMD).....	7
1.2.3 Amortiguadores con auto-centrado.....	7
1.2.4 Aisladores sísmicos	8
1.3 DISPOSITIVOS DE CONTROL ACTIVO	13
1.4 APLICACIONES DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS.....	14
1.5 APLICACIONES DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN PUENTES.....	17

CAPÍTULO 2. ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA..... 22

2.1 INTRODUCCIÓN	22
2.2 TECTÓNICA DE PLACAS	22
2.3 FUENTES SÍSMICAS	25
2.4 ONDAS SÍSMICAS	27
2.5 LOCALIZACIÓN DE UN TEMBLOR	29
2.6 ESCALA DE INTENSIDAD Y MAGNITUD DE UN TEMBLOR.....	31
2.7 SISMICIDAD EN MÉXICO	32
2.7.1 Brecha sísmica de Guerrero	34
2.8 ELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS	35
2.8.1 Elección de registros sísmicos para análisis dinámicos.....	36
2.9 CÁLCULO DE ESPECTROS DE SEUDOACELERACIONES	42

**CAPÍTULO 3. SELECCIÓN DE CARACTERÍSTICAS DE IRREGULARIDAD Y
MODELOS DE PUENTES..... 46**

3.1 INTRODUCCIÓN	46
3.2 GENERALIDADES SOBRE PUENTES EXISTENTES EN MÉXICO	49
3.3 GEOMETRÍA ELEGIDA PARA LOS MODELOS DE PUENTES.....	51
3.3.1 Modelos tipo uno.....	52
3.3.2 Modelos tipo dos.....	52
3.3.3 Modelos tipo tres.....	53
3.4 SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA UTILIZADA EN LOS MODELOS DE LOS PUENTES	53
3.5 MODELOS DE PUENTES REALIZADOS EN SAP2000.....	55
3.5.1 Cargas utilizadas en los diseños de los puentes	57
3.5.2 Resultados obtenidos de los análisis	59

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS SÍSMICOS DE LOS MODELOS.....	62
4.1 INTRODUCCIÓN	62
4.2 SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE LOS AISLADORES SÍSMICOS	62
4.2.1 Variación de parámetros de rigidez	63
4.2.2 Variación de parámetros de cortante	65
4.3 CÁLCULO DE LOS FACTORES DE ESCALA PARA LOS REGISTROS SÍSMICOS	67
4.4 MODELOS TRIDIMENSIONALES REALIZADOS EN EL PROGRAMA PERFORM-3D	68
4.4.1 Geometría y propiedades mecánicas de los modelos de puentes	68
4.5 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS REALIZADOS EN EL PROGRAMA PERFORM-3D	71
4.5.1 Resultados de los modelos tipo uno	71
4.5.2 Resultados de los modelos tipo dos	85
4.5.3 Resultados de los modelos tipo tres	93
4.5.4 Relación de resultados de los tres tipos de modelos	100
4.5.5 Implementación de un sistema de aislamiento con diferentes propiedades	101
4.5.6 Recomendaciones generales	105
 CAPÍTULO 5. APLICACIÓN AL PUENTE INFIERNILLO II	 106
5.1 INTRODUCCIÓN	106
5.2 DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA DEL PUENTE INFIERNILLO II	106
5.2.1 Localización	106
5.2.2 Geometría general	107
5.2.3 Juntas de dilatación	109
5.2.4 Sistema de aislamiento sísmico.....	110
5.3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO ANALÍTICO	111
5.3.1 Materiales utilizados	112
5.3.2 Modelado de la superestructura.....	112
5.3.3 Modelado de la subestructura.....	113

5.3.4 Definición de un nuevo sistema de aislamiento	115
5.3.5 Resultados de los ANLHT del puente Infiernillo II con los diferentes sistemas de aislamiento sísmico.....	118
CAPÍTULO 6. EVALUACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD DEL SISTEMA ORIGINAL Y CON EL SISTEMA DE AISLAMIENTO PROPUESTO	131
6.1 INTRODUCCIÓN	131
6.2 DAÑO SÍSMICO.....	131
6.2.1 Índices de daño.....	132
6.3 CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	134
6.4 ÍNDICES DE DAÑO LOCALES Y GLOBALES	136
6.5 MODELO DE VULNERABILIDAD UTILIZADO	138
6.6 FUNCIONES DE DENSIDAD	140
6.7 CURVAS DE FRAGILIDAD	144
CAPÍTULO 7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	149
7.1 CONCLUSIONES	149
7.2 RECOMENDACIONES	151
7.3 ESTUDIOS FUTUROS.....	152
APÉNDICE A	153
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	156

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.2.1	Ciclo histerético por fluencia del material	3
Figura 1.2.2	Corte esquemático de los dos principales tipos de dispositivos por extrusión	3
Figura 1.2.3	Ciclo histerético que desarrollan los dispositivos por extrusión	4
Figura 1.2.4	Dispositivos tipo fricción	4
Figura 1.2.5	Ciclo histerético desarrollado por los dispositivos tipo fricción	5
Figura 1.2.6	Dispositivo viscoelástico	6
Figura 1.2.7	Aplicación de dispositivos viscosos en un edificio de concreto	6
Figura 1.2.8	Ciclo histerético de materiales con memoria de forma, obtenidos en pruebas de laboratorios	8
Figura 1.2.9	Perdida de soporte debidos al temblor de Northridge 1994	8
Figura 1.2.10	a) espectros de desplazamientos; b) espectro de pseudoaceleraciones	9
Figura 1.2.11	Apoyos laminados	10
Figura 1.2.12	Deformación de un apoyo laminar estandar	10
Figura 1.2.13	Apoyo laminado con núcleo de plomo	11
Figura 1.2.14	Ciclo histerético de un apoyo laminado con núcleo de plomo	12
Figura 1.2.15	Sección de un aislador tipo péndulo de fricción	13
Figura 1.4.1	(a) Unión House, Auckland City (b) Estadio de futbol de los Seahawks en Seattle Washington.....	15
Figura 1.4.2	Pasadena City Hall en california U.S.....	15
Figura 1.4.3	Aeropuerto internacional de San Francisco (2003) aislado con péndulos de fricción	16
Figura 1.4.4	San Francisco City Hall	16
Figura 1.5.1.a	Puente Infiernillo II ubicado en el estado de Michoacán México ...	17
Figura 1.5.1.b	Alzado del puente Infiernillo II	17
Figura 1.5.2	Distribuidor vial Mexicali, Baja California México.....	18

Figura 1.5.3 Puente Golden Gate ubicado en la bahía de San Francisco California	19
Figura 1.5.4 Puente I-40 Tennessee aislado mediante un sistema de péndulos de fricción	19
Figura 1.5.5 Puente Benicia-Martínez California aislado mediante péndulos de fricción	20
Figura 1.5.6 Puentes que utilizan péndulos de fricción expuestos a temperaturas extremas	21
Figura 1.5.7 Viaductos Bolu en Turquía	21
Figura 2.2.1 Composición de la tierra	24
Figura 2.2.2 Celdas de convección ocasionadas por la diferencia de temperaturas en el manto interior y el manto exterior	24
Figura 2.2.3 Placas tectónicas que conforman la litósfera	25
Figura 2.3.1 Fallas que se presentan en los límites de las placas tectónicas	26
Figura 2.3.2 Cinturón de fuego del pacifico, delineado por las zonas de subducción que atraviesan el Océano Pacifico	26
Figura 2.3.3 Esquema de las placas tectónicas en México	27
Figura 2.4.1 Ondas de cuerpo: a) propagación de ondas sísmicas de compresión (ondas P). b) propagación de ondas sísmicas de cortante (ondas S).....	28
Figura 2.4.2 Ondas superficiales: a) propagación de ondas superficiales Love b) propagación de ondas superficiales Rayleigh	29
Figura 2.5.1 Funcionamiento esquemático de un sismógrafo	30
Figura 2.5.2 Acelerógrafos a) Triaxiales, b) Uniaxiales	30
Figura 2.5.2 Localización del epicentro de un sismo	31
Figura 2.7.1 Sismos ocurridos entre 1964 y 1995	33
Figura 2.7.2 Mapas de periodo de retorno	33
Figura 2.7.3 Aceleraciones máximas del terreno correspondientes a los periodos de retorno de la figura 2.7.2	34

Figura 2.7.4 Brecha sísmica de Guerrero	35
Figura 2.8.1 Imagen de presentación de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes	35
Figura 2.8.2 Espectros de peligro uniforme	38
Figura 2.8.3 Registros sísmicos seleccionados para la realización de análisis dinámicos.....	39
Figura 2.8.4 Intensidad de Arias del registro ZACA del 18 de septiembre de 1985.....	40
Figura 2.8.5 Comparación de espectros elásticos. a) ZACA 19 de septiembre 1985 b) PAPN 19 de septiembre de 1985	41
Figura 2.8.6 Gráfica de desplazamientos en el tiempo del registro ZACA 19/09/1985 original y modificado	42
Figura 2.9.1 Espectros de pseudoaceleraciones para los distintos registros sísmicos seleccionados	42-45
Figura 3.1.1 Distribución de cargas para camión H-15.....	46
Figura 3.1.2 a) Distribución de cargas para camión HS-15, b) Distribución de cargas para camión HS-20	47
Figura 3.1.3 Distribución de cargas para camión T3-S3.....	47
Figura 3.1.4 Distribución de cargas para camión T3-S2-R4.....	47
Figura 3.1.5 Modelo de cargas vivas IMT 66.5: a) claros mayores a 30 m, b) menores a 30 m	48
Figura 3.1.6 Modelo de cargas vivas IMT 20.5: a) claros mayores a 15 m, b) menores a 15 m	48
Figura 3.2.1 Año de construcción de los puentes de los reportes SIPUMEX	49
Figura 3.2.2 Longitud máxima por claro de los puentes de los reportes SIPUMEX.....	50
Figura 3.2.3 Tipo de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX.....	50
Figura 3.2.4 Altura de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX...	51
Figura 3.3.1 Modelo tipo uno	52
Figura 3.3.2 Modelo tipo dos	52

Figura 3.3.3 Modelo tipo tres	53
Figura 3.4.1 Sección transversal de superestructura	54
Figura 3.4.2 Geometría de: a) viga AASTHO tipo IV, b) parapeto	54
Figura 3.4.3 Apoyos de neopreno: a) apoyo fijo, b) apoyo móvil.....	55
Figura 3.4.4 Marco tipo utilizado en modelos estructurales.....	55
Figura 3.5.1 Modelo 3D analizado en SAP 2000.....	57
Figura 3.5.2 Programa PRODISIS V2.0 utilizado para calcular el espectro de diseño	59
Figura 3.5.3 Espectro de diseño utilizado en los análisis sísmicos, sin reducción por ductilidad.....	59
Figura 3.5.4 Ejemplo de propiedades dinámicas obtenidas en los análisis, utilizando el modelo 4	61
Figura 4.2.1 Lazos de histerésis de aisladores sísmicos: a) comportamiento bilineal, b) péndulos de fricción	62
Figura 4.3.1 Comparación de los espectros elásticos respecto al espectro de peligro uniforme	67
Figura 4.4.1 Propiedades geométricas de trabe AASTHO tipo IV	68
Figura 4.4.2 Diagrama de interacción momento-carga axial, calculado en SAP 2000.....	69
Figura 4.4.3 Principales modos de vibrar del modelo 1 obtenidos en SAP 2000.....	70
Figura 4.4.4 Principales modos de vibrar del modelo 1 obtenidos en PERFORM 3D	70
Figura 4.5.0 Modelo MOD1_4 realizado en PEFORM 3D	71
Figura 4.5.1 Ductilidades en aisladores sísmicos contra relación de rigideces MOD1_4	72
Figura 4.5.2 Ductilidades en aisladores sísmicos como función de la relación de cortantes de fluencia MOD1_4.....	73

Figura 4.5.3 Distorsiones angulares en marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo uno	75
Figura 4.5.4 Distorsiones angulares en marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección longitudinal modelos tipo uno	76
Figura 4.5.5 Distorsiones angulares máximas y mínimas contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo uno	77
Figura 4.5.6 Distorsiones angulares máximas y mínimas contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo uno	78
Figura 4.5.7 Momentos flexionantes máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo uno	79
Figura 4.5.8 Momentos flexionantes máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección longitudinal modelos tipo uno	80
Figura 4.5.9 Momentos flexionantes máximos y mínimos contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo uno	81
Figura 4.5.10 Momentos flexionantes máximos y mínimos contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo uno	81
Figura 4.5.11 Cortantes máximos en marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo uno	82
Figura 4.5.12 Cortantes máximos en marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección longitudinal modelos tipo uno	82

Figura 4.5.13 Cortantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y puente, dirección transversal modelos tipo uno.....	83
Figura 4.5.14 Cortantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y puente, dirección longitudinal modelos tipo uno.....	83
Figura 4.5.15 Movimiento de losas interiores: a) puente con apoyos de neopreno MOD1_4, b) puente aislamiento sísmico con K1 y cortante mínimo MOD1_4a1V1, y c) puente con aislamiento sísmico con K1 y cortante medio MOD1_4a1v2	84
Figura 4.5.16 Distorsiones angulares en marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo dos	86
Figura 4.5.17 Distorsiones angulares máximas y mínimas en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo dos	87
Figura 4.5.18 Distorsiones angulares máximas y mínimas en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo dos	87
Figura 4.5.19 Momentos flexionantes máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo dos	88
Figura 4.5.20 Momentos flexionantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo dos	88
Figura 4.5.21 Momentos flexionantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo dos	89

Figura 4.5.22 Cortantes máximos en marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo dos	90
Figura 4.5.23 Cortantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo dos	90
Figura 4.5.24 Relación de cortantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo dos	91
Figura 4.5.25 Movimiento de losas exteriores: a) puente con apoyos de neopreno MOD2_3, b) puente aislamiento sísmico con K3 y cortante mínimo MOD2_3a3V1, y c) puente con aislamiento sísmico con K3 y cortante medio MOD2_3a3v2	92
Figura 4.5.26 Distorsiones angulares en marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo tres.....	93
Figura 4.5.27 Relación de distorsiones angulares máximas y mínimas en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo tres	94
Figura 4.5.28 Relación de distorsiones angulares máximas y mínimas en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo tres.....	94
Figura 4.5.29 Momentos máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo tres.....	95
Figura 4.5.30 Relación de momentos máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo tres	96

Figura 4.5.31 Relación de momentos máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo tres	96
Figura 4.5.32 Cortantes máximos en marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo tres	97
Figura 4.5.33 Cortantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo tres	97
Figura 4.5.34 Cortantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo tres	98
Figura 4.5.35 Movimiento de losas interiores: a) puente con apoyos de neopreno MOD3_2, b) puente aislamiento sísmico con K3 y cortante mínimo MOD3_2a3V1, y c) puente con aislamiento sísmico con K3 y cortante medio MOD3_2a3v2	99
Figura 4.5.36 Comparación de momentos flexionantes máximos y mínimos en MOD3_2 dirección transversal, a) aisladores 6, b) aisladores 7, y c) aisladores 8.....	103
Figura 4.5.37 Comparación de distorsiones angulares máximas y mínimas en MOD3_2 dirección transversal, a) aisladores 6, b) aisladores 7, y c) aisladores 8.....	104
Figura 5.2.1 Ubicación del puente Infiernillo II	107
Figura 5.2.2 Geometría general del puente Infiernillo II.....	107
Figura 5.2.3 Elementos generales que componen las armaduras metálicas	108
Figura 5.2.4 Geometría del cabezal y topes sísmicos	109
Figura 5.2.5 Juntas de dilatación del puente Infiernillo II	110
Figura 5.2.6 Aislador tipo multirrotacional colocado en el puente Infiernillo II	110
Figura 5.2.7 Comportamiento real del aislador sísmico llevado a su máximo desplazamiento de 85 mm	111

Figura 5.3.1	Modelo de barras del puente Infiernillo II.....	111
Figura 5.3.2	Comportamiento idealizado de los aisladores sísmico	113
Figura 5.2.3	Propiedades geométricas de los cilindros	114
Figura 5.3.4	Diagramas momento-rotación de cilindros	115
Figura 5.3.5	Curva de capacidad obtenida de un AENL <i>push over</i>	116
Figura 5.3.6	Periodo fundamental en dirección transversal obtenido en programa PERFORM 3D, T=1.446 s	119
Figura 5.3.7	Periodo fundamental en dirección transversal obtenido en programa SAP 2000, T=1.427 s	120
Figura 5.3.8	Respuesta máxima obtenida de los ANLHT en dirección transversal, para la columna de mayor altura y un periodo de retorno de 1000 años; a) distorsión angular, b) momentos flexionantes, y c) cortantes	121
Figura 5.3.9	Respuesta máxima obtenida de los ANLHT en dirección longitudinal, para la columna de mayor altura y un periodo de retorno de 1000 años; a) distorsión angular, b) momentos flexionantes, y c) cortantes	122
Figura 5.3.10	Respuesta máximos y mínimos obtenidos de los ANLHT en dirección transversal, y un periodo de retorno de 1000 años; a) distorsión angular, b) momentos flexionantes, y c) cortantes	124
Figura 5.3.11	Respuesta máxima obtenida de los ANLHT en dirección transversal, para la columna de mayor altura y un periodo de retorno de 2500 años; a) distorsión angular, b) momentos flexionantes, y c) cortantes	125
Figura 6.3.1	Energías disipadas para el sismo SICC251081 con una $A_{cmax} = 642 \text{ cm/s}^2$, aplicado en dirección transversal	135
Figura 6.6.1	Funciones de densidad para el puente con el sistema de aislamiento sísmico original; a) análisis en dirección transversal, b) análisis en dirección longitudinal	142

Figura 6.6.2 Funciones de densidad para el puente con el sistema de aislamiento sísmico propuesto; a) análisis en dirección transversal, b) análisis en dirección longitudinal	143
Figura 6.7.1 Funciones de probabilidad acumulada para el puente con el sistema de aislamiento sísmico original; a) análisis en dirección transversal, b) análisis en dirección longitudinal	145
Figura 6.7.2 Funciones de probabilidad acumulada para el puente con el sistema de aislamiento sísmico propuesto; a) análisis en dirección transversal, b) análisis en dirección longitudinal	146
Figura 6.7.3 Comparación de funciones de probabilidad acumulada para el puente con el sistema de aislamiento sísmico original y el propuesto; a) análisis en dirección transversal, b) análisis en dirección longitudinal	148

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Características principales de los registros seleccionados	36
Tabla 2.2	Localización geográfica de las estaciones sísmicas y epicentros	37
Tabla 2.3	Modificaciones en las duraciones de los registros	40
Tabla 3.1	Variación de alturas de columnas en modelos pertenecientes al tipo uno	52
Tabla 3.2	Variación de alturas de columnas en modelos pertenecientes al tipo dos.....	53
Tabla 3.3	Variación de alturas de columnas en modelos pertenecientes al tipo tres	53
Tabla 3.4	Resultados de los análisis realizados en SAP 2000	60
Tabla 4.1	Variación paramétrica de rigideces de los aisladores en estudio.....	63
Tabla 4.2.a	Rigidez de los diferentes marcos estructurales.....	64
Tabla 4.2.b	Rigidez de los puentes en estudio	64
Tabla 4.3	Factor de presencia múltiple de cargas (AASTHO 2005)	65
Tabla 4.4	Cortantes de fluencia utilizados en los aisladores sísmicos.....	66
Tabla 4.5	Propiedades geométricas de columnas de los modelos de puentes	69
Tabla 4.6	Relación de respuesta máxima entre estructuras regulares e irregulares	101
Tabla 4.7	Propiedades de los aisladores implementados en los nuevos modelos.....	102
Tabla 5.1	Modelo teórico de las juntas de dilatación	113
Tabla 5.2	Rigidez calculada del puente Infiernillo II	116
Tabla 5.3	Propiedades mecánicas de los aisladores propuestos	117
Tabla 5.4	Determinación de las masas de elementos del puente.....	118

Tabla 5.5 Valores de respuesta de los diferentes modelos, para sismos aplicados en dirección transversal y escalados para un periodo de retorno de 1000 años	127
Tabla 5.6 Valores de respuesta de los diferentes modelos, para sismos aplicados en dirección longitudinal y escalados para un periodo de retorno de 1000 años	128
Tabla 5.7 Valores de respuesta de los diferentes modelos, para sismos aplicados en dirección transversal y escalados para un periodo de retorno de 2500 años	129
Tabla 5.8 Valores de respuesta de los diferentes modelos, para sismos aplicados en dirección longitudinal y escalados para un periodo de retorno de 2500 años	130
Tabla 6.1 Estados de daño para diferentes índices de daño	132
Tabla 6.2 Propiedades de fluencia de los cilindros	134
Tabla 6.3 Índices de daño obtenidos para los distintos registros sísmicos aplicados en dirección transversal en el puente con aislamiento original	136
Tabla 6.4 Índices de daño obtenidos para los distintos registros sísmicos aplicados en dirección longitudinal en el puente con aislamiento original	137
Tabla 6.5 Índices de daño obtenidos para los distintos registros sísmicos aplicados en dirección transversal en el puente con aislamiento propuesto	137
Tabla 6.6 Índices de daño obtenidos para los distintos registros sísmicos aplicados en dirección longitudinal en el puente con aislamiento propuesto	138
Tabla 6.7 Aceleraciones máximas esperadas del suelo para diferentes periodos de retorno	139
Tabla 6.8 Parámetros de funciones de densidad	141

Estado del conocimiento de puentes con sistemas de aislamiento.

1.1 Introducción.

En los últimos treinta años se ha venido observando un enorme desarrollo en el área de protección sísmica por medio de sistemas o dispositivos de control, como una consecuencia de los enormes daños que se han presentado en diferentes civilizaciones causados por temblores, como los que se presentan en Jara et al. (2006). El fin de estos sistemas o dispositivos es reducir los daños esperados, a niveles aceptables o nulos, en los diferentes tipos de estructuras por medio de una disipación de energía o un cambio en el periodo de la estructura. La disipación de energía se puede presentar por un aumento en el amortiguamiento de la estructura debido al uso de los dispositivos o por un comportamiento histerético de los mismos.

Para comprender el funcionamiento de estos dispositivos o sistemas es necesario dejar en claro algunos conceptos básicos de los principales dispositivos que se han desarrollado en los últimos años, los cuales nos permitirán tener un mejor juicio de cómo se ve influenciada la respuesta estructural por la utilización de estos.

Los dispositivos se han clasificados en dos grandes grupos de acuerdo a su forma de trabajo en dispositivos de control pasivo y dispositivos de control activo. En las secciones posteriores se analizarán brevemente las características de los principales dispositivos que han surgido y se hará hincapié en los sistemas de aislamiento de base, los cuales son los de mayor interés del presente trabajo.

1.2 Dispositivos de control pasivo.

Los dispositivos que forman parte de este grupo tienen la característica principal que su funcionamiento no depende de una fuente de energía. Estos dispositivos entran en funcionamiento cuando la estructura se ve sometida a movimientos causados por el viento, sismo o la operación de una maquinaria, tales dispositivos modifican las propiedades dinámicas de la estructura que dependiendo del tipo de

excitación dinámica a la que se vea sometida, la respuesta puede disminuir o en algunos casos incrementarse.

Los dispositivos de control pasivo pueden subdividirse en:

- Disipadores de energía.
- Osciladores resonantes.
- Amortiguadores con auto-centrado.
- Aisladores de base.

1.2.1 Disipadores de energía.

Este tipo de dispositivos generalmente se ubican en los contravientos con la función de disminuir o evitar la energía disipada por comportamiento histerético de los elementos que conforman la estructura, tales dispositivos en un principio se utilizaban como suplementos de los aisladores sísmicos, sin embargo debido al desarrollo científico y tecnológico en la actualidad se utilizan como sistemas alternos a los aisladores sísmicos. Debido a su forma de disipar la energía pueden agruparse en:

- Por fluencia del material.
- Por extrusión.
- Por fricción.
- Por comportamiento viscoso o viscoelástico.

1.2.1.1 Comportamiento histerético por fluencia del material.

Este tipo de comportamiento se puede idealizar como se muestra en la figura 1.2.1 donde la rigidez de posfluencia varía según el tipo de dispositivo utilizado pudiendo llegar a ser cero. La cantidad de energía disipada dependerá del tamaño de los ciclos histeréticos, es decir, del área bajo la curva carga-deformación.

Los dispositivos que más destacan son los dispositivos tipo TADAS, ADAS y un dispositivo desarrollado por Skinner con forma de U. También, los contravientos colocados excéntricamente pertenecen a esta clasificación.

Aguirre y Sánchez (1989-1990) probaron experimentalmente soleras en forma de U obteniendo resultados que mostraron ciclos histeréticos muy estables. El instituto de ingeniería de la UNAM (Chávez y González, 1989) realizaron pruebas experimentales en mesa vibradora con un marco de una crujía y dos niveles uniendo dos de estos dispositivos, algunas aplicaciones de los dispositivos antes mencionados son presentadas en Soong et al. (1997), Jara et al. (2006), Constantinou (2006).

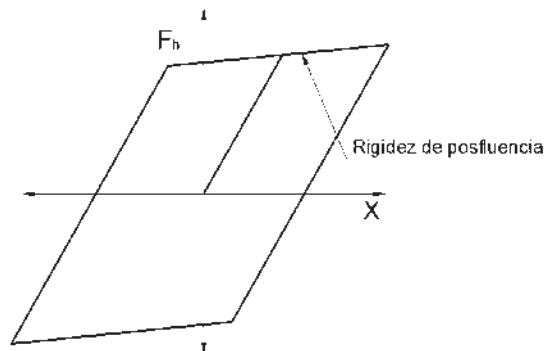


Figura 1.2.1 Ciclo histerético por fluencia del material.

En Xia et al. (1992) se muestra un método para el diseño de los dispositivos tipo TADAS, así como los resultados obtenidos de pruebas experimentales, realizadas en una mesa vibradora, de un marco de dos niveles reforzado por medio de dispositivos tipo TADAS. En tales resultados se observa la gran mejora en la respuesta estructural al incorporar estos elementos.

1.2.1.2 Disipación de energía por extrusión (LED).

La capacidad de disipación de energía de estos dispositivos está basado en el comportamiento histerético del plomo al ser forzado o extruido a través de un orificio o estrechamiento cambiando su volumen y convirtiendo la energía mecánica en calor. Estos dispositivos fueron propuestos en Nueva Zelanda por Robinson y Greenbank (1976), y Robinson y Cousins (1987).

Estos dispositivos se muestran esquemáticamente en la figura 1.2.2 y su comportamiento histerético en la figura 1.2.3

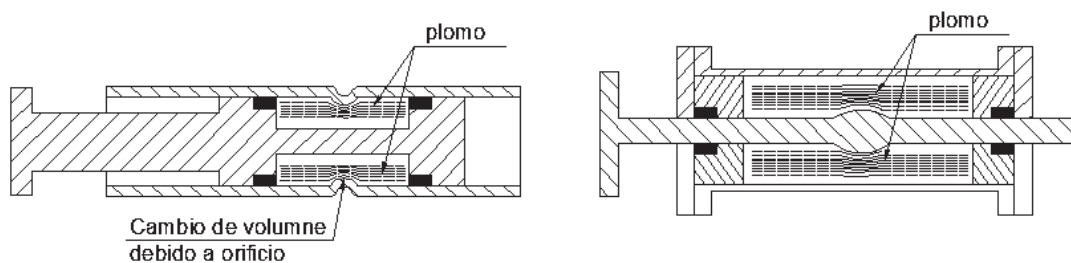


Figura 1.2.2 Corte esquemático de los dos principales tipos de dispositivos extrusión.

El comportamiento histerético del plomo no se ve afectado por la fatiga, esto fue demostrado por un dispositivo probado a cargas cíclicas.

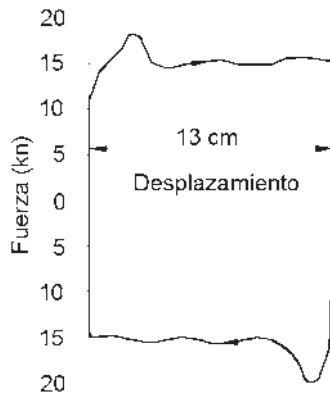


Figura 1.2.3 Ciclo histérico que desarrollan los dispositivos extrusión.

Un dispositivo de disipación por extrusión fue propuesto para aplicación comercial por Monti y Robinson (1996), también Sakurai (1992) propuso un tipo de amortiguador de plomo en Japón para evitar el golpeteo de edificios adyacentes.

1.2.1.3 Dispositivos tipo fricción.

El dispositivo tipo fricción consta de dos placas colocadas en los contravientos y que al desplazarse se produzcan esfuerzos de fricción con los cuales se disipe energía. Hay dos maneras básicas de utilizar estos dispositivos, la primera es utilizar las placas a fricción en el centro de los contravientos como se muestra en la figura 1.2.4 (a), donde dicha fricción se provocara por esfuerzos de tensión; la segunda es colocarlos en un extremo del contraviento como se muestra en la figura 1.2.4 (b), donde la fricción se produce tanto por los esfuerzos a compresión como por los de tensión.



(a)



(b)

Figura 1.2.4 Dispositivos tipo fricción (a) funciona solo a tensión y (b) funciona a tensión y compresión. Tomado de Pall y Pall (2004).

Pall et al. (1980) empezó a desarrollar amortiguadores tipo fricción para mejorar la respuesta sísmica. Pall y Marsh (1982) desarrollaron el amortiguador mostrado en la figura 1.2.4a llamado “*X braced friction damper*”.

Los lazos de histeréisis que se observaron en pruebas son prácticamente rectangulares como se muestra en la figura 1.2.5.

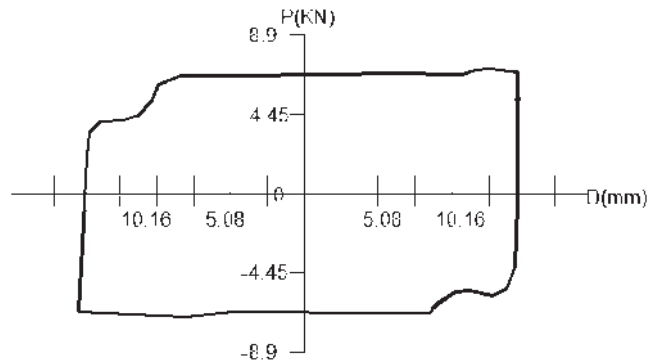


Figura 1.2.5 Ciclos de histeréticos desarrollados por el dispositivo tipo fricción.

Una mayor profundización en el análisis a seguir y las pruebas de laboratorio realizadas a estos sistemas se muestra en Constantinou (2006).

1.2.1.4 Dispositivos de comportamiento viscoso (VF) o viscoelástico (VE).

Los materiales empleados para la elaboración de dispositivos viscoelásticos son generalmente copolímeros o sistemas vidriados intercalados con placas de acero, tales dispositivos son instalados en los contravientos y disipan la energía mediante una deformación por corte del material viscoelástico en la figura 1.2.6 se muestra un ejemplo de estos dispositivos.

Los dispositivos viscoelásticos son dependientes de la frecuencia de la excitación, de la temperatura ambiente, del nivel de deformación por cortante y de la variación de la temperatura interna del material durante su operación. Mientras que los dispositivos viscosos disipan su energía mediante el paso de un fluido viscoso por orificios. La cantidad de energía disipada depende de la velocidad de la excitación. Este dispositivo en general es un pistón dentro de la caja del amortiguador la cual contiene un fluido viscoso ya sea aceite o silicón.

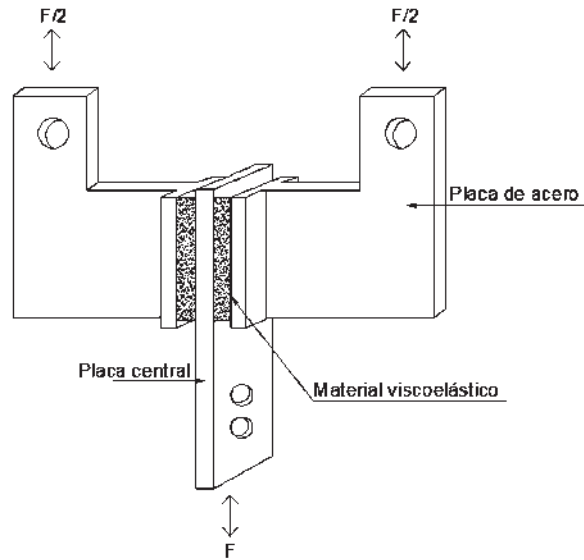


Figura 1.2.6 Dispositivo viscoelástico.

En Jara et al. (2006) y Constantinou (2006) se presenta una mayor profundización sobre estos dispositivos y sus aplicaciones, además en Constantinou (2006) se establece un método de diseño para amortiguadores viscosos, en la figura 1.2.7 se presenta una manera de colocar estos dispositivos.



**Figura 1.2.7 Aplicación de dispositivos viscosos en un edificio de concreto.
Tomado de Hussain et al. (2009).**

1.2.2 Sistema de masas resonantes (TMD).

En un inicio los sistemas de masas resonantes fueron utilizados para controlar las vibraciones producidas por el viento, la mayoría de las veces estos sistemas son utilizados en combinación con algún otro dispositivo mencionado anteriormente. Estos sistemas se basan en utilizar una masa con ciertas propiedades dinámicas conocidas, las cuales produzcan resonancia en la estructura principal.

Los sistemas de masa resonante tradicionales trabajan bajo el concepto de un péndulo, cuyo periodo se trata de sintonizar con el periodo fundamental de la estructura. Generalmente estos sistemas se posicionan en la azotea, pero pueden llegar a situarse en cualquier parte del edificio. Una desventaja es que el espacio necesario para albergar dicha masa es muy grande.

Se han encontrado otros sistemas de masas resonantes donde la masa es soportada por un apéndice que añade cierta rigidez y amortiguamiento a la estructura principal, este sistema fue desarrollado bajo el fin de entrar en sintonía con la estructura para disminuir la respuesta. En Constantinou (2006) se muestra un desarrollo teórico para el análisis de este tipo de sistemas.

Las principales aplicaciones que se han dado con este tipo de sistemas son generalmente para control de vibraciones debidas al viento. Otro tipo de sistemas, aplicaciones y estudios realizados son mostrados en Jara et al. (2006).

1.2.3 Amortiguadores con auto-centrado.

Una de las mayores preocupaciones al utilizar dispositivos disipadores de energía son los desplazamientos residuales después de presentarse un temblor. Para limitar los desplazamientos residuales es necesaria una fuerza de auto-centrado la cual puede ser obtenida utilizando materiales con memoria de forma (SMA) también llamados materiales superelásticos.

Estos materiales a base de Nickel-titanium (Nitinol) tienen un comportamiento histerético en forma de bandera la cual se muestra en la figura 1.2.8 donde el dispositivo vuelve a su punto inicial después de experimentar deformaciones y disipar energía por comportamiento histerético.

En Constantinou y Filiatrault (2006) se muestran otros dos tipos de dispositivos generados para simular el comportamiento de un material con memoria de forma, el primero se llama amortiguador tipo SHAPIA y el segundo es un dispositivo de disipación de energía limitada (EDR). Las pruebas hechas y los resultados son presentados con su correspondiente descripción en Constantinou y Filiatrault (2006).

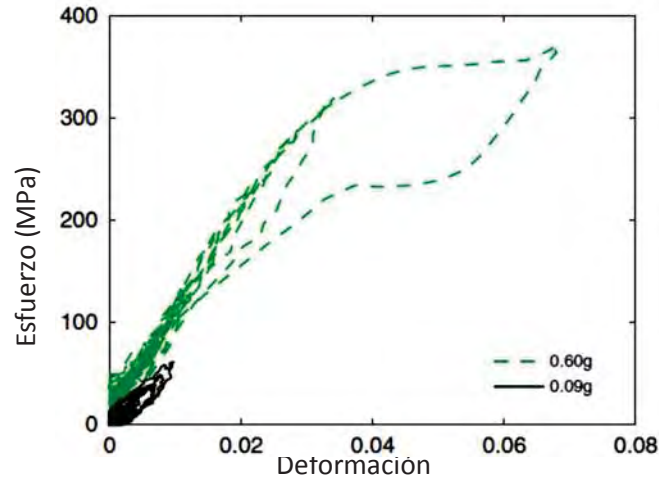


Figura 1.2.8 Ciclo histerético de materiales con memoria de forma, obtenido en pruebas de laboratorio. Tomado de Padgett et al. (2009).

En Johnson et al. (2008) y Padgett et al. (2009) se muestran investigaciones recientes de la utilización de materiales con memoria de forma para el refuerzo de puentes, principalmente para evitar la pérdida de asiento de elementos importantes como se muestra en la figura 1.2.9.



Figura 1.2.9. Pérdida de soporte debido al temblor de Northridge 1994 (a) Daños en puente existente (b) Daños en puente reforzado mediante cables de acero tradicionales. Tomada de Johnson et al. (2008).

1.2.4 Aisladores sísmicos.

El aislamiento sísmico tiene como fin aislar la estructura de los movimientos del suelo ocasionados por temblores, generalmente este tipo de dispositivos en edificios se utiliza entre la cimentación y la superestructura, mientras que en puentes se utiliza entre la subestructura (pilas y estribos) y la superestructura.

Debido a que la utilización de estos dispositivos genera un aumento en el periodo fundamental de la estructura, para ciertos sitios en particular, la aleja de los periodos con amplificaciones importantes del espectro. Es por esto que las estructuras que se encuentran construidas en lugares donde los temblores que ocurren tienen un gran contenido de frecuencias altas, se verán beneficiadas enormemente por el uso de estos sistemas.

En la figura 1.2.10b se observa que cuando la forma espectral es como la ahí mostrada, un aumento en el periodo de la estructura reduce enormemente las aceleraciones a las que se verá sometida y un incremento del amortiguamiento reduce también la respuesta. Por otro lado, en la figura 1.2.10a se aprecia que al aumentar el periodo los desplazamientos aumentan por lo que se debe tener precaución de mantener el periodo donde se presenten desplazamientos admisibles.

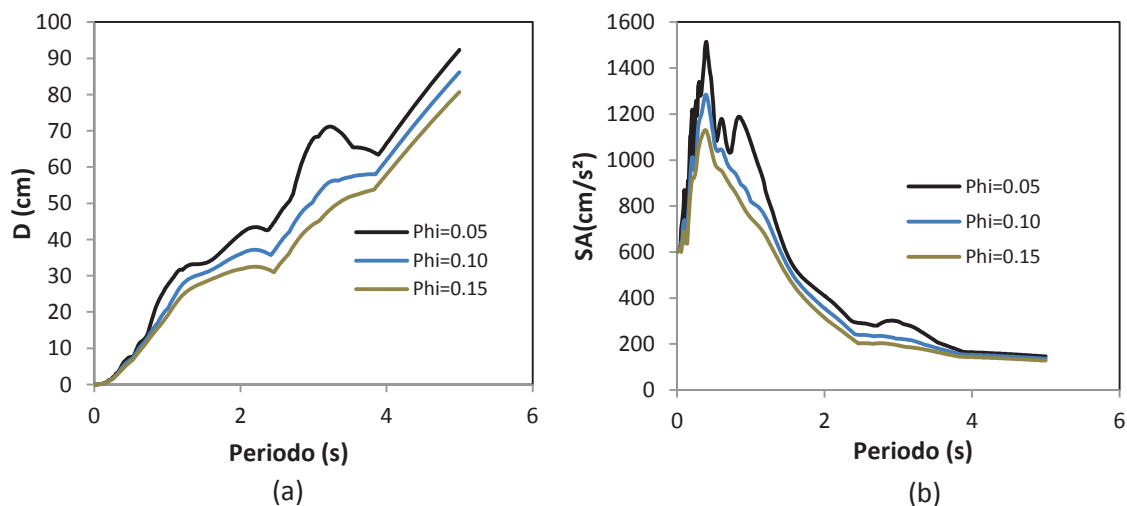


Figura 1.2.10 (a) Espectro de Desplazamientos (b) Espectro de pseudoaceleraciones.

Las primeras aplicaciones que se tuvieron fueron principalmente en puentes debido a que una gran cantidad de los puentes actuales se apoyan en placas de neopreno, haciendo muy simple la sustitución del neopreno por un aislador de base, sin necesidad de modificaciones considerables.

Las propiedades más comunes de los aisladores se pueden agrupar en las siguientes (Priestley et al., 1996 y Jara et al., 2006):

- Su capacidad de deformación bajo cargas cuasi-estáticas (rigidez inicial).
- Fuerza y desplazamiento de fluencia.
- Desplazamiento último.

- Capacidad de reducir su desplazamiento al final del evento sísmico (fuerza restitutiva).
- Rigidez vertical.
- Incremento del amortiguamiento que se produce en el sistema aislado.

Un resumen de las características de los principales dispositivos de aislamiento será presentado a continuación:

Apoyos laminados (RB). Estos apoyos están formados de capas de hule intercaladas con placas delgadas de acero (figura 1.2.11), las cuales se usan para darle mayor estabilidad horizontal e incrementar su rigidez vertical. Estos dispositivos son muy flexibles horizontalmente lo cual permite aislar la estructura soportada y, poseen una gran rigidez vertical. El comportamiento histerético de estos elementos puede idealizarse como lineal estando gobernado principalmente por las propiedades del hule. Es común utilizar otros tipos de elementos en conjunto para brindarle un amortiguamiento adicional a la estructura cuando el hule no es de alto amortiguamiento.

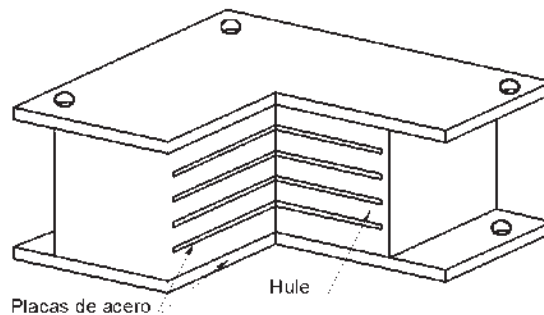


Figura 1.2.11 Apoyos laminados.

En la figura 1.2.12 se puede apreciar la estabilidad horizontal que le añaden las placas de acero al aislador que originan que el aislador trabaje fundamentalmente a cortante. Los apoyos laminados generalmente presentan un 5% de amortiguamiento, sin embargo, con materiales especiales de alto amortiguamiento (HDR) es posible llegar hasta valores del 15%.



Figura 1.2.12 Deformación de un apoyo laminado estándar.

Apoyos laminados con núcleo de plomo (LRB). Los apoyos laminados descritos anteriormente presentan ciertos inconvenientes principalmente relacionados con

los bajos porcentajes de amortiguamiento que alcanzan y a la gran deformación para cargas estáticas bajas. Si al dispositivo anterior se le añade un núcleo de plomo (figura 1.2.13) se mejora su comportamiento debido a la gran capacidad del plomo para disipar energía y se incrementa la rigidez bajo cargas estáticas.

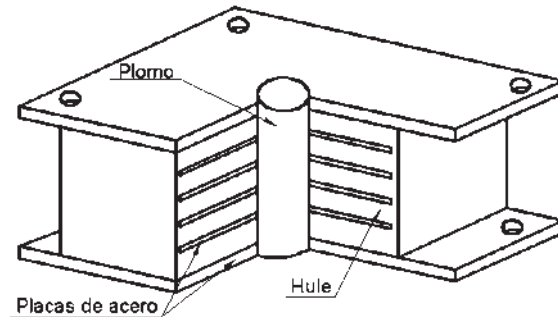


Figura 1.2.13 Apoyo laminado con núcleo de plomo.

Los apoyos laminados con núcleo de plomo presentan una rigidez inicial suficiente para evitar deformaciones importantes por viento o frenado de vehículos; sin embargo al verse sometidas a cargas mayores el plomo fluye y la rigidez la proporciona el hule laminado, a este fenómeno debemos una buena cantidad de disipación de energía.

En la figura 1.2.14 se muestra la influencia del núcleo de plomo comparando la gráfica punteada con la gráfica de línea continua. La primera es un ciclo histerético del apoyo sin núcleo de plomo y se puede apreciar que tiene una rigidez más baja, además puede hacerse una idealización lineal. También podemos observar que al introducir el núcleo de plomo los lazos histeréticos se pueden idealizar como un comportamiento bilineal donde la rigidez de posfluencia es igual a la rigidez del apoyo sin plomo.

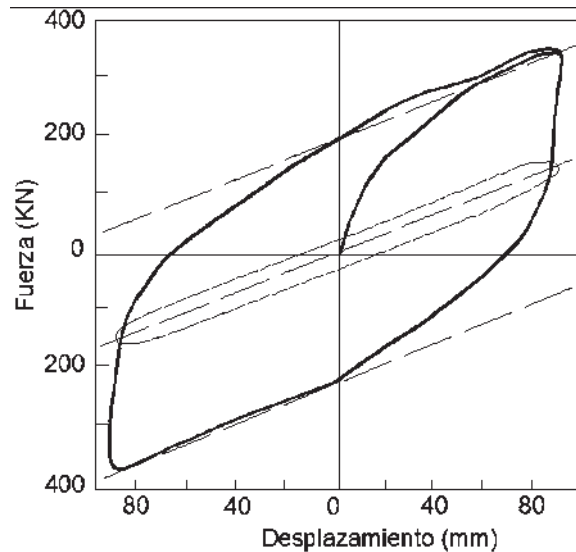


Figura 1.2.14 Ciclo histérico de un apoyo laminado con núcleo de plomo.

De la figura anterior se deduce que si hay un cambio en el volumen de plomo a utilizar, la fuerza de fluencia se verá afectada directamente incrementándose o disminuyéndose respectivamente al volumen. Así mismo, si el plomo permanece constante y lo que varía es la cantidad de hule laminado, la rigidez a posfluencia se verá afectada directamente.

Apoyos deslizantes (SR). Generalmente estos apoyos están conformados por dos placas de acero inoxidable pulidas y lubricadas para crear dos superficies donde la fricción sea mínima. Este tipo de apoyos lubricados se utilizan generalmente en puentes para que se puedan generar desplazamientos debidos a la temperatura, retracción y fluencia. Debido a que la fricción desarrollada por este tipo de apoyos lubricados genera coeficientes de fricción aproximadamente entre 0.01 y 0.02 para cargas dinámicas, generalmente se utilizan en combinación con amortiguadores metálicos (disipación por fluencia del material) o amortiguadores viscosos.

Para mantener coeficientes de fricción bajos se debe tener una buena supervisión sobre los apoyos para garantizar una buena lubricación y con ello bajos coeficientes de fricción.

Uno de los apoyos deslizantes que ha tenido mayor aceptación es el péndulo de fricción (FPS). Este aislador novedoso combina el concepto de los apoyos deslizantes con el concepto de la respuesta de un péndulo como se puede observar en la figura 1.2.15.

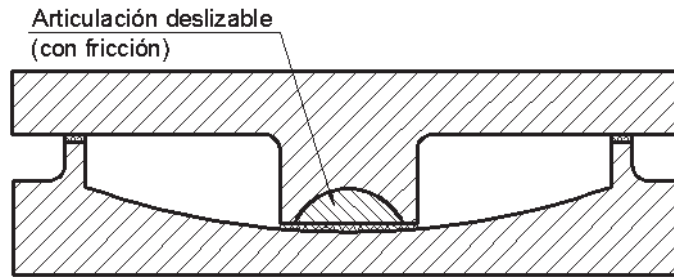


Figura 1.2.15 Sección de un aislador tipo péndulo de fricción.

La variable principal en este tipo de dispositivos es el cambio del radio de la base, el cual determinará el periodo que tendrá la estructura aislada. Este dispositivo no asegura una fuerza de auto-centrado debido a que la fuerza de fricción puede equilibrarse con la componente horizontal debida al peso de la estructura antes de llegar a su posición inicial y así presentar desplazamientos residuales después de un evento sísmico, sin embargo, el reacomodo de la estructura resulta un procedimiento sencillo.

Los amortiguadores metálicos y los amortiguadores por extrusión de plomo mencionados en secciones anteriores, también pueden utilizarse como aisladores, de hecho este tipo de dispositivos fueron los primeros utilizados para el aislamiento de puentes.

1.3 Dispositivos de control activo.

Un sistema de control activo se basa en la disipación de la energía cinética mediante la aplicación de una fuerza activa, contraria a la generada por acciones sísmicas. El movimiento de la estructura es detectado mediante sensores físicos que se encargan de medir la respuesta para posteriormente enviarle las señales a una computadora, que a su vez manda las señales mediante un algoritmo de control a sistemas o actuadores que aplican fuerzas con la finalidad de contrarrestar el movimiento sísmico.

Los dispositivos de control activo presentan ciertas ventajas sobre los sistemas pasivos las cuales se presentan a continuación (Jara et al. ,2006):

- Mayor efectividad en el control de la respuesta estructural.
- Son relativamente insensibles a las condiciones del terreno y a las características dinámicas del movimiento.
- Se utilizan estos dispositivos tanto para vientos fuertes como para temblores.
- Se pueden seleccionar los objetivos de control para los cuales se desea orientar la seguridad estructural; por ejemplo, para cargas de servicio se

puede dar preferencia al control del confort humano sobre otros aspectos de movimiento estructural, mientras que bajo demandas de intensidades sísmicas altas, el objetivo sería garantizar la seguridad.

Sin embargo, tienen desventajas como las siguientes:

- Necesidad y elevado costo de mantenimiento.
- La necesidad de una fuente de potencia externa.
- El problema dinámico que se obtiene con el uso de un número de sensores y actuadores es mucho más complejo.

1.4 Aplicaciones de sistemas de aislamiento sísmico en edificios.

Las primeras aplicaciones de estos sistemas, como se mencionó anteriormente, se dieron en puentes por la facilidad de cambiar los apoyos por aisladores. Los primeros aisladores de base que se empezaron a desarrollar comercialmente fueron los apoyos laminados rectangulares y circulares. Los primeros usos se dieron en Nueva Zelanda, Estados Unidos, Italia y Japón, después este sistema fue utilizado en otras partes del mundo tales como Canadá, China, Chile, Taiwán, México, etcétera.

En Jara et al. (2006) se presentan una serie de trabajos que se han realizado por diferentes investigadores en los últimos años para asegurar el buen funcionamiento de algunos dispositivos de aislamiento.

A mediados de los sesenta en México el ingeniero Manuel Gonzales Flores propuso un sistema de aislamiento de base con placas de acero y balines, el cual se utilizó en dos edificios de cinco niveles que hasta la fecha han mostrado un buen comportamiento. En Jara et al. (2006) se presenta esquemáticamente tal sistema.

Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda son de los países con más edificaciones aisladas sísmicamente entre las más destacadas se encuentra el edificio de doce niveles Unión House Auckland en Nueva Zelanda (figura 1.4.1a) el cual tiene un sistema de pilas flexibles y amortiguadores metálicos descritos en Skinner et al. (1996), el estadio de fútbol de los Seahawks en Seattle Washington (2002) fue diseñado con un sistema de aislamiento sísmico de péndulos de fricción en el techo para reducir los efectos de los sismos (figura 1.4.1b). En Japón hay más de 500 estructuras donde se utiliza algún sistema de aislamiento, algunas de estas son mencionadas en Skinner et al. (1996), Constantinou (2006).



(a)



(b)

Figura 1.4.1 (a) Unión House, Auckland City (b) Estadio de futbol de los Seahawks en Seattle Washington.

El Pasadena City Hall en California U.S. fue construido en 1927 y forma una parte importante de los edificios históricos por lo cual en el 2003 se aprobó un refuerzo sísmico mediante un sistema de aislamiento por péndulos de fricción (ver figura 1.4.2). Después de remover el piso y reforzar la cimentación se colocaron 270 péndulos de fricción para prolongar 100 años más de vida a la estructura.



Figura 1.4.2 Pasadena City Hall en California U.S.
(http://www.earthquakeprotection.com/building_pasadena_city_hall_retrofit.html)

En los últimos años en Estados Unidos se han reforzado y construido nuevas edificaciones utilizando como sistema de aislamiento péndulos de fricción. Ejemplos de esto se muestran en la figura 1.4.3 y 1.4.4. La Terminal del Aeropuerto fue diseñado por Skidmore, Owings & Merrill para resistir a un terremoto de magnitud 8 en la cercana Falla de San Andrés. En este diseño se utilizaron péndulos de fricción como sistema de aislamiento en lugar de apoyos

laminados debido a que se obtuvo un ahorro en acero aproximadamente de 680 toneladas por la disminución de las secciones de las columnas.

Uno de los proyectos de refuerzo mediante sistemas de aislamiento de base más grande que se ha realizado es el de San Francisco City Hall (figura 1.4.4). Se colocaron 530 aisladores con núcleo de plomo para soportar un temblor de magnitud 8 (1998).



Figura 1.4.3 Aeropuerto internacional de San Francisco (2003) aislado con péndulos de fricción. (<http://www.earthquakeprotection.com/buildings.html>)



Figura 1.4.4 San Francisco City Hall.
(http://www.dis-inc.com/images/portfolio/port_sfcityhall1.jpg)

Varias edificaciones con sus descripciones son presentadas en Skinner et al. (1996) y Jara et al. (2006), además en Constantinou (2006) se presenta una larga lista de edificaciones diseñadas o reforzadas con algún tipo de aislador de base.

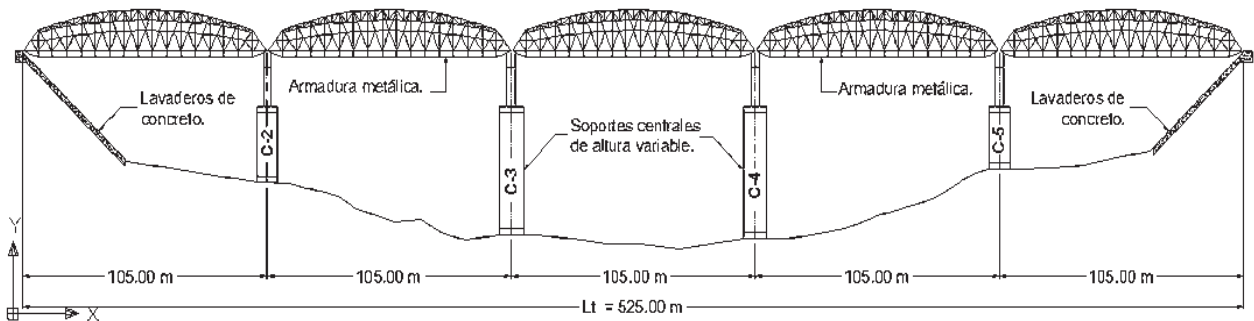
1.5 Aplicaciones de sistemas de aislamiento sísmico en puentes.

Los dispositivos que han tenido mayor demanda para su uso en puentes son los aisladores con núcleo de plomo, los cuales han sido usados en un gran número de puentes alrededor del mundo. En los últimos años se ha visto una mayor incorporación de aisladores sísmicos tipo péndulo de fricción por causa de los diseños más económicos logrados, también los aisladores sísmicos suelen utilizarse en combinación con algún otro dispositivo para aumentar el amortiguamiento del sistema y la disipación de energía, reduciendo de esta manera los desplazamientos.

El puente Infiernillo II fue el primer puente aislado sísmicamente en México (figura 1.5.1a) y el más importante hasta la fecha, el cual se apoya en aisladores sísmico formados por un sistema deslizante multidireccional con disipador de energía Rodríguez (2003). Este puente se ubica en el estado de Michoacán y tiene cinco claros de 104 metros cada uno, además presenta columnas irregulares en altura (figura 1.5.1b). Otro puente aislado sísmicamente se encuentra en Mexicali Baja California México y es un distribuidor vial hecho de acero que presenta claros de 35 hasta 65 metros, el sistema de aislamiento utilizado son apoyos con núcleo de plomo (figura 1.5.2).



Figura 1.5.1a Puente Infiernillo II ubicado en el estado de Michoacán México.
Tomado de Galván (2008).



**Figura 1.5.1b Alzado de puente Infiernillo II.
Tomado de Madrigal (2009).**



**Figura 1.5.2 Distribuidor vial Mexicali, Baja California México.
(<http://www.skyscraperlife.com/ciudades-y-arquitectura/8330-mexicali-la-alura.html>)**

Puente Golden Gate.

El puente Golden Gate ubicado en la bahía de San Francisco California (figura 1.5.3) construido en 1937 forma parte de las obras más importantes realizadas en Estados Unidos, este puente se ha visto sometido a sismos de intensidades importantes por lo cual ha sido reforzado por medio de aisladores sísmicos con núcleo de plomo en combinación con amortiguadores viscosos para resistir un futuro sismo de magnitud de 8.3.



Figura 1.5.3 Puente Golden Gate ubicado en la bahía de San Francisco California.
(<http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:GG-ftpoint-bridge-2.jpg>)

Puente I-40, Tennessee.

El puente I-40 es vital como vía de transporte, comercial y es un vínculo importante para la defensa aérea de Memphis. Este puente ubicado sobre el río Misisipi se encuentra muy cercano a la falla sísmica Madrid que en un pasado ha producido sismos de magnitudes importantes. El refuerzo del puente se realizó por medio de un sistema de aislamiento a base de péndulos de fricción ubicados en la parte superior de las pilas, los cuales soportan las armaduras, para resistir un sismo de magnitud 7. Con este refuerzo se logró una disminución en la cimentación y superestructura generando un diseño más económico.



Figura 1.5.4 Puente I-40 Tennessee aislado mediante un sistema de péndulos de fricción.
(<http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:GG-ftpoint-bridge-2.jpg>)

Puente Benicia-Martínez, California.

Este puente forma parte de las tres vías de transporte que son críticas en el área de la bahía de San Francisco para operaciones de emergencia después de ocurrir un sismo. Fue reforzado mediante péndulos de fricción colocados en la parte superior de las columnas de concreto para apoyar las armaduras de la carretera, de acuerdo con su diseñador (Earthquake, 2003) pueden soportar 2270 toneladas de carga muerta más viva, desplazamientos de 140 milímetros y tiene un periodo

de 5 segundos y han sido los más grandes en su tipo colocados en puentes, además el uso de estos dispositivos ocasionó el ahorro de millones de dólares en el proyecto de rehabilitación debido a los trabajos de refuerzo evitados en las pilas y su cimentación en comparación con los costos que se hubieran tenido con el uso de apoyos laminados.



Figura 1.5.5 Puente Benicia-Martínez California aislado mediante péndulos de fricción. (http://www.earthquakeprotection.com/benicia_martinez_bridge.html)

En Alaska y Canadá se han empleado sistemas de aislamiento tipo péndulo de fricción similares a los mostrados anteriormente. Este tipo de aislamiento fue preferido sobre los aisladores con núcleo de plomo por su capacidad de conservar sus propiedades de amortiguamiento y rigidez al estar expuestos ante condiciones de temperaturas extremas (-46°C a 39°C). En la figura 1.5.6 se pueden observar algunos de los puentes donde se ha utilizado aislamiento con dispositivos péndulos de fricción.

En Turquía se reforzaron los viaductos de Bolu (figura 1.5.7), los cuales se vieron dañados por un sismo ocurrido en 1999, por medio de péndulos de fricción. En Nueva Zelanda también se han diseñado o rehabilitado una larga lista de puentes y en Japón más de 300 puentes han sido aislados sísmicamente por alguno de los métodos mencionados anteriormente. En Skinner et al. (1996) y Jara et al. (2006) se muestran descritos algunos otros puentes que se han aislado sísmicamente, además en Constantinou y Filiatrault (2006) se muestra una larga lista de los principales puentes aislados.



Teslin puente sobre el río, Yukon, Canadá.



Puente Alaska cerca de isla Kodiak.



Puente Roberson sobre el río, Alaska.

Figura 1.5.6 Puentes que utilizan péndulos de fricción expuestos a temperaturas extremas.
(http://www.earthquakeprotection.com/bridges_exposed_extreme_cold.html)



Figura 1.5.7 Viaductos Bolu en Turquía.
(http://www.earthquakeprotection.com/bridge_bolu_viaducts.html)

Estimación de la demanda sísmica.

2.1 Introducción

Los sismos no pueden todavía predecirse en magnitud ni en fecha de ocurrencia, por lo que se han tenido enormes pérdidas de vidas humanas y económicas en diferentes épocas de la civilización. Por otro lado, persisten enormes incertidumbres respecto a las variables que contribuyen a asegurar la integridad de las estructuras en diferentes tipos de suelos al verse expuestas a sismos. Esto hace que se continúe investigando en estas áreas para mejorar el entendimiento de los fenómenos sísmicos y del comportamiento esperado de las estructuras sometidas a este tipo de acciones.

Como un intento para mitigar los efectos de los temblores, se han desarrollado dispositivos y sistemas de control de vibraciones (como los mostrados en el capítulo 1), así como modificaciones continuas en los códigos de diseño, con lo cual se busca mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras y reducir las grandes pérdidas económicas y de vidas.

Por su ubicación geográfica, México se ha visto expuesto a grandes desastres ocasionados por sismos, huracanes, inundaciones, etcétera. Debido a que en México se presentan varias fallas activas y cerca de estas se encuentran altas concentraciones de población, el peligro sísmico en ciertas áreas del país es grande, por lo que se debe tener especial cuidado en el diseño de estructuras localizadas en estas zonas.

A continuación se presentarán algunos conceptos generales relativos a sismicidad.

2.2 Tectónica de placas

Composición de la tierra

Como resultado de un gran número de estudios científicos en su mayoría de propagación de ondas se ha llegado a conocer la composición de la Tierra, esta ha sido dividida en cuatro capas principales (figura 2.2.1), de las cuales la de mayor importancia, por sus efectos en las construcciones, es la capa rígida

formada por la corteza y parte del manto superior llamada litósfera. A continuación se describen las capas que conforman la Tierra:

Atmósfera: Es la capa gaseosa que rodea a la tierra y su mayor densidad se concentra en los primeros 5.6 kilómetros, sin embargo su espesor llega a ser de 1100 kilómetros.

Litósfera: Está conformada por la corteza terrestre y por la parte superior del manto. Se extiende hasta una profundidad promedio de 100 kilómetros.

La corteza terrestre se inicia en la superficie de la tierra con un espesor promedio de 35 kilómetros, sin embargo, en cadenas montañosas puede tener espesores mayores, mientras que bajo los océanos es aproximadamente de 10 kilómetro. De acuerdo con los estudios de propagación de onda. Está formada por roca fracturada.

Manto: Es la capa que subyace a la corteza terrestre y puede dividirse en manto exterior y manto interior. Está formado por roca fundida y tiene una consistencia plástica de la cual se deriva la lava que expulsan los volcanes, además en el manto exterior se encuentra la parte donde se deslizan las placas que forman la corteza terrestre llamada astenósfera. Las temperaturas alcanzadas en el manto exterior llegan a ser de 1000° C y en el manto interior llegan hasta 3500° C.

Núcleo: Es el centro de la tierra y puede dividirse en núcleo externo y núcleo interno, además las temperaturas alcanzadas son de 5000° C. El núcleo externo cuenta con un espesor de 2300 kilómetros y presenta una consistencia líquida, mientras que el núcleo interno es sólido su espesor es de aproximadamente 1170 kilómetros.

La densidad de los materiales que forman las diferentes capas de la tierra va creciendo conforme a la profundidad que alcanzan dichas capas, por lo tanto el material del núcleo es mucho más denso que el material que forma la corteza terrestre. La corteza terrestre tiene una densidad de 2.7 veces la densidad del agua, mientras que la densidad del núcleo llega a ser de 13 veces la densidad del agua.

La teoría de la deriva continental describe a la litósfera como un material sólido dividido en diferentes placas que se desplazan año con año. Esto es debido a las altas temperaturas del núcleo de la tierra y a la mala conducción de calor del manto, lo cual genera corrientes de convección (el material caliente sube mientras el frío baja) del material viscoso sobre el cual se encuentra la litosfera (figura 2.2.2).

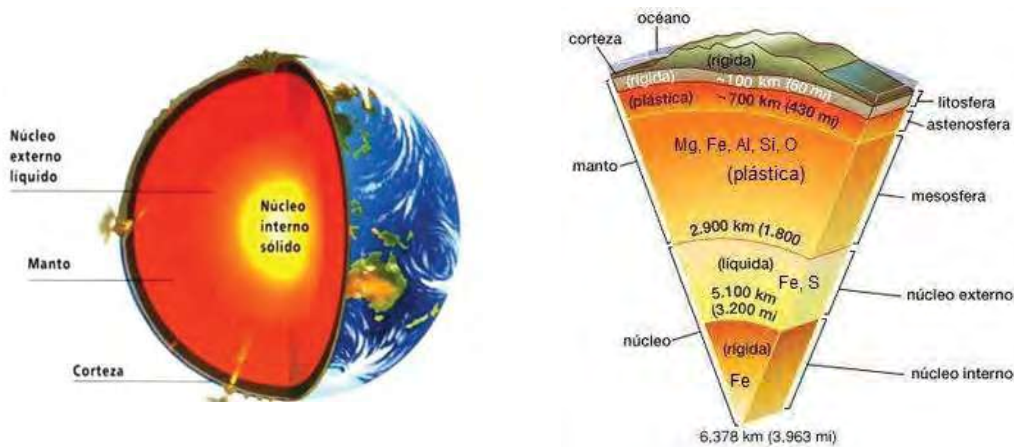


Figura 2.2.1 Composición de la tierra.
 (Adaptada de: <http://globesuanzes.blogspot.com/2009/06/capas-de-la-tierra.html>)

Las placas que conforman la litosfera más importantes por su tamaño son: la del Pacífico, América, Euroasia, India, África y Antártica (figura 2.2.3). En México la interacción de las placas de Cocos, Rivera y Norte América han producido eventos sísmicos de gran importancia de los cuales se puede hacer mención de los sismos ocurridos en 1985 que ocasionaron grandes daños en la ciudad de México.

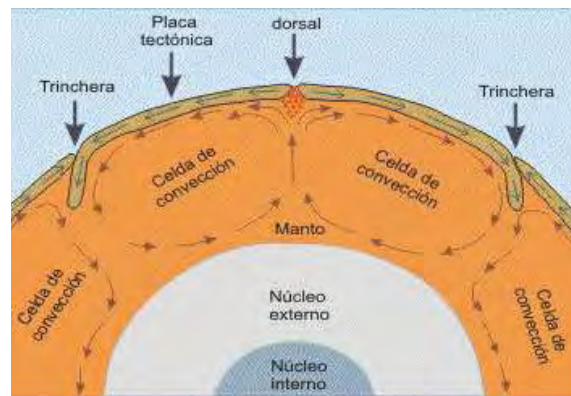


Figura 2.2.2 Celdas de convección ocasionadas por la diferencia de temperaturas en el manto interior y el manto exterior. (Adaptada de: <http://www.ssn.unam.mx>)

De acuerdo con los movimientos estudiados de las placas tectónicas se estima que hace aproximadamente 200 millones de años los continentes se encontraban unidos formando un solo continente llamado Pangea. En CENAPRED (2001) y Jara, et al. (2007) se proporciona una mayor profundidad en el movimiento que ha tenido las placas tectónicas a través de los años.

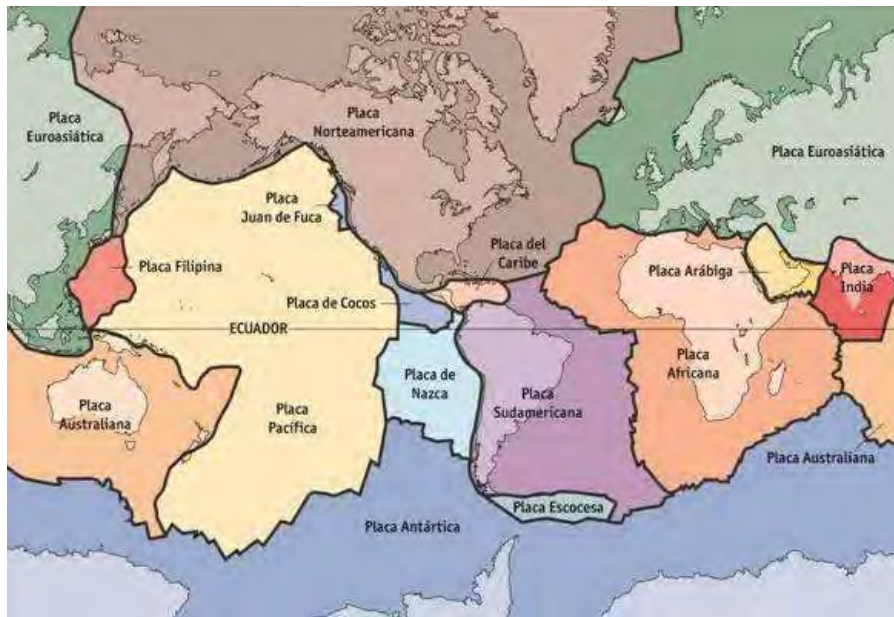


Figura 2.2.3 Placas tectónicas que conforman la litósfera.
(Adaptada de: <http://www.ssn.unam.mx>)

2.3 Fuentes sísmicas.

Debido al movimiento de las placas tectónicas se presentan distintos mecanismos con los cuales se generan los sismos, estos pueden agruparse en los siguientes:

Fallas Divergentes. Las placas se van separando entre sí año con año. Esto se debe a que una parte del magma que emerge a la corteza terrestre es a través de este tipo de fallas (figura 2.3.1a). Este fenómeno da origen a grandes cadenas montañosas y un ejemplo de ello se presenta en la frontera del atlántico donde se encuentra la cordillera más larga que existe actualmente en el mundo.

Fallas de subducción o convergencia. Debido a que el espesor de las placas oceánicas es menor que el espesor de las placas continentales, las placas oceánicas se introducen por debajo de las placas continentales (figura 2.3.1b). La mayoría de estas fallas se encuentran en la zona comprendida entre la placa del océano Pacífico y las placas continentales que la rodean y disipan alrededor del 90% de la energía sísmica producida por temblores. Dada la gran actividad sísmica y volcánica de esta zona se le conoce como el *Cinturón de Fuego o Cinturón Circunpacífico* (figura 2.3.2).

En México los sismos de subducción se producen en la frontera de la Placa de Norteamérica, con la frontera de la Placa de Cocos y de Rivera (figura 2.3.3).

Aunque la Placa de Rivera es de menor tamaño que la de Cocos y presenta una tasa de desplazamientos menor, históricamente ha generado sismos fuertes con magnitudes hasta de 8.4 Jara, et al. (2007).

Fallas de transformación. Este tipo de falla es generado por el desplazamiento relativo entre dos placas tectónicas (figura 2.3.1c), un ejemplo de ellas es la falla de San Andrés la cual se encuentra en el estado de California en Estados Unidos y que llega a afectar la parte norte de Baja California México. El tiempo de recurrencia de los sismos producidos por este tipo de fallas es mayor que los sismos de subducción.



Figura 2.3.1 Fallas que se presentan en los límites de las placas tectónicas.

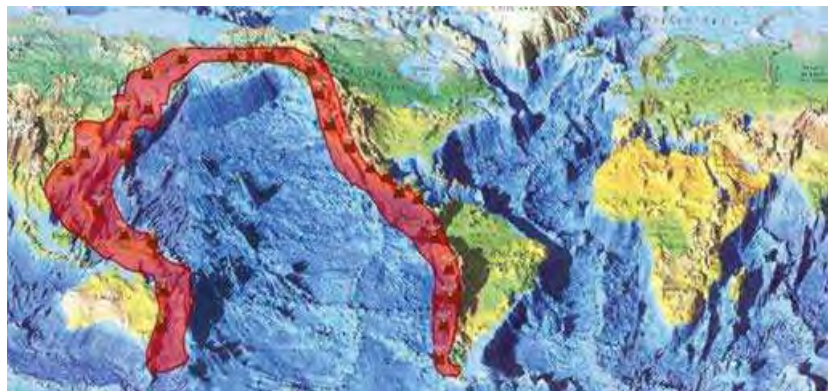


Figura 2.3.2 Cinturón de fuego del pacífico, delineado por las zonas de subducción que atraviesan el Océano Pacífico (tomada de: <http://www.guerrero.gob.mx/>).

Fallas normales. Estas fallas se generan cuando la placa oceánica que se introduce por debajo de la placa continental se encuentra sometida a esfuerzos de tensión que crecen hasta lograr la falla de la placa. Estos esfuerzos son debidos al peso propio de la placa y la flexión producida por las corrientes de convección. El foco de estos eventos se encuentra dentro del continente a profundidades mayores de 45 Km y sus magnitudes pueden ser de gran consideración, pero menores a las generadas por las fallas de subducción.

Fallas locales. Se generan debido al empuje que sufren las placas continentales por las placas oceánicas y por el nacimiento de volcanes. Debido a este empuje se activan fallas que generalmente se encuentran prácticamente en la superficie de la corteza terrestre, las cuales generan sismos de magnitudes intermedias que suelen ser peligrosos para comunidades establecidas cerca del epicentro.

En el occidente de México existen cuatro zonas sísmicas de este tipo asociadas a la evolución del eje Neovolcánico: Graben de Acambay, Semigraben de Aljibes, Graben del Mezquital y el fracturamiento de Pedro Escobedo (Jara, et al., 2007).



Figura 2.3.3 Esquema de las placas tectónicas en México.
(Adaptada de: <http://www.ssn.unam.mx>)

2.4 Ondas sísmicas.

Al ocurrir un evento sísmico se producen diferentes tipos de ondas que se propagan en todas direcciones desde el origen o foco del temblor. Principalmente se propagan dos tipos de ondas en el interior de la tierra (ondas de cuerpo) conocidas como ondas de compresión y ondas de cortante, también llamadas ondas P y ondas S respectivamente.

Las ondas de compresión se propagan comprimiendo y expandiendo el material causando deformaciones volumétricas (figura 2.4.1a). Estas ondas pueden transmitirse también en líquidos y gases a diferencia de las ondas S, las cuales se propagan solamente en materiales sólidos provocándoles deformaciones transversales (figura 2.4.1b).

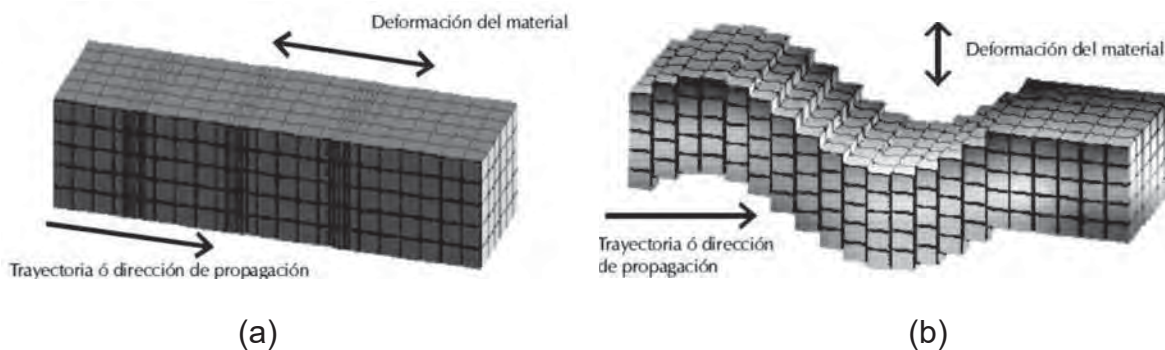


Figura 2.4.1 Ondas de cuerpo: a) propagación de ondas sísmicas de compresión (ondas P). b) propagación de ondas sísmicas de cortante (ondas S).

Las ondas P viajan a una velocidad mayor que las ondas S aproximadamente en 1.73 veces su velocidad, en una amplia gama de materiales, por lo tanto son las primeras en ser registradas por los instrumentos de medición. Cuando se transmiten las ondas sísmicas de la corteza a la superficie, la refracción y reflexión de las ondas provoca que las ondas en la superficie sean distintas a las que viajan a través de la corteza terrestre.

Las ondas Love y Rayleigh son las principales dentro de las ondas superficiales. Las primeras se transmiten similarmente a las ondas S ocasionando desplazamientos horizontales (figura 2.4.2a), mientras que las ondas Rayleigh mueven el terreno en dirección vertical y horizontal haciendo que las partículas describan movimientos elípticos semejantes a las olas del mar (figura 2.4.2b). Estas últimas viajan a velocidades menores que las ondas Love y pueden propagarse en líquidos debido a la forma de transmitirse.

Dependiendo de la magnitud del temblor y la cercanía al punto de origen las amplitudes de las ondas varían. Estas pueden ser tan pequeñas que no sean percibidas por el ser humano o tan grandes que pueda verse como se deforma el suelo por donde pasan, y ocasionar grandes daños a edificaciones, puentes, vías férreas, etcétera.

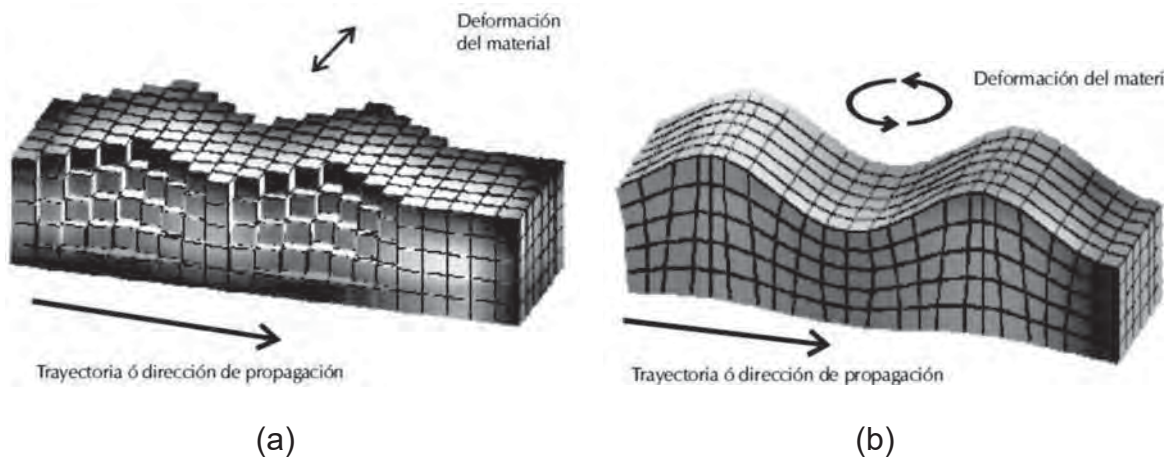


Figura 2.4.1 Ondas superficiales: a) propagación de ondas superficiales Love b) propagación de ondas superficiales Rayleigh.

2.5 Localización de un temblor.

Para localizar el epicentro de un temblor primero es necesario contar con aparatos que registren el movimiento de los suelos durante la ocurrencia de un sismo. En Jara, et al. (2007) se menciona que en China en 132 A.C. se desarrolló un sistema que les permitía saber la dirección principal del sismo. A partir del avance tecnológico y del conocimiento científico se fueron desarrollando dispositivos, cada vez más precisos, que nos permiten obtener registros para posteriormente estudiarlos y poder definir las propiedades de los temblores tales como: magnitud, localización, direcciones principales, aceleración máxima, etcétera.

En la actualidad se utilizan fundamentalmente sismógrafos y acelerógrafos como herramienta de medición sísmica y los hay con características variables dependiendo de la sensibilidad del instrumento. Los primeros son instrumentos de alta sensibilidad que pueden registrar sismos de magnitud pequeña, sin embargo cuando se registran movimientos fuertes pueden llegar a exceder su escala de medición, es decir, se saturan. Las principales aplicaciones de los sismógrafos se tienen en el campo de la sismología y el estudio del interior de la tierra.

Los sismógrafos consisten en una masa suspendida en un marco sujeto al terreno que al moverse imprime los desplazamientos relativos en un rodillo de papel (figura 2.5.1). En la actualidad también existen sismógrafos que registran en cinta magnética o mediante impulsos eléctricos.

En la ingeniería civil los eventos sísmicos que interesan son los que tengan gran probabilidad de causar daños en las estructuras, por lo tanto estos son los de mayor magnitud. Esta es la razón de utilizar acelerógrafos para la medición de altas aceleraciones sin que se presente el problema de la saturación.

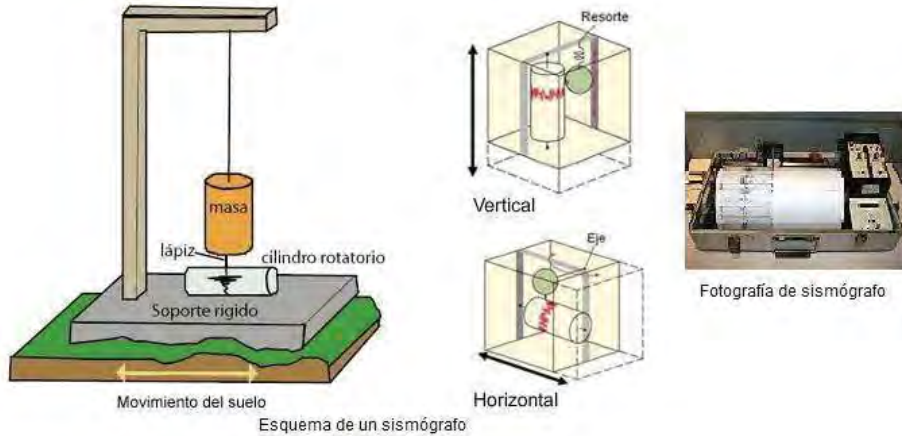


Figura 2.5.1 Funcionamiento esquemático de un sismógrafo.

Los acelerógrafos (figura 2.5.2) no registran continuamente, sino que empiezan a funcionar unos momentos antes de iniciarse el sismo (memoria de pre-evento) y termina unos segundos después de haber acabado el temblor (memoria de pos-evento). También tiene la ventaja de contar con un umbral de disparo para evitar que registre eventos demasiado pequeños que pueden ser ocasionados por el ruido ambiental.



Figura 2.5.2 Acelerómetros a) Triaxiales, b) Uniaxiales.

La localización de un sismo se da a través de la localización del foco o epicentro. El foco o hipocentro se considera el origen del temblor, es decir, el punto donde se inicia el movimiento de las placas, mientras que el epicentro es la prolongación vertical del foco en la superficie terrestre.

Utilizando la diferencia de tiempo de llegada de las ondas P y las ondas S (a la estación sísmica) es posible determinar la distancia hacia el epicentro del temblor. Su localización geográfica se obtiene con el uso de tres estaciones sísmicas, determinando la distancia del epicentro a cada una de ellas y trazando un círculo con centro en la ubicación de la estación y radio de la distancia epicentral

calculada, así mismo el epicentro se ubica en el punto donde se interceptan los tres círculos (figura 2.5.3).

La distancia epicentral se calcula de la manera siguiente:

$$\text{Radio epicentral} = \frac{\Delta T_{SP}}{\frac{1}{V_S} - \frac{1}{V_P}}$$

donde:

ΔT_{SP} : es la diferencia entre tiempos de llegada de las ondas S y las ondas P.

V_S y V_P : son las velocidades de ondas cortantes y de compresión.

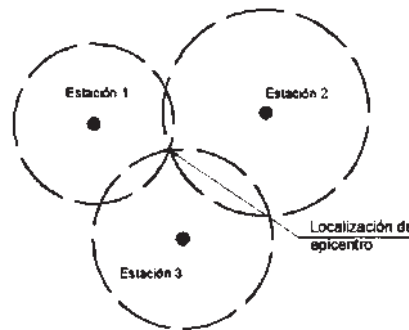


Figura 2.5.3 Localización del epicentro de un sismo.

2.6 Escala de intensidad y magnitud de un temblor.

Cuando se describe un temblor, generalmente se hace referencia además de su epicentro a su magnitud o intensidad; estos dos últimos términos aluden a dos fenómenos distintos que son confundidos con frecuencia.

La escala de intensidad suele ser un tanto subjetiva debido a que se utilizan métodos empíricos y de percepción visual, los cuales se basan en los daños que se presentan en las ciudades y los testimonios de sus pobladores. Estos suelen depender de la distancia epicentral a que se encuentra, del tipo de terreno del sitio entre otras características. Algunas de las escalas de este tipo son: la de Rossi y Forel, Mercalli Cancali y Sieberg, Mercalli modificada y la MSK.

La magnitud de un temblor refleja indirectamente la cantidad de energía liberada por evento, por lo cual a cada sismo le corresponde una sola medida de magnitud. Debido a que las escalas se saturan para ciertas magnitudes se han propuesto diferentes tipos de ellas: magnitud de Richter o magnitud local (M_L), de ondas superficiales (M_S), de ondas de cuerpo (M_b), de coda (M_C) y de momento sísmico (M_W).

La magnitud de momento sísmico es la única que toma en cuenta parámetros físicos, por cual esta escala es la única que no se satura. Las diferentes escalas de magnitud concuerdan para valores de magnitud intermedia (5 y 6.5 aproximadamente). Con excepción de la escala de magnitud de momento sísmico, las diferentes escalas alcanzan un límite máximo (se saturan), aún cuando la energía liberada siga creciendo, debido a que las ondas sísmicas empleadas para definir los valores de las distintas magnitudes, no se incrementan conforme se incrementa la energía liberada.

Las diferentes escalas de intensidad y de magnitud de un temblor son descritas ampliamente en Kramer (1996) y Jara, et al. (2007). Una variación entre magnitudes de 1, para dos temblores distintos, nos da una diferencia de 32 veces en términos de energía liberada. Así, un sismo de magnitud 8 nos da las relaciones siguientes (CENAPRED [2001]):

32 sismos de magnitud 7.

1000 sismos de magnitud 6.

32 000 sismos de magnitud 5.

ó 1 000 000 de magnitud 4.

2.7 Sismicidad en México.

México está integrado a una gran zona generadora de sismos (figura 2.3.2), donde las principales fuentes sísmicas son: la zona de subducción, la zona de temblores de falla normal, la zona de transformación y la zona de fallas locales.

En la figura 2.7.1 se puede observar que la mayor concentración de temblores se encuentra en el centro y sur de México, y son debidos a las fallas de subducción, de fallamiento normal y a fallas locales. Los temblores de mayor magnitud se han producido en la zona de subducción, localizada en la costa del Pacífico entre Jalisco y Chiapas, mientras que los de falla normal se encuentran dentro del continente. En el Golfo de Baja California se cuentan con sismos generados por una falla de transformación de magnitud suficiente para producir daños en estructuras; no obstante estos se presentan con una periodicidad menor. Los sismos generados por fallas locales son generalmente de intensidades pequeñas, sin embargo, suelen ser muy peligrosos para poblaciones cercanas a ellos.

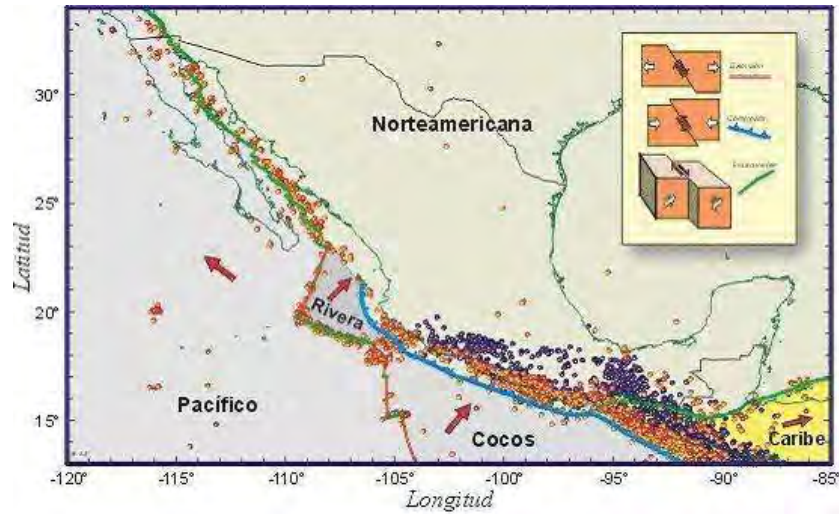


Figura 2.7.1 Sismos ocurridos entre 1964 y 1995. Tomada de:
http://www.proteccioncivil.df.gob.mx/macrosimulacro/objetivo_macrosimulacro_3.html

La Comisión Federal de Electricidad en su *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo 2008*, proporciona las aceleraciones máximas del terreno y sus correspondientes periodos de retorno, como se puede observar en la figura 2.7.2 y 2.7.3, tales datos provienen de estudios de peligro sísmico con base en un enfoque probabilista. Las aceleraciones mostradas serán el punto de partida para la generación de espectros de diseño.



Figura 2.7.2 Mapas de periodos de retorno.
 Tomada de: *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo (2008)*.

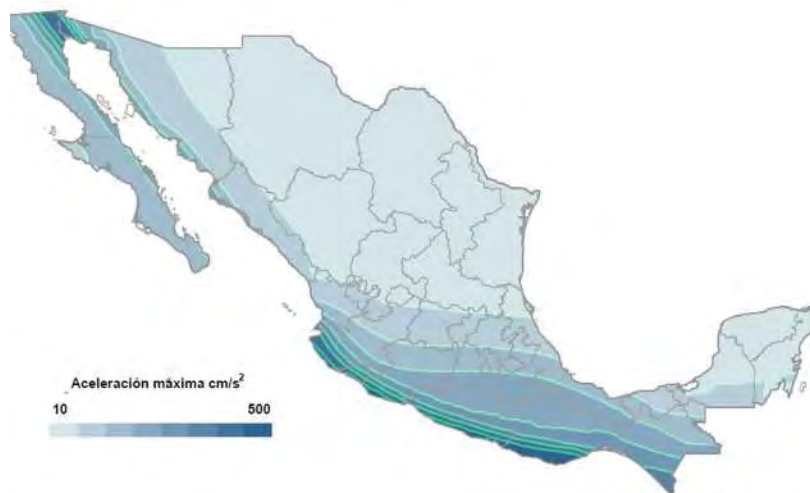


Figura 2.7.3 Aceleraciones máximas del terreno correspondientes a los periodos de retorno de la figura 2.7.2. Tomada de: Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo (2008).

Chávez (2010) presenta una lista de los principales temblores ocurridos en México debidos a fallas de subducción, normales y locales. También en CENAPRED (2001) y Jara, et al. (2007) se presentan tablas con los sismos de mayor intensidad en México y en el mundo.

Para la realización de este trabajo se considerará que las estructuras estudiadas se localizan en zonas cercanas a la costa del Pacífico, lugar donde han ocurrido los temblores de mayor magnitud en la historia sísmica del país.

2.7.1 Brecha sísmica de Guerrero.

En una zona considerada sísmicamente activa la probabilidad de ocurrencia de un sismo de magnitud fuerte aumenta mientras transcurre tiempo sin temblar. Esto se debe a la energía que se va acumulando con el paso del tiempo. Así mismo, cuando ha transcurrido un largo periodo sin que ocurra un gran temblor, se dice que se ha formado una brecha o *gap* (*en inglés*) en esa región.

Un ejemplo de lo anterior fue la brecha de Michoacán que fue generada por un tiempo de más de 80 años sin ocurrir un gran temblor. Esta acumulación de energía fue la causante del sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985, de magnitud $M_S=8.1$, y de su réplica principal el 20 de septiembre, sismos que causaron enormes pérdidas económicas y de vidas humanas.

En México existen zonas en las que hace tiempo no ocurre un sismo de gran magnitud: el Golfo de Tehuantepec y en la costa de Guerrero (Jara, et al. 2007). En la primera se piensa que no ocurrirá un temblor de magnitud importante y que

la energía será liberada mediante sismos pequeños, esto se debe a que no hay información histórica de la ocurrencia de sismos con magnitudes importantes.

En Guerrero no se ha producido un gran temblor desde 1911, a pesar de que históricamente se sabe que han ocurrido temblores importantes con epicentros en esa zona. Debido a lo anterior se acepta que la brecha de Guerrero tiene una enorme probabilidad de que ocurra un temblor de gran magnitud (figura 2.7.4).



Figura 2.7.4 Brecha sísmica de Guerrero.
(Tomada de <http://www.guerrero.gob.mx/>)

2.8 Elección de registros sísmicos.

Para la realización de este trabajo se eligieron diez registros sísmicos de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (figura 2.8.1). Con estos registros sísmicos se procederá hacer los análisis dinámicos de historia en el tiempo de los modelos de puentes elegidos y mostrados en el capítulo 3.

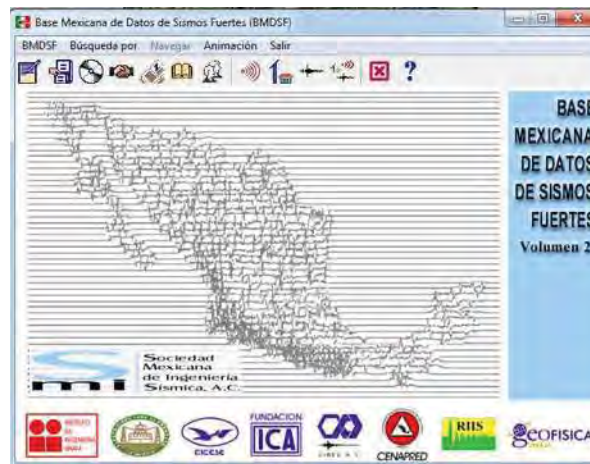


Figura 2.8.1 Imagen de presentación de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes.

La Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes se compone de registros sísmicos capturados por una red de acelerógrafos, actualmente formada por 547 estaciones, las cuales se localizan en la ciudad de México y estados vecinos, a lo largo de la zona de subducción en la costa del Pacífico y también en la parte noroeste del país. La información contenida en esta base se obtuvo de varias instituciones, una de ellas es la Red Interuniversitaria de Instrumentación Sísmica (RIIS), de la cual forma parte la Universidad Michoacana.

2.8.1 Elección de registros sísmicos para análisis dinámicos.

Para los análisis dinámicos de historia en el tiempo se eligieron diez registros sísmicos con base en:

- Temblores de subducción, es decir, con profundidades focales menores a los 40 Km.
- Magnitudes mayores a 7.
- Estaciones sísmicas en dirección hacia el continente respecto al epicentro.
- Estaciones sísmicas localizadas en sitios de suelo duro.
- De la gama de registros que cumplieron con lo anterior, se eligieron los que registraron una mayor aceleración.

Los registros seleccionados se presentan en la tabla 2.1 y las ubicaciones geográficas de los epicentros y estaciones en la tabla 2.2.

Tabla 2.1 Características principales de los registros seleccionados.

SISMO	EST.	PROF. FOCAL (Km)	DIST. EPICENTRAL(Km)	MAG.	PGA (cm/s ²)	Tipo de escala y estación.
14/03/1979	SICC	28	111.19	7	307.22	Mb (SICARTSA, Lázaro Cárdenas)
25/10/1981	APAT	14	135.55	7.3	96.548	Ms (Apatzingán campamento SARH)N00E
	SICC	14	7.927	7.3	-265.7	Ms (Lázaro Cárdenas) N90E
19/09/1985	ZACA	15	81.248	8.1	262.23	Ms (Zacatula Lázaro Cárdenas)S00E
	AZIH	15	166.28	8.1	-153.93	Ms (Aeropuerto Zihuatanejo) N90W
	PAPN	15	218.38	8.1	154.95	Ms (Papanao Guerrero) S00W
21/09/1985	AZIH	15	46.59	7.6	-158.23	Ms (Aeropuerto Zihuatanejo) N00E
	ZACA	15	73.998	7.6	-72.73	Ms (Zacatula Lázaro Cárdenas)S00E
	PAPN	15	90.04	7.6	242.69	Ms (Papanao Guerrero) S00W
14/09/1995	VIGA	22	62.59	7.2	100.35	Ms (Las Vigas Guerrero) S00E

Los registros con distancia del epicentro a la estación sísmica mayor que cien kilómetros fueron elegidos por las importantes aceleraciones que presentaron. Las

señales se escalaron utilizando espectros de peligro uniforme obtenidos en el estudio de peligro sísmico de Jara (2007). El escalamiento de los registros sísmicos se realizó, con base en la ordenada espectral para el periodo fundamental del puente en estudio, del espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 500 años (figura 2.8.2).

Tabla 2.2 Localización geográfica de las estaciones sísmicas y epicentros.

SISMO	Coordenadas del Epicentro Sísmico	Clave Estación	Ubicación de Estación Sísmica	Coordenadas de la Estación Sísmica
14/03/1979	17.490 Latitud, N 101.260 Longitud, W	SICC	SICARSA Lázaro Cárdenas Michoacán.	17.933 Lat. N 102.200 Long. W
25/10/1981	17.880 Latitud, N 102.150 Longitud, W	APAT	Campamento SARH Apatzingán Michoacán.	19.083 Lat. N 102.350 Long. W
		SICC	SICARSA Lázaro Cárdenas Michoacán.	17.933 Lat. N 102.200 Long. W
19/09/1985	18.021 Latitud, N 102.942 Longitud, W	ZACA	Zacatula Lázaro Cárdenas Michoacán	18.009 Lat. N 102.178 Long. W
		AZIH	Aeropuerto Internacional de Zihuatanejo Guerrero.	17.603 Lat. N 101.455 Long. W
		PAPN	Escuela Sor Juana Inés de la Cruz Papanaoa Guerrero.	17.328 Lat. N 101.040 Long. W
21/09/1985	18.021 Latitud, N 101.479 Longitud, W	AZIH	Aeropuerto Internacional de Zihuatanejo Guerrero.	17.603 Lat. N 101.455 Long. W
		ZACA	Zacatula Lázaro Cárdenas Michoacán.	18.009 Lat. N 102.178 Long. W
		PAPN	Escuela Sor Juana Inés de la Cruz Papanaoa Guerrero.	17.328 Lat. N 101.040 Long. W
14/09/1995	16.31 Latitud, N 98.88 Longitud, W	VIGA	Instalaciones SARH en Las Vigas Guerrero.	16.757 Lat. N 99.236 Long. W

El estudio de peligro sísmico que se tomó como base para la realización de los espectros de peligro uniforme, se realizó para el estado de Michoacán con base en tres fuentes sísmicas; fallas de subducción, normales y locales. Este se considera adecuado para representar el peligro sísmico en zonas cercanas al Océano Pacífico. Utilizando un enfoque probabilista se determinaron las tasas de excedencia de aceleración en el sitio, dependientes de los parámetros de las fuentes, de los procesos de ocurrencia y de la atenuación.

Los espectros de peligro uniforme se basan en leyes de atenuación espectrales, con las cuales se obtienen aceleraciones máximas espectrales para un mismo periodo de retorno, es decir, para la misma tasa de excedencia.

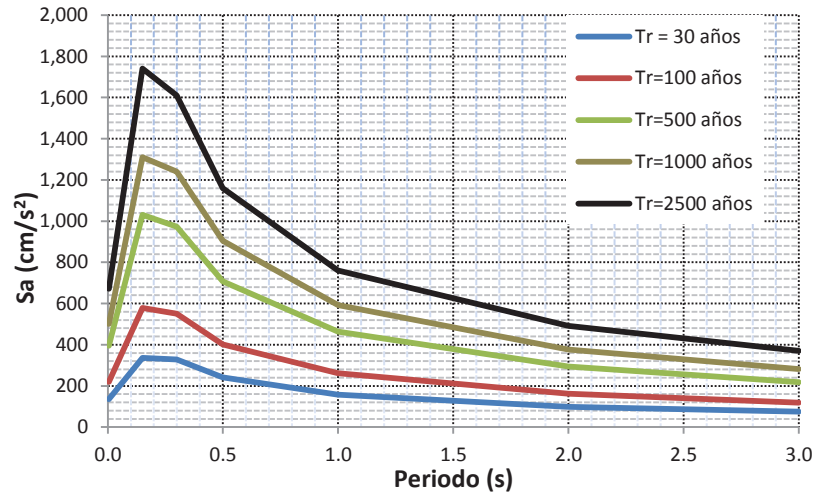
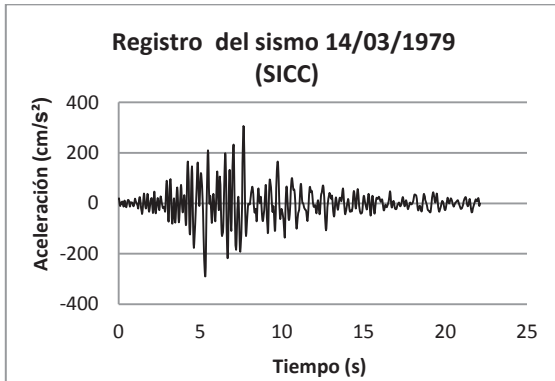
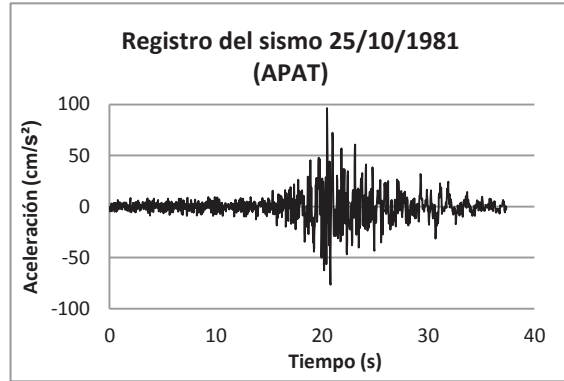


Figura 2.8.2 Espectros de peligro uniforme Jara (2007).

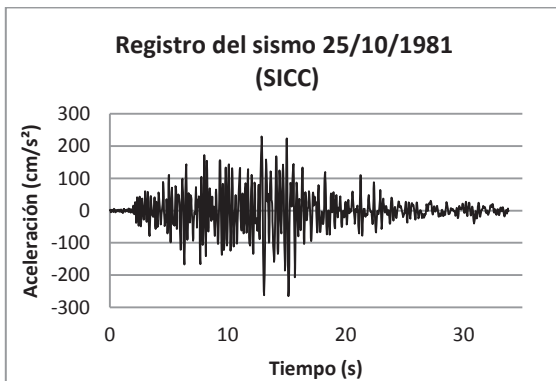
Los registros mencionados anteriormente se presentan a continuación (figura 2.8.3):



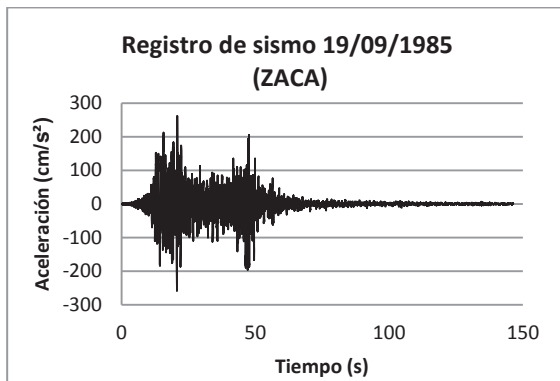
(a)



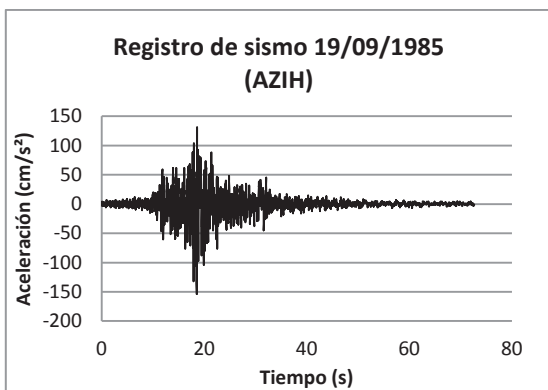
(b)



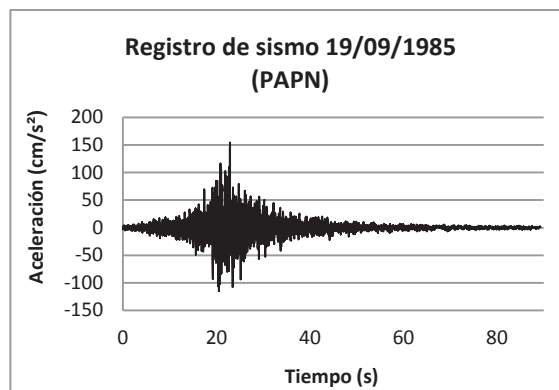
(c)



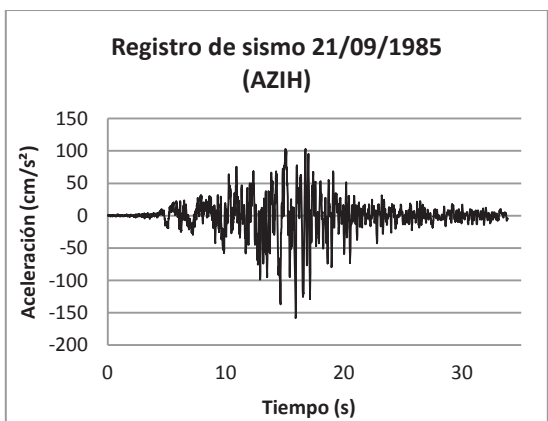
(d)



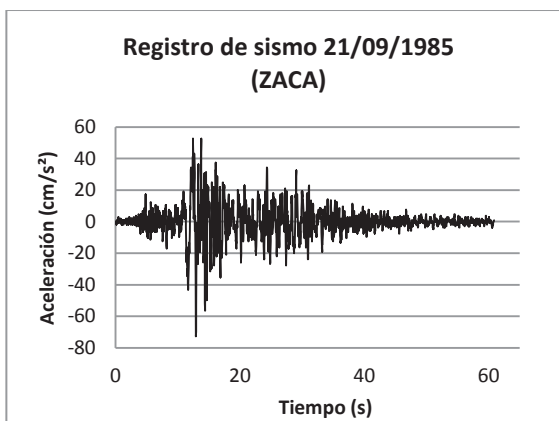
(e)



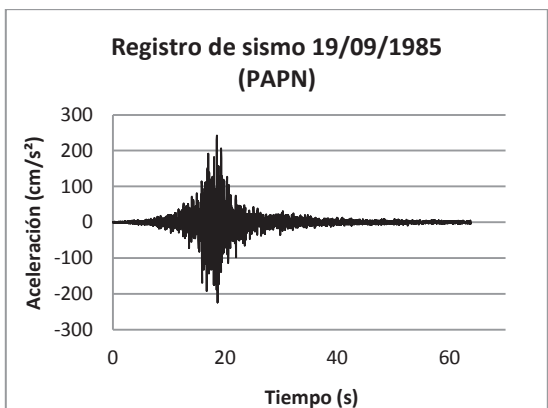
(f)



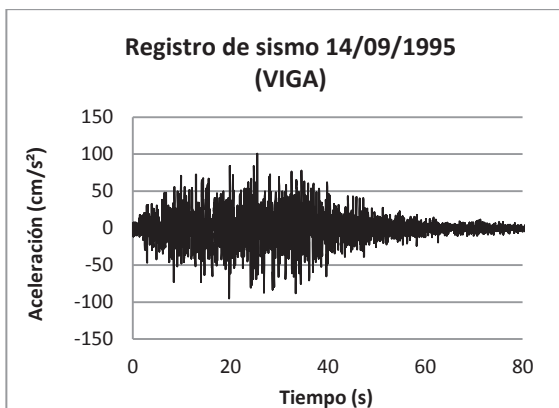
(g)



(h)



(i)



(j)

Figura 2.8.3 Registros sísmicos seleccionados para la realización de análisis dinámicos.

Debido al tiempo de ejecución de los análisis no lineales se redujeron los registros que tenían una duración mayor a los 50 segundos. Esto se realizó calculando la intensidad del movimiento del suelo por medio del método de Arias, Uang et al (1990), el cual se basa en la siguiente ecuación:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt$$

donde t_f es la duración total del registro de aceleración del suelo $a(t)$. Una vez calculada la intensidad del sismo se tomó el 90% de la energía como la fase intensa, Uang et al (1990), despreciando el 5% inicial y el 5% final de la energía generada por el movimiento sísmico (figura 2.8.4). Las modificaciones finales realizadas a los registros utilizados se muestran en la tabla 2.3.

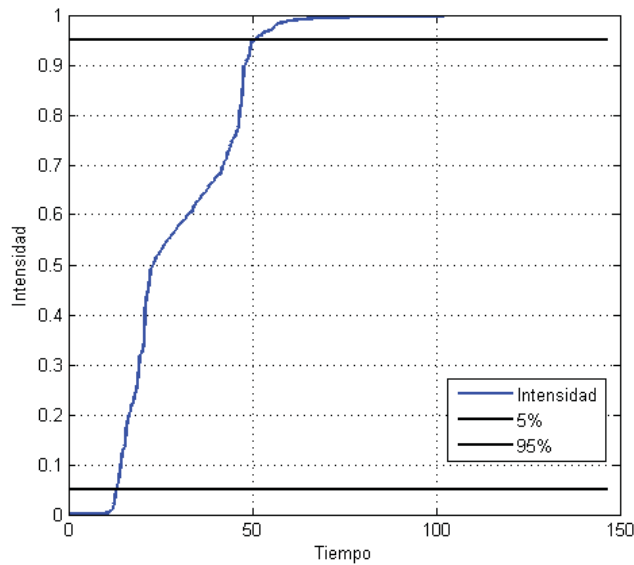


Figura 2.8.4 Intensidad de Arias del registro ZACA 19 de septiembre de 1985.

Tabla 2.3 Modificaciones en la duración de los registros.

Nombre del registro	Tiempo de inicio (s)	Tiempo final (s)
AZIH 19/09/1985	12	40
PAPN 19/09/1985	11	40
PAPN 21/09/1985	10	40
VIGA 19/09/1995	0	50
ZACA 19/09/1985	10	50
ZACA 21/09/1985	10	40

Para asegurar que la reducción del registro no causara efectos importantes en los resultados, primero se compararon los espectros de respuesta elásticos del registro original con el reducido (figura 2.8.5), posteriormente se realizaron análisis no lineales con el registro reducido y el original, utilizando un modelo de un grado de libertad. Los resultados obtenidos mostraron que las diferencias encontradas por la reducción de la duración de los registros eran despreciables.

De los seis registros reducidos, el registro ZACA 19 de septiembre de 1985 presentó diferencias importantes en la comparación de la respuesta de los análisis no lineales, por lo cual se decidió reducirse sólo a 60 segundos, tiempo para el cual los análisis no lineales proporcionan prácticamente los mismos resultados que los obtenidos con el registro completo.

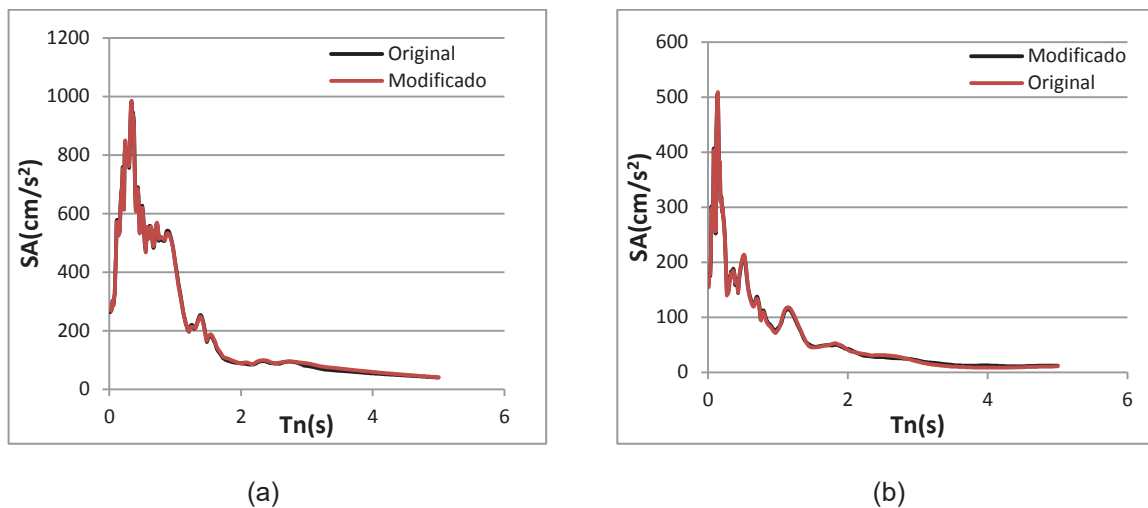


Figura 2.8.5 Comparación de espectros elásticos. a) ZACA 19 de septiembre 1985 b) PAPN 19 de septiembre de 1985.

En la figura 2.8.6 se muestra un ejemplo de los resultados, en la cual se comparan los desplazamientos en el tiempo para el registro ZACA 19 de septiembre de 1985 original y el reducido.

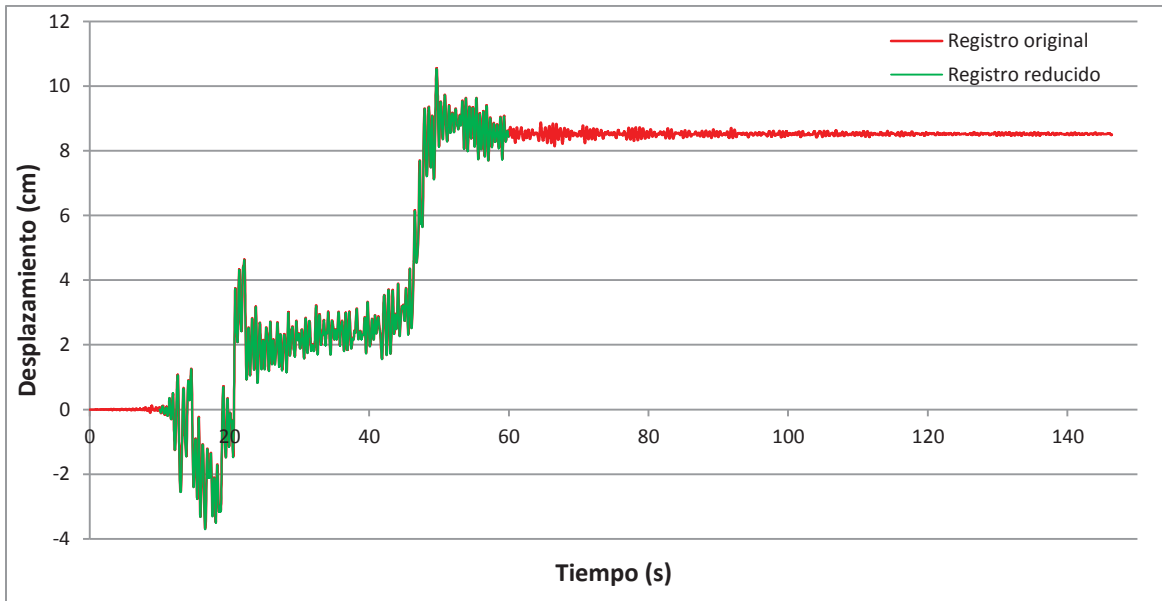


Figura 2.8.6 Gráfica de desplazamientos en el tiempo del registro ZACA 19/09/1985 original y modificado.

2.9 Cálculo de espectros de pseudoaceleraciones.

Los espectros elásticos e inelásticos fueron calculados mediante el uso del método de Newmark modificado, el cual es descrito en Chopra (2007). Los espectros inelásticos se obtuvieron para ductilidades de 1.5, 2, 2.5, 3, 4.

A continuación se muestran los espectros obtenidos:

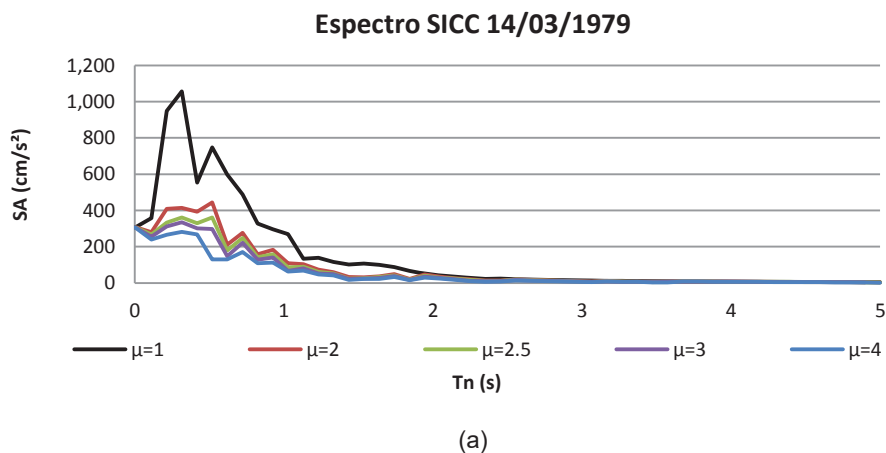


Figura 2.9.1 Espectros de pseudoaceleraciones para los distintos registros sísmicos seleccionados: a.

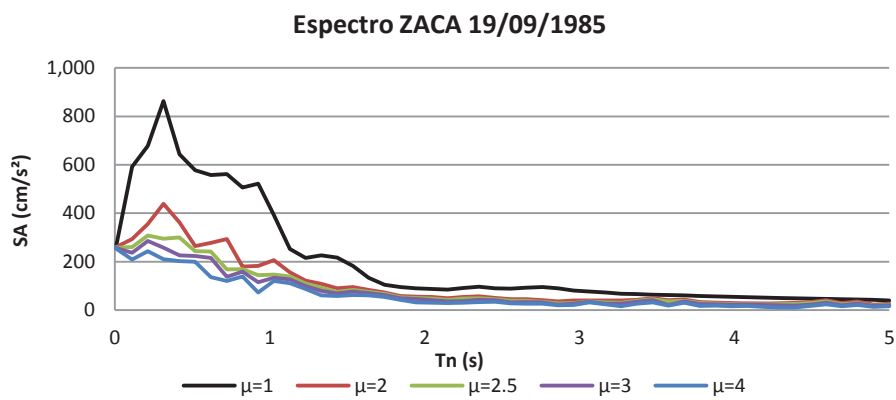
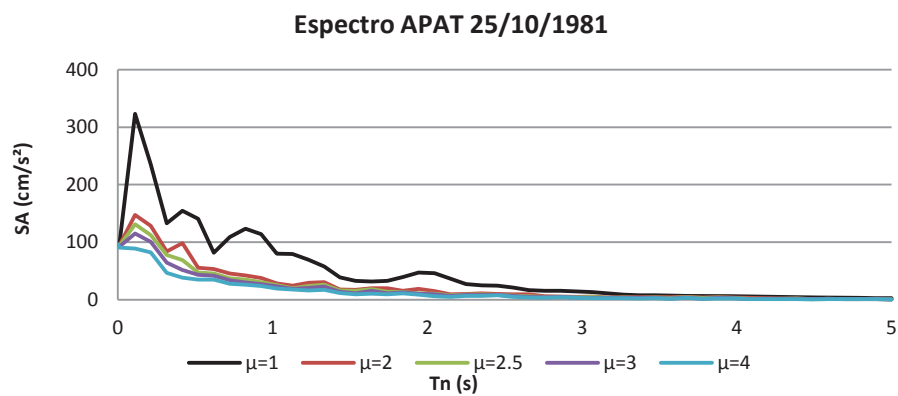
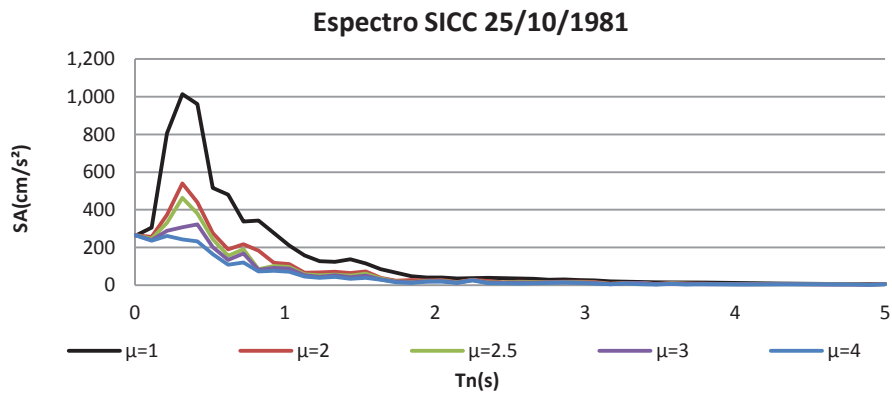


Figura 2.9.1 Espectros de pseudoaceleraciones para los distintos registros sísmicos seleccionados: *b, c, d*.

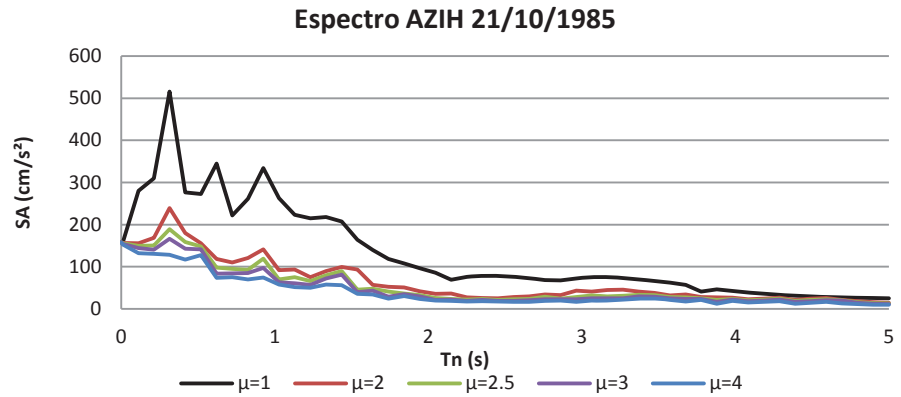
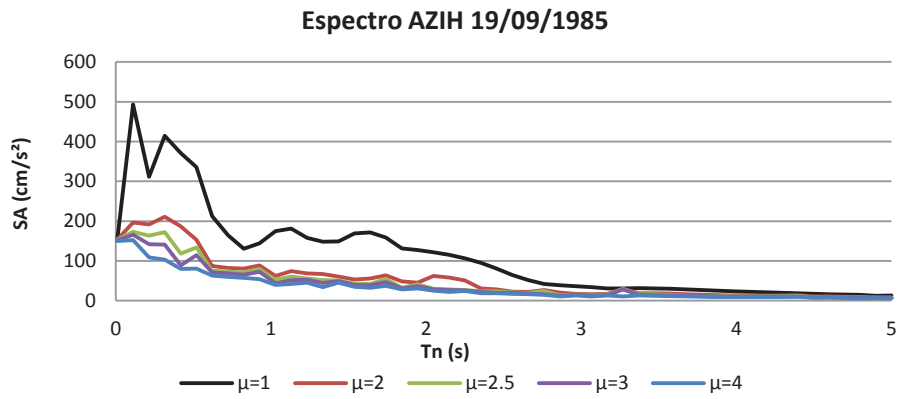
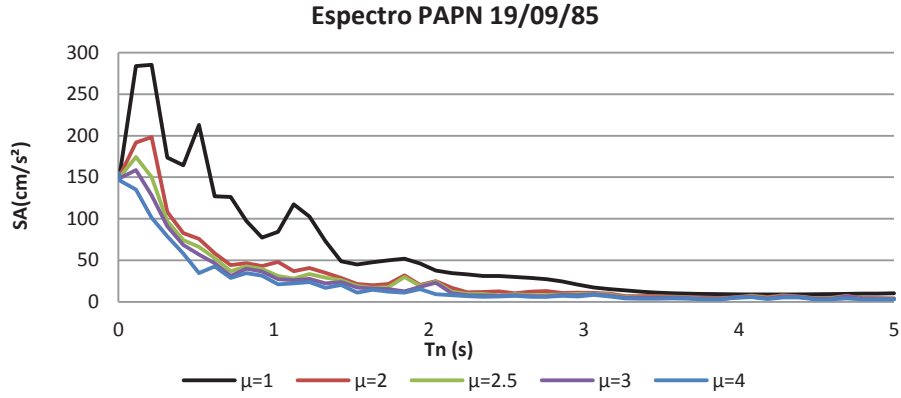


Figura 2.9.1 Espectros de pseudoaceleraciones para los distintos registros sísmicos seleccionados: *e, f, g*.

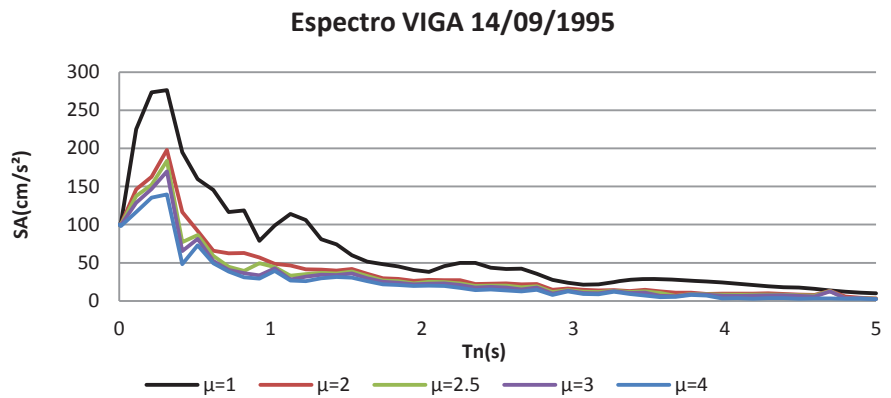
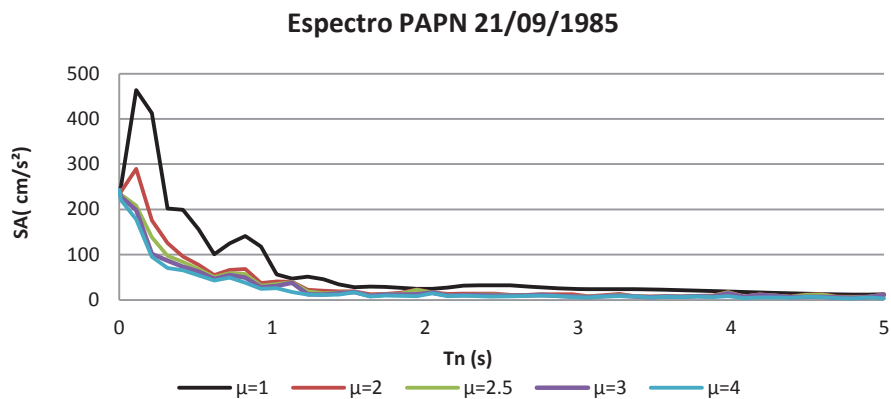
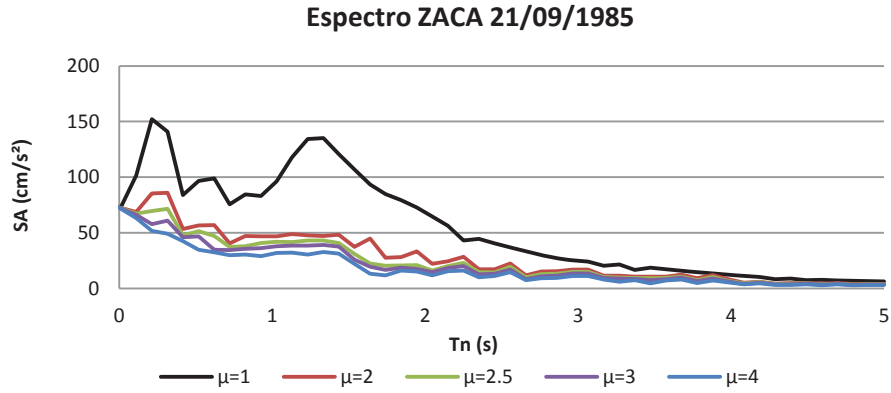


Figura 2.9.1 Espectros de pseudoaceleraciones para los distintos registros sísmicos seleccionados: *h, i, j*.

Selección de características de irregularidad y modelos de puentes.

3.1 Introducción

En México el análisis y diseño de puentes ha ido evolucionando con el paso del tiempo buscando la realización de estructuras más seguras. Aunque no se cuenta con un control detallado de todas las características de los puentes existentes, la Secretaria de Obras Públicas (SOP) y la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), posteriormente, han realizado trabajos de inspección sobre los materiales y geometrías utilizados en los puentes que están en funcionamiento.

Actualmente por su importancia se destacan 46,000 km, en los cuales se incluyen 200 km de puentes con más de 6 m de claro, de un sistema carretero nacional que alcanza los 240,000 km de longitud, Jara (2009). Una gran cantidad de puentes importantes se encuentran cercanos a la costa del Océano Pacífico, lo que hace atractivo la utilización de sistemas de control como el aislamiento sísmico, debido a las demandas sísmicas a las que se ven o pueden ser expuestos.

Antes de 1960 la mayoría de los puentes fueron diseñados para soportar cargas vivas de un vehículo H-15 con peso de 13.7 t, la distribución de cargas se muestra en la figura 3.1.1.

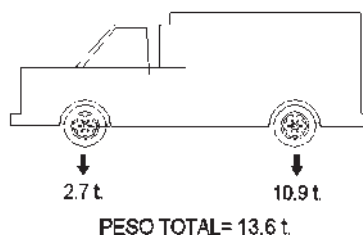


Figura 3.1.1 Distribución de cargas para camión H-15.

El vehículo de diseño cambió a HS-15 con una descarga total de 24.5 t entre los años 1960 y 1970 (figura 3.1.2a). Después de 1970 el vehículo HS-20 con un

peso de 32.659 t comenzó a utilizarse en el diseño de puentes, reemplazando los vehículos anteriormente mencionados (figura 3.1.2b).

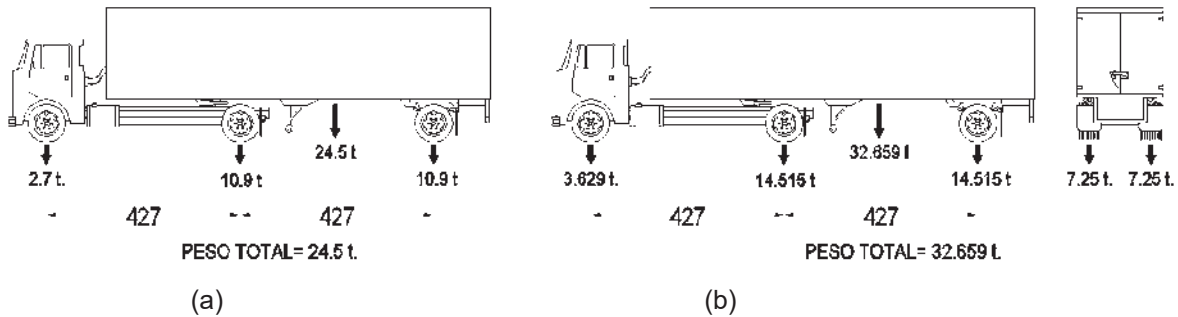


Figura 3.1.2. a) Distribución de cargas para camión HS-15, b) Distribución de cargas para camión HS-20.

A partir de 1980 la Secretaria de Comunicaciones y Transporte incorporó a las cargas de diseño dos nuevos vehículos, el primero fue el camión T3-S3 (figura 3.1.3) con un peso total de 48.5 t y el segundo fue el camión T3-S2-R4 (figura 3.1.4) con un peso total de 66.5 t.

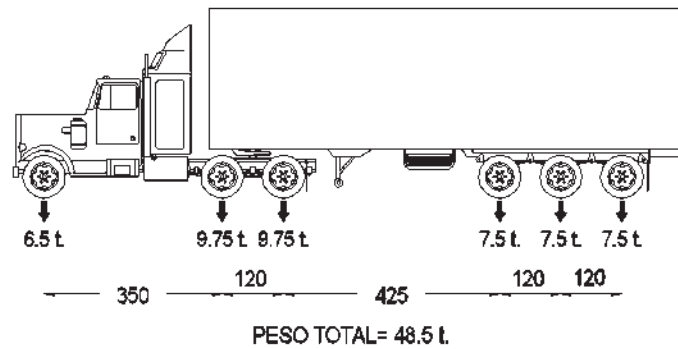


Figura 3.1.3. Distribución de cargas para camión T3-S3.

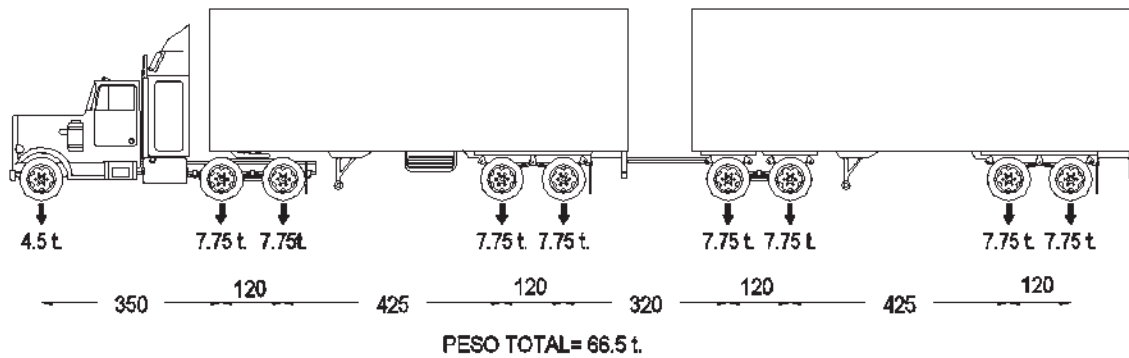


Figura 3.1.4. Distribución de cargas para camión T3-S2-R4.

Actualmente, el Instituto Mexicano del Transporte recomienda considerar adicionalmente como cargas vivas dos distribuciones de cargas virtuales denominadas IMT 66.5 e IMT 20.5 (figuras 3.1.5 y 3.1.6). La primera distribución de cargas fue realizada para utilizarse en carreteras principales y la segunda en carreteras alimentadoras.

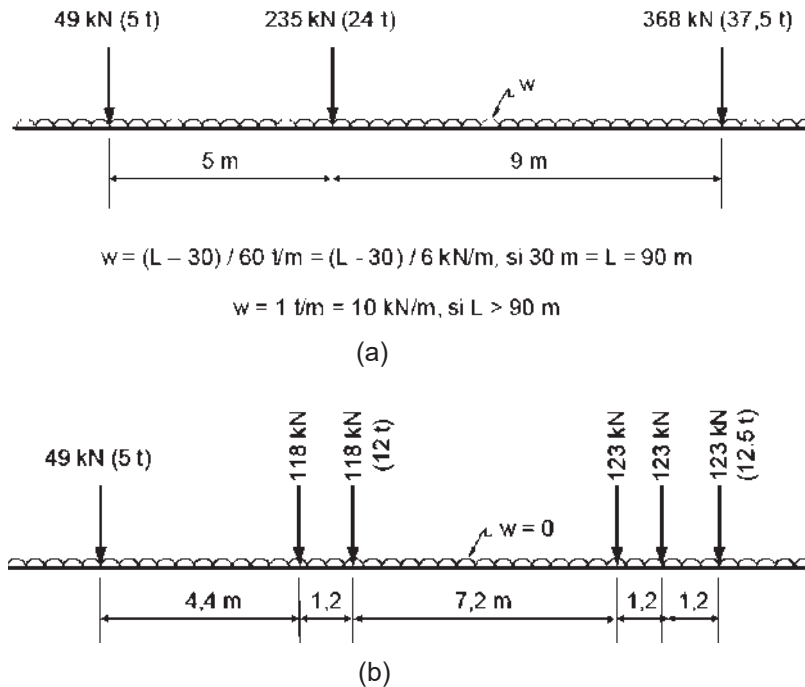


Figura 3.1.5. Modelo de cargas vivas IMT 66.5: a) claros mayores a 30 m, b) menores a 30 m.

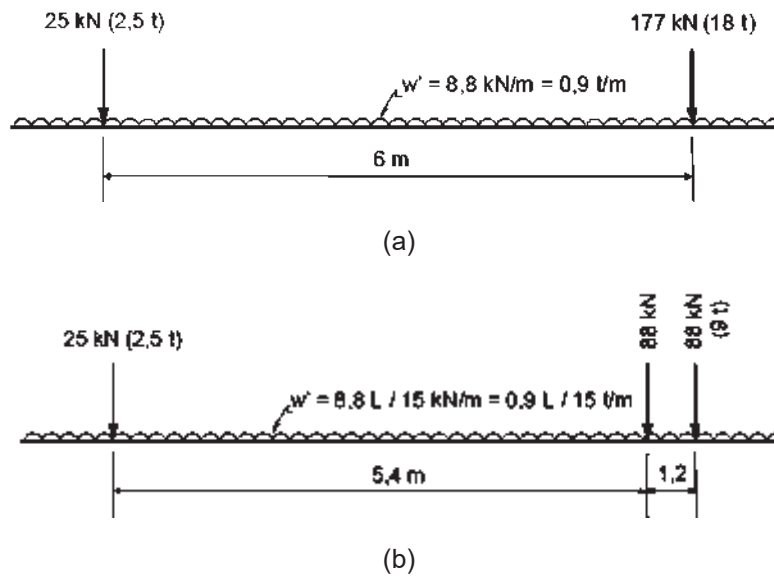


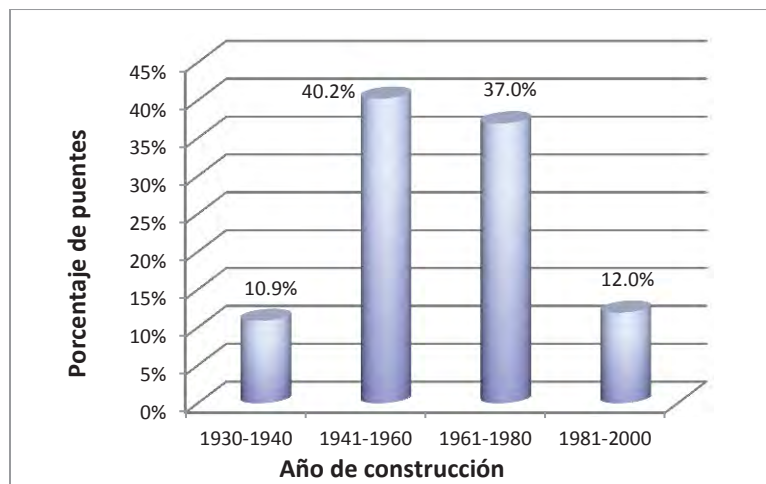
Figura 3.1.6. Modelo de cargas vivas IMT 20.5: a) claros mayores a 15 m, b) menores a 15 m.

3.2 Generalidades sobre puentes existentes en México.

En Jara (2009) se presenta una recopilación de información sobre los puentes construidos desde el año 1960 hasta el 2000 (figura 3.2.1), la cual fue ampliada mediante mediciones en campo. Con base en este documento se observaron y analizaron las propiedades de los puentes, para posteriormente realizar una elección del intervalo de variación de la altura de pilas, así como la geometría y elementos que constituyen la superestructura y la subestructura de los modelos de puentes en estudio.

La superestructura que se utiliza en puentes con claros mayores a 20 metros está formada por traveses de concreto presforzado, que normalmente son del tipo AASHTO, o traveses de acero. Estas estructuras localizadas en zonas de alta sismicidad suelen ser atractivas para la utilización de aisladores sísmicos.

Los apoyos de la superestructura más utilizados son los apoyos de neopreno y los apoyos de cartón asfáltico, estos últimos, en años recientes han sido remplazados por apoyos de neopreno y en diseños recientes han dejado de ser utilizados. Otros tipos de apoyos que son utilizados en menor medida son los apoyos de placas de acero, mecedoras de concreto y mecedoras de acero.



**Figura 3.2.1. Año de construcción de los puentes de los reportes SIPUMEX.
(Adaptada de Jara 2009)**

Aunque la mayoría de los puentes fueron construidos antes de los años ochenta un buen porcentaje de ellos ha sido construido en los últimos treinta años, y varios de ellos han sido de características importantes. Así mismo en la figura 3.2.2 se aprecia que la mayoría de los puentes presentan longitudes de claro mayor en el intervalo de 10 y 25 metros; sin embargo, un 25.4% de los puentes

presentan un claro mayor, lo cual es de suma importancia cuando se contempla la posibilidad de aislar sísmicamente un puente.

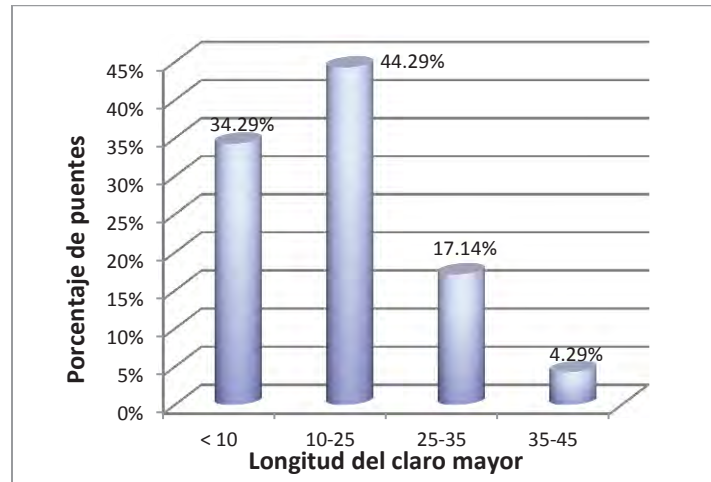


Figura 3.2.2. Longitud máxima por claro de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara 2009)

Con respecto a la subestructura cabe mencionar que en la mayoría de los puentes se encuentran soportados sobre muros de mampostería y muros de concreto reforzado. Un porcentaje considerable está soportado por una columna o marcos de concreto reforzado (figura 3.2.3). Debe mencionarse que la información obtenida corresponde a caminos libre de cuotas y que considerando datos recabados en autopistas puede modificarse, no obstante los puentes más importantes en México se encuentran soportados por una sola columna o marcos de concreto reforzado.

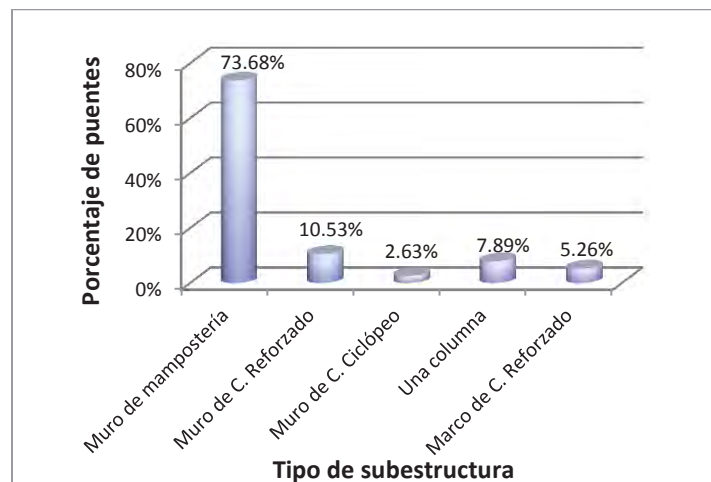


Figura 3.2.3. Tipo de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara 2009)

La altura de las subestructuras de los puentes tienen una variación que pueden generalizarse como menores a 20 metros (figura 3.2.4), no obstante se debe tomar en cuenta que en este intervalo se pueden presentar irregularidades entre pilas importantes, los puentes más vulnerables en México son los de claros mayores y en los que se presentan irregularidades en la altura de la superestructura, más aún son los que se encuentran soportados por una sola columna. En México, en las últimas décadas, el uso de una subestructura formada por marcos de concreto reforzado ha sido utilizada con mayor frecuencia, por lo que se espera que puentes con claros de una longitud mayor que 25 metros utilicen este tipo de subestructura o que estén soportados por una sola columna.

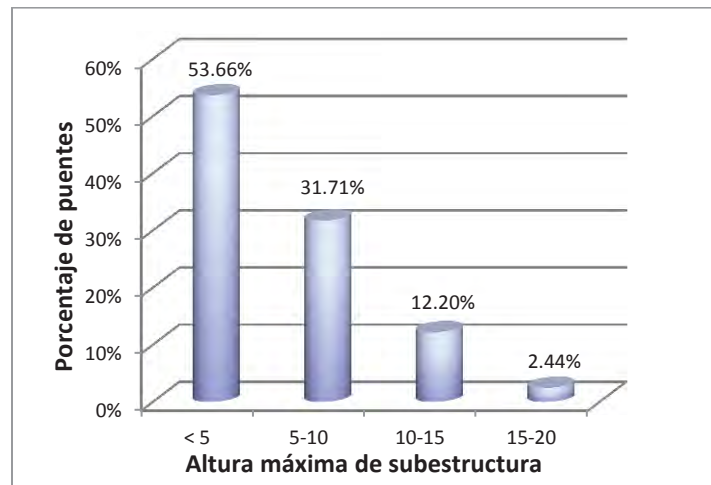


Figura 3.2.4. Altura de subestructura de los puentes de los reportes SIPUMEX. (Adaptada de Jara 2009)

3.3 Geometría elegida para los modelos de puentes.

La elección de la irregularidad de los puentes se realizó con base en la sección 3.2, con la cual se pretende representar a puentes con diferencias en altura de pilas que representen un gran número de puentes del país y que sea atractivo el uso de aisladores sísmicos para mejorar su respuesta. Para tomar en cuenta la irregularidad del puente se consideraron tres formas de variación de la altura de pilas (figura 3.3.1, 3.3.2 y 3.3.3), conservando los parámetros restantes sin modificaciones, tales como; espesores de losa, materiales utilizados, claros y tipos de vigas, etcétera.

Los modelos elegidos tienen claros de 30 m y alturas de pilas que varían de 5 m a 15 m, el ancho total de la superestructura es de 10.60 m. Los dos primeros tipos de modelos cuentan con cinco claros soportados por cuatro marcos intermedios y dos estribos extremos, mientras que el tercer tipo está formado por seis claros apoyados en cinco marcos intermedios y dos estribos en los extremos.

3.3.1 Modelos del tipo uno.

En el tipo uno se realizaron cuatro modelos, en los cuales los dos marcos centrales tienen mayor altura que los marcos extremos, como se aprecia en la figura 3.3.1, mientras que la variación de alturas se muestra en la tabla 3.1, donde se aprecian las relaciones de la columna mayor con la menor.

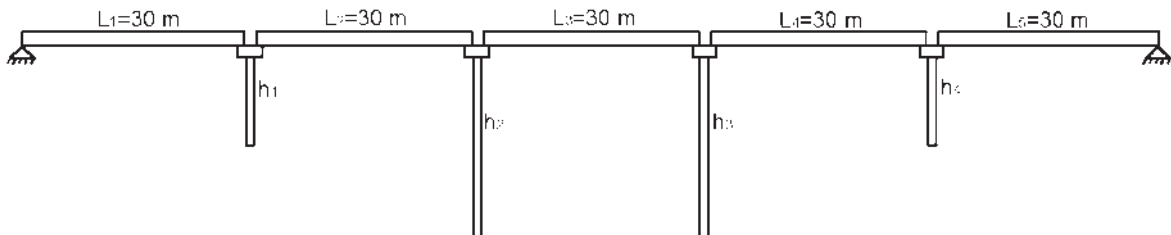


Figura 3.3.1 Modelo tipo uno.

Tabla 3.1 Variación de altura de columnas en modelos pertenecientes al tipo 1.

Modelo	h_1 (m)	h_2 (m)	h_3 (m)	h_4 (m)	h_2/h_1
1	5	5	5	5	1.0
2	5	7.5	7.5	5	1.5
3	5	10	10	5	2.0
4	5	15	15	5	3.0

3.3.2 Modelos del tipo dos.

Se elaboraron cinco modelos pertenecientes al tipo dos, en los cuales se varió la altura de un marco central en mayor proporción que los demás (figura 3.3.2), obteniéndose relaciones de alturas de pilas en el rango de 1.33 a 3. La variación de alturas utilizada se muestra en la tabla 3.2.

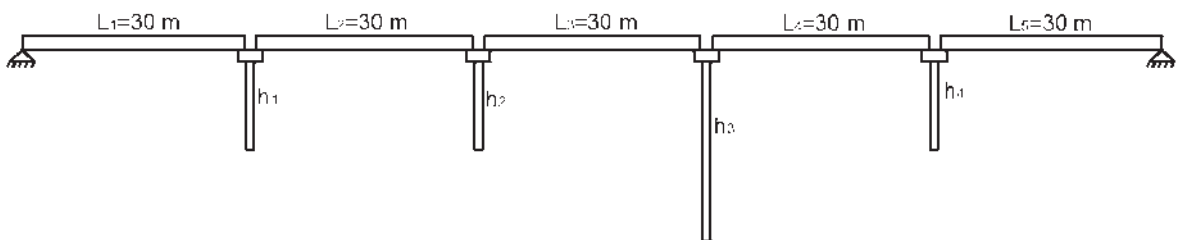


Figura 3.3.2 Modelo tipo dos.

Tabla 3.2 Variación de altura de columnas en modelos pertenecientes al tipo 2.

Modelo	h_1 (m)	h_2 (m)	h_3 (m)	h_4 (m)	h_3/h_1
5	5	5	7.5	5	1.5
6	5	5	10	5	2.0
7	5	5	15	5	3.0
8	7.5	7.5	10	7.5	1.33
9	7.5	7.5	15	7.5	2.0

3.3.3 Modelos del tipo tres.

Por último se realizaron cuatro modelos agrupados en el tipo tres, tales modelos muestran una mayor irregularidad en pilas, con el fin de cuantificar casos más generales (figura 3.3.3). La variación de alturas se muestra en la tabla 3.3, donde además podemos ver la relación de la pila mayor con la menor, la cual varía en el intervalo de 2 a 3.

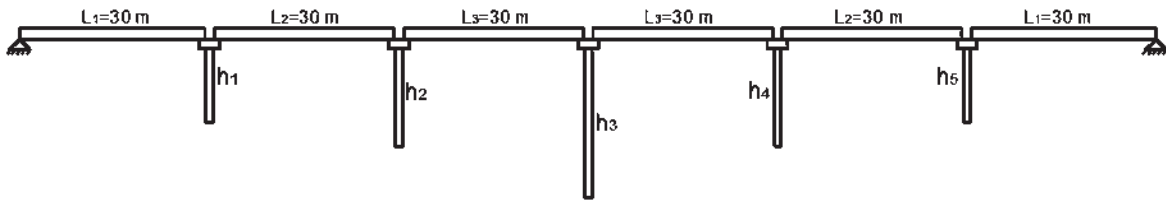


Figura 3.3.3 Modelo tipo tres.

Tabla 3.3 Variación de altura de columnas en modelos pertenecientes al tipo 3.

Modelo	h_1 (m)	h_2 (m)	h_3 (m)	h_4 (m)	h_5 (m)	h_2/h_1	h_3/h_1
10	5	7.5	10	7.5	5	1.5	2.0
11	5	7.5	15	7.5	5	1.5	3.0
12	7.5	10	15	10	7.5	1.33	2.0
13	5	7.5	10	7.5	7.5	1.5	2.0

3.4 Superestructura y subestructura utilizada en los modelos de puentes.

La superestructura utilizada en los modelos se propuso con el fin de representar los tipos de superestructura utilizada en puentes con claros entre 25 m y 35 m en los cuales es viable el uso de aislamiento sísmico. Con base en la sección 3.1 y 3.2 podemos idealizar una superestructura tipo presentada en la figura 3.4.1, donde se observa su configuración y sus dimensiones.

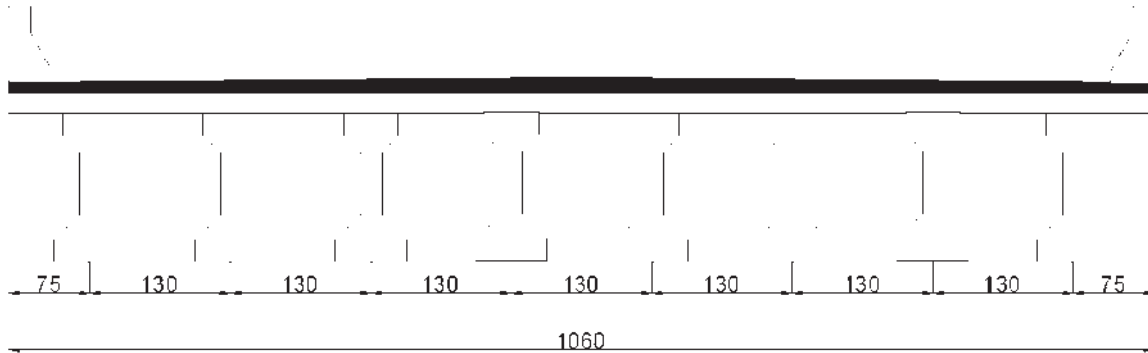


Figura 3.4.1 Sección transversal de superestructura, acotada en centímetros.

La sección transversal mostrada en la figura 3.4.1 está conformada por ocho vigas pretensadas AASHTO tipo IV colocadas a cada 1.3 m, con parapetos en los extremos (figura 3.4.2), una losa de concreto reforzado con 18 cm de espesor y una carpeta asfáltica de 10 cm. En las vigas pretensadas se utilizó un concreto con un $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$, mientras que en la losa se usó un $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$. También se consideraron diafragmas en cada tercio del claro y uno en cada extremo, estos cuentan con un peralte de 77 cm y un ancho de 35 cm, la finalidad de ellos es reducir la longitud de pandeo de las vigas y aumentar la rigidez a la torsión de la superestructura.

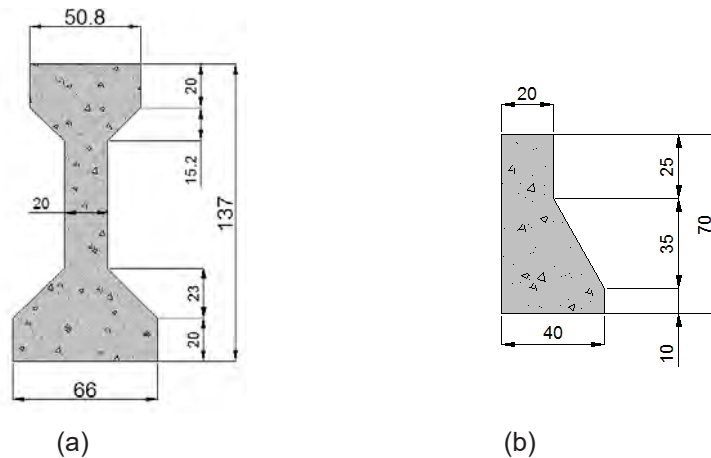


Figura 3.4.2 Geometría de: a) viga AASHTO tipo IV, b) parapeto, acotada en centímetros.

La superestructura se encuentra soportada por apoyos de neopreno colocados debajo de cada una de las vigas, además con el fin de simular una superestructura simplemente apoyada, se colocaron apoyos de neopreno con una altura de 4.1 cm (apoyo fijo), en un extremo de la viga, y un apoyo de 5.7 cm (apoyo móvil) de altura en el otro extremo (figura 3.4.3). Las dimensiones en planta de los apoyos son de 30 x 30 cm, las cuales se han observado en campo y verificado analíticamente, siendo estas suficientes para soportar las cargas axiales que se desarrollan utilizando claros de treinta metros. Los apoyos de neopreno se

encuentran sobre cabezales que junto con las columnas conforman el marco que brinda el soporte vertical y horizontal a la superestructura.

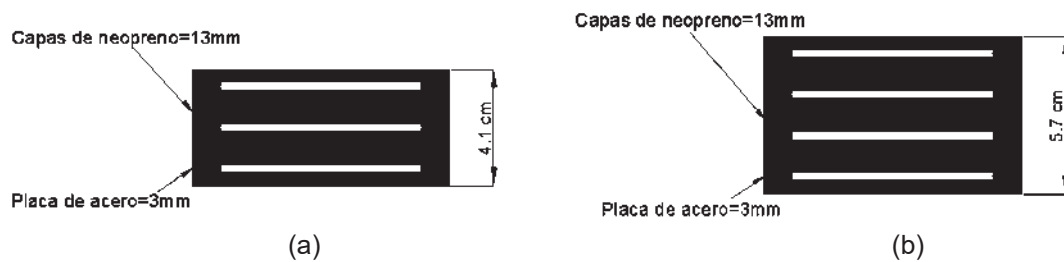


Figura 3.4.3 Apoyos de neopreno: a) apoyo fijo b) apoyo móvil.

Las columnas que se utilizaron en los modelos son de sección circular con altura variable, por lo que dependiendo del modelo, el diámetro tiene dos valores ($D=1.10$ m y $D=1.30$ m) justificados en el diseño mostrado en la sección 3.4. La resistencia a la compresión del concreto en columnas que se utilizó es de $f'c=350$ kg/cm^2 , mientras que el acero de refuerzo presenta una resistencia a la fluencia de $f'y=4200$ kg/cm^2 .

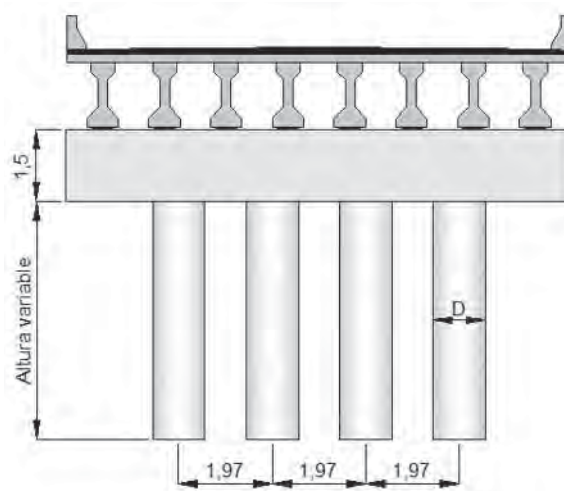


Figura 3.4.4 Marco tipo utilizado en modelos estructurales.

El cabezal tiene un peralte de 1.50 m y un ancho variable, dependiendo de la dimensión de la columna (1.30 m o 1.50 m). El concreto reforzado y el acero de refuerzo utilizados son los mismos que los mencionados para las columnas.

3.5 Modelos de puentes realizados en SAP2000.

Para modelar la losa de concreto reforzado se utilizaron elementos tipo *shells* con espesor de 18 cm, con la asignación de un concreto $f'c=250$ kg/cm^2 , además fueron modelados utilizando divisiones de 1.25 x 1.30 m para una mejor aproximación en los resultados obtenidos por el método de los elementos finitos.

Para soportar la losa se consideraron vigas pretensadas AASTHO tipo IV, las cuales fueron modeladas utilizando elementos tipo *frame* con la geometría mostrada en la figura 3.4.2a y un concreto de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.

Para modelar los apoyos de neopreno se utilizaron dos elementos tipo *link* con un comportamiento lineal, tal comportamiento fue modelado mediante dos rigideces horizontales y una vertical obtenidas como se muestra a continuación:

Rigidez horizontal del apoyo de neopreno:

$$K_h = \frac{GA}{h_t} \dots \dots \dots \text{Ec. 3.1}$$

Rigidez Vertical:

$$K_v = \frac{6GS^2Ak}{(6GS^2 + k)h_t} \dots \dots \dots \text{Ec. 3.2}$$

donde:

S= Factor de forma (5.769).

G= Módulo de rigidez a cortante (1 Mpa).

A= Área del apoyo (900 cm^2).

k = Módulo de compresibilidad (16.86 Mpa).

h_t = Espesor efectivo de neopreno (sin placas de acero):

apoyo fijo $h_t = 3.2 \text{ cm}$, apoyo móvil $h_t = 4.5 \text{ cm}$.

Factor de forma para apoyo rectangular:

$$S = \frac{bd}{2t(b + d)} \dots \dots \dots \text{Ec. 3.3}$$

t= espesor de capa de neopreno (1.3 cm).

b y d = dimensiones en planta del apoyo de neopreno (30 cm, 30 cm).

Utilizando las ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3, y las dimensiones mostradas en figura 3.4.3 se obtuvieron las rigideces de los dos tipos de apoyos que se resumen a continuación:

Tipo de apoyo	Rigidez horizontal Kx (t/m)	Rigidez horizontal Ky (t/m)	Rigidez vertical Kz (t/m)
Fijo	281.25	281.25	4322.8
Móvil	200	200	3109.4

Las columnas son de sección circular empotradas en la base y unidas en su parte superior por un cabezal, los elementos utilizados para el modelado de las columnas y cabezales son elementos tipo “frame”. En el modelo, los elementos tipo “frame” utilizados en las columnas fueron divididos a cada metro para considerar el efecto de la masa distribuida de estos elementos en los modos de vibrar del puente. Las propiedades geométricas y materiales utilizados fueron definidos con anterioridad en la sección 3.3.

En la figura 3.5.1 se muestra una vista en tres dimensiones de la superestructura modelada en SAP2000, donde se aprecia la conexión del diafragma en la parte central de las vigas, el apoyo de la losa de concreto sobre las vigas, así como la conexión de vigas con los elementos links ubicados sobre un apoyo fijo que representa a los estribos.

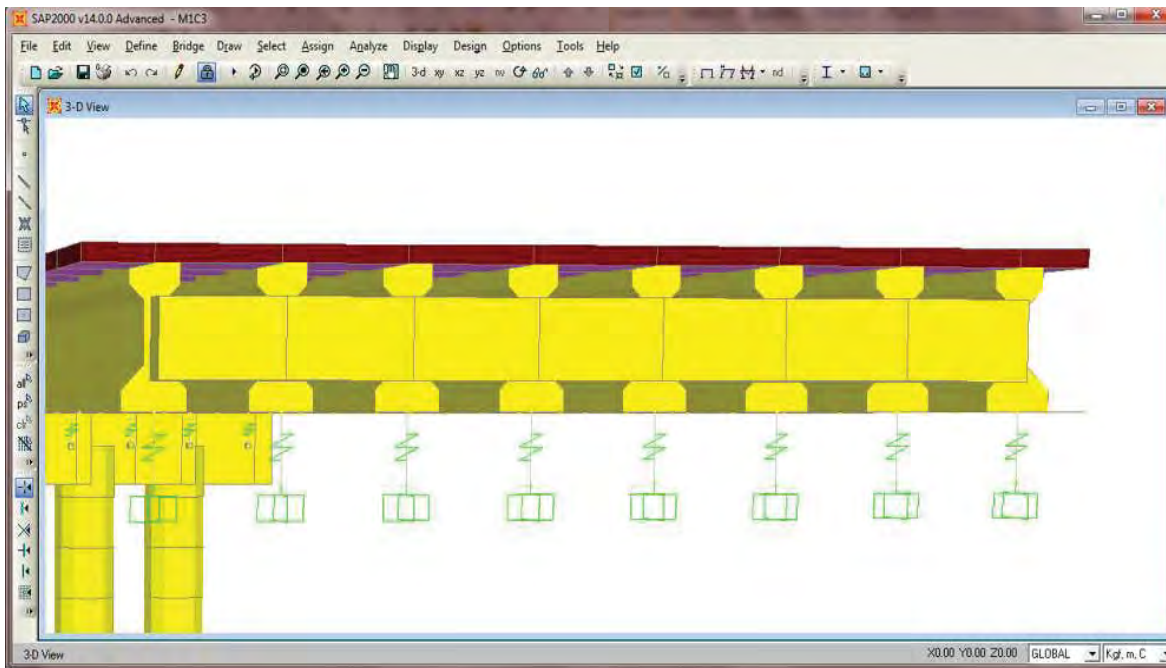


Figura 3.5.1 Modelo 3D analizado en SAP2000.

3.5.1 Cargas utilizadas en los diseños de puentes.

Las combinaciones de cargas utilizadas se realizaron con base en las especificaciones de diseño para puentes AASTHO 2005, las cuales son presentadas a continuación:

1. $1.3(CM + 1.67*FI*CV)$
2. $1.3(CM + SISMO X)$
3. $1.3(CM + SISMO Y)$

donde:

CM = Carga muerta.

CV = Carga Viva.

FI = Factor de impacto.

El factor de impacto se calcula como (AASTHO 2005):

$$FI = 15.24 / (38.1 + L) < 30\%$$

L = Longitud del claro en metros.

Para claros menores que 12.7 m se usa 30%, es decir el factor de impacto se reduce conforme el claro crece. Por lo tanto el FI utilizado en los análisis fue de 1.224.

Carga muerta: Para considerar el peso del parapeto y de la carpeta asfáltica se asignó una carga distribuida en los elementos *shells* de 309 kg/m², de la cual 220 kg/m² pertenecían a la carpeta asfáltica considerando un peso específico de 2.2 t/m³, y los 89 kg/m² restantes debidos al peso del parapeto, tomando en cuenta un peso volumétrico del concreto reforzado de 2.4 t/m³.

Carga viva: Para la consideración de las cargas vivas y análisis estructural se tomaron en cuenta las distribuciones de cargas de los vehículos HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4 mostradas en la sección 3.1, circulando en dos líneas sobre el puente. El análisis se realizó con ayuda de los módulos correspondientes a puentes que presenta el SAP2000 v14.

Carga sísmica: Con base en MOC (2008) y el programa PRODISIS (figura 3.4.2) se determinó la demanda sísmica correspondiente a zonas cercanas al Océano Pacífico, la cual está dada por un espectro de pseudoaceleraciones calculado considerando terreno firme y una estructura del grupo A (figura 3.4.3). Esta manera de estimar la demanda es la usual en un diseño práctico en México, por lo tanto es representativa de los diseños de puentes que se encuentran en funcionamiento y futuros diseños.

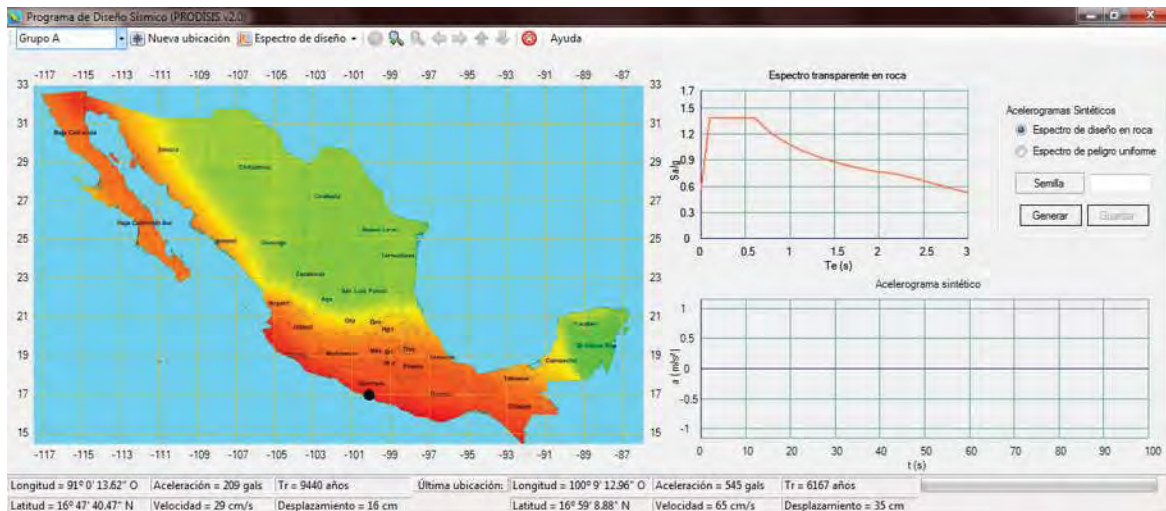


Figura 3.5.2 Programa PRODISIS v2.0, utilizado para calcular el espectro de diseño.

Para el análisis sísmico se consideró un factor de sobrerresistencia de 1.5 y se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q=3$, siguiendo recomendaciones generales presentadas en MOC (2008), que en puentes soportados por subestructuras a base de marcos de concreto reforzado son valores aceptables.

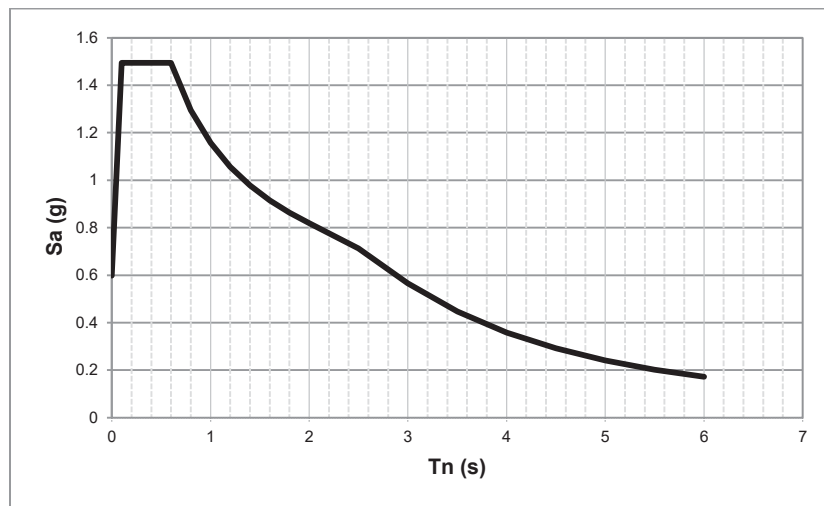


Figura 3.5.3 Espectro de diseño utilizado en el análisis sísmico, sin reducción por ductilidad.

3.5.2 Resultados obtenidos de los análisis.

Se realizaron los análisis de los catorce modelos en estudio, utilizando las cargas y combinaciones antes mencionadas, obteniendo los elementos mecánicos y las propiedades dinámicas de ellos. El diseño se realizó también utilizando el SAP2000 v14, con lo que se obtuvieron las cuantías de acero necesarias para que las columnas cumplan con las solicitaciones de diseño.

Tabla 3.4 Resultados de los análisis realizados en SAP2000.

Modelo	Diámetro de Columnas (m)	ρ (%)	Periodo fundamental Tn (s)	Dirección Preferencial
1	1.1	1.93	0.799	Longitudinal
2	1.1	2.89	0.899	Longitudinal
3	1.3	1.96	0.911	Longitudinal
4	1.3	2.02	1.124	Longitudinal
5	1.1	2.72	0.863	Longitudinal
6	1.3	1.72	0.858	Longitudinal
7	1.3	2.16	0.968	Longitudinal
8	1.3	2.12	0.896	Longitudinal
9	1.3	2.23	1.015	Longitudinal
10	1.1	2.92	0.989	Longitudinal
11	1.3	2.22	0.971	Longitudinal
12	1.3	2.34	1.063	Longitudinal
13	1.3	1.81	0.881	Longitudinal

Los únicos elementos que se diseñaron fueron las columnas asumiendo que el comportamiento no lineal se concentraría en ellas. El diseño de las columnas de los catorce modelos fue realizado bajo las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (NTCDF) y se resumen en la tabla 3.4. Las trabes no fue necesario diseñarlas ya que se usaron las secciones típicas para este tipo de puentes, en donde lo único que suele cambiar es la cantidad del acero de presfuerzo utilizado, parámetro que para este estudio es irrelevante.

Los diámetros de las columnas fueron ajustados para que los porcentajes de acero no excedieran el 3%, límite que permite constructivamente un buen acomodo del acero y una fácil colocación del concreto debido a una correcta separación de las varillas. Así mismo se eligió el diseño de la columna más desfavorable para utilizarse en todas las pilas, siguiendo la práctica común en proyectos reales.

Las secciones transversales y las propiedades dinámicas obtenidas en los trece modelos con el programa SAP2000, sirvieron de base para realizar los modelos en el programa PERFORM-3D con el fin de realizar los análisis no lineales de historia en el tiempo utilizando los registros mencionados en el capítulo 2. Así mismo, se utilizaron los diagramas momento-carga axial obtenidos mediante el programa SAP2000 para la definición de la no linealidad en las columnas, estos procedimientos son presentados en el capítulo 4.



Modo 1 = 1.124 s. (longitudinal)

Modo 2 = 0.97 s. (transversal)



Modo a flexión = 0.376 s.

Figura 3.5.4 Ejemplo de propiedades dinámicas obtenidas en los análisis, utilizando el modelo 4.

Análisis sísmico de los modelos.

4.1 Introducción.

Para los análisis no lineales de historia en el tiempo (ANLHT) se decidió utilizar el programa PERFORM-3D para modelar la no linealidad de las pilas, debido a que el programa SAP2000 no puede realizar este tipo de análisis. Además era necesario verificar si al emplear aisladores sísmicos con diferentes parámetros, las pilas permanecían con un comportamiento lineal.

Los análisis fueron llevados a cabo utilizando los registros sísmicos mostrados en el capítulo 2, escalados utilizando un espectro de peligro uniforme de aceleraciones (figura 2.8.2) para un periodo de retorno de 500 años. Esta manera de escalar se muestra a detalle posteriormente.

4.2 Selección de parámetros para los aisladores sísmicos.

Los parámetros más importantes que definen el comportamiento de un aislador sísmico son: su rigidez inicial (K_1), su rigidez de posfluencia (K_2) y su cortante de fluencia (Q_D). Sin embargo, si se utiliza un aislador de tipo fricción la rigidez inicial desaparece y solo fluye cuando se excede el cortante de fluencia. En la figura 4.2.1 se presentan los lazos de histéresis idealizados de los aisladores con un comportamiento bilineal y el correspondiente a péndulos de fricción.

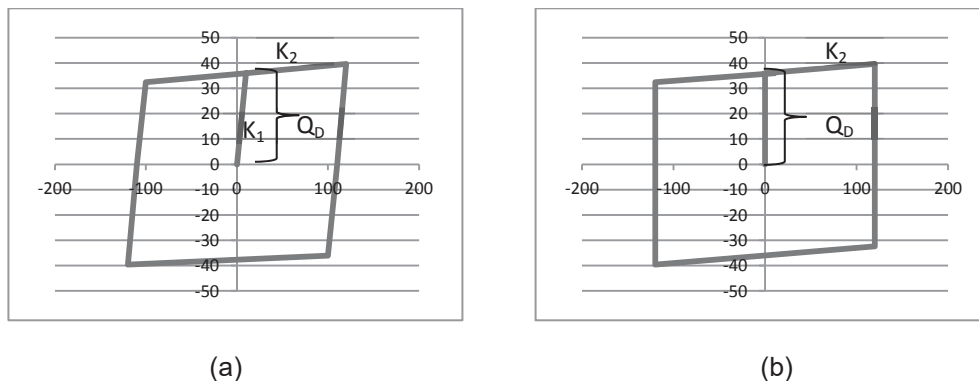


Figura 4.2.1 Lazos de histéresis de aisladores sísmicos: a) comportamiento bilineal, b) péndulos de fricción.

Se utilizó un comportamiento bilineal para la idealización de los lazos de histéresis del aislador, considerando que los aisladores con núcleo de plomo serán los empleados, ya que estos son de los más utilizados en todo el mundo. Sin embargo, sí se desea utilizar aisladores distintos se recomienda obtener los valores de las constantes necesarias, con base en la relación de sus ciclos histeréticos, los cuales representan la disipación de energía que tiene lugar en los dispositivos de aislamiento.

4.2.1 Variación de parámetros de rigidez.

Se eligieron cuatro valores de rigidez con base en el cambio del periodo de la estructura del puente original comparado con el puente aislado sísmicamente. Estos valores de rigidez incrementaron el periodo de la estructura original del puente en el intervalo de dos a cuatro veces, valores con los que presentan disminuciones en la respuesta que hacen atractivo el uso de estos sistemas.

Debido a que todos los modelos presentan periodos con valores cercanos entre sí, se utilizaron los mismos cuatro parámetros de rigidez para evaluar la respuesta de los trece modelos con aislamiento sísmico, es decir, se obtuvieron trece modelos con el sistema de apoyo original (apoyos de neopreno) y con cada uno de los modelos se generaron otros cuatro modelos, donde se utilizaron los parámetros de rigidez mostrados en la tabla 4.1. En Constantinou (2006) y Jara et. al. (2006) se menciona que la rigidez de posfluencia de un aislador con núcleo de plomo puede tomarse como el 10% de su rigidez inicial cuando se trata de análisis dinámicos, valor que fue adoptado en este análisis.

Tabla 4.1 Variación paramétrica de rigideces de los aisladores en estudio.

Parámetros de rigidez	Aislador 1 (kg/m)	Aislador 2 (kg/m)	Aislador 3 (kg/m)	Aislador 4 (kg/m)
K1	93750	187500	281250	375050
K2	9375	18750	28125	37505

Para relacionar los parámetros de rigidez de los aisladores con el puente, se calculó la rigidez de los marcos y posteriormente la del puente. Para el cálculo de la rigidez de los marcos en la dirección transversal, se utilizaron cargas definidas en diferentes condiciones de carga (una por cada marco) en el programa SAP2000, las cuales se utilizaron posteriormente para cargar en la parte superior de las columnas a los marcos. Una vez analizadas las diferentes condiciones de carga se obtiene el desplazamiento en la parte superior de la columna, con el cual se determina la rigidez “K” del marco. En la tabla 4.2.a se muestran las rigideces

obtenidas para los diferentes tipos de marcos que se presentan en todos los modelos en estudio, mientras que en la tabla 4.2.b aparece la rigidez total, para ambas direcciones, de los puentes en estudio.

Tabla 4.2.a Rigidez de los diferentes marcos estructurales.

Marco	Diámetro de pilas (m)	Altura de pilas (m)	K_x Marcos (Kg/m)	K_y Marcos (Kg/m)
1	1.1	5	50,000,000	18,077,386
2	1.3	5	103,627,000	35,425,642
3	1.1	7.5	20,000,000	5,356,262
4	1.3	7.5	33,333,333	10,496,486
5	1.1	10	8,333,333	2,259,673
6	1.3	10	14,285,700	4,428,205
7	1.3	15	4,761,900	1,312,061

Para obtener la rigidez en el sentido longitudinal puede ser utilizado el mismo enfoque anterior; sin embargo, en el presente trabajo se decidió calcular la rigidez como $3EI/L^3$ multiplicado por el número de columnas, debido a que el puente en este sentido se comporta como una columna en voladizo.

Tabla 4.2.b Rigidez de los puentes en estudio.

Marcos	Modelo	K_x puente (Kg/m)	K_y puente (Kg/m)
1,1,1,1	MOD1_1	200,000,000	72,309,542
1,3,3,1	MOD1_2	140,000,000	46,867,296
2,6,6,2	MOD1_3	235,825,400	79,707,694
2,7,7,2	MOD1_4	216,777,800	73,475,405
1,1,3,1	MOD2_1	170,000,000	59,588,419
2,2,6,2	MOD2_2	325,166,700	110,705,130
2,2,7,2	MOD2_3	315,642,900	107,588,986
3,3,6,3	MOD2_4	114,285,699	35,917,664
3,3,7,3	MOD2_5	104,761,899	32,801,520
1,3,5,3,1	MOD3_1	148,333,333	49,126,969
2,4,7,4,2	MOD3_2	278,682,566	93,156,317
4,6,7,6,4	MOD3_3	99,999,966	31,161,444
2,4,6,4,4	MOD3_4	217,912,699	71,343,306

4.2.2 Variación de parámetros de cortante.

Para la elección de los parámetros a variar se realizaron inicialmente análisis estáticos no lineales (AENL) “push over”, para obtener el cortante de fluencia del puente en las direcciones transversal y longitudinal. Tomando como base el cortante de fluencia obtenido de los modelos originales, se decidió proponer tres cortantes de fluencia para los aisladores sísmicos: cortante mínimo, cortante medio y cortante máximo.

El cortante mínimo de fluencia se calculó para resistir las fuerzas de frenado ocasionadas por los vehículos utilizados para la consideración de cargas vivas (sección 3.4.1). Con base en las especificaciones AASTHO las fuerzas de frenado se calculan utilizando una línea de carga para los vehículos: HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4 mediante la siguiente ecuación:

$$F_B = (0.25) \cdot m \cdot N_L \cdot P \dots \dots \dots \text{Ec. 4.1}$$

donde:

F_B = Fuerza de frenado.

m = factor que toma en cuenta el número de cargas.

N_L = Número de líneas de carga.

P = Carga gravitacional del vehículo.

Tabla 4.3 Factor de presencia múltiple de cargas (AASTHO 2005).

Número de líneas de carga	Factor de presencia múltiple (m)
1	1.2
2	1
3	0.85
> 3	0.65

De acuerdo con la tabla 4.3 obtenida de AASTHO (2005), “m” toma el valor de 1 y P, de acuerdo con el capítulo 3, tiene un valor de 66 500 kg considerando la carga del vehículo T3-S2-R4, por lo tanto la fuerza de frenado será igual a:

$$F_B = (0.25) \cdot (1.2) \cdot (1) \cdot (66500) = 19950 \text{ kg}$$

Por lo tanto la fuerza cortante mínima de fluencia que se deberá tener en los aisladores sísmicos, es la fuerza de frenado obtenida dividida entre dieciséis aisladores, los cuales son el número de aisladores que soportarían todo el claro del puente.

Para el cálculo del cortante máximo se realizaron AENL en la dirección transversal y longitudinal de los modelos de puentes con apoyos de neopreno, tomando como cortante máximo el menor del cortante de fluencia obtenido de las curvas de capacidad, mientras que el cortante medio se definió como el 50% del cortante máximo. Para conocer el cortante de fluencia de los marcos de concreto reforzado, las cargas correspondientes a los AENL se colocaron en la parte superior de las pilas.

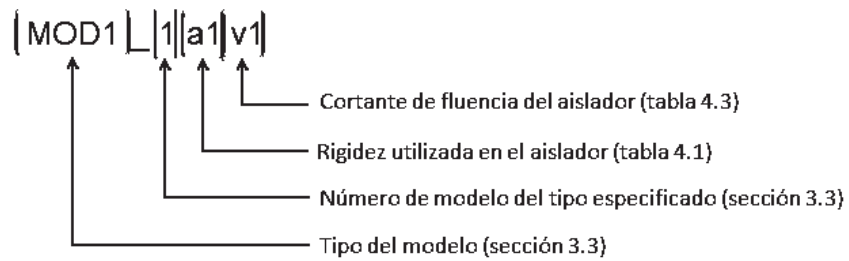
En la tabla 4.4 se muestran los cortantes obtenidos de los AENL de los trece modelos de puentes originales, siendo estos los valores que se utilizarán como variación paramétrica del cortante. El cortante máximo fue obtenido dividiendo el cortante basal resultante del AENL entre el número de marcos y entre el número de aisladores (en este caso dieciséis), que son los que soportarían a las vigas de concreto presforzado sobre cada marco.

Tabla 4.4 Cortantes de fluencia utilizados en los aisladores sísmicos.

Modelo	Cortante mínimo V ₁ (%)	Cortante mínimo V ₁ (kg)	Cortante medio V ₂ (kg)	Cortante máximo V ₃ (kg)
1	9%	1247	6785	13570.00
2	10%	1247	6439	12876.06
3	10%	1247	6439	12876.06
4	9%	1247	6642	13283.91
5	10%	1247	6162	12323.64
6	10%	1247	6335	12669.48
7	11%	1247	5578	11154.34
8	10%	1247	6118	12235.16
9	11%	1247	5451	10900.27
10	9%	1247	7297	14592.16
11	8%	1247	7882	15762.70
12	8%	1247	7718	15434.66
13	8%	1247	8274	16546.56

Realizando combinaciones de los trece modelos originales con los parámetros de rigidez y cortante a variar se generaron 156 modelos en total y 13 modelos con apoyos de neopreno, los cuales serán modelados y analizados en el programa

PERFORM 3D. Los nombres de los modelos se asignaron de acuerdo a la siguiente nomenclatura:



4.3 Cálculo de los factores de escala para los registros sísmicos.

Para el cálculo de los factores de escala utilizados en los ANLHT, se calcularon los espectros elásticos de cada registro sísmico, para obtener las pseudoaceleraciones correspondientes a los periodos de los trece modelos en los espectros elásticos. Posteriormente se calcularon las pseudoaceleraciones, para los mismos periodos, tomando como base un espectro de peligro uniforme con un periodo de retorno de 500 años (sección 2.8.1), la relación entre las dos aceleraciones se le denominó factor de escala (*FE*).

En la figura 4.3.1 se muestra la comparación de dos espectros elásticos, obtenidos de los registros sísmicos, con el espectro de peligro uniforme y como obtener el factor de escala gráficamente. Como se observa en el ejemplo mostrado, el periodo del puente es de $T=1.5$ s. Este proceso se realizó mediante el uso del programa Excel para automatizar el cálculo de los factores de escala, tomando en cuenta el periodo transversal y el longitudinal.

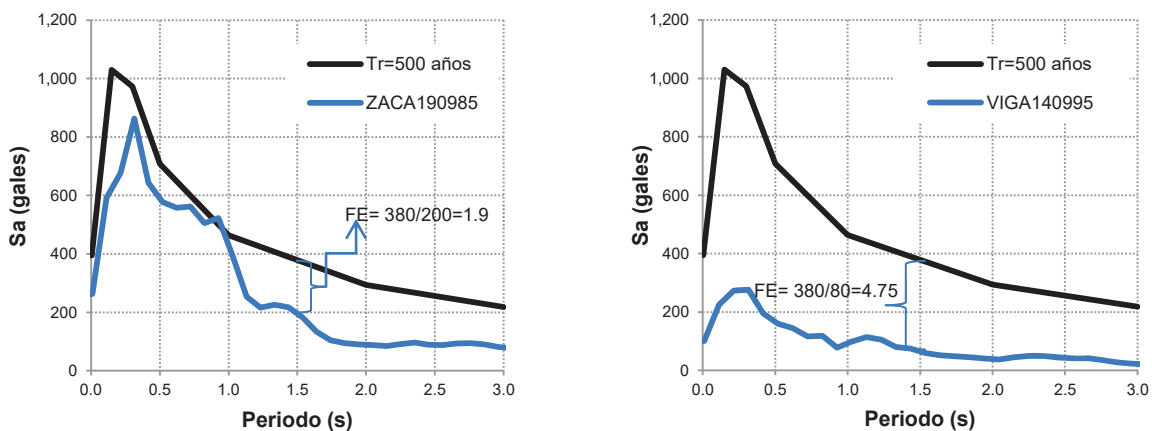


Figura 4.3.1 Comparación de los espectros elásticos con respecto al espectro de peligro uniforme.

Los factores de escala utilizados en los ANLHT se muestran en el apéndice A para cada registro y modelo analizado. Debido a que el cambio en el cortante no modifica el periodo del puente, los modelos con aisladores de la misma rigidez y diferentes cortantes de fluencia se analizaron utilizando los mismos factores de escala.

4.4 Modelos tridimensionales realizados en el programa PERFORM-3D.

Los modelos en tres dimensiones que se realizaron en el programa PERFORM-3D conservaron las propiedades geométricas y las de los materiales que los realizados en SAP2000 mostradas en el capítulo 3. Los diagramas de interacción momento-carga axial obtenidos en SAP2000 fueron utilizados para la definición de la resistencia de las columnas de los puentes utilizadas en los ANLHT.

4.4.1 Geometría y propiedades mecánicas de los modelos de puentes.

Para modelar las traveses de concreto presforzado, cabezales y diafragmas, se utilizaron tres elementos tipo *beam*. Para definir el primer elemento fue necesario introducir las propiedades geométricas exportadas del programa SAP2000, debido a la geometría particular de la trabe AASTHO tipo IV (figura 4.4.1). El segundo y tercer elemento fueron definidos como elementos rectangulares, proporcionando el ancho y peralte.

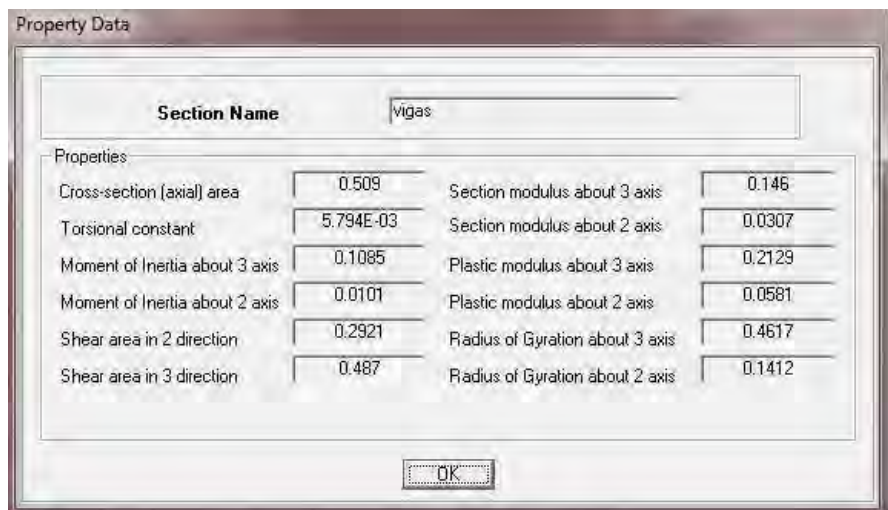


Figura 4.4.1 Propiedades geométricas de trabe AASTHO tipo IV (unidades en metros).

Para modelar las columnas se definieron dos tipos de elementos, uno correspondiente a las columnas con comportamiento lineal, y el otro correspondiente al comportamiento no lineal. Para el primer tipo se proporcionaron

sólo las propiedades geométricas (tabla 4.5), mientras que para las segundas fue necesario introducir los valores obtenidos de los diagramas de interacción momento-carga axial (figura 4.4.2), y se definió un comportamiento de la columna inelástico idealizado bilinealmente EPP (elastoplástico perfecto). Las columnas se dividieron a cada metro de longitud para considerar la masa distribuida y cualquier efecto sobre los modos de vibrar del puente que pudieran producir.

Tabla 4.5 Propiedades geométricas de columnas de los modelos de puentes

Díámetro de columna (m)	A (m ²)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	Área a cortante X (m ²)	Área a cortante Y (m ²)	Constante de torsión (m ⁴)	Módulo de Young (kg/m ²)	Módulo de cortante (kg/m ²)	Relación de Poisson
1.3	0.9503	0.0719	0.0719	0.8553	0.8553	0.1437	2.619E+09	1.0073E+09	0.3
1.5	1.3273	0.1402	0.1402	1.1946	1.1946	0.2804	2.619E+09	1.0073E+09	0.3

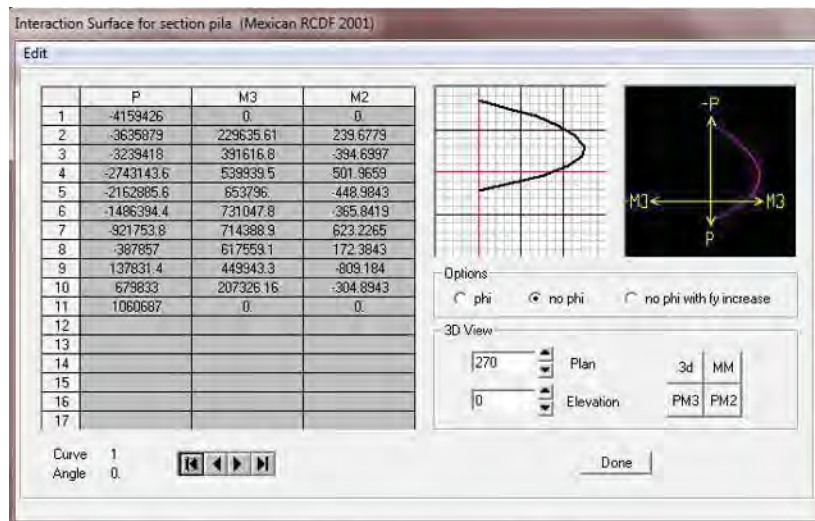


Figura 4.4.2 Diagrama de interacción momento-carga axial calculado en SAP2000.

Dadas las longitudes de los claros del puente, se decidió modelar la estructura utilizando diafragmas rígidos en cada claro, en lugar de discretizar la losa con elementos finitos. Con esto el tiempo de ejecución en los ANLHT es mucho menor. Debido a que en el programa PERFORM-3D es necesario definir las masas generadas por peso propio y cargas muertas, estas fueron calculadas tomando en cuenta las propiedades geométricas y de los materiales señaladas en el capítulo 3. Posteriormente, se compararon los periodos transversal y longitudinal obtenidos en el programa SAP2000 con los obtenidos en PERFORM-3D (figura 4.4.3 y 4.4.4).

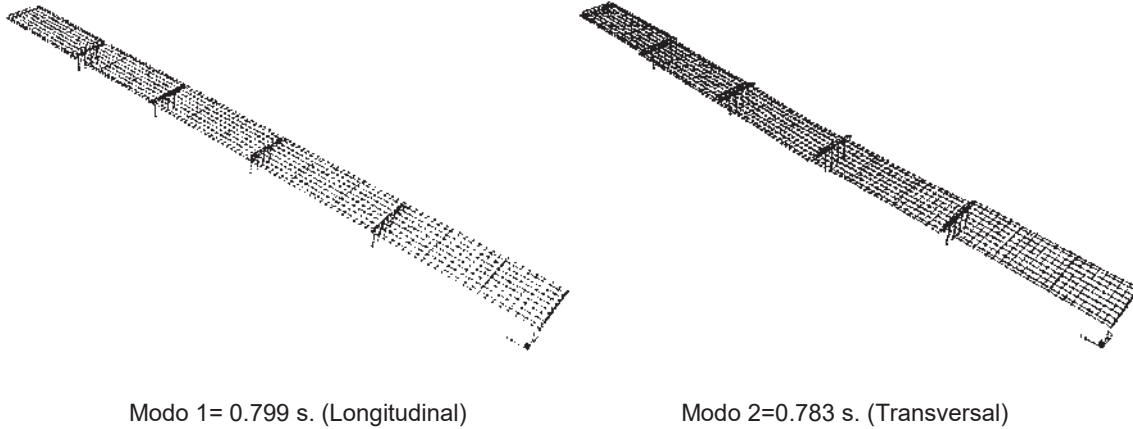


Figura 4.4.3 Principales modos de vibrar del modelo 1 obtenidos en SAP2000.

Los aisladores sísmicos fueron definidos con un elemento denominado “*Seismic isolation, rubber type*”, en el cual se definió la rigidez inicial, rigidez de posfluencia y cortante de fluencia del aislador, tales valores se muestran en las tablas 4.1 y 4.4.

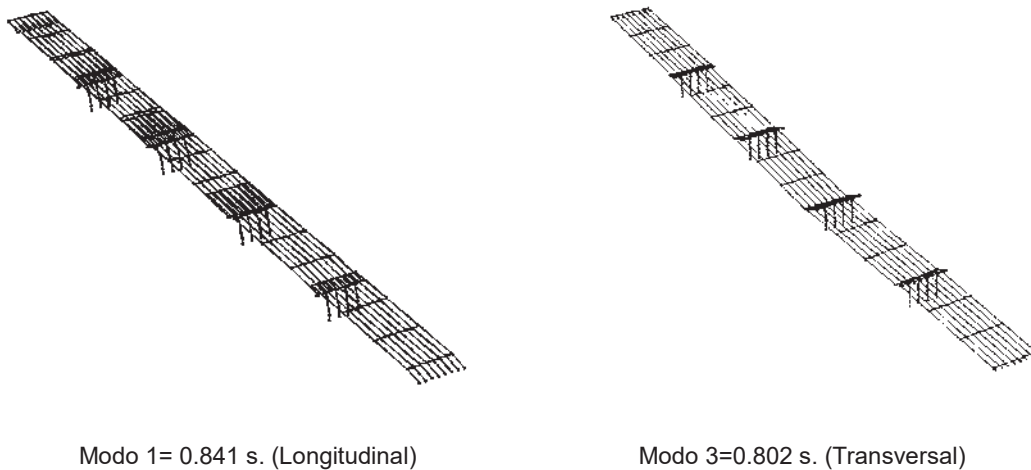


Figura 4.4.4 Principales modos de vibrar del modelo 1 obtenidos en PERFORM-3D.

Con base en el primer modelo se realizaron los demás modelos variando la altura de columnas y posteriormente variando las propiedades de los aisladores sísmicos, generando los 156 modelos con sistemas de aislamiento y los 13 modelos con apoyos tradicionales de neopreno. Para los análisis sísmicos se utilizaron los diez registros elegidos escalados mediante su factor correspondiente, aplicado en las direcciones transversal y longitudinal, lo que condujo a 1690 análisis no lineales de historia en el tiempo en cada dirección.

4.5 Resultados de los análisis realizados en el programa PERFORM-3D.

Para encontrar parámetros generales que identifiquen tendencias de comportamiento, fue necesario elaborar un conjunto de gráficas con valores máximos representativos de la respuesta (distorsiones angulares, momentos flexionantes, cortantes, ductilidad en aisladores sísmicos, etcétera) contra las relaciones de rigideces entre los aisladores sísmicos y el puente.

Una vez elaboradas las gráficas se examinaron y evaluaron comparándolas con la respuesta sísmica del modelo original con apoyos de neopreno. De esta manera se apreció el cambio en la respuesta de la estructura con los diferentes parámetros elegidos de los aisladores sísmicos.

4.5.1 Resultados de los modelos tipo uno.

Los modelos del tipo uno presentan un cambio de altura de las columnas centrales, mientras las dos columnas laterales permanecen iguales (sección 3.3.1). Cada uno de los modelos pertenecientes al tipo uno, se dividió en doce modelos más, causados por la variación de parámetros del aislador, por lo que para el tipo uno se analizaron 48 modelos con aislamiento de base y cuatro modelo con apoyos de neopreno. El modelo MOD1_4 realizado en el programa PERFORM-3D es el que presenta la mayor irregularidad en altura de columnas de los modelos del tipo uno (figura 4.5.0).

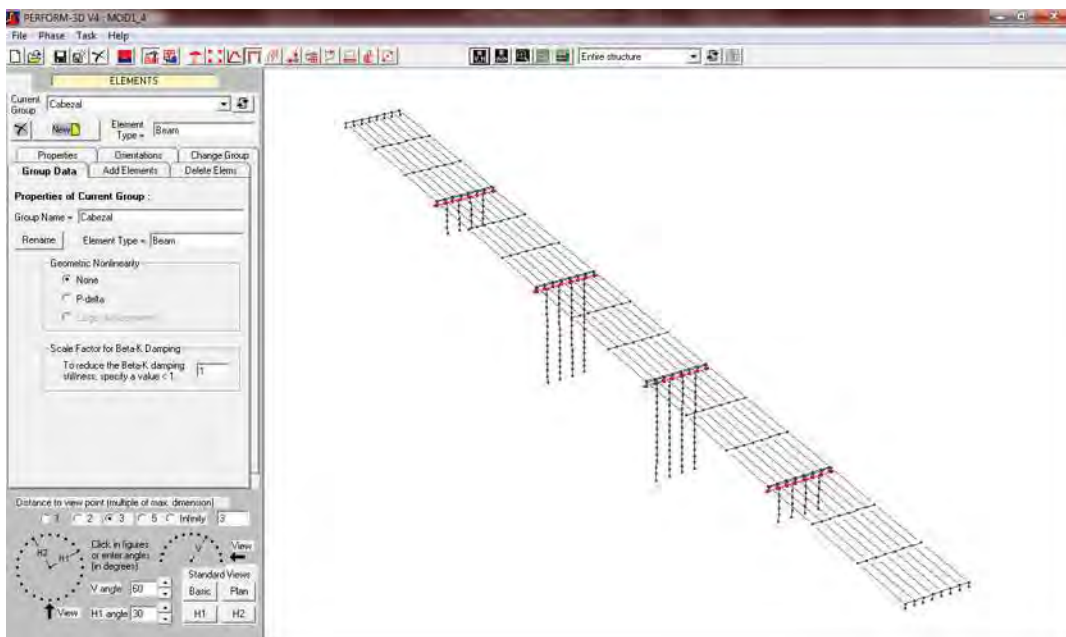


Figura 4.5.0 Modelo MOD1_4 realizado en PERFORM-3D.

Para una mejor visualización de los resultados se decidió juntar las gráficas obtenidas de los cuatro modelos, para verificar si las tendencias en cada modelo eran las mismas. Debido a que utilizando el cortante de fluencia máximo en los aisladores la respuesta no mejoraba de manera significativa, las demandas de ductilidad en los aisladores fueron cercanas a uno (figura 4.5.1), y las columnas experimentaron un comportamiento inelástico en algunos modelos, se decidió enfocarse a analizar los resultados donde no participe el uso del cortante máximo en los aisladores.

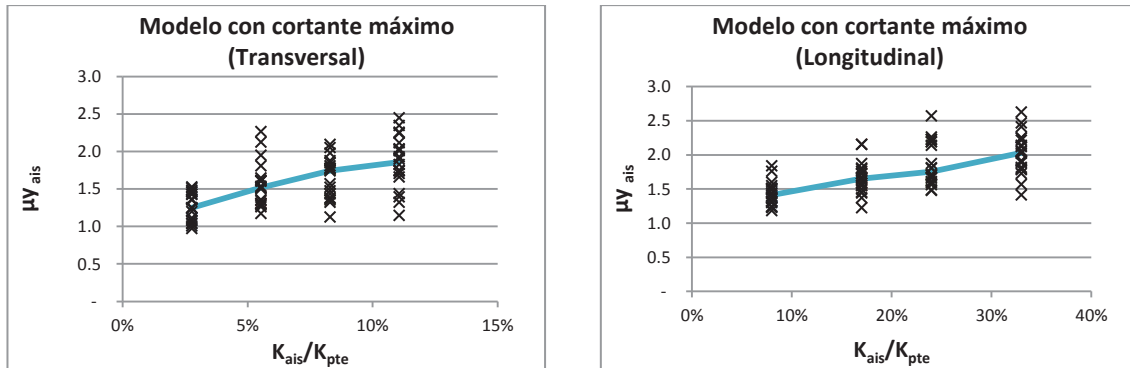


Figura 4.5.1 Ductilidades en aisladores sísmicos contra relación de rigideces MOD1_4.

En la figura 4.5.1 se muestra el comportamiento de los aisladores en las dos direcciones ortogonales del puente. En el eje horizontal se presentan las relaciones de rigidez del sistema de aislamiento entre la rigidez del puente, para los cuatro valores de rigidez de los aisladores (tabla 4.1), mientras que en el eje vertical aparecen los valores de las demandas de ductilidad en los aisladores, de acuerdo con los ANLHT realizados. También se puede apreciar una línea que muestra la mediana de los datos como medida de tendencia central.

Las ductilidades más grandes se obtienen cuando se utiliza el cortante mínimo y van disminuyendo conforme aumenta el cortante, podría decirse que tal reducción se presenta de manera exponencial (figura 4.5.2). Lo anterior es independiente de la rigidez que se utilice en el sistema de aislamiento.

La figura 4.5.2 muestra en su eje vertical las ductilidades desarrolladas en el sistema de aislamiento para una relación de rigideces de 3% y del 33% en la dirección transversal y longitudinal respectivamente, mientras que en el eje horizontal se muestra la relación de cortantes de fluencia del aislador con el del puente.

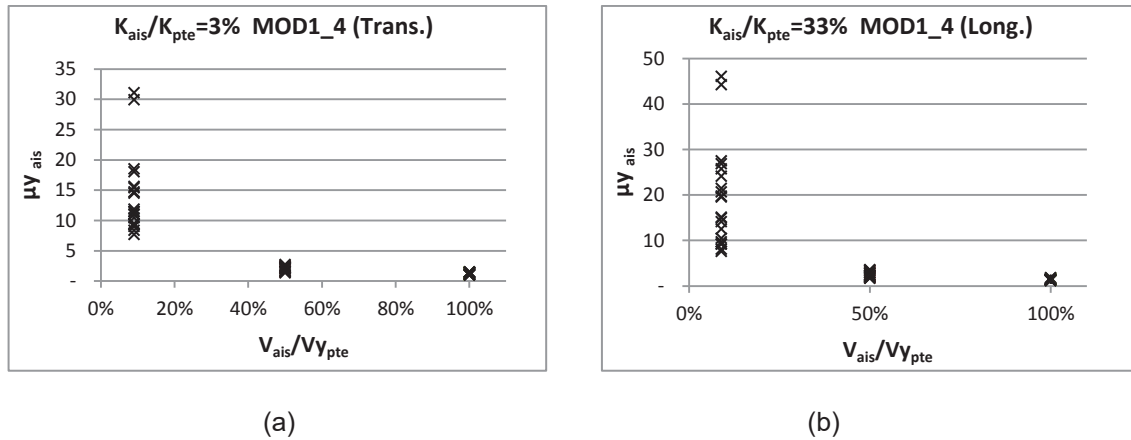


Figura 4.5.2 Ductilidades en aisladores sísmicos como función de la relación de cortantes de fluencia MOD1_4: a) dirección transversal, b) dirección longitudinal.

Las distorsiones máximas obtenidas en los ANLHT en las columnas de menor altura, de los marcos con aislamiento sísmico pueden ser apreciadas en el eje vertical de las figuras 4.5.3 y 4.5.4, mientras que el eje horizontal muestra la relación de la rigidez del sistema de aislamiento entre la rigidez del marco en cuestión. Se muestra también una línea discontinua que representa la mediana de los datos obtenidos y, así mismo, se representa la respuesta del modelo con apoyos de neopreno mediante una recta continua horizontal que representa el valor de la mediana de las distorsiones del marco de menor altura.

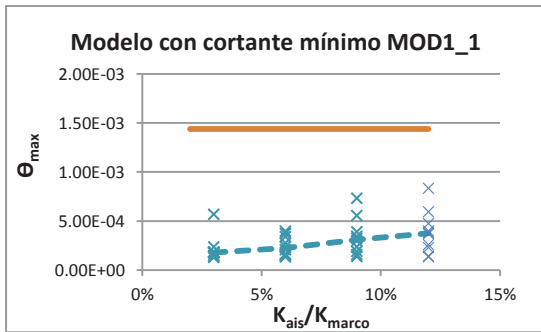
Examinando primeramente las distorsiones angulares obtenidas en todos los modelos correspondientes al tipo uno (figuras 4.5.3 y 4.5.4), se observa que en los modelos MOD1_1 y MOD1_2 las distorsiones de las columnas de menor altura son prácticamente iguales en las dos direcciones, tanto longitudinalmente como transversal. Sin embargo las relaciones de las distorsiones máximas y mínimas (considerando todas las columnas) se incrementaron de uno a dos veces, aproximadamente en ambas direcciones de un modelo a otro. Puede afirmarse que para este tipo de irregularidad cuando se presentan diferencias de alturas de pilas menores a 1.5, el cambio de rigidez en el aislador no presenta un cambio representativo en la respuesta del caso regular e irregular.

Cuando se presentan relaciones de altura de 1.5 entre las columnas de mayor altura y menor, y la sección geométrica de la pila es la misma, se generan relaciones de rigidez de 3.375. En caso de que los marcos tengan diferentes secciones geométricas, la relación que determine la irregularidad será correspondiente a sus rigideces y no a sus alturas.

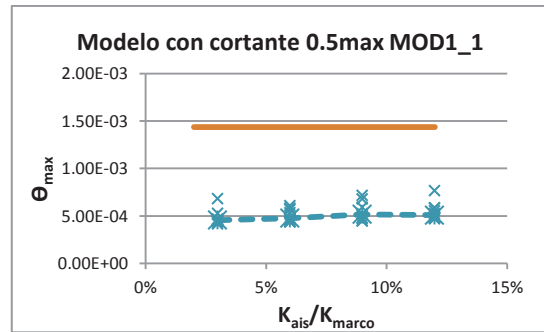
Cuando la irregularidad en el puente se incrementa y el cortante de fluencia de los aisladores es cercano al cortante medio, la rigidez del sistema de aislamiento toma un papel importante al reflejar valores de distorsiones más altos para rigideces cercanas al 4.5% cuando se presenta doble curvatura en las columnas, y al 14% para curvatura simple.

De acuerdo con las gráficas realizadas se observó que el cortante de fluencia fue el parámetro que tenía mayor repercusión en la respuesta de los puentes. El intervalo de valores del cortante de fluencia para obtener resultados adecuados, fluctuó entre el 9% y el 50% del cortante de fluencia del puente, obtenido como se muestra en la sección 4.2.2. Así mismo puede afirmarse que el hecho de implementar un sistema de aislamiento a este tipo de puentes irregulares en altura de columnas, utilizando los parámetros en estudio del sistema de aislamiento, disminuye enormemente las distorsiones que se presentan en los marcos.

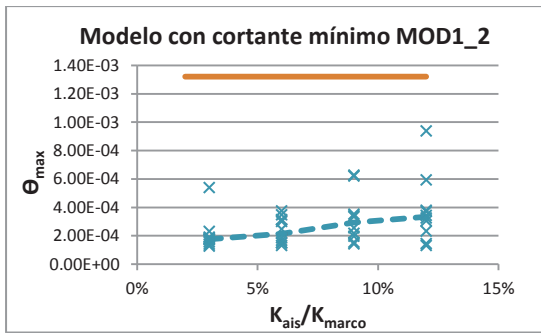
Las tendencias mostradas en la dirección longitudinal son muy similares a las de la dirección transversal, por lo que las observaciones y afirmaciones hechas con anterioridad aplican completamente para las dos direcciones, aunque los valores máximos de la respuesta se presenten en la dirección longitudinal. Lo anterior se debe a la rigidez menor que presenta la estructura en la dirección longitudinal en comparación con la rigidez transversal.



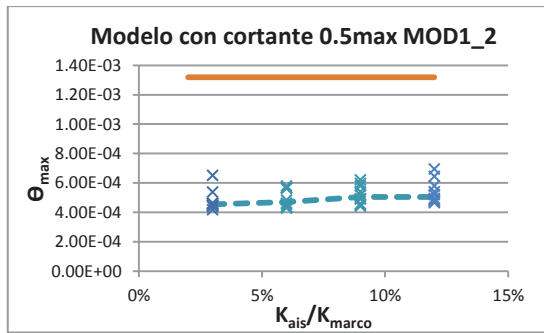
(a)



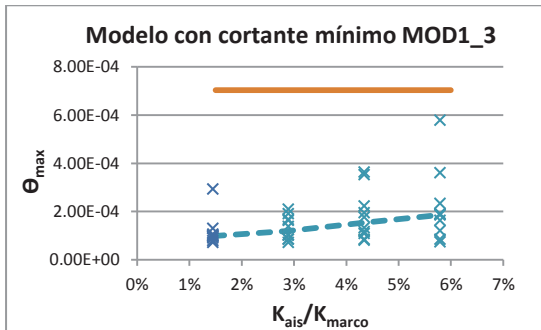
(b)



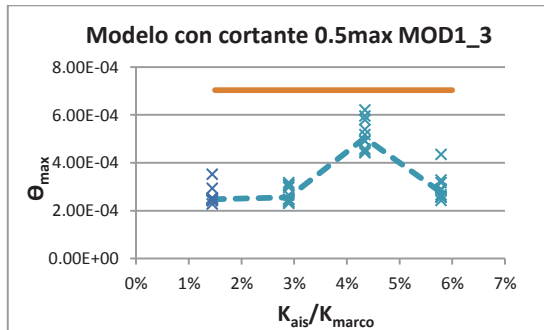
(b)



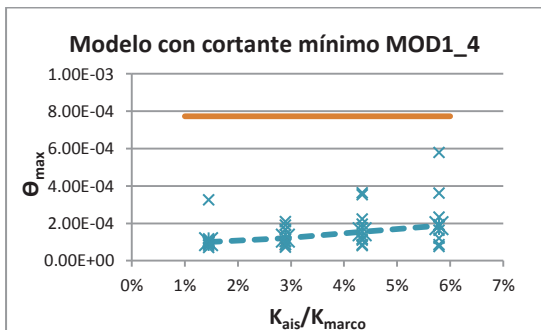
(d)



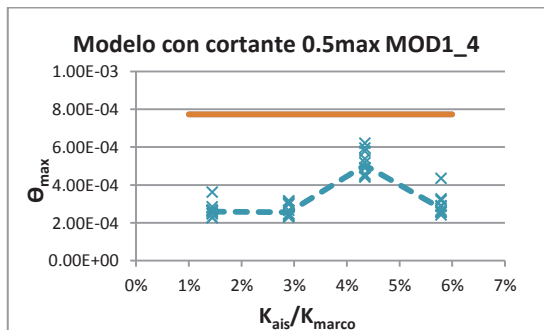
(e)



(f)

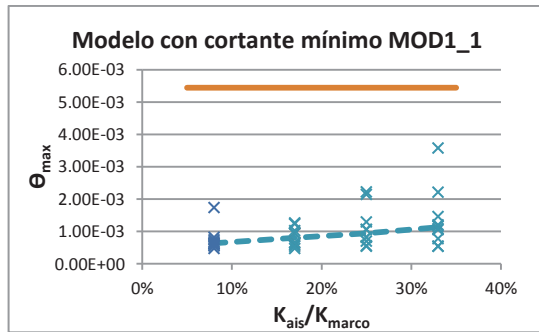


(g)

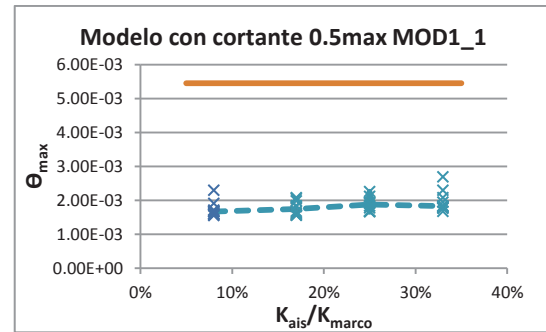


(h)

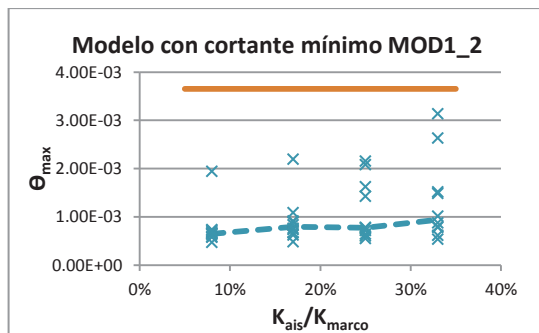
Figura 4.5.3 Distorsiones angulares en el marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo uno.



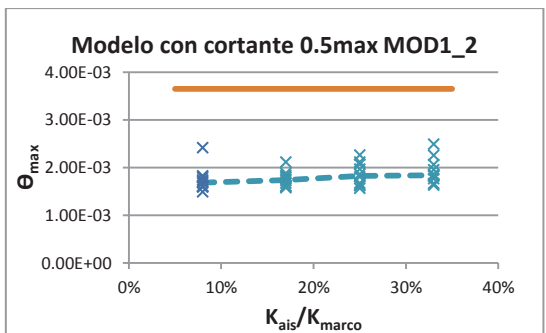
(a)



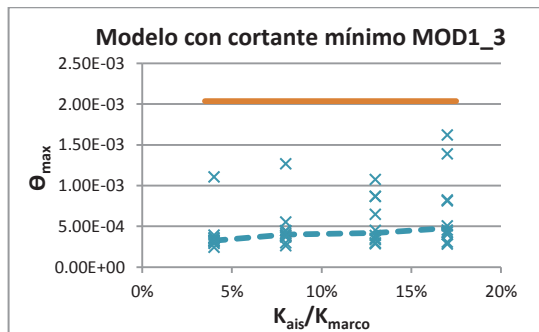
(b)



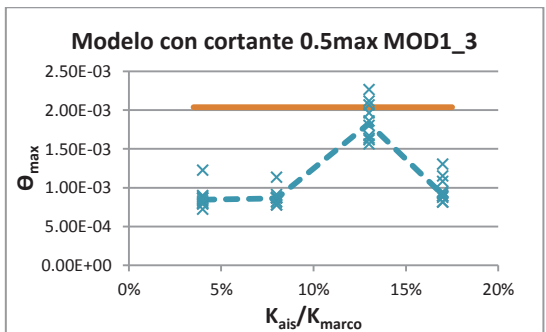
(b)



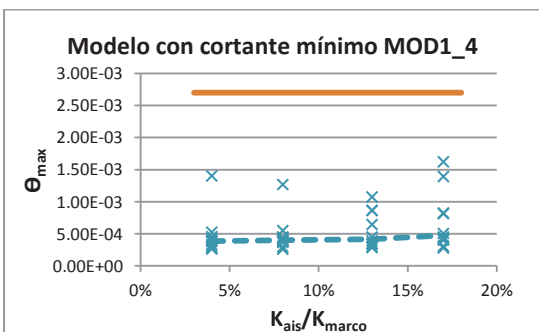
(d)



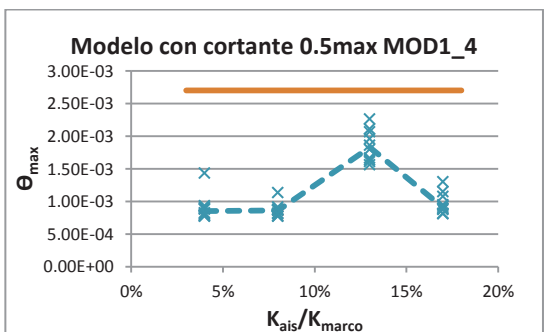
(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 4.5.4 Distorsiones angulares en el marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el marco de menor altura, dirección longitudinal modelos tipo uno.

Al verificar las relaciones de las distorsiones máximas y mínimas que se presentaron en los marcos del puente, en la dirección transversal, se afirma que utilizar aisladores con las mismas propiedades, genera una estructura con un comportamiento más uniforme (figura 4.5.5), es decir que las distorsiones angulares que se presentan en la columna de mayor altura son muy parecidas a las que se presentan en la columna de altura menor. Sin embargo, en la dirección longitudinal (figura 4.5.6), para algunos parámetros de los aisladores, estas diferencias de distorsiones entre la pila alta y la baja pueden crecer.

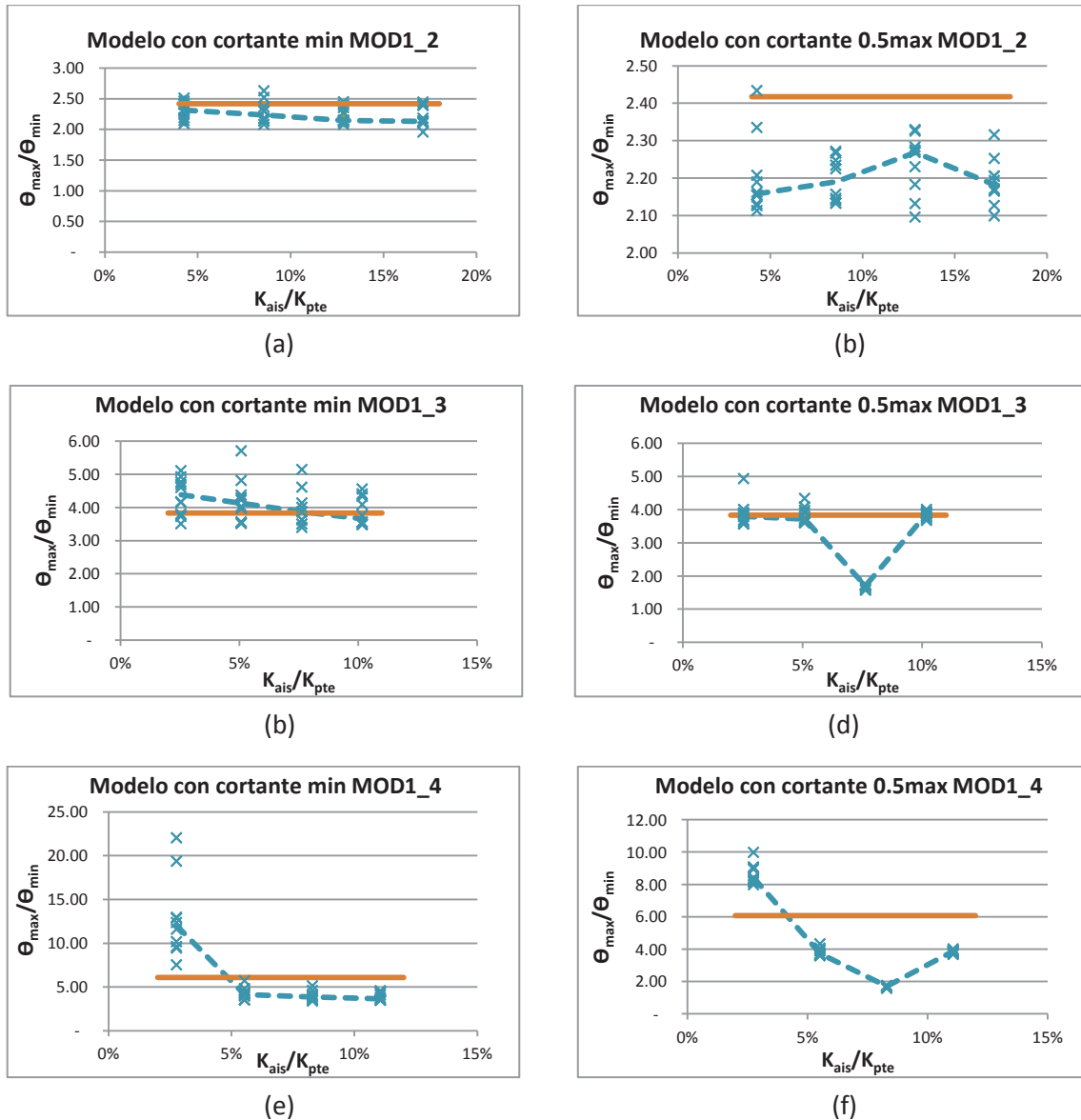


Figura 4.5.5 Distorsiones angulares máximas y mínimas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo uno.

Lo anterior puede ser ocasionado por utilizar las mismas propiedades en las dos direcciones, sin embargo esta manera de diseñar aisladores sísmicos es comúnmente aplicada en la práctica profesional.

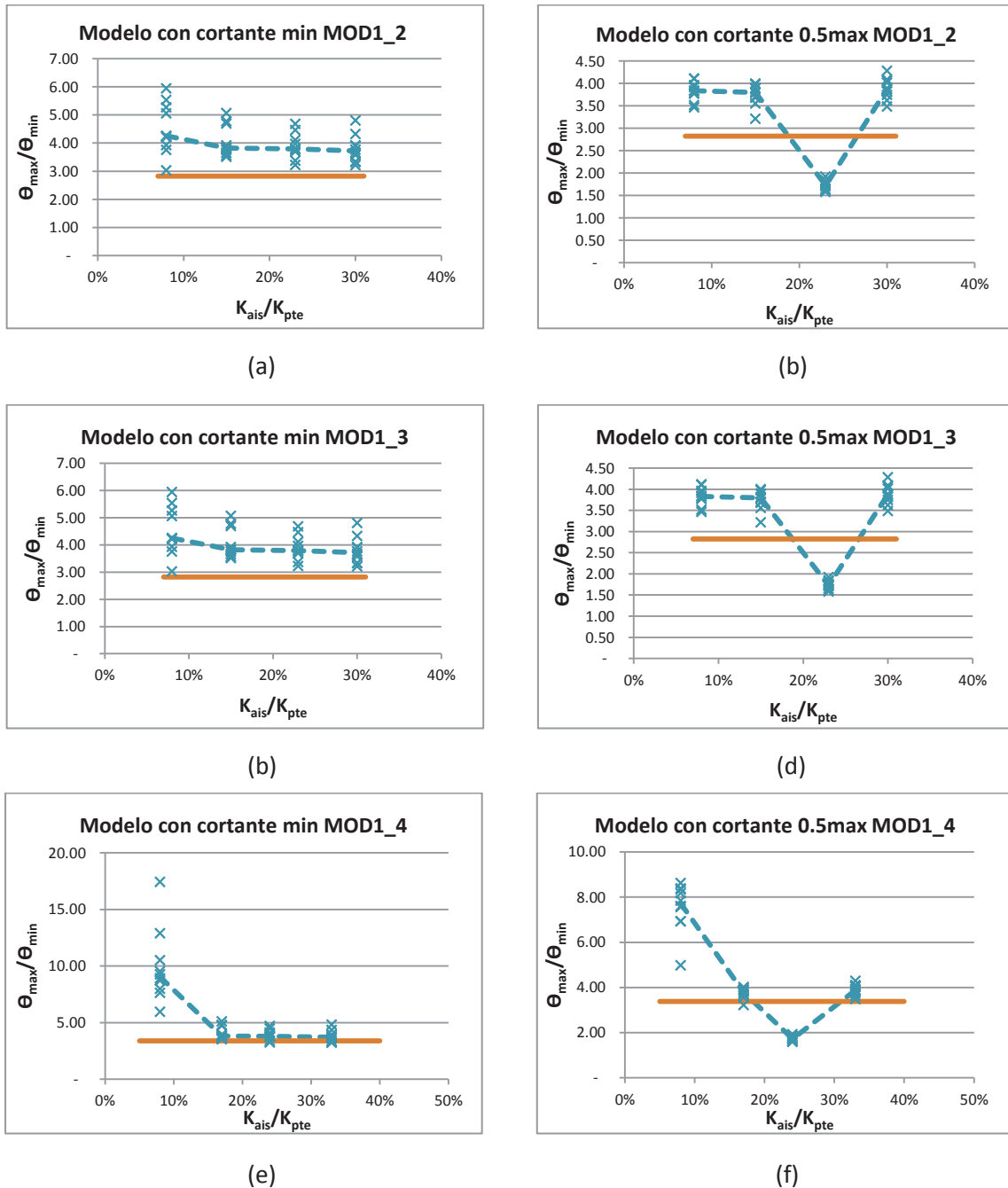


Figura 4.5.6 Distorsiones angulares máximas y mínimas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo uno.

Las figuras 4.5.5 y 4.5.6 muestran la relación de distorsiones angulares máximas y mínimas como función de la relación de rigidez de los aisladores entre la rigidez

del puente. Se aprecia en la dirección transversal que el sistema de aislamiento puede mejorar la respuesta de la estructura haciendo más uniforme su comportamiento. Sin embargo, cuando se analiza la dirección longitudinal se observa que utilizando cortantes cercanos al mínimo (valor frecuentemente utilizado en la práctica profesional) ningún parámetro de rigidez mejora la respuesta del sistema original.

Debido a que las tendencias en las gráficas de momentos flexionantes y cortantes máximos en pilas son muy similares a las correspondientes a distorsiones angulares, sólo se presentan las del puente regular en altura (MOD1_1) y las del puente más irregular (MOD1_4).

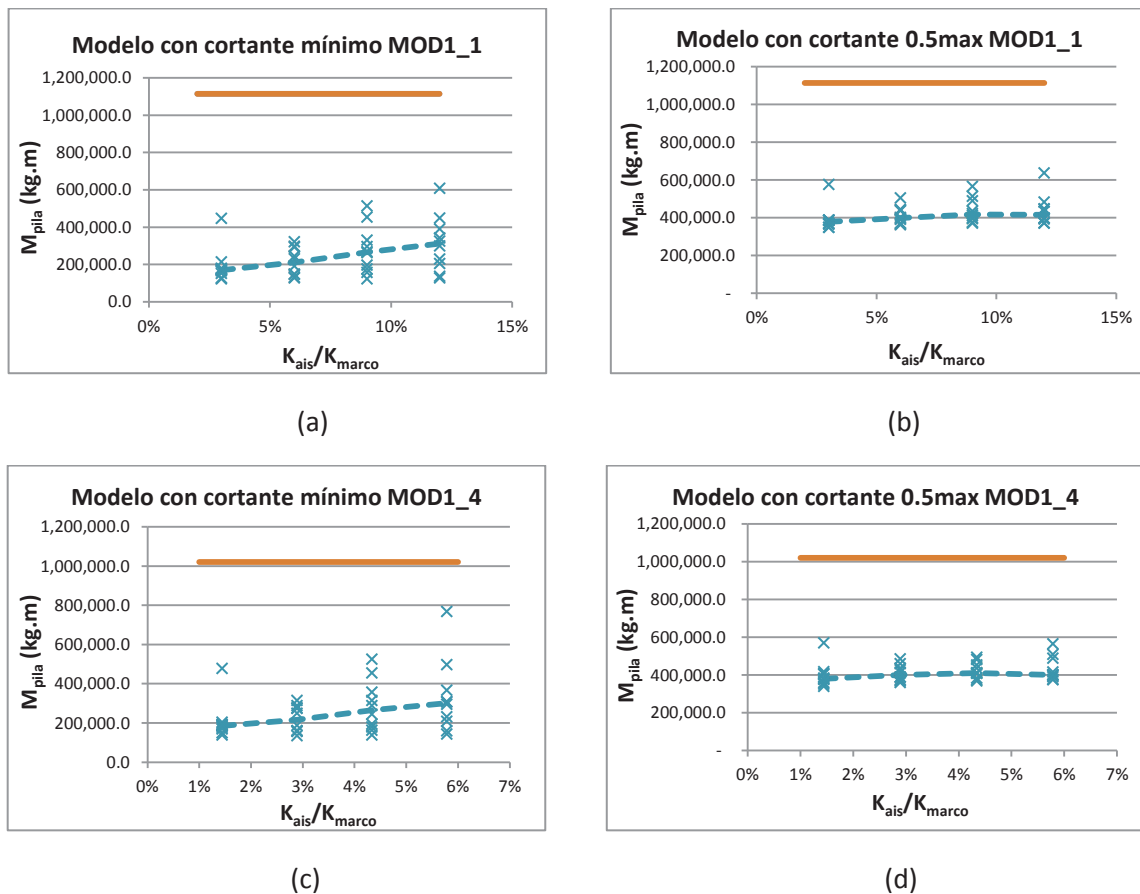


Figura 4.5.7 Momentos flexionantes máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo uno.

En las figuras 4.5.7 y 4.5.8, se confirma lo señalado con anterioridad: al utilizar un sistema de aislamiento se reducen los valores máximos de la respuesta del puente con apoyos de neopreno. También se aprecia que al utilizar valores altos de

rigidez del sistema de aislamiento, se produce mayor dispersión en los resultados obtenidos.

Tomando en consideración las relaciones de momentos flexionantes máximos y mínimos (figuras 4.5.9 y 4.5.10), se observa que en la dirección longitudinal sólo se reducen los valores de momentos flexionantes del sistema original, mientras que las relaciones entre momentos flexionantes máximos y mínimos no decrecen, al contrario aumentan sin importar la rigidez o cortante de fluencia del aislador. Esto se comprende al ver las figuras 4.5.13 y 4.5.14 donde se aprecia que al introducir el sistema de aislamiento los cortantes máximos en las columnas tienden a ser iguales sin importar la irregularidad del puente, por lo tanto al reducir el cortante de la columna corta, también se reduce su momento flexionante actuante incrementando las relaciones de momentos flexionantes entre columnas de diferentes alturas.

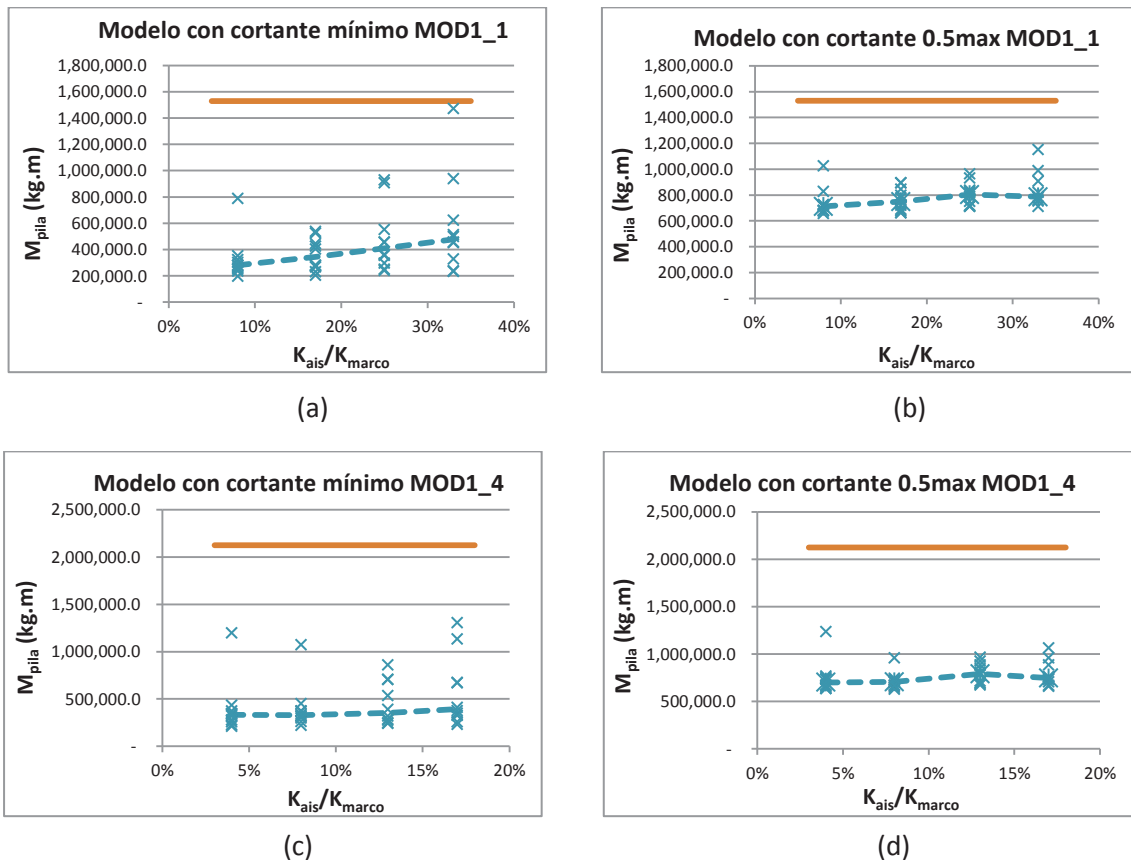
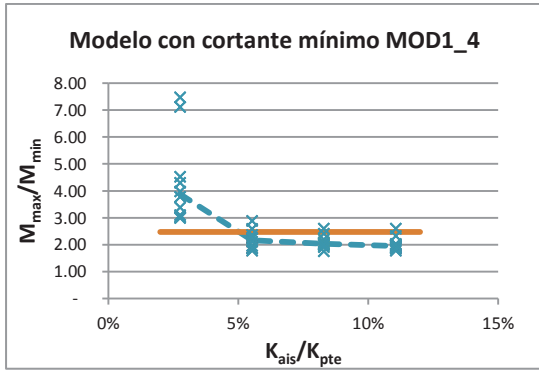
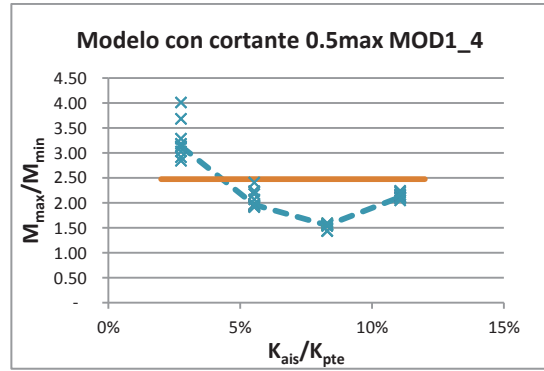


Figura 4.5.8 Momentos flexionantes máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección longitudinal modelos tipo uno.

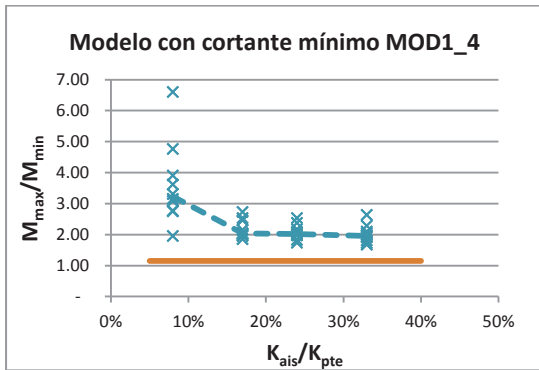


(a)

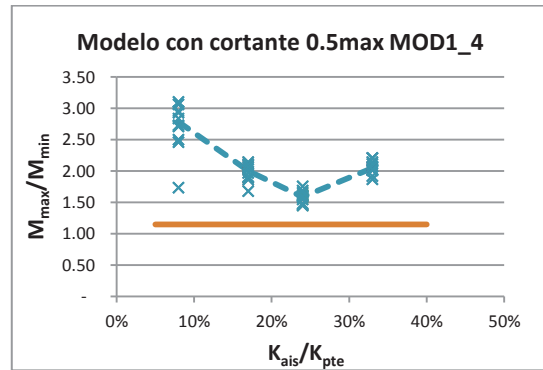


(b)

Figura 4.5.9 Momentos flexionantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo uno.

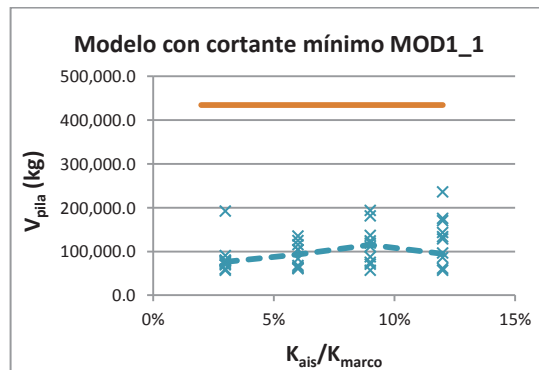


(a)

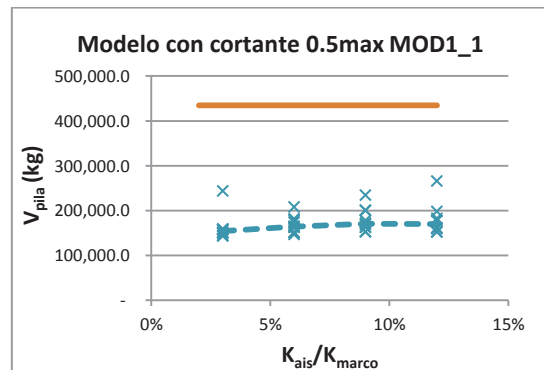


(b)

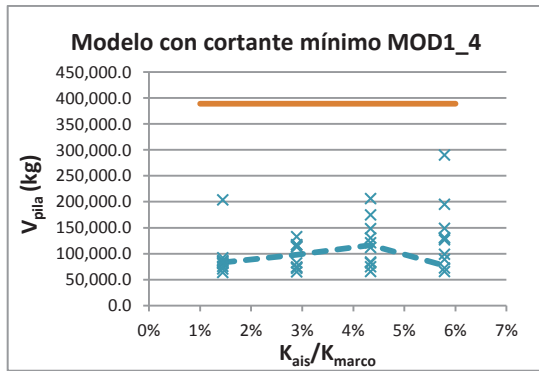
Figura 4.5.10 Momentos flexionantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo uno.



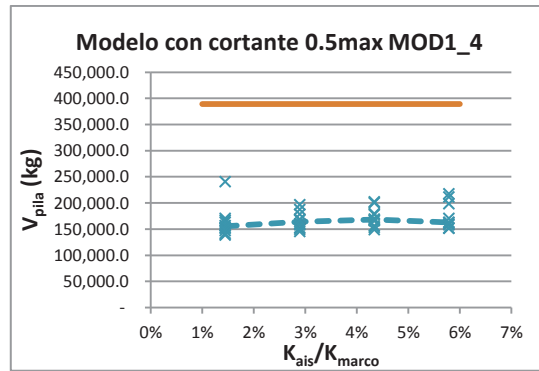
(a)



(b)

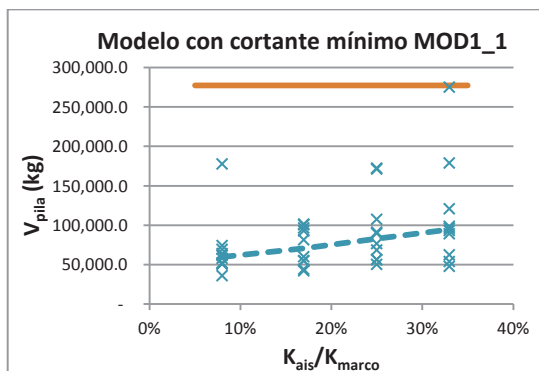


(c)

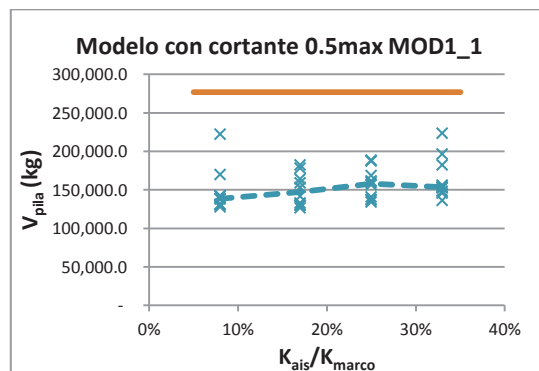


(d)

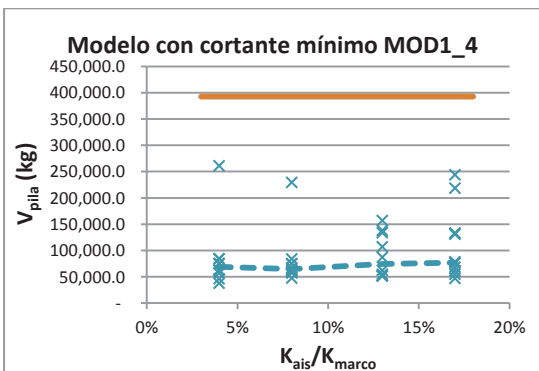
Figura 4.5.11 Cortantes máximos marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco con columnas cortas, dirección transversal modelos tipo uno.



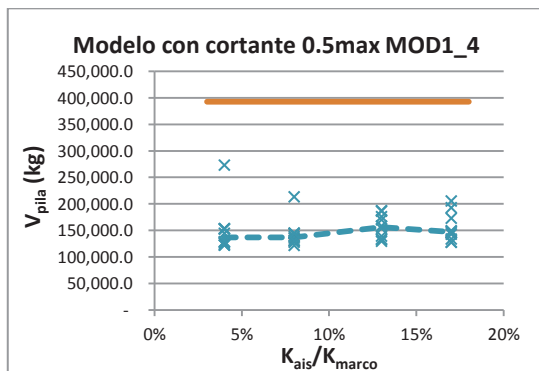
(a)



(b)

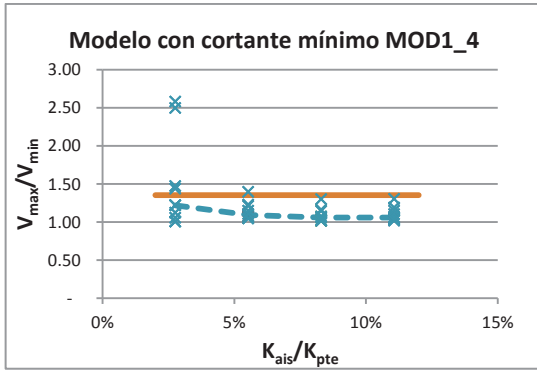


(c)

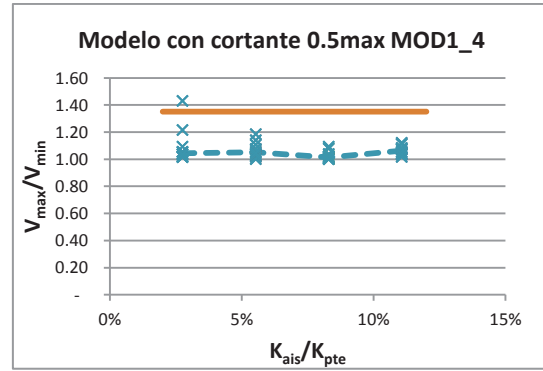


(d)

Figura 4.5.12 Cortantes máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección longitudinal modelos tipo uno.

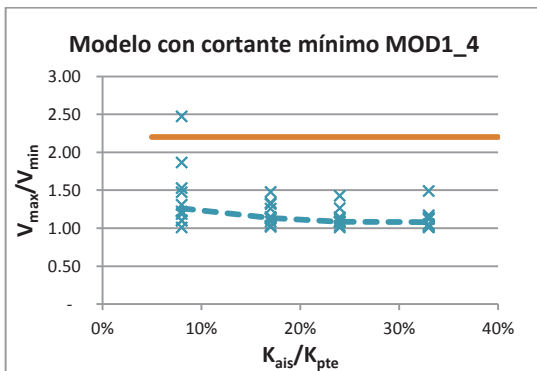


(a)

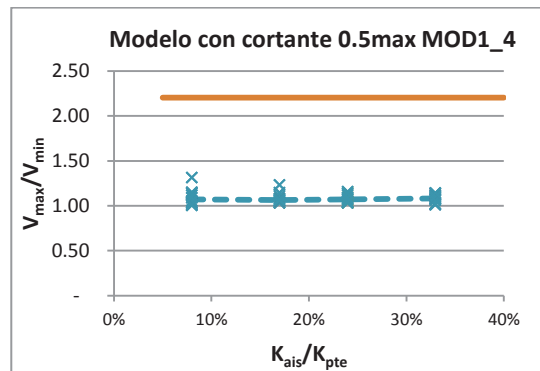


(b)

Figura 4.5.13 Cortantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo uno.



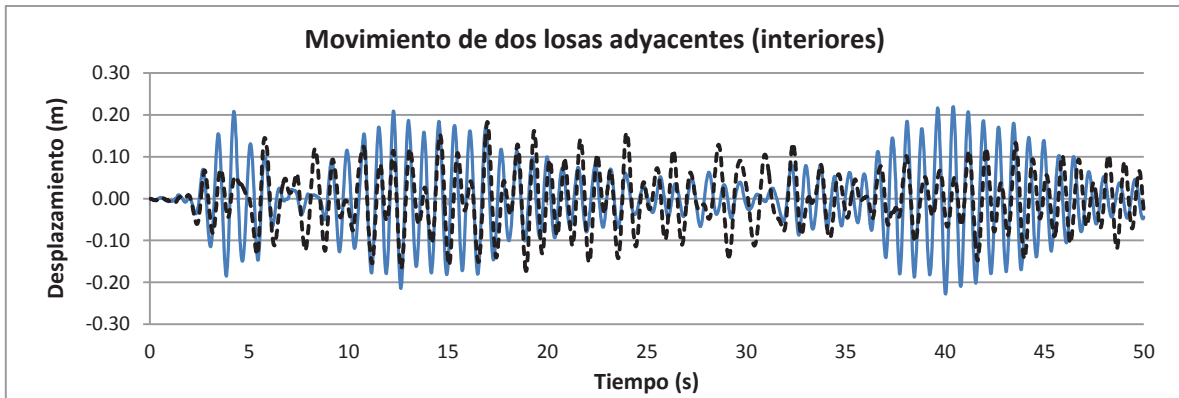
(a)



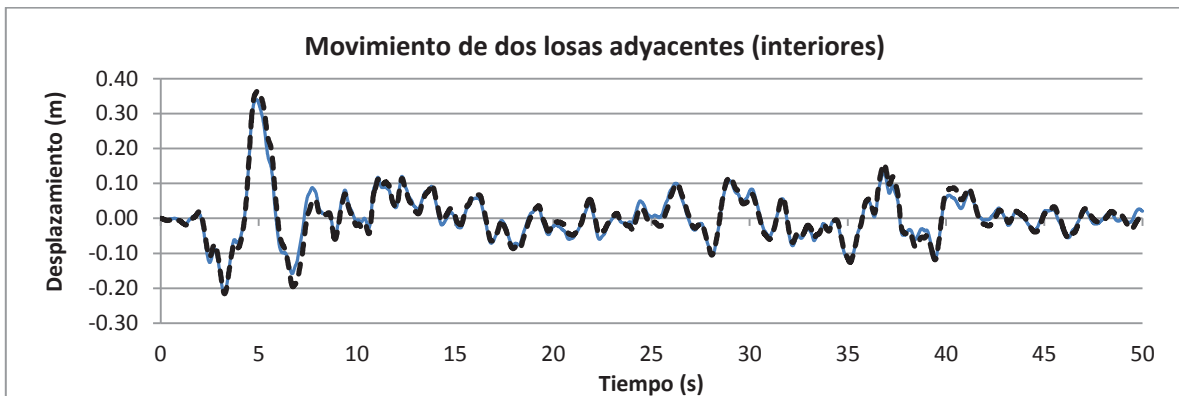
(b)

Figura 4.5.14 Cortantes máximos y mínimos en columnas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo uno.

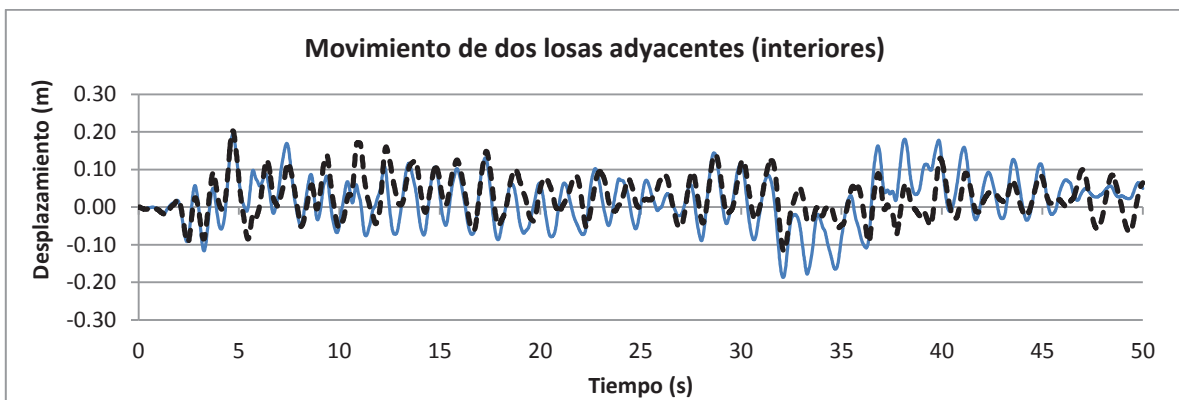
Después de revisar y comparar las gráficas obtenidas para distorsiones angulares, momentos flexionantes y cortantes, se recomienda que los valores de rigidez del sistema de aislamiento se encuentren en valores cercanos al 7% de la rigidez del puente cuando se comporte en doble curvatura, o al 20% para curvatura simple. Para que los aisladores experimenten ductilidades importantes, el cortante de fluencia del aislador deberá ser cercano al mínimo, que en este caso fue aproximadamente el 10% del cortante de fluencia del puente; sin embargo, si se obtienen ductilidades excesivas en el sistema de aislamiento se deberá aumentar el cortante sin exceder el 50% del cortante de fluencia del puente.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.5.15 Movimiento de losas interiores: a) puente con apoyos de neopreno MOD1_4, b) puente con aislamiento sísmico con K1 y cortante mínimo MOD1_4a1v1, y c) puente con aislamiento sísmico con K1 y cortante medio MOD1_4a1v2.

Las recomendaciones anteriores están formuladas conforme a la irregularidad del puente tipo 1, por lo que el puente en que se utilizará el sistema de aislamiento deberá presentar las irregularidades tratadas anteriormente y la rigidez del puente deberá ser mayor a 130,000,000 kg/m o 40,000,000 kg/m para curvatura doble o

simple respectivamente. Cuando no se cumplan las condiciones antes mencionadas podrán seguirse las recomendaciones generales realizadas en la sección 4.5.6.

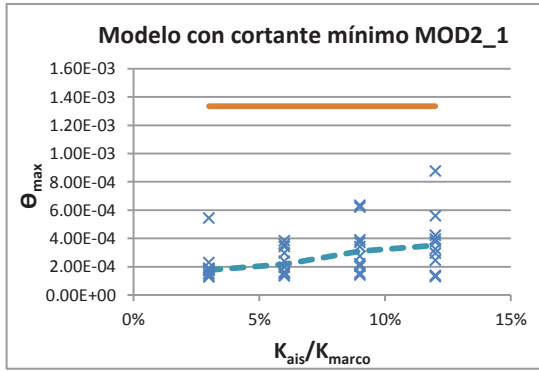
Como consecuencia de utilizar un sistema de aislamiento con los mismos parámetros en un puente con pilas de diferente altura, el movimiento longitudinal de las losas se presenta en fase para valores cercanos al cortante mínimo de fluencia. Para valores cercanos al cortante medio se produce un movimiento de losas con pequeños desfases, no obstante, estos desfases son menores que los del sistema original (figura 4.5.15).

4.5.2 Resultados de los modelos tipo dos.

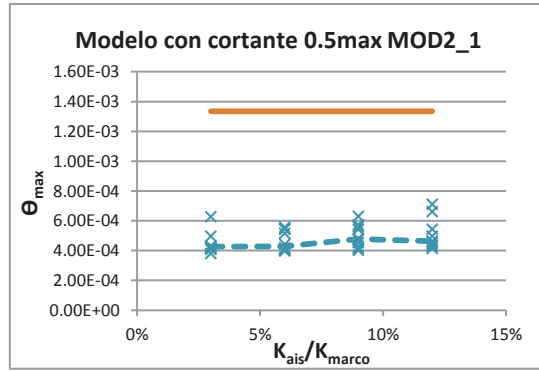
Para el análisis de los resultados de los sesenta modelos del tipo dos, se siguió la misma metodología que se mostró con anterioridad para los modelos del tipo uno. En las siguientes figuras se presentan los resultados obtenidos para la variación paramétrica en los aisladores, usando como medida de tendencia central la mediana representada por una línea recta discontinua. También se muestra con una línea horizontal, la mediana obtenida de ANLHT del puente con apoyos de neopreno.

Al igual que los resultados de los modelos del tipo uno, las ductilidades en los aisladores disminuyen exponencialmente conforme aumenta el cortante de fluencia de los aisladores. La demanda de ductilidad en los aisladores y las reducciones en la respuesta sísmica de las estructuras disminuyen cuando se utilizan cortantes de fluencia altos, razón por la que no se presenta ninguna gráfica donde se utilizó el cortante máximo de fluencia en los aisladores sísmicos.

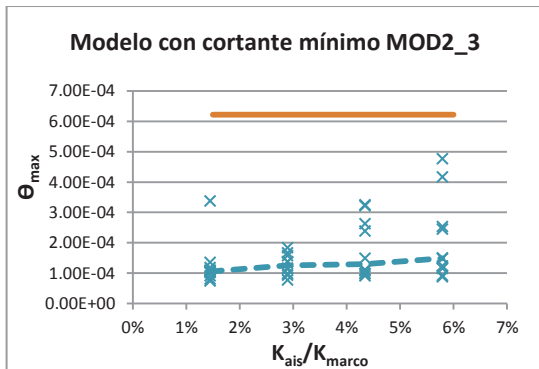
Si se comparan las figuras 4.5.16.a y 4.5.16.b con las figuras 4.5.4.a y 4.5.4.b se aprecia que las distorsiones obtenidas en la pila de menor altura son iguales cuando se presentan irregularidades en alturas menores a 1.5, o bien en rigideces de marcos si la sección geométrica utilizada es diferente en cada marco. Mientras más irregular es el puente, los valores de distorsiones entre pilas de menor altura disminuyen y los de las pilas más altas aumentan.



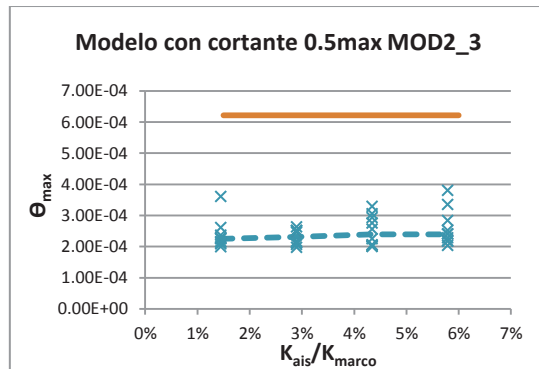
(a)



(b)



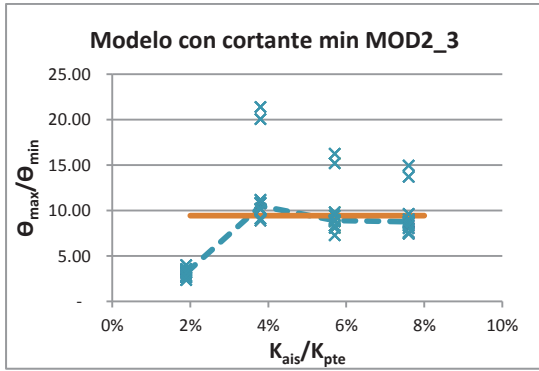
(c)



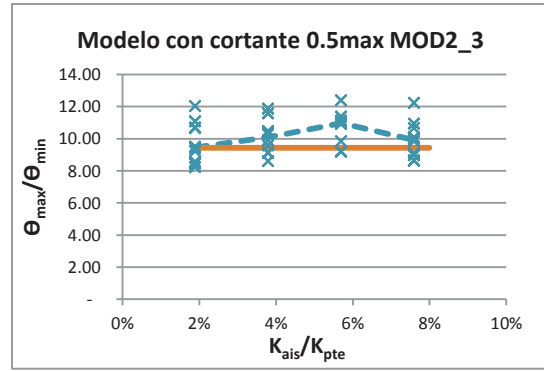
(d)

Figura 4.5.16 Distorsiones angulares en el marco de menor altura contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo dos.

Utilizando rigideces bajas en los aisladores, se obtienen relaciones de distorsiones máximas y mínimas más pequeñas que para el caso con apoyos de neopreno cuando el cortante de fluencia es mínimo. Sin embargo, si se incrementa el cortante de fluencia, estas relaciones aumentan (figuras 4.5.17 y 4.5.18). Adicionalmente, para valores bajos de rigidez en los aisladores, la dispersión en las distorsiones obtenidas para los diferentes registros sísmicos es menor que en los casos restantes.

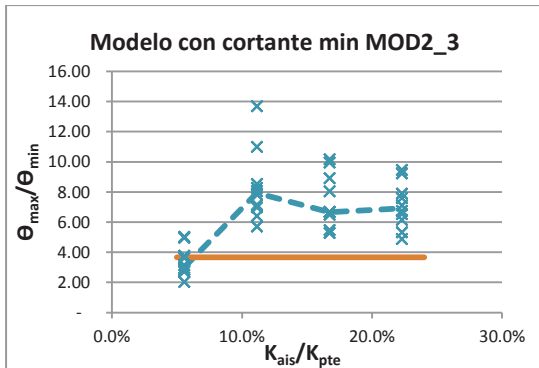


(a)

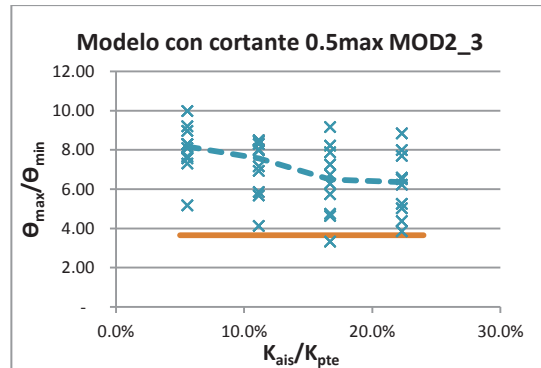


(b)

Figura 4.5.17 Distorsiones angulares máximas y mínimas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo dos.



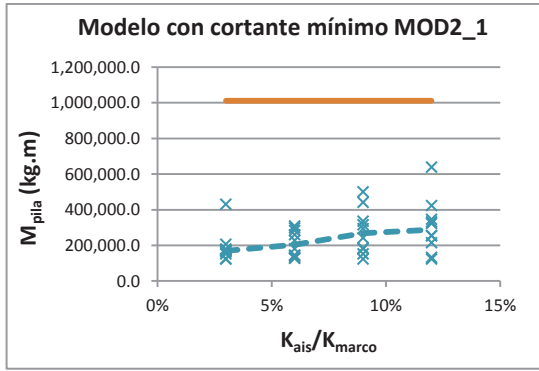
(a)



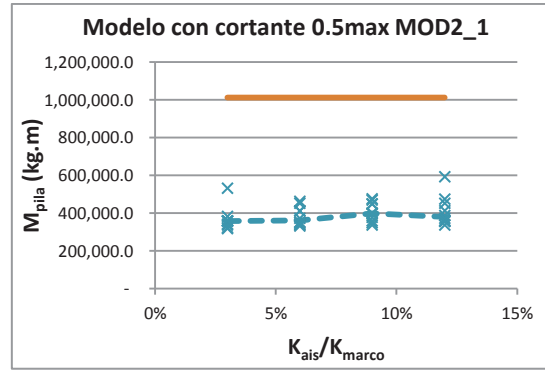
(b)

Figura 4.5.18 Distorsiones angulares máximas y mínimas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo dos.

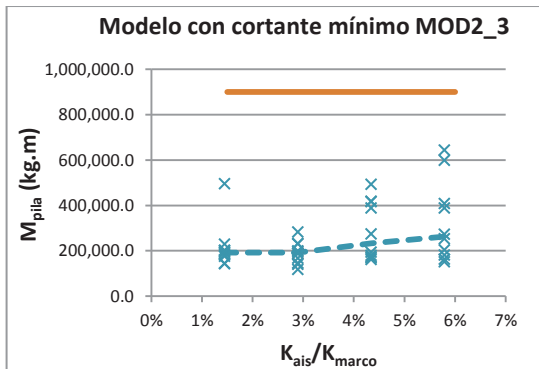
Las reducciones que se presentan en los momentos flexionantes de la base de las pilas cuando hay cambio en la rigidez de los aisladores son similares. No obstante, conforme el cortante de fluencia en el sistema de aislamiento crece, estas reducciones disminuyen (figura 4.5.19). Las relaciones entre momentos máximos y mínimos que se presentan en las estructuras (figuras 4.5.20 y 4.5.21), en general presentan valores similares o mayores a los obtenidos con apoyos de neopreno. Se observan buenos resultados cuando las relaciones de rigidez del aislador con el puente están en los intervalos del 6% al 8% o del 16% al 23%, si la subestructura se encuentra en curvatura doble o simple respectivamente.



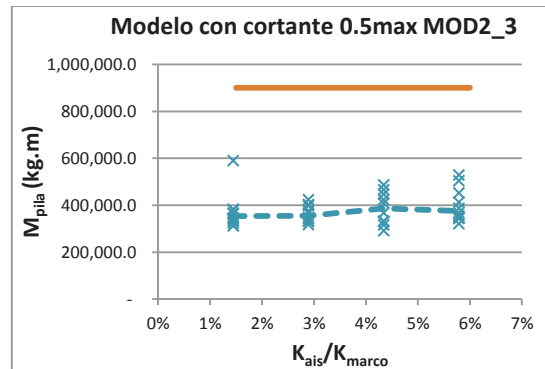
(a)



(b)

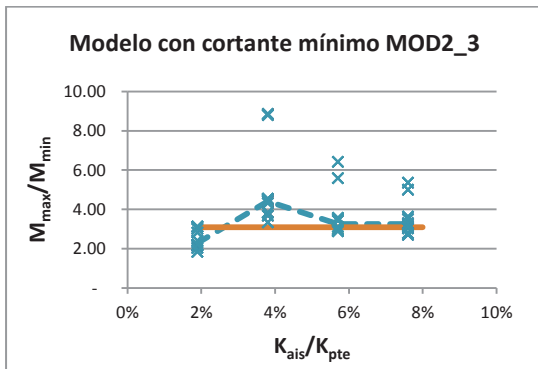


(c)

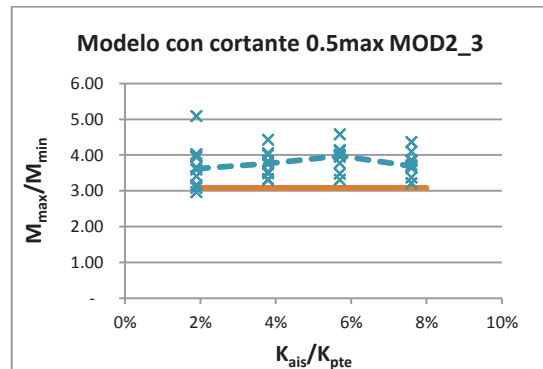


(d)

Figura 4.5.19 Momentos flexionantes máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo dos.

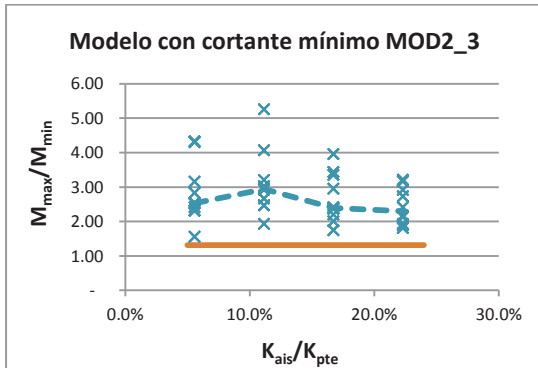


(a)

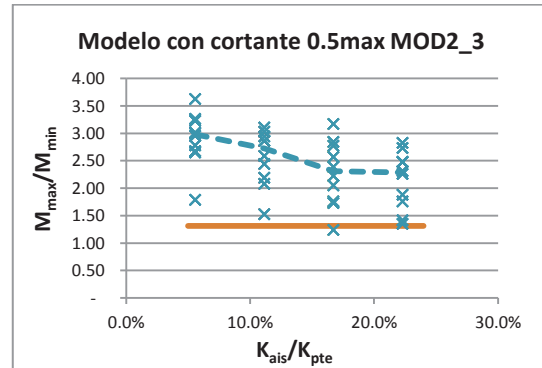


(b)

Figura 4.5.20 Momentos flexionantes máximos y mínimos, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo dos.



(a)

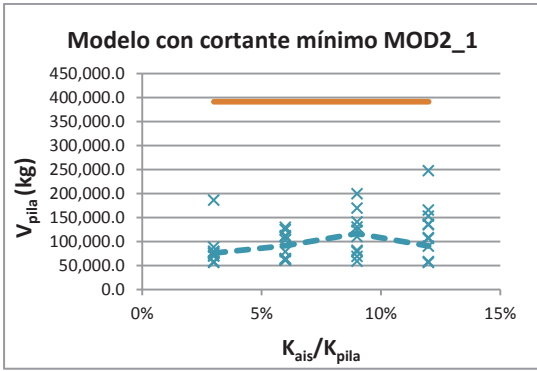


(b)

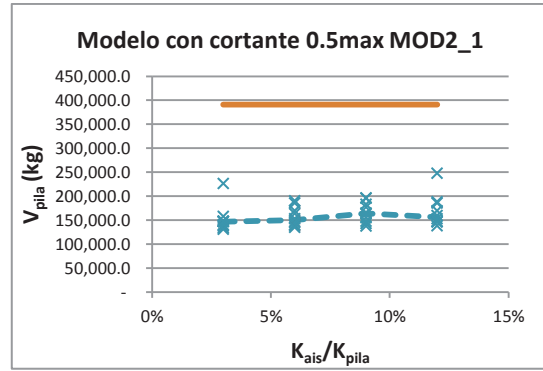
Figura 4.5.21 Momentos flexionantes máximos y mínimos, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo dos.

Con respecto a los cortantes la variación de la rigidez de los aisladores no mostró grandes repercusiones en los valores máximos obtenidos en el marco de columnas cortas (figura 4.5.19). Al igual que lo señalado anteriormente con relación a los valores máximos de momentos flexionantes y distorsiones angulares, al aumentar el cortante de fluencia las reducciones en estos valores disminuyen. Las relaciones entre cortantes máximos y mínimos que se presentan en las estructuras (figuras 4.5.23 y 4.5.24), tienen mayores reducciones en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal la disminución en la respuesta es pequeña.

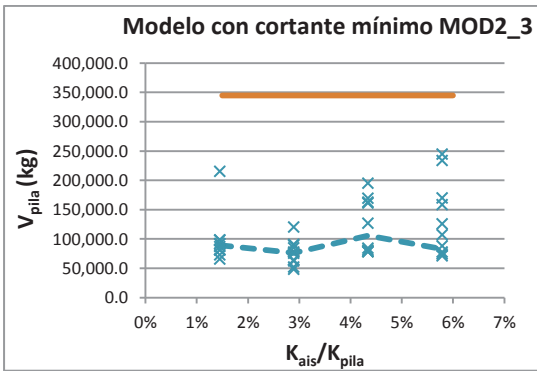
Se obtienen resultados en ambas direcciones (transversal y longitudinal) muy similares cuando las relaciones de rigidez del aislador con el puente están en los intervalos del 6% al 8% o del 16% al 23%, si la subestructura se encuentra en curvatura doble o simple respectivamente.



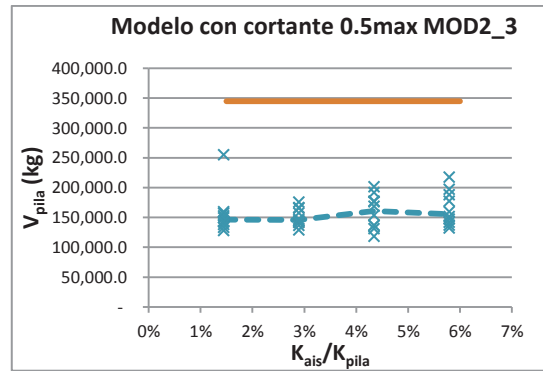
(a)



(b)

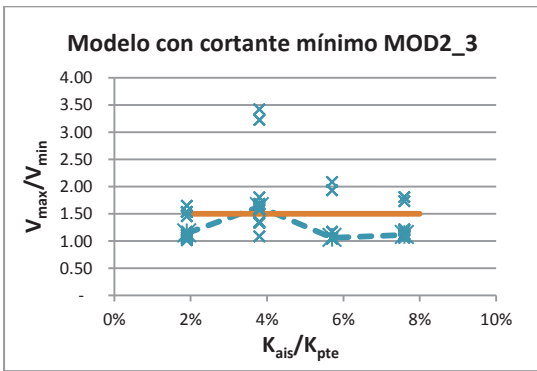


(c)

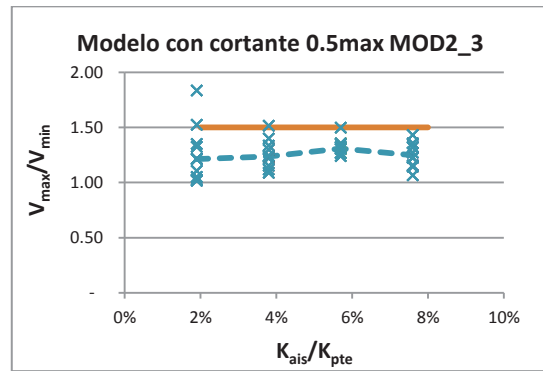


(d)

Figura 4.5.22 Cortantes máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo dos.



(a)



(b)

Figura 4.5.23 Cortantes máximos y mínimos, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo dos.

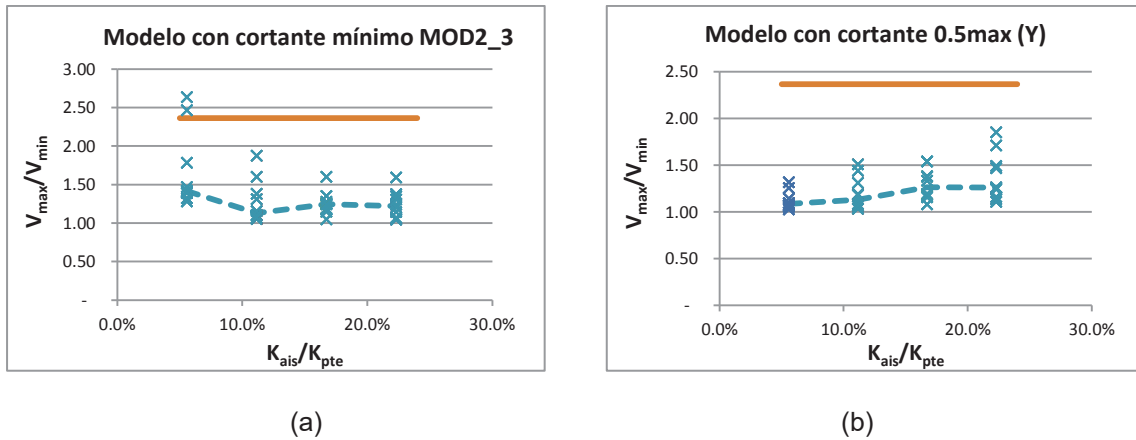
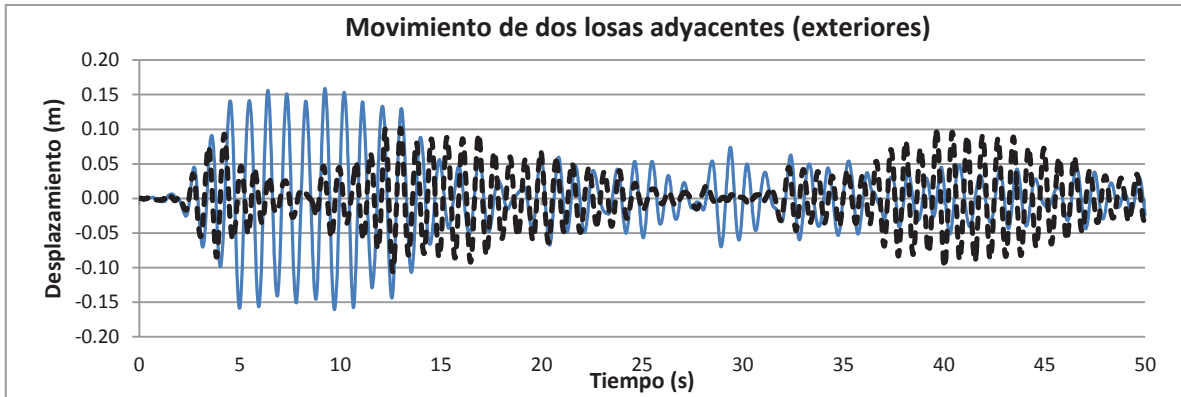


Figura 4.5.24 Cortantes máximos y mínimos, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo dos.

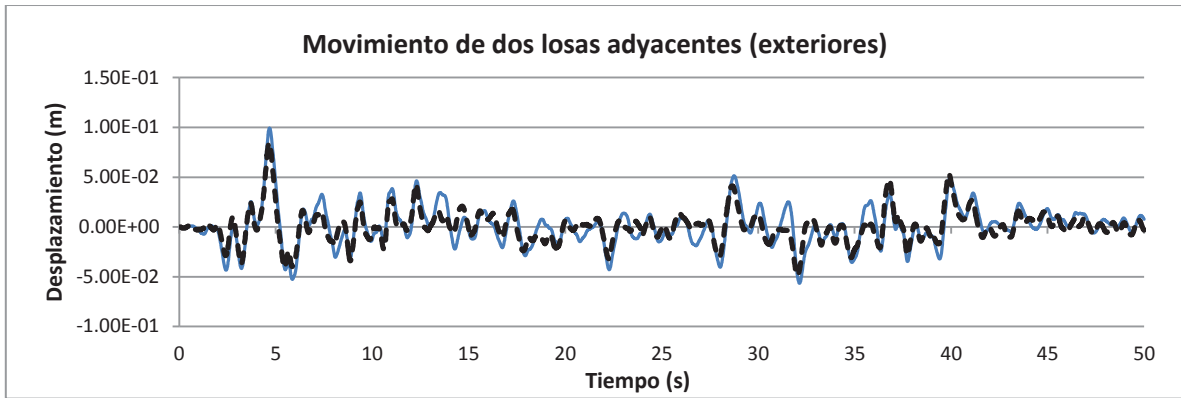
Analizando conjuntamente las gráficas correspondientes a distorsiones angulares, momentos flexionantes y cortantes máximos en columnas. Se recomienda que para el tipo de irregularidad mostrado se utilicen aisladores sísmicos con relaciones de rigidez con respecto al puente en los intervalos de 6% al 8% o 16% al 23%, cuando la rigidez del puente es mayor a 130,000,000 kg/m o 40,000,000 kg/m, si la subestructura se encuentra en curvatura doble o simple respectivamente. Pueden en estos casos utilizarse cortantes de fluencia cercanos al mínimo (aproximadamente el 10% del cortante de fluencia del puente); sin embargo, si las ductilidades que se presentan en los aisladores son bastante altas se recomienda aumentar el cortante hasta obtener valores de ductilidades adecuados sin exceder el 50% del cortante de fluencia del puente.

Cuando las condiciones de irregularidad o magnitudes de rigidez del puente no coinciden con las descritas anteriormente se deberá realizar el prediseño utilizando las recomendaciones realizadas en la sección 4.5.6.

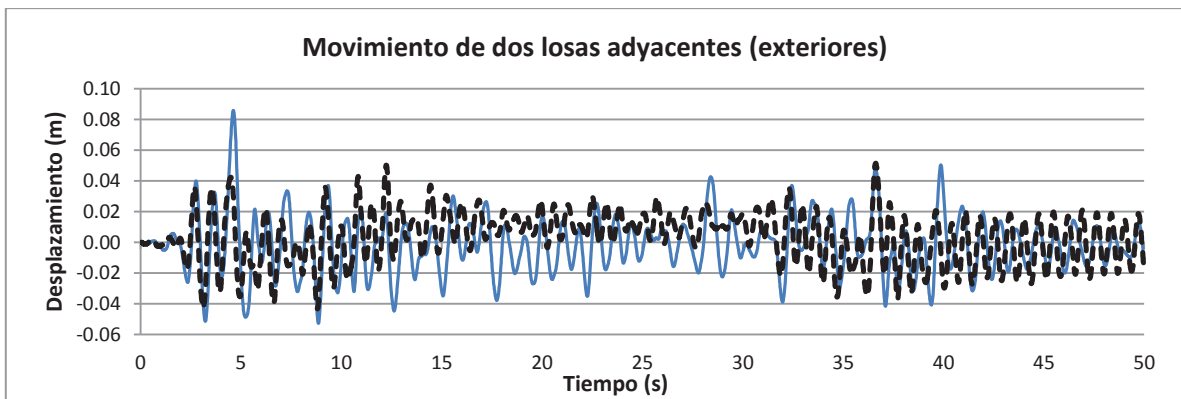
También se analizó el movimiento de las losas para determinar si hay riesgo de choque entre ellas; esto se realizó verificando si el movimiento de dos losas adyacentes estaba en fase. En la figura 4.5.25 se aprecian tres gráficas donde se muestran las historias de desplazamientos de dos losas contiguas de dos claros del puente. Puede apreciarse que la irregularidad del movimiento de las losas disminuye al utilizar aislamiento de base (figuras 4.5.25.a y 4.5.25.b), con respecto al modelo con apoyos de neopreno (figura 4.5.25.c). Cuando se utiliza el cortante de fluencia mínimo en los aisladores sísmicos las losas se mueven en fase, incluso cuando la diferencia de rigidez de la subestructura que las soporta sea muy importante, como es el tramo de una losa apoyada sobre un estribo y un marco, y otra sobre dos marcos.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.5.25 Movimiento de losas exteriores: a) puente con apoyos de neopreno MOD2_3, b) puente con aislamiento sísmico con K3 y cortante mínimo MOD2_3a3v1, y c) puente con aislamiento sísmico con K3 y cortante medio MOD2_3a3v2.

4.5.3 Resultados de los modelos tipo tres.

De los resultados de los ANLHT de los 48 modelos con diferentes propiedades de los aisladores sísmicos, se realizaron el mismo tipo de gráficas que para los modelos del tipo uno y dos. Estas fueron comparadas con los resultados de los modelos con apoyos de neopreno, representados por la mediana de la respuesta para los diferentes registros sísmicos mediante una recta horizontal.

Las demandas de ductilidad en los aisladores sísmicos al igual que en el tipo uno y tipo dos se reducen de manera exponencial conforme aumenta el cortante de fluencia del sistema de aislamiento. Además cuando se utilizan cortantes de fluencia altos, las ductilidades que se presentan son cercanas a uno, por lo que se decidió no presentar los análisis donde se utilizó el cortante máximo.

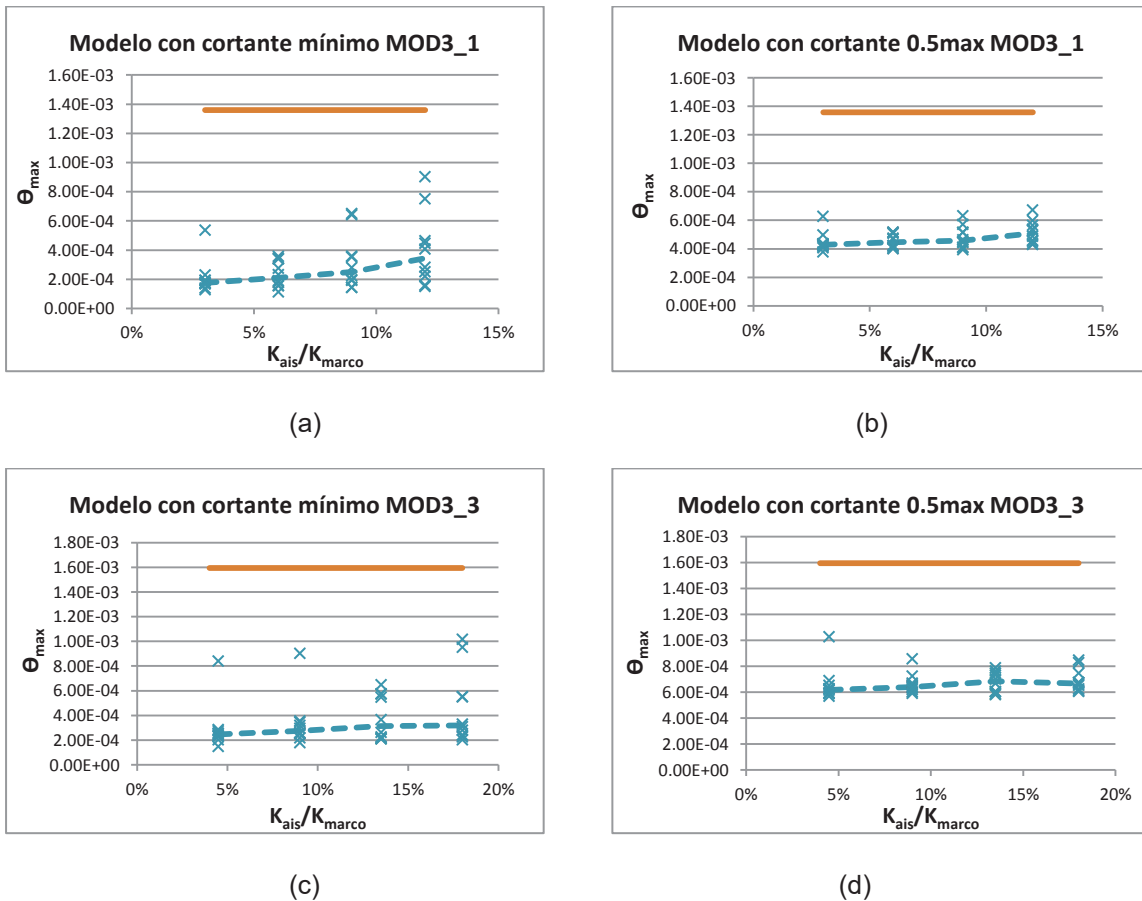


Figura 4.5.26 Distorsiones angulares máximas en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo tres.

Se aprecia en la figura 4.5.26 que para bajas relaciones de rigideces, las distorsiones angulares del sistema con apoyos de neopreno presentan la mayor

reducción; sin embargo, al observar las figuras 4.5.27 y 4.5.28 queda claro que al utilizar relaciones de rigidez bajas se genera una diferencia mayor entre las distorsiones de la columna de menor altura y las de la mayor. También se muestra que para ninguna relación de rigideces se da una disminución en la relación de distorsiones angulares máximas y mínimas.

En el caso particular del modelo MOD3_4 se presenta un comportamiento similar; no obstante, que el puente presenta una flexibilidad mayor que el resto de los modelos, al igual que los modelos MOD2_4 Y MOD2_5, lo que ocasiona que las relaciones de rigidez del sistema de aislamiento y el puente, para estos casos en particular, crezcan.

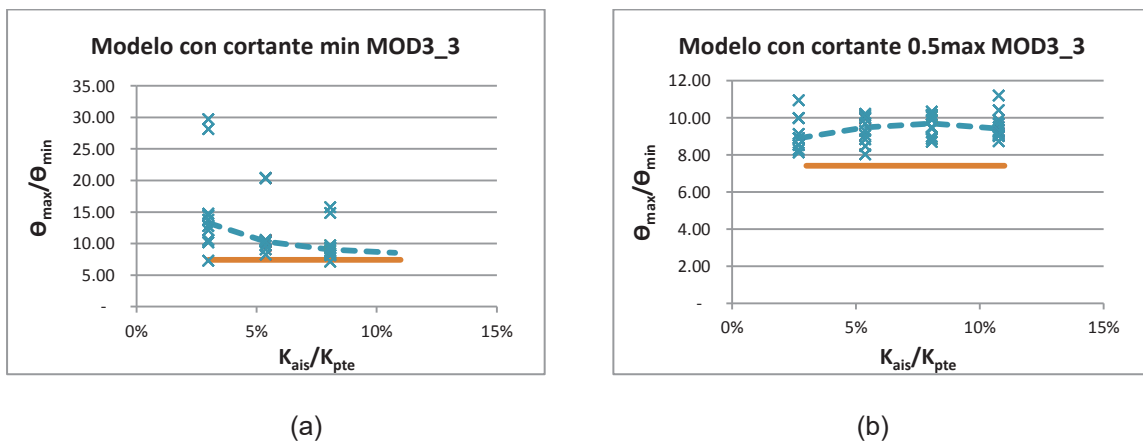


Figura 4.5.27 Distorsiones angulares máximas y mínimas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo tres.

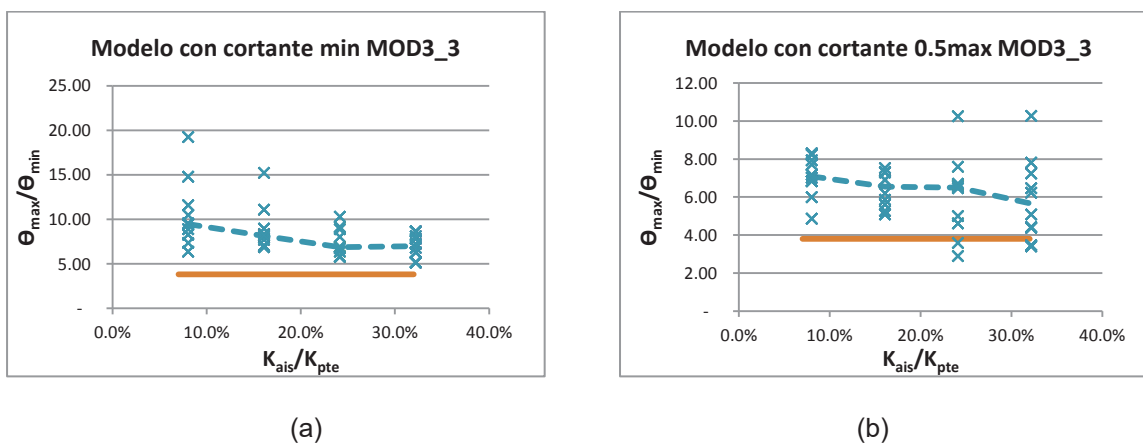


Figura 4.5.28 Distorsiones angulares máximas y mínimas, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo tres.

Con base en la figura 4.5.29 se reafirma que el uso de aislamiento sísmico reduce los valores máximos de la respuesta del puente; sin embargo, estas reducciones son menores cuando el cortante de fluencia tiende a valores cercanos al cortante

medio. Se observa también que la mediana de los valores máximos es una recta con muy poca pendiente, es decir, que los valores de rigidez del aislamiento sísmico no reflejan un gran cambio en la respuesta del puente.

Para las relaciones de momentos máximos y mínimos ninguno de los parámetros utilizados en el sistema de aislamiento ocasionó valores menores que los obtenidos utilizando apoyos de neopreno (figuras 4.5.30 y 4.5.31). Los valores más pequeños de estas relaciones se obtuvieron para las rigideces más altas utilizadas en el sistema de aislamiento con un cortante mínimo de fluencia.

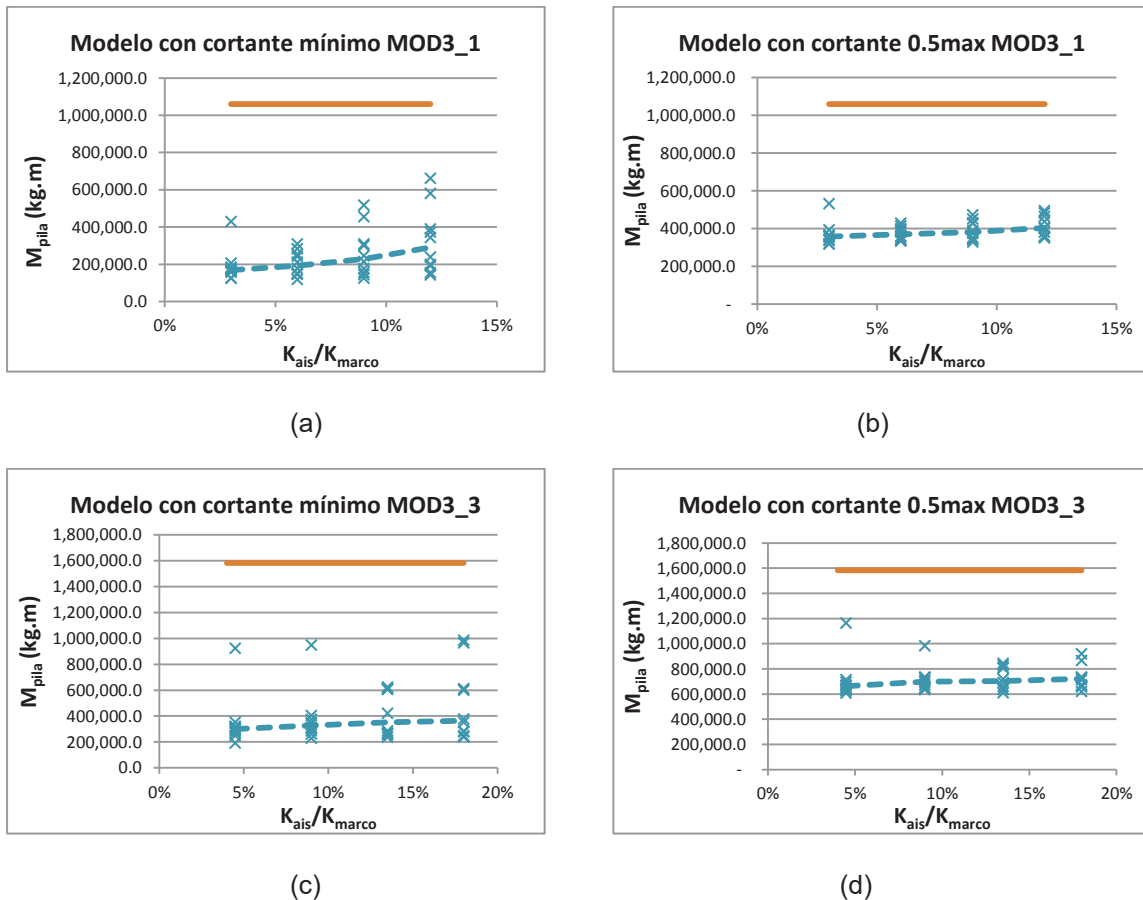
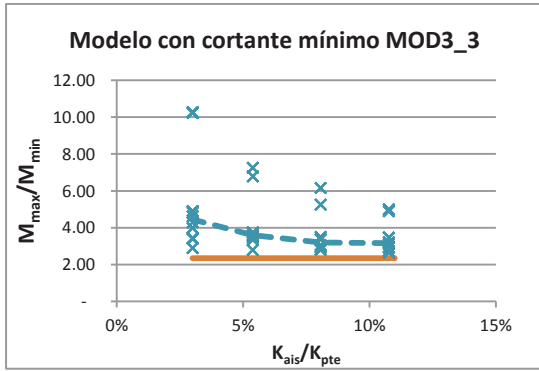
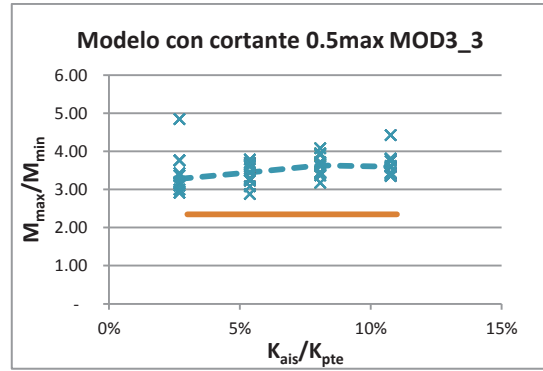


Figura 4.5.29 Momentos flexionantes máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo tres.

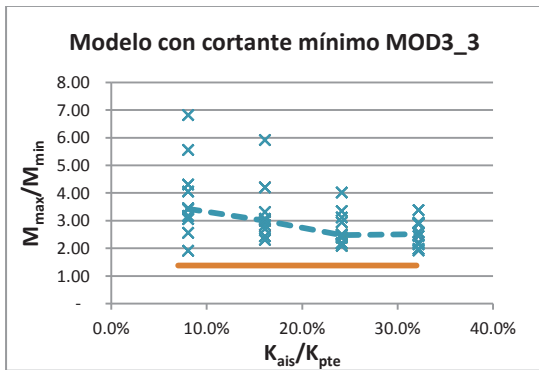


(a)

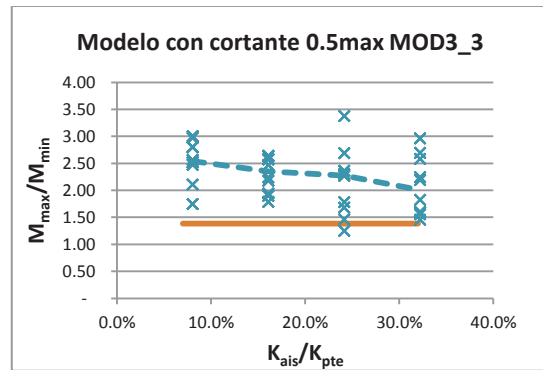


(b)

Figura 4.5.30 Momentos flexionantes máximos y mínimos, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo tres.



(a)

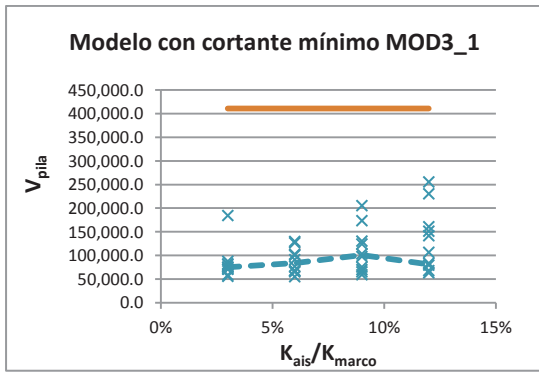


(b)

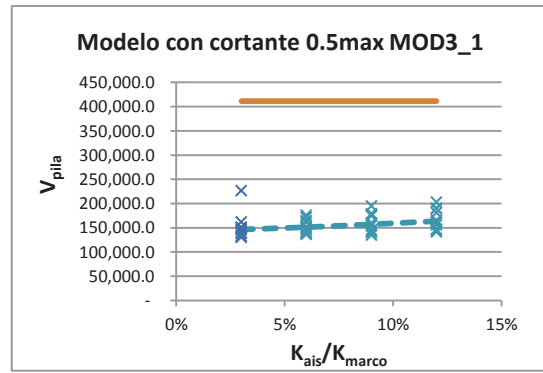
Figura 4.5.31 Momentos flexionantes máximos y mínimos, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo tres.

En la figura 4.5.32 se observa que el cambio de rigidez en los aisladores no produce diferencias notables en los valores de cortantes obtenidos; no obstante, al utilizar el cortante de fluencia medio los cortantes máximos que se presentan aumentan.

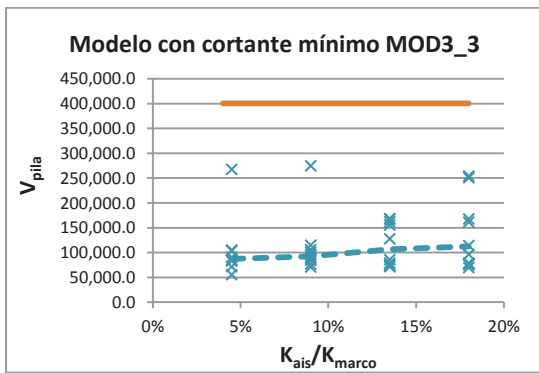
Al utilizar cortantes menores o iguales al cortante medio se obtienen reducciones en las relaciones de cortante máximo y mínimo, sin importar los valores de rigidez del aislador (figuras 4.5.33 y 4.5.34). Estas reducciones son máximas cuando la rigidez del sistema de aislamiento es alta y el cortante de fluencia es el mínimo, sin embargo, si se utiliza un cortante de fluencia medio las reducciones máximas se dan cuando la rigidez del aislador es baja.



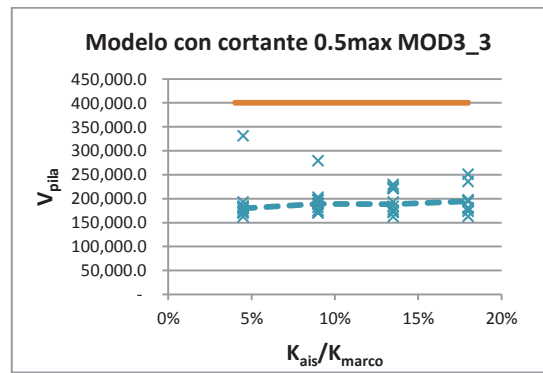
(a)



(b)

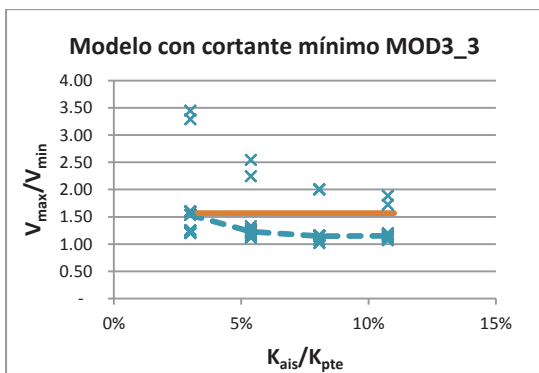


(c)

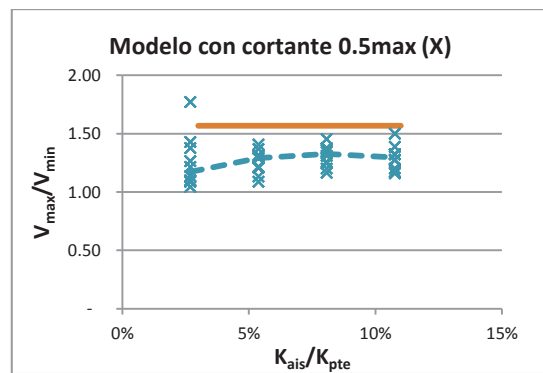


(d)

Figura 4.5.32 Cortantes máximos en marco de menor altura, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y marco de menor altura, dirección transversal modelos tipo tres.



(a)



(b)

Figura 4.5.33 Cortantes máximos y mínimos, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección transversal modelos tipo tres.

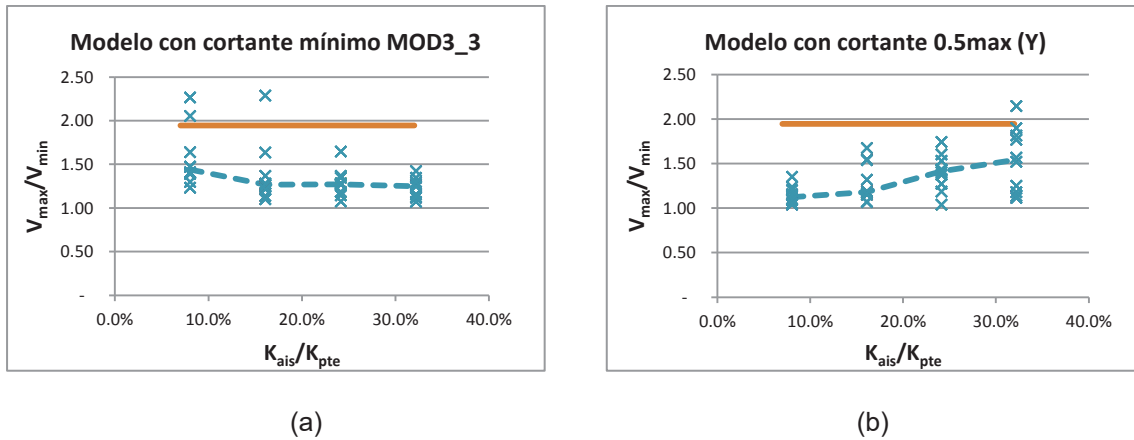
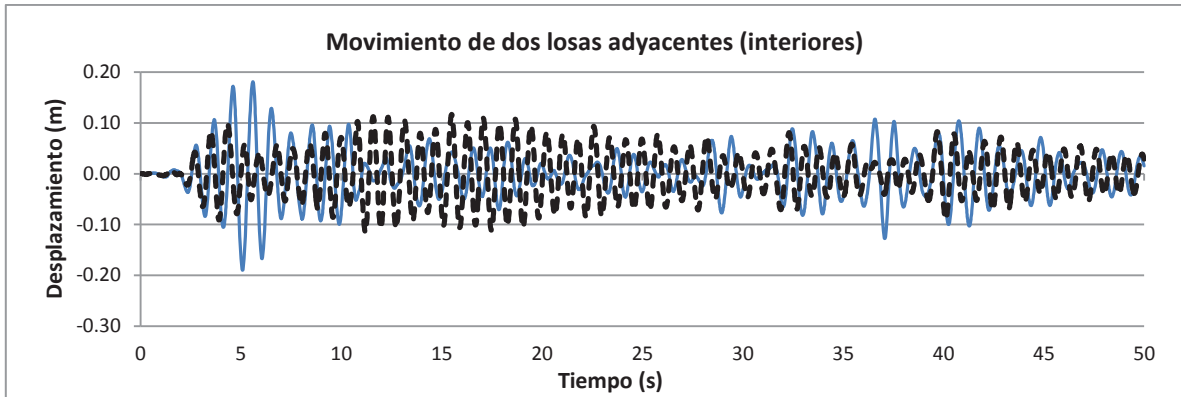


Figura 4.5.34 Cortantes máximos y mínimos, contra relación de rigideces del sistema de aislamiento y el puente, dirección longitudinal modelos tipo tres.

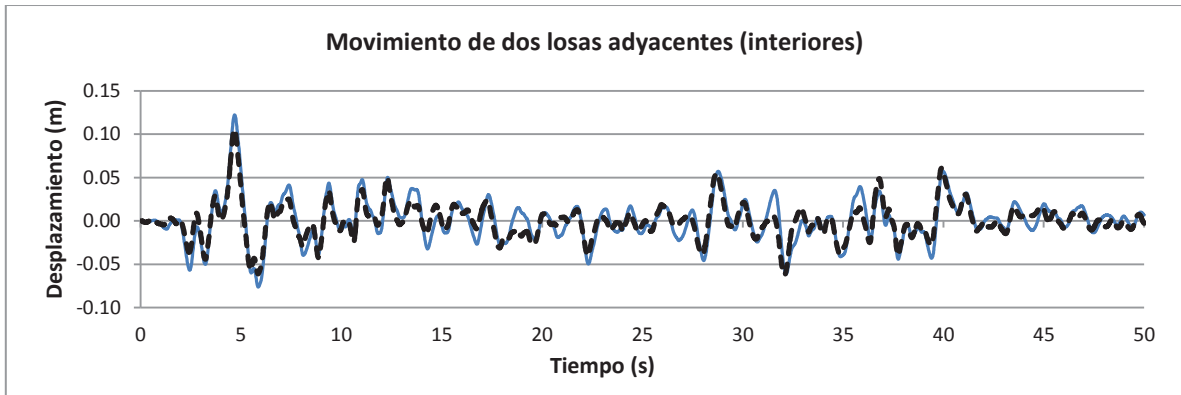
De acuerdo con las observaciones realizadas anteriormente y a todas las gráficas que fueron estudiadas, puede afirmarse que el utilizar valores del cortante de fluencia mínimo en los aisladores se pueden producir ductilidades bastante elevadas. Sí es el caso se deberá aumentar el cortante de fluencia de los aisladores sin exceder el 50% del cortante de fluencia del puente. Los valores utilizados como cortante de fluencia de los aisladores deberán ser mayores que las cargas producidas por el frenado del paso vehicular o el viento. La rigidez a utilizar cuando se presenta este tipo de irregularidades se recomienda que se encuentre en el intervalo del 5% al 12% o del 18% al 32%, cuando la rigidez del puente es mayor que 130,000,000 kg/m o 40,000,000 kg/m, si la subestructura se deforma en curvatura doble o simple, respectivamente.

Para utilizar las recomendaciones anteriores se deberá cumplir con las irregularidades mostradas en los casos y valores de rigidez del puente; sí el puente en cuestión presenta valores de rigidez menores a los establecidos o irregularidades diferentes a las mostradas se deberán seguir las recomendaciones generales realizadas en la sección 4.5.6.

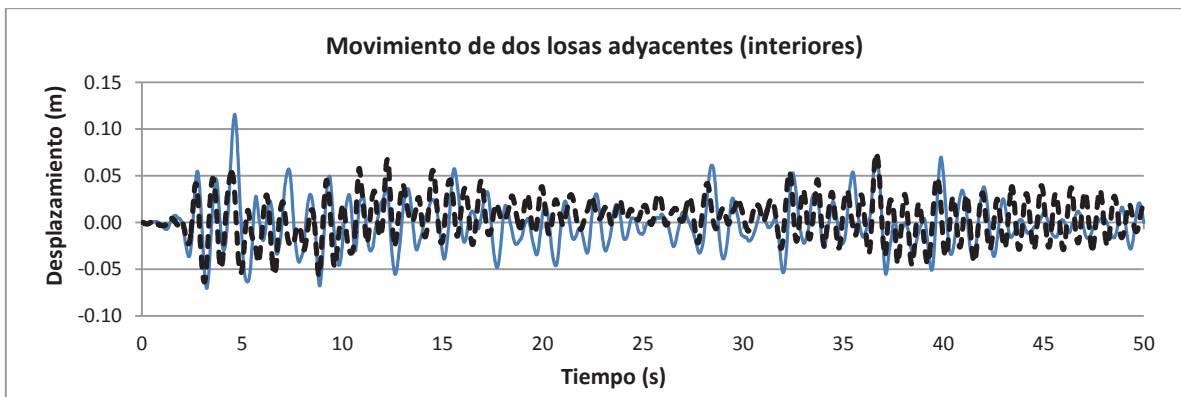
Al igual que para los modelos de los tipo uno y dos, cuando se utilizan cortantes de fluencia cercanos al mínimo se obtienen movimientos de las losas en fase, esto mejora enormemente el comportamiento estructural y disminuye la posibilidad de que las losas choquen entre sí (figura 4.5.35.a). Al aumentar el cortante de fluencia de los aisladores al cortante medio, las losas comienzan a moverse de manera diferente y se presentan pequeños desfases (figura 4.5.35.c). Sin embargo, el comportamiento de ellas es mejor que cuando están sobre apoyos de neopreno (figura 4.5.35.a). Estos comportamientos se presentan tanto en losas apoyadas en marcos de diferentes alturas, como en losas apoyadas en un extremo en estribos o caballetes y en el otro en un marco.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.5.35 Movimiento de losas interiores: a) puente con apoyos de neopreno MOD3_2, b) puente con aislamiento sísmico con K3 y cortante mínimo MOD3_2a3v1, y c) puente con aislamiento sísmico con K3 y cortante medio MOD3_2a3v2.

4.5.4 Relación de resultados de los tres tipos de modelos.

Examinando las recomendaciones realizadas para los tres tipos de irregularidad, se encontraron valores de rigidez del sistema de aislamiento con los que podría iniciarse un prediseño y obtener buenos resultados. Para los tres tipos de irregularidades si se utilizan rigideces cercanas al 7% o al 20%, cuando la deflexión de la subestructura es en curvatura doble o simple respectivamente, se obtendrá un buen comportamiento de la estructura. Es de esperarse que en un caso en particular, los valores de rigidez pueden ser ajustados dentro de los intervalos antes mencionados, para la obtención de valores de respuesta óptimos.

Se recomienda utilizar cortantes de fluencia, del sistema de aislamiento, cercanos al mínimo, que en este caso fue el 10% del cortante de fluencia del puente obtenido de un AENL. El cortante mínimo estará determinado ya sea por las cargas ocasionadas por el frenado vehicular o por un análisis de viento según sea el caso. Si las ductilidades encontradas en los aisladores son elevadas deberá aumentarse el cortante sin exceder el 50% del cortante de fluencia del puente.

También se comparó la respuesta obtenida en el sistema regular (MOD1_1) con los tres modelos más irregulares (MOD1_4, MOD2_3 y MOD3_2), de los diferentes tres tipos de modelos. Esta comparación se hizo relacionando las distorsiones angulares, momentos y cortantes máximos de las columnas cercanas al estribo con alturas de 5 metros de los modelos antes mencionados. Posteriormente, se comparó la respuesta de las columnas de 15 metros de los modelos irregulares con una columna central de 5 metros del modelo regular. Lo anterior se realizó para observar la influencia de la posición o tipo de irregularidad en la respuesta sísmica del puente y se encuentra resumido en la tabla 4.6.

Comparando los valores de tendencia central mostrados en la tabla 4.6, se observa que la irregularidad del puente afecta más a los modelos del tipo tres, tomando como parámetros fundamentales las relaciones de momentos flexionantes y cortantes. Para que la irregularidad no produzca cambios importantes en la respuesta sísmica, los valores de las relaciones de los tres modelos tendrían valores muy similares. Lo anterior nos muestra que la irregularidad del tipo 1 presenta las relaciones más cercanas a la unidad, seguidas de los modelos del tipo dos y por último por los modelos del tipo tres.

Tabla 4.6. Relaciones de respuesta máxima entre estructura regular e irregulares.

Dirección Transversal										
		Modelo 1, Modelo 4			Modelo 1, Modelo 7			Modelo 1, Modelo 11		
	Col. (m)	Θ_{m1}/Θ_{m4}	M_{m1}/M_{m4}	V_{m1}/V_{m4}	Θ_{m1}/Θ_{m7}	M_{m1}/M_{m7}	V_{m1}/V_{m7}	Θ_{m1}/Θ_{m11}	M_{m1}/M_{m11}	V_{m1}/V_{m11}
Media	5	1.77	1.01	1.01	2.16	1.13	1.11	1.81	0.98	0.97
Media	15	0.42	0.44	0.92	0.26	0.32	0.95	0.20	0.28	0.86
Mediana	5	1.77	1.01	1.01	2.10	1.10	1.06	1.66	0.86	0.86
Mediana	15	0.48	0.48	0.98	0.24	0.32	0.99	0.17	0.26	0.80

Dirección Longitudinal										
		Modelo 1, Modelo 4			Modelo 1, Modelo 7			Modelo 1, Modelo 11		
	Col. (m)	Θ_{m1}/Θ_{m4}	M_{m1}/M_{m4}	V_{m1}/V_{m4}	Θ_{m1}/Θ_{m7}	M_{m1}/M_{m7}	V_{m1}/V_{m7}	Θ_{m1}/Θ_{m11}	M_{m1}/M_{m11}	V_{m1}/V_{m11}
Media	5	1.89	1.04	1.03	2.22	1.13	1.08	1.77	0.91	0.87
Media	15	0.51	0.53	1.00	0.43	0.52	1.29	0.32	0.45	1.14
Mediana	5	1.90	1.01	1.00	2.20	1.10	1.06	1.70	0.88	0.84
Mediana	15	0.53	0.52	0.98	0.39	0.52	1.35	0.31	0.45	1.13

Las diferencias mayores se encuentran entre la irregularidad de los tipos dos y tres, los porcentajes de variación entre estos modelos son del 18% y 22% para cortante y momento en el sentido transversal, y del 37% y 13% para cortante y momento en el sentido longitudinal, respectivamente. Tomando los valores de momento, como parámetro de la respuesta de mayor importancia, nos damos cuenta que la diferencia mayor entre los tres tipos de irregularidad es de un 22%.

4.5.5 Implementación de un sistema de aislamiento con diferentes propiedades.

Para verificar la hipótesis de que utilizar un sistema de aislamiento con diferentes parámetros de rigidez y cortante, en puentes irregulares, puede producir valores de momentos y cortantes en columnas más regulares que utilizando aisladores con las mismas propiedades, fueron realizados ocho modelos adicionales donde se variaron las propiedades del aislamiento sísmico para ver la influencia en la respuesta. El modelo MOD3_2 fue utilizado para la realización de los ANLHT debido a que presentó las mayores irregularidades en la respuesta sísmica.

En la tabla 4.7 se muestran las propiedades de los aisladores utilizados en los ocho nuevos modelos. El aislador "a" es el utilizado en las columnas de mayor altura en todos los modelos, en este caso el marco central, mientras que el aislador "b" es utilizado en los marcos restantes y estribos. Lo anterior difiere para el modelo con el aislamiento "7", debido a que en ese modelo en particular se utilizaron tres aisladores distintos, donde el aislador "b" se utiliza en las columnas

de mediana altura (7.5m) y el *aislador "c"* en las columnas más bajas. Con esta variación en el *aislamiento "7"* se pretende disminuir la irregularidad de la respuesta utilizando un sistema diferente para cada tipo de marco.

Tabla 4.7 Propiedades de los aisladores implementados en los nuevos modelos.

	Aislador a			Aislador b			Aislador c		
	K ₁ * (kg/m)	K ₂ ** (kg/m)	V _Y (kg)	K ₁ * (kg/m)	K ₂ ** (kg/m)	V _Y (kg)	K ₁ * (kg/m)	K ₂ ** (kg/m)	V _Y (kg)
Aislamiento 1	375000	37500	1800	93750	9375	6500	-	-	-
Aislamiento 2	375000	37500	2300	93750	9375	5000	-	-	-
Aislamiento 3	375000	37500	2300	93750	9375	4000	-	-	-
Aislamiento 4	375000	37500	2300	375000	37500	4000	-	-	-
Aislamiento 5	93750	9375	2300	93750	9375	4000	-	-	-
Aislamiento 6	187500	18750	2000	187500	18750	7882	-	-	-
Aislamiento 7	93750	9375	1247	93750	9375	1871	93750	9375	3741
Aislamiento 8	278683	27868.3	1247	278683	27868.3	3741	-	-	-

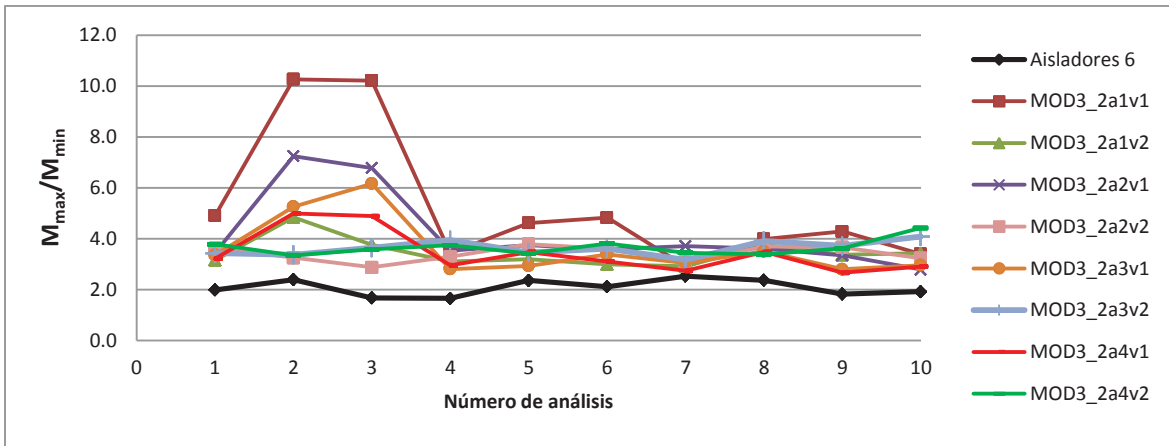
K₁*= Rigidez elástica del aislador sísmico.

K₂**= Rigidez de posfluencia del aislador sísmico.

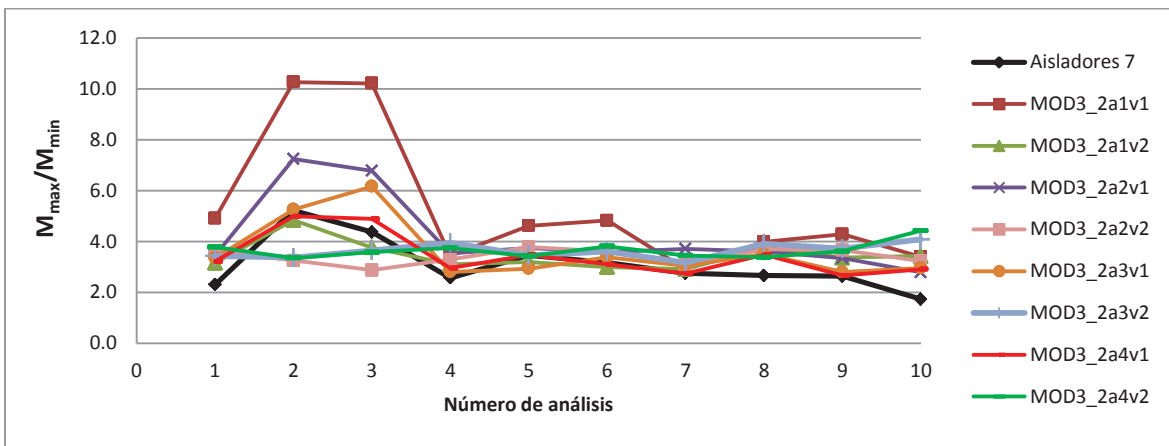
Utilizando los resultados obtenidos de los modelos anteriores, se realizaron gráficas correspondientes a las relaciones de sus respuestas máximas y mínimas (distorsiones angulares, momentos flexionantes y cortantes). Estas gráficas muestran las relaciones obtenidas contra el número de registro utilizado, para los diferentes parámetros de los aisladores utilizados en el MOD3_2.

En la figura 4.5.36 se aprecian las relaciones de momentos flexionantes máximos y mínimos para los diferentes modelos analizados con anterioridad y tres de los modelos con diferentes aisladores a lo largo del puente. También se muestran las relaciones de distorsiones máximas y mínimas en la figura 4.5.37, las figuras que contienen las relaciones de cortantes no se presentan debido a que siguen las mismas tendencias que las de momentos flexionantes y las de distorsiones angulares. Los resultados obtenidos utilizando los parámetros de los *aisladores "6"* generaron la respuesta más uniforme. También se observa que utilizando los *aisladores "7"*, se producen demandas más altas que al usar los mismos aisladores a lo largo del puente. Puede afirmarse que si se utilizan diferentes parámetros en los aisladores, y estos no se encuentran bien definidos, se presentará un comportamiento menos uniforme en las pilas de diferente altura.

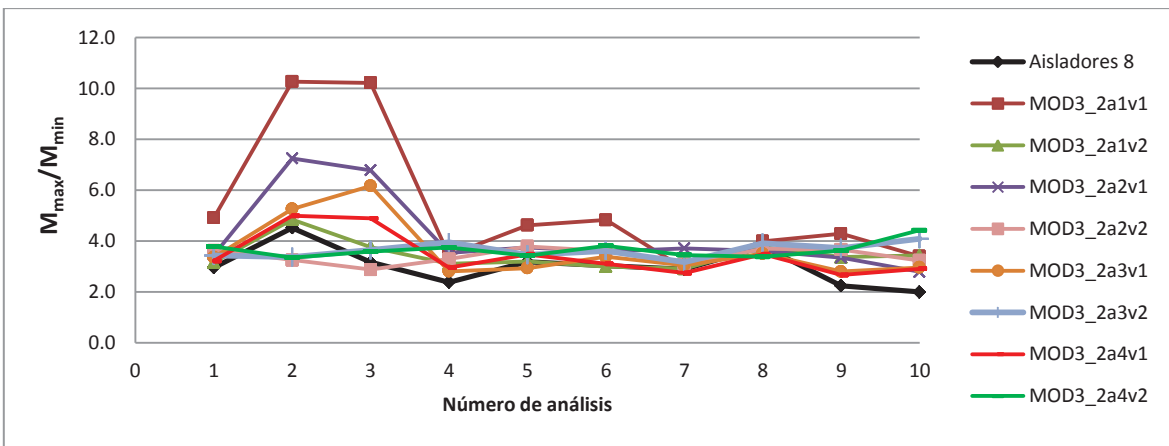
Los parámetros que se utilizaron en los nuevos sistemas de aislamiento se encuentran dentro de los intervalos usados en el estudio paramétrico. Además los valores de las variables de los *aisladores "6"*, se encuentran dentro de los intervalos recomendados anteriormente para obtener una respuesta estructural adecuada del puente.



(a)

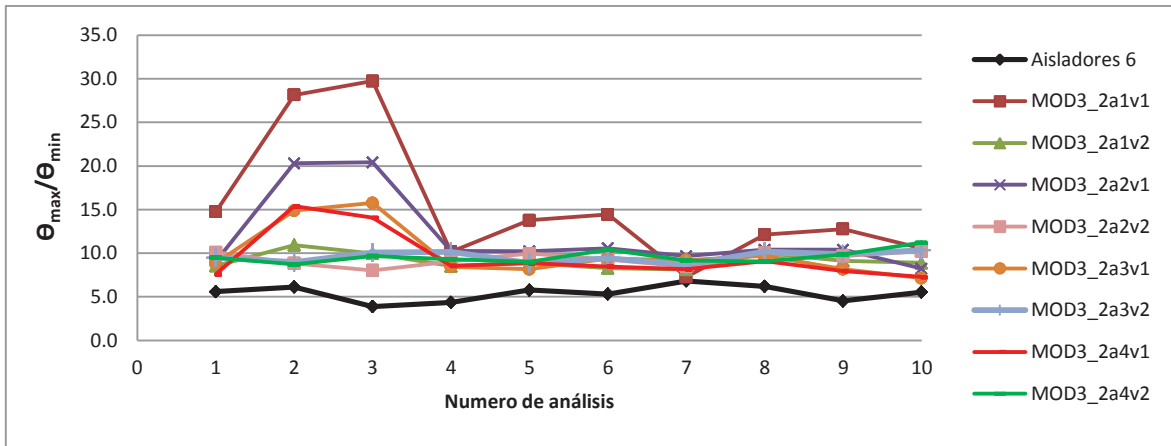


(b)

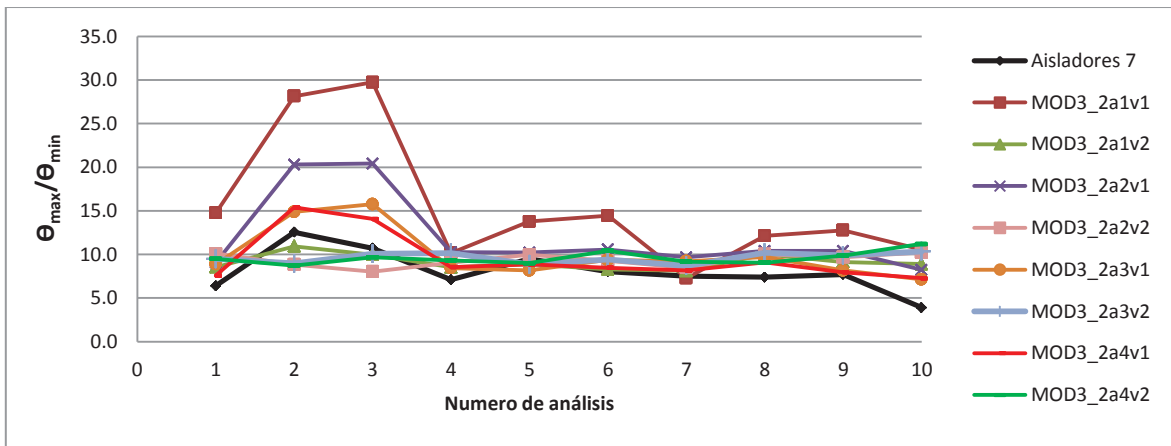


(c)

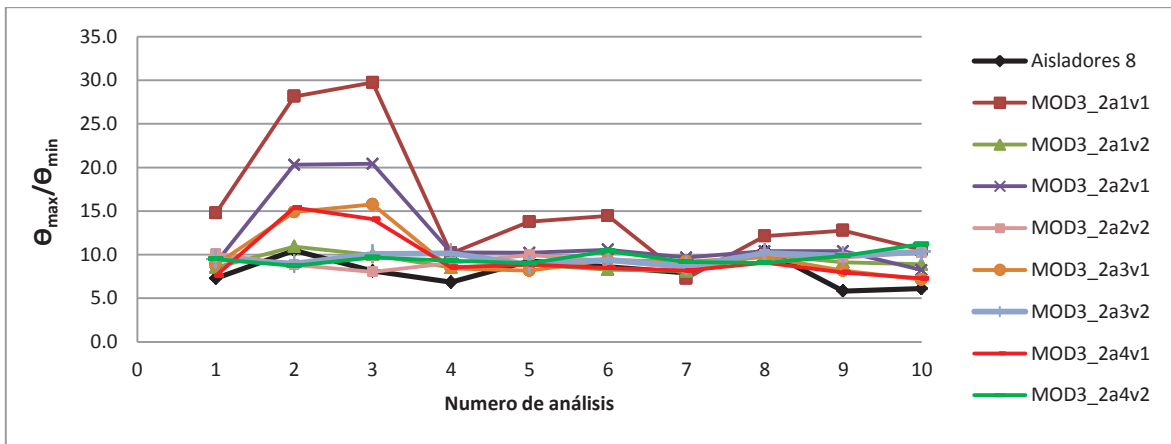
Figura 4.5.36 Comparación de relaciones de momentos flexionantes máximos y mínimos en MOD3_2 dirección transversal a) aisladores 6, b) aisladores 7 y c) aisladores 8.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.5.37 Comparación de Distorsiones angulares máximas y mínimas en MOD3_2, dirección transversal; a) *aisladores 6*, b) *aisladores 7* y c) *aisladores 8*.

4.5.6 Recomendaciones generales.

Las recomendaciones generales están basadas en los resultados obtenidos en los ocho modelos discutidos en la sección 4.5.5 y en los análisis comentados anteriormente referidos a los 169 modelos.

Como recomendaciones generales de prediseño se tiene:

1. *Calcular la rigidez del puente.* Esto se puede realizarse calculando la rigidez de cada marco por separado y sumarla, utilizando cargas sobre el nodo superior de las columnas y dividiendo el valor de la carga entre el desplazamiento calculado.
2. *Definir la rigidez que se utilizará en el sistema de aislamiento.* La rigidez de los aisladores deberá ser tal, que las relaciones de rigidez del sistema de aislamiento y el puente se encuentren entre los intervalos de 5% al 12% o 18% al 30%, para valores de rigidez del puente mayores a 40,000,000 kg/m o 130,000,000 kg/m, si el marco se deforma en curvatura doble o simple respectivamente. Para valores de rigidez menores del puente, se deberán utilizar relaciones que estén dentro de los intervalos del 10% al 15% o del 30% al 45%. Se recomienda utilizar los mismos valores de rigidez en los aisladores debido a que la rigidez de posfluencia será similar independientemente del cortante de fluencia que se utilice, y el movimiento de las losas será más regular; sin embargo, en puentes muy irregulares deberán utilizarse aisladores con diferentes propiedades. La rigidez de posfluencia de los aisladores se tomará como el 10% de la rigidez definida anteriormente, como se recomienda en Constantinou, (2006), para cargas dinámicas, cuando se utiliza aisladores de neopreno con núcleo de plomo.
3. *Definir el cortante de fluencia del sistema de aislamiento.* El cortante de fluencia deberá tener valores entre el 9% y el 50% del cortante de fluencia del puente, calculado a través de un AENL “*pushover*” con las cargas aplicadas en la parte superior de las columnas. El cortante mínimo aplicable deberá ser mayor que las fuerzas de frenado que sean producidas por los vehículos utilizados para el diseño y mayor que las fuerzas producidas por el viento.
4. Para generar una respuesta más uniforme es conveniente utilizar aisladores con diferentes propiedades, donde el parámetro que se varía es el cortante de fluencia. Se recomienda utilizar el aislador con el cortante de fluencia menor en las columnas de mayor altura, y para las columnas restantes y estribos el de mayor cortante de fluencia. También se deberá verificar que el periodo del puente se incremente, en valores de 2 a 4 veces el periodo del puente no aislado.

Aplicación al puente Infiernillo II.

5.1 introducción.

Debido a que el puente infiernillo II fue el primer puente en utilizar un sistema de aislamiento sísmico en México, y a su gran importancia en el sistema carretero mexicano, se decidió utilizar los resultados obtenidos del presente trabajo en él, para verificar si hay alguna mejora en la respuesta sísmica del modelo con el sistema de aislamiento original.

El puente infiernillo muestra una irregularidad notable en alturas de pilas y se encuentra en una zona de alta sismicidad. Este puede verse sometido a sismos de subducción de grandes magnitudes, ocasionando daños severos a la estructura si el sistema de aislamiento original no produce buenos resultados en su respuesta sísmica.

El modelo utilizado para realizar los análisis *pushover* del puente Infiernillo II, fue tomado de los trabajos previos de Aguilar (2006), y Galván (2008). Mientras que para los análisis no lineales historia en el tiempo se decidió utilizar un modelo simplificado en el programa PERFORM-3D.

5.2 Descripción geométrica del puente Infiernillo II.

5.2.1 Localización.

El puente infiernillo II forma parte del corredor carretero Manzanillo – Tampico con ramal en Lázaro Cárdenas Ecuandureo. Se localiza en el camino Morelia – Lázaro Cárdenas en el tramo Nueva Italia – Infiernillo ubicado en el kilómetro 933+940 en la comunidad de Huiduri, municipio de Arteaga, Michoacán (Galván, 2008). Su ubicación geográfica tiene las coordenadas 18.417479° latitud, -101.89782° longitud y una elevación aproximada respecto al nivel del mar de 210 m (figura 5.2.1.a).

El puente se encuentra a una distancia aproximada de 112 km del Puerto de Lázaro Cárdenas y, por tanto, a la falla de subducción del Océano Pacífico (figura 5.2.1.b), donde han ocurrido fuertes sismos produciendo daños severos a comunidades y estructuras cercanas a la zona. Debido a que el puente infiernillo II

permite un gran flujo comercial y turístico en la región se considera de gran importancia en el país, además, es el primer puente en utilizar un sistema de aislamiento sísmico por lo que hace más atractivo el estudio de él.

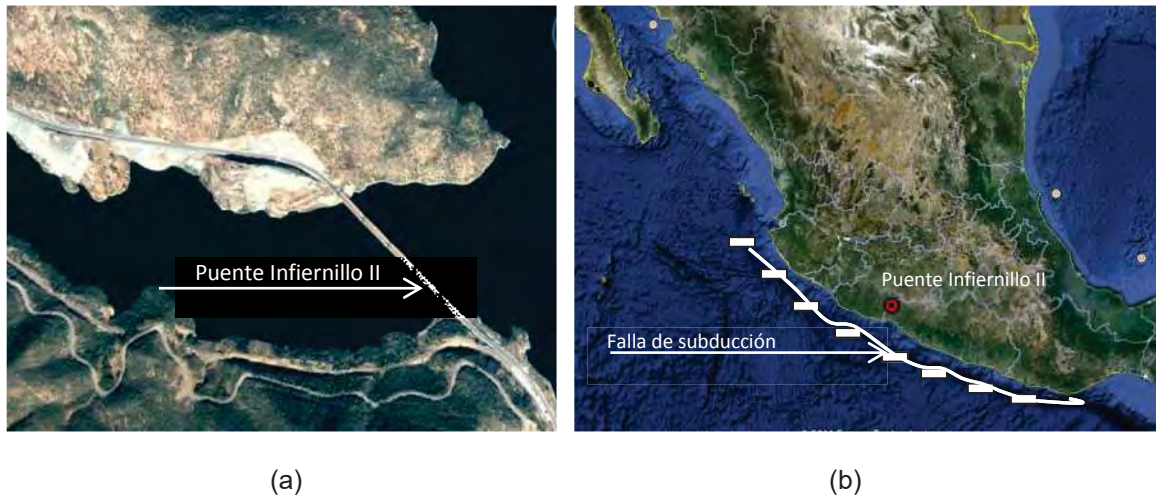


Figura 5.2.1 Ubicación del puente Infiernillo II (Google Earth, 2011).

5.2.2 Geometría general.

El puente infiernillo está formado por cinco claros de 105 m cada uno, dando como resultado una longitud total de 525 m y un ancho de calzada de 12 m. Además presenta irregularidades importantes en altura de pilas como se muestra en la figura 5.2.2.

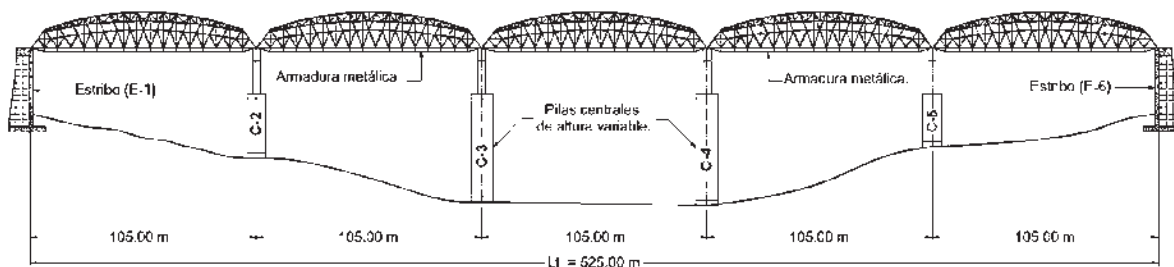


Figura 5.2.2 Geometría general del puente Infiernillo II (Tomada de: Madrigal 2009).

La *superestructura* se encuentra formada por armaduras metálicas tipo Camel Back con una longitud de 102 m y un galibo de 6.5 m, con contravientos superiores e inferiores. La calzada está formada por una losa de concreto de 18 cm de espesor apoyada en lámina metálica de marca Romsa (Aguilar, 2006).

Los elementos que componen la armadura son muy variados y son descritos en Aguilar (2006); sin embargo, en la figura 5.2.3 se muestran los perfiles generales utilizados en las armaduras.

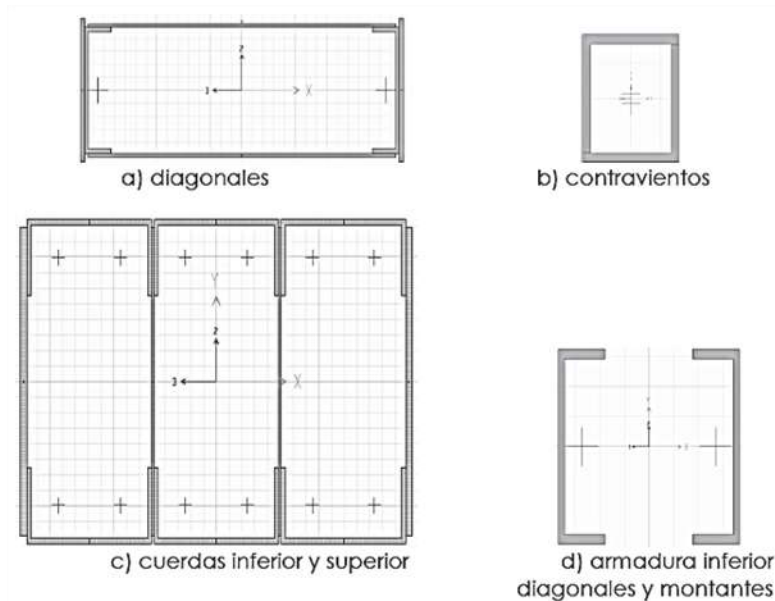


Figura 5.2.3 Elementos generales que componen las armaduras metálicas.
(Tomada de: Aguilar, 2006).

La *subestructura* está compuesta por seis apoyos de concreto reforzado colados en sitio, de los cuales los apoyos extremos son estribos de sección variable y los centrales son columnas huecas de 8.5 x 3.5 x 15 m con paredes de 40 y 60 cm de espesor en el lado largo y en el corto, respectivamente. La parte superior de las pilas se encuentra unida a un cabezal de concreto reforzado tipo martillo cuyas dimensiones se presentan en la figura 5.2.4. Sobre los cabezales descansan los topes sísmicos a sus extremos para evitar la caída de la superestructura al verse sometido a un sismo.

Las columnas descansan en cilindros huecos de concreto de 8.50 m de diámetro con pared de 1 m de espesor, en los extremos del puente, y cilindros de 10 m de diámetro con pared de 1.20 m de espesor, en las pilas centrales. Los cilindros huecos tienen tapas macizas en sus extremos para soportar las pilas y dar paso a la cimentación. Las tapas superiores tienen un espesor de 2 m y las inferiores de 2.5 m, con geometría circular de un diámetro de 8.50 m para los 2 apoyos de menor altura y 10.00 m para los apoyos más altos.

La *cimentación* de las pilas de menor altura está conformada por 19 pilotes perimetrales y 13 centrales de un diámetro de 60 cm, mientras que las pilas de mayor altura se encuentran soportadas por 15 pilotes perimetrales y 9 centrales de 90 cm. Este tipo de cimentación permite asentar la estructura sobre terreno firme, lo cual conlleva a poder desprestigiar la interacción suelo – estructura, lo cual no es posible en suelos deformables que pueden modificar el periodo o amortiguamiento de la estructura.

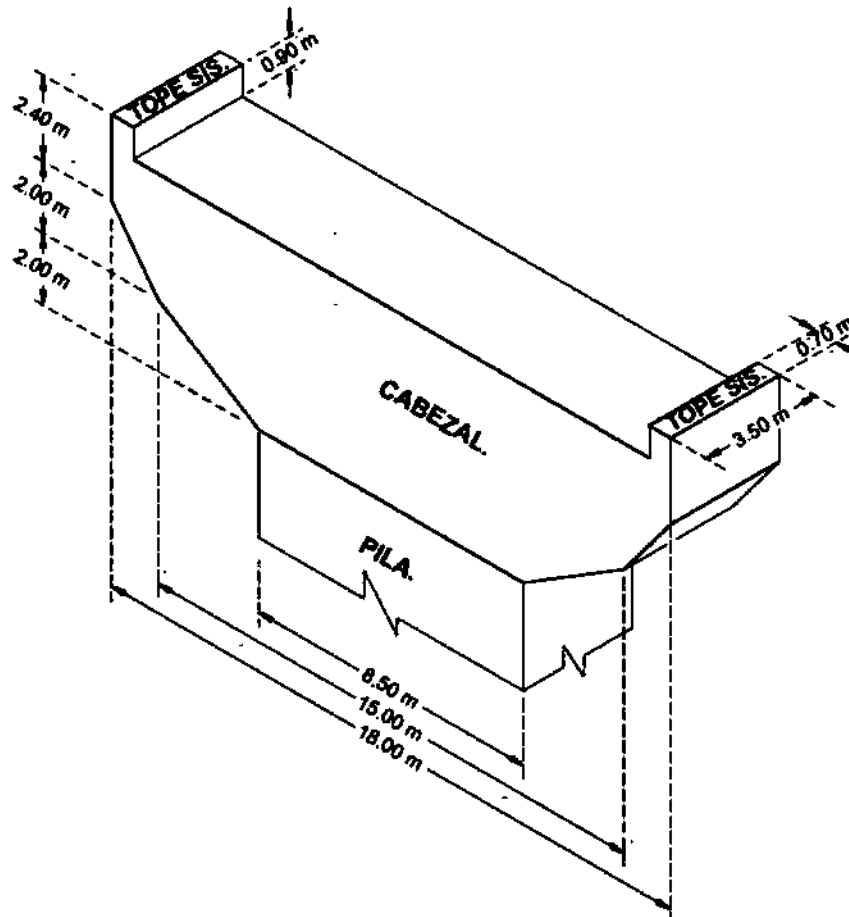


Figura 5.2.4 Geometría del cabezal y topes sísmicos.
(Tomada de: Madrigal, 2009).

5.2.3 Juntas de dilatación.

La flexibilidad de estos elementos permite que las calzadas puedan desarrollar desplazamientos entre sí, debidos a los cambios volumétricos producidos por los cambios de temperatura, además de cubrir los espacios que se dejan entre claro y claro del puente. Las juntas de dilatación utilizadas en el puente Infiernillo II están formadas por almohadillas de neopreno sujetadas por elementos de acero, que además impiden desplazamientos excesivos cuando las calzadas tienden a separarse (figura 5.2.5).

La rigidez y resistencia que aportan las juntas de dilatación en desplazamientos pequeños es de poca magnitud, ya que es generada por el neopreno. Una vez alcanzada su máxima abertura, la resistencia es aportada por el mecanismo de acero, el cual crece linealmente hasta que alcanza su valor de fluencia. Cuando el movimiento de las calzadas tiende a juntarlas, los elementos de acero no aportan

resistencia, por lo que la fuerza de oposición está dada por el neopreno y es proporcional a su rigidez.



Figura 5.2.5 Juntas de dilatación del puente Infiernillo II.
(Tomada de: Galván, 2008).

5.2.4 Sistema de aislamiento sísmico.

Está compuesto por 20 aisladores del tipo multirrotacional con disipadores de energía, de los cuales 2 se encuentran apoyados en los estribos y 4 en cada cabezal, donde descansa la superestructura. Estos apoyos son del tipo deslizante de PTFE (politetrafluoretileno) comúnmente conocido como teflón, y tienen como finalidad disipar la energía por medio de fricción interna ajustando las placas de contacto. Los apoyos multirrotacionales transforman la energía cinética de la masa de la superestructura en calor y energía potencial del resorte, definiendo ciclos de histéresis aproximadamente bilineales (figura 5.2.7). Se pueden colocar en cualquier dirección y no requieren de mantenimiento (figura 5.2.6). El funcionamiento y beneficios del uso de dispositivos disipadores de energía fue tratada en el capítulo 1, haciendo hincapié en los aisladores sísmicos.



Figura 5.2.6 Aislador tipo multirrotacional colocado en el puente Infiernillo II.
(Tomada de: Galván, 2008).

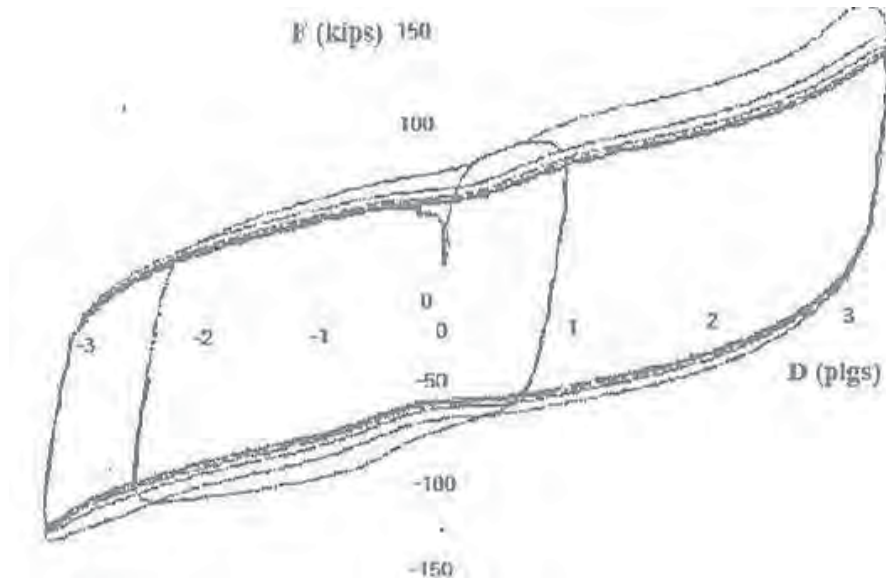


Figura 5.2.7 Comportamiento real del aislador sísmico llevado a su máximo desplazamiento de 85mm (Adaptada de: Madrigal, 2009).

5.3 Descripción del modelo analítico.

Se utilizó un modelo de barras (figura 5.3.1) realizado con el programa SAP2000, debido a que el tiempo de ejecución de los análisis es mucho menor que utilizando modelos más refinados, como modelos de elementos finitos. Para el objetivo de este capítulo, la aproximación de los resultados de un modelo de barras es suficiente.

Las armaduras, pilas y cabezales fueron modelados por medio de elementos barra, mientras que los estribos y la cimentación fueron considerados como apoyos fijos debido a su gran rigidez.

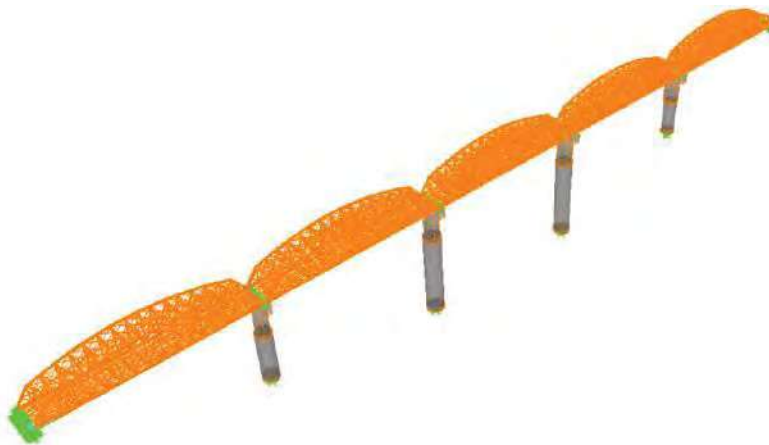


Figura 5.3.1 Modelo de barras del puente Infiernillo II (Aguilar, 2006).

5.3.1 Materiales utilizados.

En los elementos de concreto reforzado como: losas, columnas, cabezales, cilindros y tapas de cilindros, se utilizó un concreto con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E = 14,000 \sqrt{f'c} = 221,359.4 \text{ kg/cm}^2$, de acuerdo a las NTC del 2004. Debido a que algunos elementos se encontraban parcialmente sumergidos se consideró la masa del agua adherida por unidad de longitud m_a , calculada con base en el EUROCODE (1998) que para secciones circulares se calcula con la siguiente expresión (Galván, 2008) :

$$m_a = \rho \cdot \pi \cdot R^2 \dots \dots \dots Ec \ 5.1$$

donde:

ρ = densidad del agua = $1.0197 \text{e-}13 \text{ ton-s}^2/\text{mm}^4$.

R = radio de la sección transversal.

Dado que los elementos de acero del puente son de calidad A-36, se utilizó una resistencia a la fluencia de $2,530 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad de $2,040,000 \text{ kg/cm}^2$.

5.3.2 Modelado de la superestructura.

Las armaduras se modelaron utilizando elementos tipos barras con las secciones especificadas en los planos de construcción, sin embargo, debido a que los tipos de secciones son muy variadas solo se presentaron las secciones generales que componen las armaduras (figura 5.2.3). En Aguilar (2006), se presentan descritas todas las secciones utilizadas para modelar las armaduras del puente. Las placas que se utilizaron para conectar los elementos en los nudos no se encuentran representadas en el modelo analítico.

La calzada se modeló utilizando elementos finitos tipo "Shell" con un espesor de 18 cm y una carga adicional distribuida de 0.192 t/m^2 que considera el peso del asfalto, de la guarnición y del parapeto. Se formó una malla de 8 x 17 elementos finitos. Lo anterior se realizó para tomar en cuenta la flexibilidad de la losa en el sentido transversal.

Las juntas de dilatación fueron modeladas utilizando elementos no lineales de contacto. Para ello fue necesario generar dos elementos diferentes; uno que tuviera en cuenta la resistencia que se presenta cuando la calzada tiende a separarse más de cierta longitud definida (elemento "gancho"), y otro cuando la

calzada tiende a juntarse (elemento “*hueco*”). Las propiedades antes mencionadas se muestran en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Modelo teórico de las juntas de dilatación (Galván, 2008).

Elemento	Rigidez efectiva (t/mm)	Abertura (mm)	Rigidez (t/mm)
Gancho	0.006328	250	0.0956
Hueco	0.006328	80	0.0956

Los aisladores sísmicos se modelaron utilizando un elemento de conexión tipo “Rubber Isolator”, el cual se define utilizando las propiedades de un ciclo histerético bilineal que idealiza el comportamiento de un aislador multirrotacional. Las propiedades utilizadas en estos elementos se muestran en la figura 5.3.2.

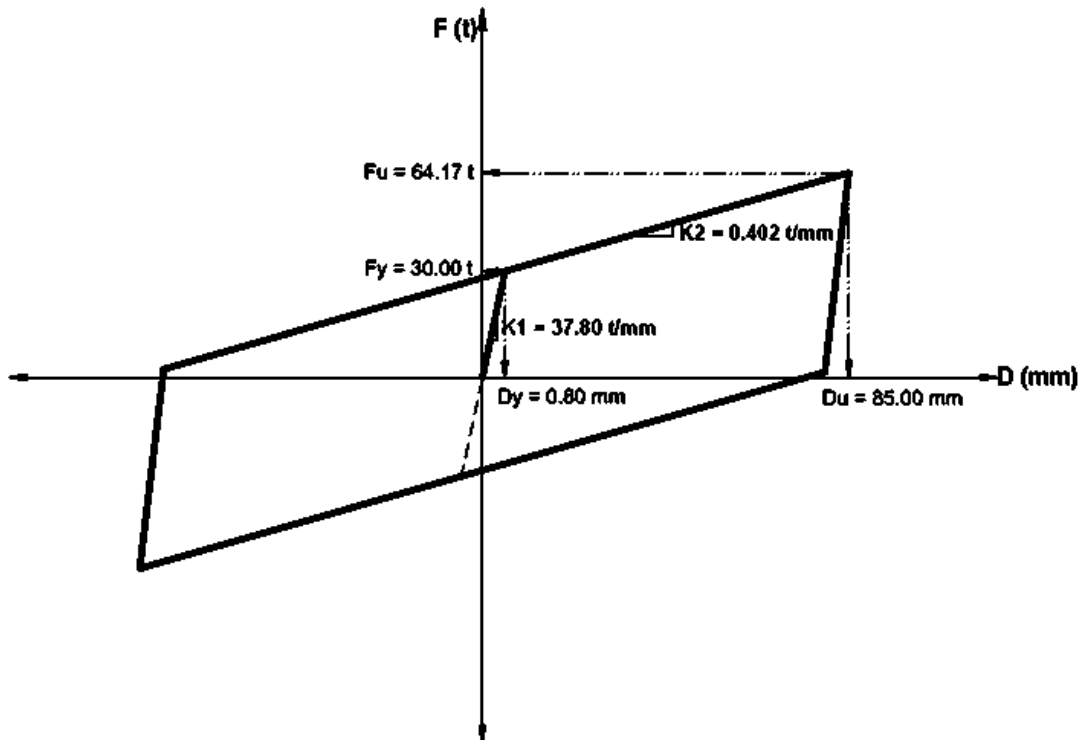


Figura 5.3.2 Comportamiento idealizado de los aisladores sísmicos.

5.3.3 Modelado de la subestructura.

Los cabezales fueron modelados con elementos tipo barra y dadas sus dimensiones, mostradas anteriormente, se comportan como elementos

sumamente rígidos. Sobre ellos se apoyan los aisladores de base que tienen la misma geometría a lo largo del puente.

Las columnas se modelaron utilizando elementos tipo barra de sección rectangular hueca, considerándose el efecto de la masa del agua adherida a lo largo de 9.5 m, que fue la longitud sumergida de la columna hasta el paño de la tapa superior del cilindro. Esto se realizó generando un material con las propiedades del concreto donde se le sumó la densidad del agua igual a $1.0197\text{e-}13 \text{ t-s}^2/\text{mm}^4$.

Las tapas superiores e inferiores fueron modeladas por medio de elementos tipo barra de sección circular maciza de concreto reforzado. Los elementos utilizados tuvieron una longitud igual al espesor de las tapas, que en el caso de las tapas superiores fue de 2 m e inferiores 2.5 m. Los diámetros utilizados de la sección para los cilindros laterales fue de 8.5 m, mientras que para los cilindros centrales se utilizó un diámetro de 10 m. También se consideró la masa adherida por unidad de volumen en estos elementos por encontrarse sumergidos.

Los cilindros se modelaron utilizando elementos tipo barra de sección circular hueca de concreto reforzado, considerando la masa adherida del agua. Los cilindros laterales tienen un diámetro de 8.5 m y un espesor de pared de 1 m, mientras que para los cilindros centrales se utilizó un diámetro de 10 m y un espesor de pared de 1.2 m (figura 5.3.3).

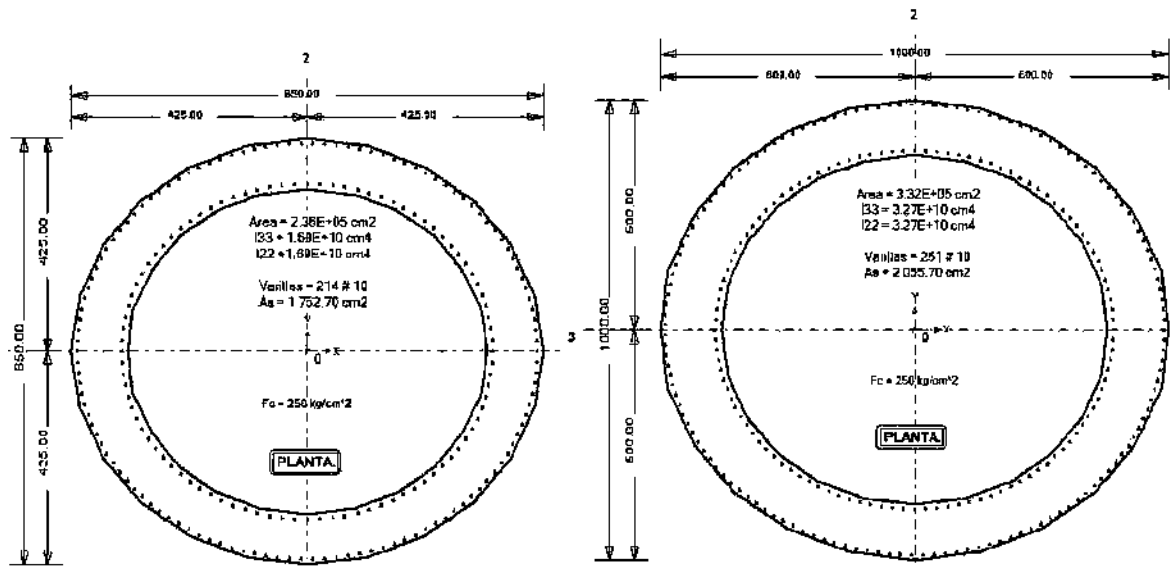


Figura 5.3.3 Propiedades geométricas de los cilindros.
(Tomada de: Madrigal, 2009).

Los estribos y la cimentación se modelaron como apoyos fijos, despreciando de esta manera la interacción suelo-estructura, debido a que los pilotes están apoyados en terreno firme.

Para realizar los AENL se definieron articulaciones plásticas (figura 5.3.4), con base en los diagramas momento - curvatura obtenidos en el programa CSICOL, presentados en Galván (2008). La figura 5.3.4 muestra los diagramas obtenidos para cada cilindro y la idealización bilineal de cada uno de ellos.

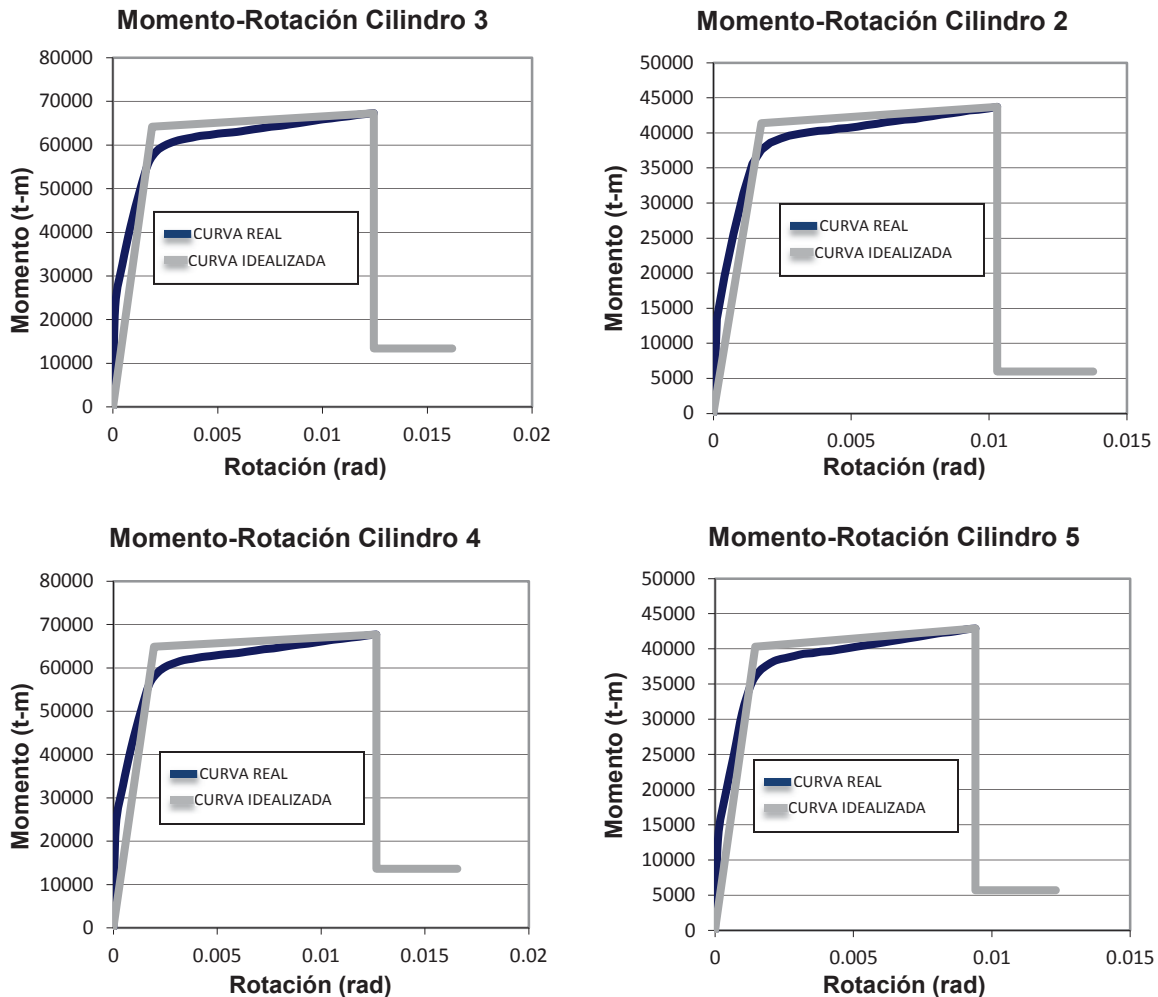


Figura 5.3.4 Diagramas Momento-Rotación de cilindros.
(Tomada de: Galván, 2008).

5.3.4 Definición de un nuevo sistema de aislamiento.

Para la definición de las propiedades del sistema de aislamiento es necesario seguir las recomendaciones realizadas en el capítulo 4:

1. Obtener la rigidez del puente. Esto se realizó aplicando una carga en la parte superior de cada una de las pilas por separado, y con el desplazamiento obtenido se calculó la rigidez de cada pila. La suma de ellas es la rigidez total de la subestructura del puente. La tabla 5.2 muestra las rigideces obtenidas en cada una de las pilas y la rigidez total del puente en sus dos direcciones ortogonales.

Tabla 5.2 Rigidez calculada del puente Infiernillo II.

Columnas	Altura (m)	$I_x = I_y$ (m ⁴)	K_x (kg/m)	K_y (kg/m)
CIL 2	49.48	168.6	9496676	7157170
CIL 3	69.25	327.1	6325910	5766700
CIL 4	70.75	327.1	5963694	5581290
CIL 5	44.25	168.6	12411567	8404070
Total =			34197847	26909230

2. Definir la rigidez del sistema de aislamiento sísmico. Por la geometría de la subestructura, se supone la deformación de las pilas del puente en curvatura simple en ambas direcciones, y como la rigidez es menor a 130 000 000 kg/m, la relación de rigidez del sistema de aislamiento con respecto a la rigidez del puente deberá encontrarse dentro del intervalo del 30% al 45%.

Se tomará una rigidez inicial del sistema de aislamiento igual al 38% de la rigidez del puente en la dirección X, y una rigidez de posfluencia del 10% de la rigidez inicial.

3. Definir el cortante de fluencia del sistema de aislamiento sísmico. Se realizó un AENL “pushover” para la obtención del cortante de fluencia del puente, utilizando la carga incremental en la parte superior de las pilas (figura 5.3.5).

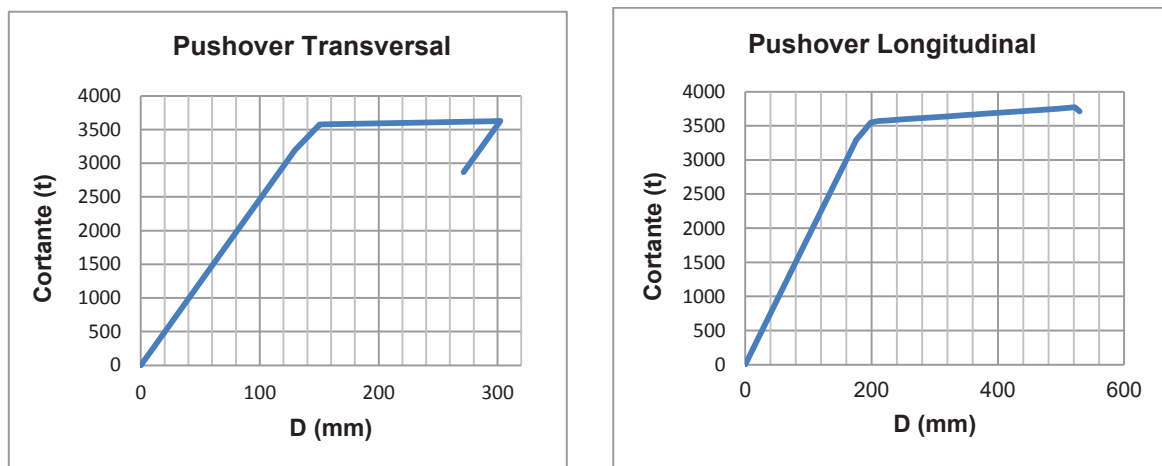


Figura 5.3.5 Curva de capacidad obtenida de un AENL “pushover”.

Se decidió utilizar el 14% del cortante de fluencia del puente obtenido de los AENL de 3587 t, por lo tanto, el cortante de fluencia de cada aislador se obtiene de la manera siguiente:

$$V_Y = (3587 \times 0.14) / 16 \text{ aisladores} = 31.386 \text{ t, por cada aislador.}$$

donde el cortante de fluencia total del sistema de aislamiento se dividirá entre el número de aisladores que se encuentran sobre las columnas, es decir, no se tomarán en cuenta los aisladores que se encuentren sobre los estribos.

Se decidió colocar un sistema de aislamiento con diferentes propiedades para verificar cuál de los tres sistemas proporcionaba la mejor respuesta estructural. Para ello sólo se modificó el cortante de fluencia de los aisladores colocados en las pilas de menor altura y estribos a 37.663 t.

Las propiedades de los dos sistemas de aislamiento sísmico propuestas se presentan a continuación:

Tabla 5.3: Propiedades mecánicas de los aisladores propuestos.

Sistema de Aislamiento:	Aisladores colocados sobre:	K₁ (kg/mm)	K₂ (kg/mm)	K_{ais}/K_{pte}	V_Y (kg)	Δ_Y (mm)
Propiedades Iguales :	Todos los apoyos	812.20	81.22	38%	31386	38.643
Propiedades Diferentes :	columnas de mayor altura	812.20	81.22	38%	31386	38.643
	columnas de menor altura y estribos	812.20	81.22	38%	40000	49.249

Debido a que las pilas que conforman el puente son de diferente sección geométrica, se calculó su irregularidad con relación a sus rigideces, obteniéndose que en la dirección transversal (X) tiene una irregularidad máxima de 2, y en la dirección longitudinal (Y) de 1.5.

En los modelos utilizados en el estudio paramétrico, las secciones geométricas de todas las pilas tuvieron la misma sección. Esto ocasionó una irregularidad en rigidez de 3.375, tomando en cuenta una diferencia de alturas de pilas de 1.5 veces. En estos casos, se encontró que el uso de aisladores con las mismas propiedades producía resultados similares que utilizando diferentes propiedades en el sistema de aislamiento. Por lo anterior y en virtud de que el cambio de sección en las pilas del puente Infiernillo II reduce tal irregularidad, se presentaron

resultados similares en los dos casos propuestos como será mostrado posteriormente.

5.3.5 Resultados de los ANLHT del puente Infiernillo II con los diferentes sistemas de aislamiento sísmico.

Los ANLHT se realizaron en el programa PERFORM-3D debido a los excesivos tiempos de ejecución de los análisis de historia en el tiempo del programa SAP2000. Los análisis realizados en el programa PERFORM-3D tomaron en cuenta la posible no linealidad en la base de los cilindros, con lo que se verifica si se conservaban estos elementos en el intervalo de comportamiento elástico durante la excitación sísmica.

La superestructura se modeló utilizando un diafragma rígido, por lo que se desprecia la flexibilidad transversal de ella; sin embargo, para la finalidad del presente estudio, esta simplificación en el modelo analítico es válida. El cabezal presenta una configuración tipo martillo, la cual fue modelada con una sección transversal de 4 m x 3.5 m, las propiedades geométricas de las pilas, tapas y cilindros se obtuvieron del programa SAP2000.

Tabla 5.4 Masas de elementos del puente (Madrigal, 2009).

Elemento	A _{neto} (cm ²)	H (cm)	Vol. (cm ³)	γ _{Concreto} (kg/cm ³)	Peso (kg)	Masa (kg-s ² /cm)
Armadura en cada apoyo	-----	-----	-----	-----	1.31E+06	1337.21
Cabezal	630000.00	550	3.47E+08	2.40E-03	8.32E+05	847.71
Pila	92215.20	1500	1.38E+08	2.40E-03	3.32E+05	338.4
Tapa superior Cil. 2 y 5	567450.20	200	1.14E+08	2.40E-03	2.72E+05	277.65
Tapa superior Cil. 3 y 4	785398.20	200	1.57E+08	2.40E-03	3.77E+05	384.29
Cilindro 2	235619.00	2436	5.74E+08	2.40E-03	1.38E+06	1,404.20
Cilindro 3	331752.20	4413	1.46E+09	2.40E-03	3.51E+06	3,581.71
Cilindro 4	331752.20	4563	1.51E+09	2.40E-03	3.63E+06	3,703.45
Cilindro 5	235619.00	1913	4.51E+08	2.40E-03	1.08E+06	1,102.73
Tapa inferior Cil. 2 y 5	567450.20	250	1.42E+08	2.40E-03	3.41E+05	347.06
Tapa inferior Cil. 3 y 4	785398.20	250	1.96E+08	2.40E-03	4.71E+05	480.37

Para obtener los modos de vibrar de la estructura, es necesario calcular las masas de todos los elementos como se muestra en la tabla 5.4. Para este efecto, las columnas se dividieron a cada 3 metros, donde se concentraron sus masas correspondientes, para tomar en cuenta la configuración modal propia de estos elementos. Finalmente, se definieron las articulaciones plásticas en la base de

cada cilindro, utilizando los diagramas momento rotación antes mostrados (figura 5.3.4).

El periodo de vibrar fundamental del modelo realizado en el programa PERFORM-3D (figura 5.3.6), que se presenta en la dirección transversal, fue comparado con el obtenido en el programa SAP2000 (figura 5.3.7), obteniéndose resultados prácticamente iguales. En la dirección longitudinal, el periodo obtenido muestra variaciones cercanas al 8% con respecto al modelo realizado en SAP2000.

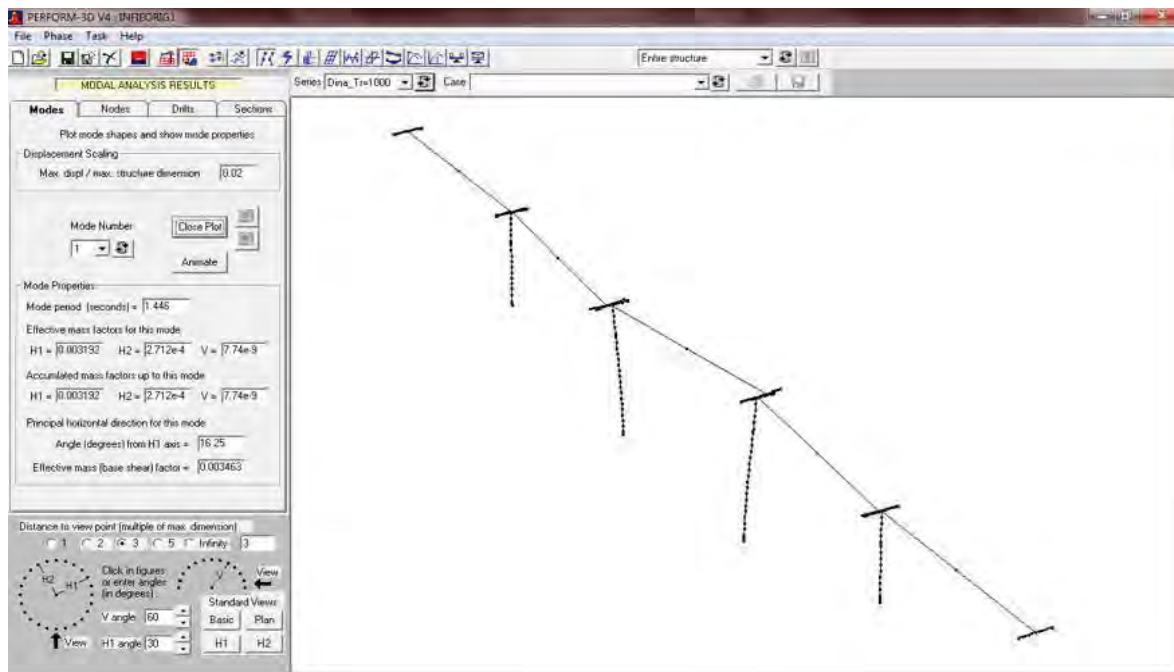


Figura 5.3.6 Periodo fundamental en dirección transversal obtenido en el programa PERFORM 3D, $T=1.446$ s.

Los tres modelos realizados conservan las mismas propiedades geométricas de todos sus elementos con excepción de los aisladores sísmicos, los cuales fueron definidos con las propiedades mostradas en la figura 5.3.2 y en la tabla 5.3.

Se realizaron ANLHT para cuatro registros de los seleccionados en el capítulo dos; ZACA 19/09/1985 (1); PAPH 21/09/1985 (2); SICC 25/10/1981 (3), y AZIH 19/09/1985 (4). Estos fueron escalados utilizando las aceleraciones máximas para periodos de retorno de 100, 500, 1000 y 2500 años, mostradas en los espectros de peligro uniforme en la sección 2.8.1. Los análisis se efectuaron en ambas direcciones, transversal y longitudinal.

Los resultados fueron examinados analizando gráficas de los valores máximos de respuesta (distorsiones angulares, momentos y cortantes) obtenidos utilizando los

aisladores originales y los sistemas de aislamiento propuestos. Las gráficas corresponden a los resultados obtenidos para periodos de retorno de 1000 y 2500 años, con lo que se tomó en cuenta las máximas solicitaciones sísmicas esperadas para una estructura de la importancia del puente infiernillo II.

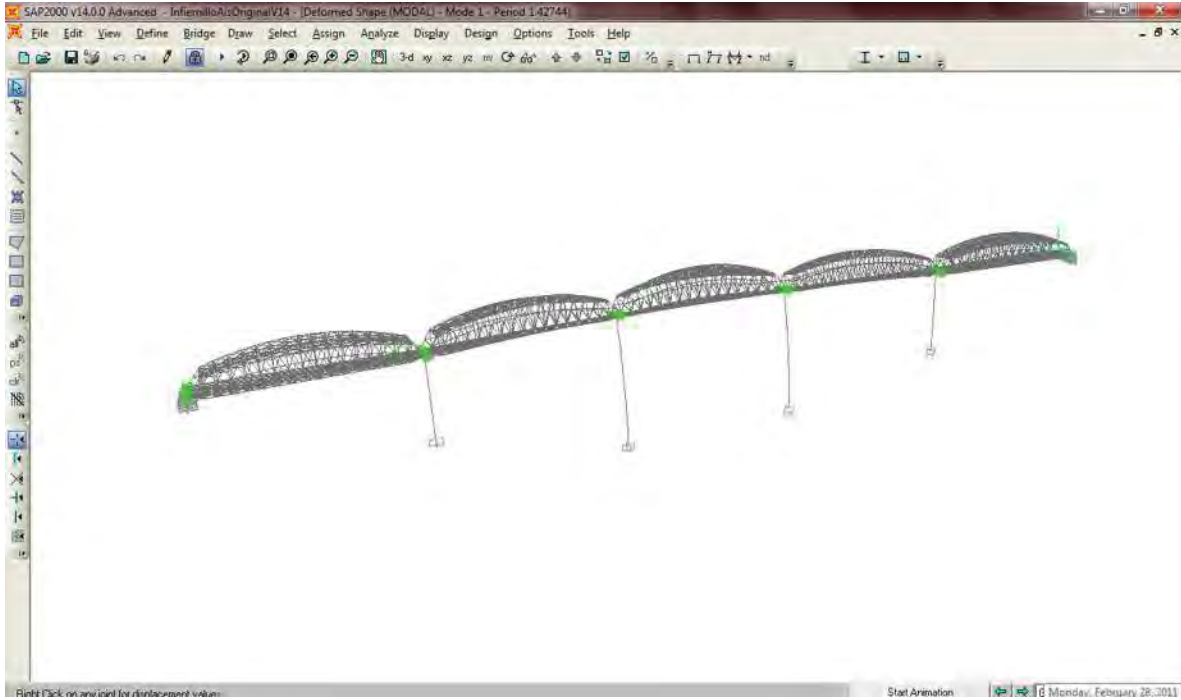
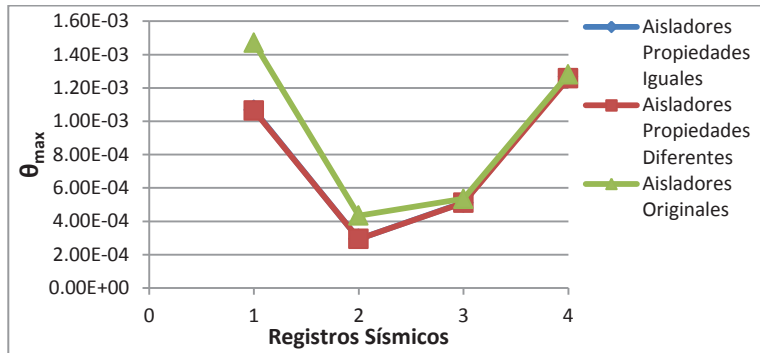


Figura 5.3.7 Periodo fundamental en dirección transversal obtenido en programa SAP2000, $T=1.427$ s.

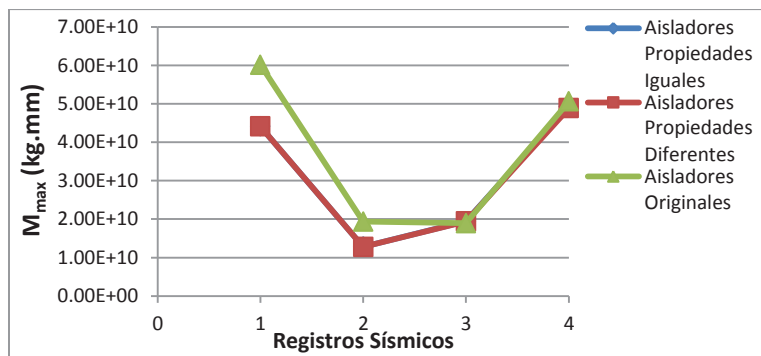
La respuesta máxima del puente muestra una pequeña mejora en el comportamiento al introducir los dos sistemas propuestos y ser sometidos a los registros sísmicos escalados para un periodo de retorno de 1000 años (figuras 5.3.8 y 5.3.9). El comportamiento mostrado con los dos sistemas propuestos y el sistema original es, en términos generales, muy parecido. Lo anterior se observa al analizar los resultados de los ANLHT para ambas direcciones (transversal y longitudinal).

También se aprecia que el uso de aisladores con diferentes propiedades, no mejora sustancialmente los resultados obtenidos con el sistema de aislamiento propuesto con propiedades iguales. Esto confirma lo comentado con anterioridad, que para relaciones de rigidez entre pilas irregulares menores que 3.375, no es de esperarse una diferencia importante de comportamiento al utilizar aisladores sísmicos con las mismas propiedades o con aisladores distintos en las pilas de diferente altura. En este caso particular, no obstante que la diferencia en altura entre las pilas es importante, al tener secciones transversales distintas, el cambio de rigidez entre ellas disminuye apreciablemente.

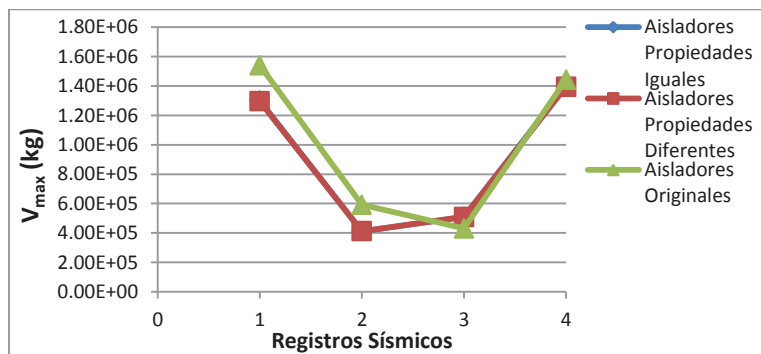
Las tendencias comentadas para la columna de mayor altura también tienen lugar en las columnas de menor altura. Como se mostró, la selección de las propiedades del sistema de aislamiento es bastante simple, y los resultados podrían ser mejorados si se contempla el análisis de uno o dos sistemas adicionales con otras propiedades que permanezcan dentro de los intervalos propuestos.



(a)

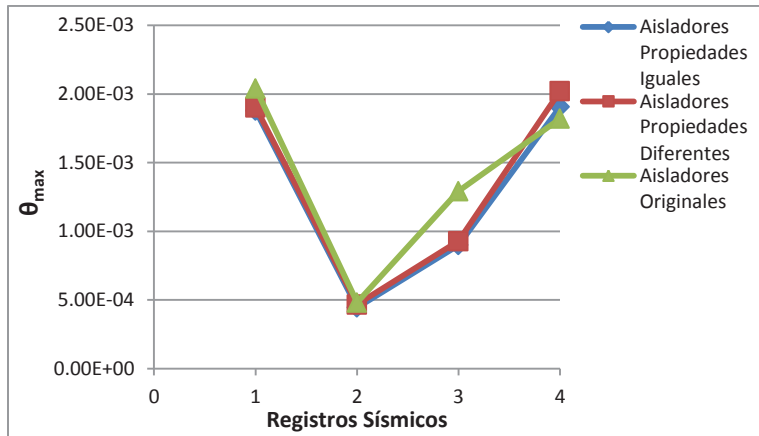


(b)

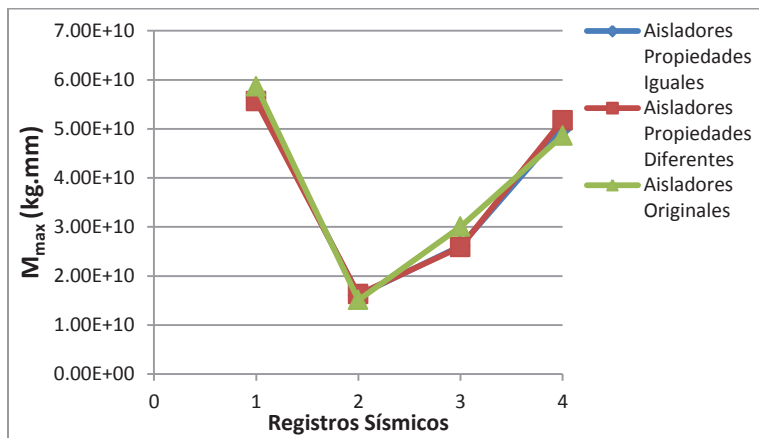


(c)

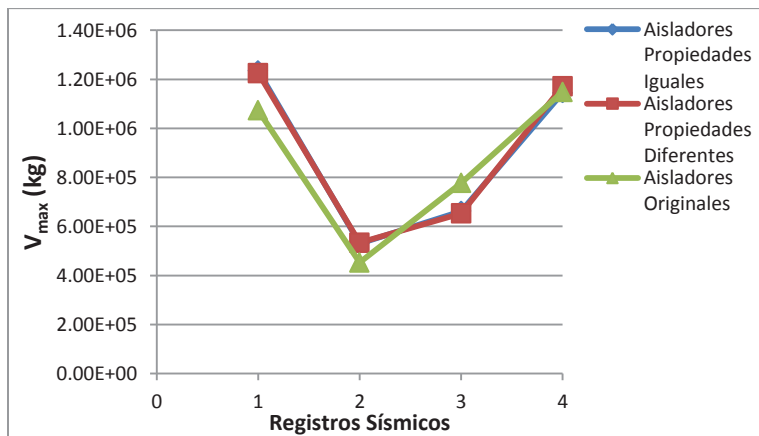
Figura 5.3.8 Respuesta máxima obtenida de los ANLHT en dirección transversal, para la columna de mayor altura y un periodo de retorno de 1000 años. a) Distorsión angular; b) momentos flexionantes, y c) cortantes.



(a)



(b)



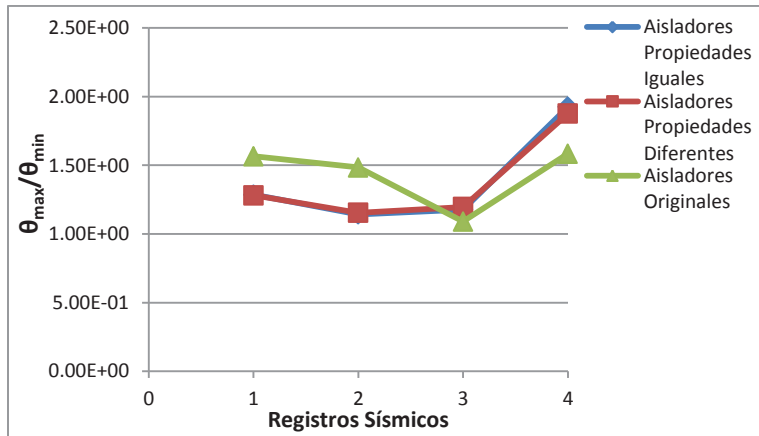
(c)

Figura 5.3.9 Respuesta máxima obtenida de los ANLTH en dirección longitudinal, para la columna de mayor altura y un periodo de retorno de 1000 años. a) Distorsión angular; b) momentos flexionantes, y c) cortantes.

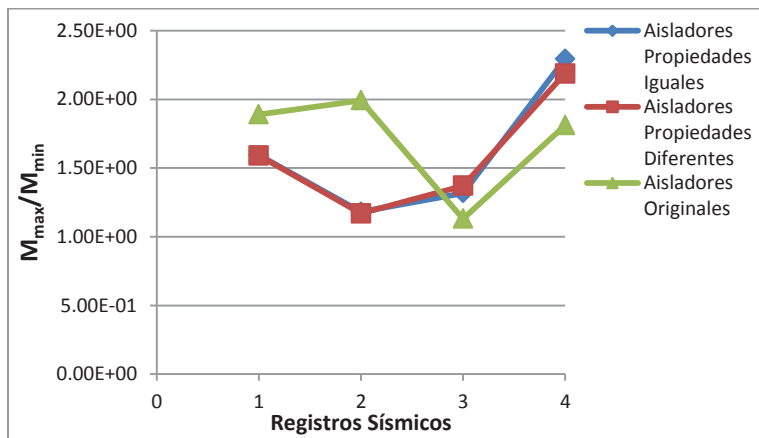
Las relaciones entre los valores de respuesta máximos y mínimos de los cilindros del puente, muestran que el comportamiento de los dos sistemas de aislamiento propuestos analizados es prácticamente el mismo (figura 5.3.10); sin embargo, al compararlas con las relaciones obtenidas para el sistema de aislamiento original se encontraron algunas diferencias. Al analizar los valores medios de las relaciones de la demanda (distorsiones angulares, momentos y cortantes), se obtienen reducciones del 3% para las distorsiones angulares y del 10% para los momentos flexionantes, utilizando los sistemas de aislamiento propuesto con respecto al original. Estos parámetros se relacionan normalmente con el daño estructural. Lo anterior muestra que se obtiene un comportamiento más uniforme en el puente de altura irregular al utilizar los aisladores propuestos.

Todos los comentarios anteriores se realizaron utilizando las figuras obtenidas para un periodo de retorno de 1000 años. Para un periodo de retorno de 2500 años se presentaron las mismas tendencias (figura 5.3.11), por lo se concluye que las observaciones realizadas anteriormente también son aplicables en este caso.

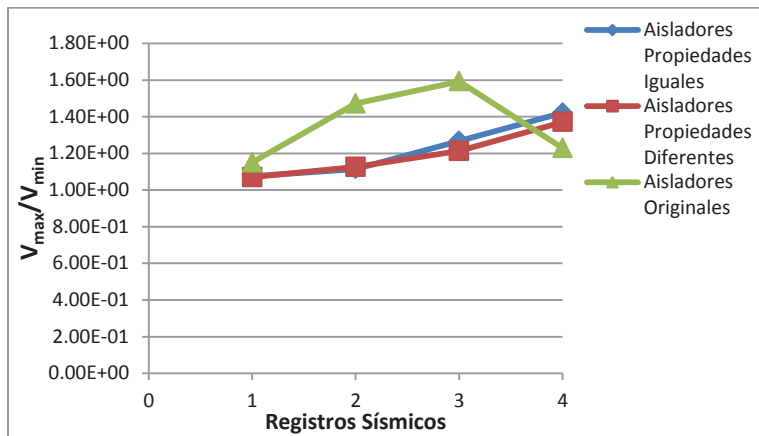
La similitud del comportamiento observado al utilizar los tres sistemas de aislamiento, se atribuye fundamentalmente a que el puente no es tan irregular como parece, debido al cambio de la sección geométrica de sus pilas, de tal manera que si sus pilas tuvieran la misma sección geométrica presentaría una irregularidad máxima de 4.08 en rigidez, la cual se ve disminuida a 2.08 por el cambio de sección. No obstante, es notable en la figura 5.3.10(c) que la diferencia entre el cortante mínimo que toma una de las pilas con respecto a la pila que toma el cortante máximo se reduce apreciablemente con los aisladores propuestos, con lo que la respuesta se vuelve más regular.



(a)

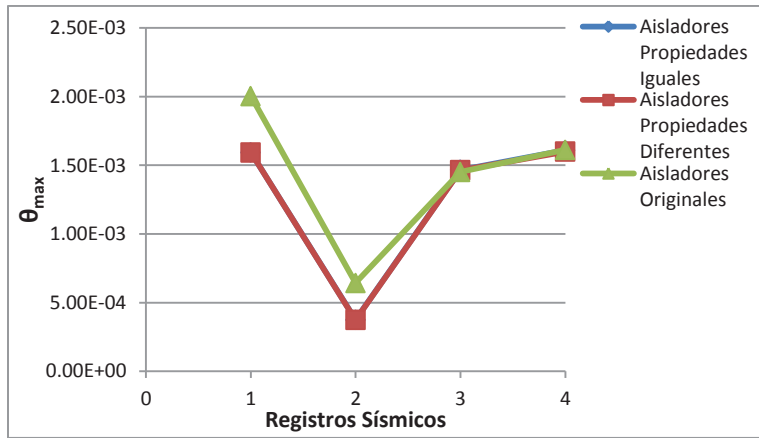


(b)

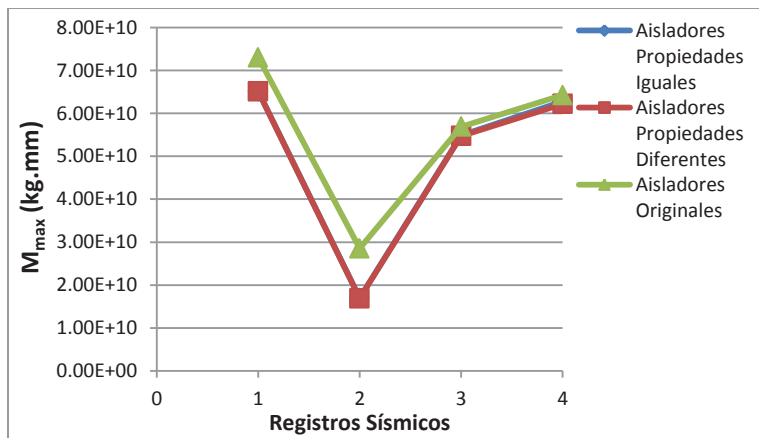


(c)

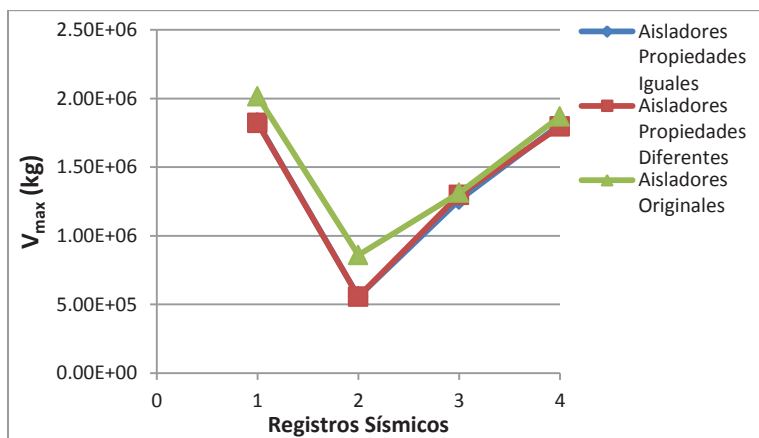
Figura 5.3.10 Respuesta máxima y mínima obtenida de los ANLHT en dirección transversal, y un periodo de retorno de 1000 años; a) Distorsión angular; b) momentos flexionantes, y c) cortantes.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.3.11 Respuesta máxima obtenida de los ANLHT en dirección transversal, para la columna de mayor altura y un periodo de retorno de 2500 años; a) Distorsión angular; b) momentos flexionantes, y c) cortantes.

Adicionalmente, se realizaron tres modelos más, con diferentes propiedades en los aisladores sísmicos para analizar si se produce una mejora respecto al comportamiento obtenido al utilizar el sistema de aislamiento con las mismas propiedades en todo el puente. Estos análisis permitieron corroborar que para irregularidades en rigidez menores que 3.375, los resultados obtenidos entre los sistemas de aislamiento con propiedades iguales y distintas son muy similares, por lo que no se justifica la utilización de un sistema de aislamiento con propiedades distintas.

Debe mencionarse que las demandas de ductilidad obtenidas en los aisladores sísmicos con las propiedades originales, cuando el puente es sometido a los sismos escalados para un periodo de retorno de 1000 años, tuvieron un promedio de 17.08 para los análisis realizados en dirección transversal, y de 20.78 para los realizados en dirección longitudinal. Para un periodo de retorno de 2500 años el promedio de las demandas de ductilidad en dirección transversal aumentaron a 26.85, y a 30.84 para los realizados en dirección longitudinal.

Debido al desconocimiento del comportamiento del aislador sísmico original cuando el desplazamiento de diseño de 85 mm es excedido, se consideró que las demandas admisibles de ductilidad no tenían un límite superior. Este desplazamiento de diseño fue alcanzado para algunos análisis, donde se utilizaron los registros escalados para un periodo de retorno de 100 años.

Cuando se utilizaron los sistemas de aislamiento propuestos, se obtuvieron demandas de ductilidad promedio de 3.13 en dirección transversal, y de 5.32 en dirección longitudinal para un periodo de retorno de 1000 años. Las demandas de ductilidad aumentaron a 4.68 y 7.61, respectivamente, para un periodo de retorno de 2500 años.

En las tablas 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8 se muestran las demandas de ductilidad en los aisladores sísmicos, así como los momentos, cortantes y distorsiones angulares en las pilas, para los diferentes ANLHT realizados en los tres modelos del puente Infiernillo II con sus respectivos valores medios.

Observando los valores medios se concluye que el uso de los aisladores propuestos reducen los valores máximos de la respuesta esperada, y que el comportamiento del puente se vuelve más uniforme, ya que en general los valores medios de las relaciones de la respuesta son menores.

En la dirección transversal para un periodo de retorno de 1000 años, el valor medio de las respuestas máximas del sistema de aislamiento propuesto con respecto al sistema de aislamiento original, muestra reducciones de entre el 10% y

el 17% de los parámetros reportados en la tabla 5.5 (θ_{\max} , M_{pilas} y V_{pilas}). En dirección longitudinal no existen diferencias apreciables.

Tabla 5.5 Respuesta de los diferentes modelos para sismos aplicados en dirección transversal, escalados para un periodo de retorno de 1000 años.

MODELO CON PROPIEDADES IGUALES EN LOS AISLADORES PROPUESTOS								
Cilindro	μy_{ais}	θ_{\max}	M_{pilas} (kg.mm)	V_{pilas} (kg)	$\theta_{\max}/\theta_{\min}$	M_{\max}/M_{\min}	V_{\max}/V_{\min}	Registros sísmicos
CIL 5	5.02	0.000831	2.77E+10	1209790	1.286	1.594	1.075	ZACA 190985
CIL 4	5.83	0.001069	4.41E+10	1300540				ZACA 190985
CIL 5	1.16	0.000336	1.08E+10	459588	1.143	1.182	1.114	PAPN 210985
CIL 4	1.32	0.000294	1.28E+10	412461				PAPN 210985
CIL 5	1.53	0.000435	1.48E+10	646292	1.178	1.318	1.267	SICC 251081
CIL 4	1.93	0.000512	1.94E+10	510151				SICC 251081
CIL 5	3.50	0.000658	2.15E+10	989051	1.926	2.296	1.421	AZIH 190985
CIL 4	4.77	0.001267	4.93E+10	1405160				AZIH 190985
media:	3.13	0.000675	2.51E+10	866629	1.38	1.60	1.22	
MODELO CON PROPIEDADES DIFERENTES EN AISLADORES PROPUESTOS								
CIL 5	3.97	0.000831	2.77E+10	1211360	1.28	1.59	1.07	ZACA 190985
CIL 4	5.72	0.001065	4.41E+10	1296010				ZACA 190985
CIL 5	1.00	0.000339	1.09E+10	463964	1.15	1.17	1.13	PAPN 210985
CIL 4	1.27	0.000294	1.28E+10	412169				PAPN 210985
CIL 5	1.13	0.000427	1.42E+10	617891	1.20	1.37	1.21	SICC 251081
CIL 4	1.93	0.000511	1.94E+10	509412				SICC 251081
CIL 5	3.48	0.00067	2.23E+10	1017280	1.88	2.19	1.37	AZIH 190985
CIL 4	4.57	0.001258	4.89E+10	1394620				AZIH 190985
media:	2.88	0.000674	2.50E+10	865338	1.38	1.58	1.19	
MODELO CON PROPIEDADES EN AISLADORES ORIGINALES								
CIL 5	30.20	0.00094	3.18E+10	1338640	1.57	1.89	1.15	ZACA 190985
CIL 4	37.91	0.001471	6.02E+10	1540190				ZACA 190985
CIL 5	6.64	0.000293	9.70E+09	402369	1.48	1.99	1.47	PAPN 210985
CIL 4	4.86	0.000434	1.93E+10	591955				PAPN 210985
CIL 5	8.16	0.00049	1.68E+10	686522	1.09	1.13	1.59	SICC 251081
CIL 4	7.04	0.000535	1.90E+10	430984				SICC 251081
CIL 5	16.89	0.000809	2.79E+10	1174510	1.59	1.81	1.23	AZIH 190985
CIL 4	24.94	0.001282	5.06E+10	1443160				AZIH 190985
media:	17.08	0.000782	2.94E+10	951041	1.43	1.71	1.36	

Tabla 5.6 Respuesta de los diferentes modelos, para sismos aplicados en dirección longitudinal y escalados para un periodo de retorno de 1000 años.

MODELO CON PROPIEDADES IGUALES EN LOS AISLADORES PROPUESTOS								
Cilindro	μy_{ais}	θ_{max}	M_{pilas} (kg.mm)	V_{pilas} (kg)	$\theta_{max}/\theta_{min}$	M_{max}/M_{min}	V_{max}/V_{min}	Registros sísmicos
CIL 5	8.21	0.00132	2.65E+10	741360	1.42	2.13	1.67	ZACA 190985
CIL 4	11.27	0.001879	5.63E+10	1234970				ZACA 190985
CIL 5	0.78	0.000517	9.83E+09	281124	1.16	1.63	1.89	PAPN 210985
CIL 4	1.31	0.000446	1.60E+10	530042				PAPN 210985
CIL 5	3.23	0.001182	2.34E+10	628685	1.31	1.11	1.05	SICC 251081
CIL 4	3.37	0.0009	2.61E+10	662405				SICC 251081
CIL 5	6.61	0.001584	3.32E+10	1019410	1.20	1.51	1.12	AZIH 190985
CIL 4	7.81	0.001906	5.00E+10	1144130				AZIH 190985
media:	5.32	0.001217	3.02E+10	780266	1.28	1.59	1.43	
MODELO CON PROPIEDADES DIFERENTES EN AISLADORES PROPUESTOS								
CIL 5	5.50	0.001389	2.69E+10	762504	1.37	2.07	1.61	ZACA 190985
CIL 4	11.05	0.001903	5.57E+10	1225000				ZACA 190985
CIL 5	0.61	0.00054	9.83E+09	281124	1.16	1.66	1.90	PAPN 210985
CIL 4	1.29	0.000467	1.63E+10	533680				PAPN 210985
CIL 5	2.47	0.00114	2.19E+10	640028	1.23	1.18	1.02	SICC 251081
CIL 4	3.08	0.000929	2.59E+10	653278				SICC 251081
CIL 5	5.09	0.001675	3.34E+10	1023270	1.21	1.55	1.14	AZIH 190985
CIL 4	8.03	0.002021	5.17E+10	1171080				AZIH 190985
media:	4.64	0.001258	3.02E+10	786246	1.24	1.62	1.42	
MODELO CON PROPIEDADES EN AISLADORES ORIGINALES								
CIL 5	36.46	0.001174	2.31E+10	656464	1.74	2.53	1.63	ZACA 190985
CIL 4	49.84	0.00204	5.87E+10	1073280				ZACA 190985
CIL 5	3.047	0.000389	7.63E+09	361737	1.24	1.98	1.25	PAPN 210985
CIL 4	2.92	0.000481	1.51E+10	452500				PAPN 210985
CIL 5	16.09	0.001379	2.69E+10	681480	1.07	1.12	1.14	SICC 251081
CIL 4	14.33	0.001292	3.00E+10	777285				SICC 251081
CIL 5	18.3	0.001527	3.17E+10	987605	1.19	1.53	1.16	AZIH 190985
CIL 4	25.28	0.001821	4.86E+10	1148170				AZIH 190985
media:	20.78	0.001263	3.02E+10	767315	1.31	1.79	1.30	

Los resultados de los registros escalados para un periodo de retorno de 2500 años, se aprecia nuevamente una ligera mejora en el comportamiento del puente al utilizar el sistema de aislamiento propuesto. En la dirección transversal (tabla 5.7), las relaciones medias de respuesta máxima a mínima se reducen de 1.45 a 1.38, de 1.78 a 1.59 y de 1.37 a 1.25, para las rotaciones, momentos flexionates y

cortantes, respectivamente. Por otro lado, los valores máximos esperados de estas variables al colocar el sistema de aislamiento propuesto se reducen entre un 10% y un 13% con respecto al comportamiento del puente con el sistema de aislamiento original. Nuevamente, no se obtuvieron diferencias apreciables en la dirección longitudinal del puente.

Tabla 5.7 Valores de respuesta de los diferentes modelos, para sismos aplicados en dirección transversal y escalados para un periodo de retorno de 2500 años.

MODELO CON PROPIEDADES IGUALES EN LOS AISLADORES PROPUESTOS								
Cilindro	$\mu_{y \text{ ais}}$	θ_{\max}	M_{pilas} (kg.mm)	V_{pilas} (kg)	$\theta_{\max}/\theta_{\min}$	M_{\max}/M_{\min}	V_{\max}/V_{\min}	Registros sísmicos
CIL 5	6.38	0.001093	3.64E+10	1590760	1.46	1.79	1.15	ZACA 190985
CIL 4	8.38	0.001594	6.51E+10	1824180				ZACA 190985
CIL 5	1.53	0.000435	1.40E+10	595898	1.16	1.21	1.07	PAPN 210985
CIL 4	1.82	0.000375	1.70E+10	557112				PAPN 210985
CIL 5	3.27	0.001289	4.14E+10	1802880	1.14	1.33	1.43	SICC 251081
CIL 4	3.72	0.001467	5.49E+10	1260570				SICC 251081
CIL 5	6.13	0.000920	3.08E+10	1318820	1.75	2.04	1.37	AZIH 190985
CIL 4	6.24	0.001610	6.27E+10	1809630				AZIH 190985
media:	4.68	0.001098	4.03E+10	1344981	1.38	1.59	1.25	
MODELO CON PROPIEDADES DIFERENTES EN AISLADORES PROPUESTOS								
CIL 5	5.06	0.001094	3.65E+10	1594620	1.46	1.79	1.14	ZACA 190985
CIL 4	8.22	0.001594	6.51E+10	1820220				ZACA 190985
CIL 5	1.26	0.000450	1.45E+10	615157	1.20	1.17	1.11	PAPN 210985
CIL 4	1.76	0.000374	1.69E+10	556201				PAPN 210985
CIL 5	2.51	0.001245	4.07E+10	1769740	1.18	1.34	1.36	SICC 251081
CIL 4	3.75	0.001464	5.47E+10	1297450				SICC 251081
CIL 5	3.75	0.000891	2.92E+10	1315810	1.80	2.13	1.36	AZIH 190985
CIL 4	6.12	0.001599	6.22E+10	1794510				AZIH 190985
media:	4.05	0.001089	4.00E+10	1345464	1.41	1.61	1.24	
MODELO CON PROPIEDADES EN AISLADORES ORIGINALES								
CIL 5	41.28	0.001254	4.11E+10	1765450	1.60	1.78	1.14	ZACA 190985
CIL 4	54.04	0.002004	7.31E+10	2014930				ZACA 190985
CIL 5	11.79	0.000370	1.22E+10	507210	1.74	2.34	1.69	PAPN 210985
CIL 4	7.06	0.000642	2.85E+10	859105				PAPN 210985
CIL 5	20.21	0.001432	4.4E+10	1918260	1.01	1.29	1.46	SICC 251081
CIL 4	26.60	0.001452	5.69E+10	1311890				SICC 251081
CIL 5	23.16	0.001099	3.79E+10	1587760	1.47	1.70	1.18	AZIH 190985
CIL 4	30.64	0.001612	6.42E+10	1868580				AZIH 190985
media:	26.85	0.001233	4.47E+10	1479148	1.45	1.78	1.37	

Tabla 5.8 Valores de respuesta de los diferentes modelos, para sismos aplicados en dirección longitudinal y escalados para un periodo de retorno de 2500 años.

MODELO CON PROPIEDADES IGUALES EN LOS AISLADORES PROPUESTOS								
Cilindro	μy_{ais}	θ_{max}	M_{pilas} (kg.mm)	V_{pilas} (kg)	$\theta_{max}/\theta_{min}$	M_{max}/M_{min}	V_{max}/V_{min}	Registros sísmicos
CIL 5	11.99	0.001806	3.45E+10	960378	1.60	2.13	1.72	ZACA 190985
CIL 4	16.25	0.002895	7.36E+10	1650410				ZACA 190985
CIL 5	1.05	0.000732	1.33E+10	382367	1.28	1.43	1.74	PAPN 210985
CIL 4	1.89	0.000570	1.91E+10	666871				PAPN 210985
CIL 5	4.72	0.001765	3.33E+10	820882	1.43	1.03	1.16	SICC 251081
CIL 4	5.58	0.001233	3.43E+10	949665				SICC 251081
CIL 5	8.18	0.002096	4.09E+10	1293920	1.17	1.55	1.15	AZIH 190985
CIL 4	10.42	0.002463	6.34E+10	1489310				AZIH 190985
media:	7.51	0.001695	3.90E+10	1026725	1.37	1.54	1.44	
MODELO CON PROPIEDADES DIFERENTES EN AISLADORES PROPUESTOS								
CIL 5	8.58	0.001828	3.52E+10	987537	1.57	2.08	1.67	ZACA 190985
CIL 4	16.02	0.002868	7.33E+10	1644270				ZACA 190985
CIL 5	0.82	0.000741	1.35E+10	384346	1.23	1.49	1.77	PAPN 210985
CIL 4	1.86	0.000604	2.00E+10	681933				PAPN 210985
CIL 5	3.66	0.001668	3.16E+10	830416	1.30	1.08	1.14	SICC 251081
CIL 4	5.26	0.001282	3.43E+10	943120				SICC 251081
CIL 5	6.45	0.002180	4.16E+10	1314990	1.16	1.56	1.15	AZIH 190985
CIL 4	10.49	0.002526	6.48E+10	1514500				AZIH 190985
media:	6.64	0.001712	3.93E+10	1037639	1.31	1.55	1.43	
MODELO CON PROPIEDADES EN AISLADORES ORIGINALES								
CIL 5	47.41	0.001655	3.19E+10	938953	1.81	2.33	1.69	ZACA 190985
CIL 4	71.82	0.002997	7.42E+10	1582870				ZACA 190985
CIL 5	4.66	0.000500	1.03E+10	460200	1.13	1.63	1.17	PAPN 210985
CIL 4	3.54	0.000565	1.68E+10	537422				PAPN 210985
CIL 5	24.50	0.001904	3.70E+10	851844	1.17	1.02	1.27	SICC 251081
CIL 4	25.87	0.001628	3.79E+10	1083800				SICC 251081
CIL 5	28.08	0.002078	4.15E+10	1336220	1.19	1.57	1.16	AZIH 190985
CIL 4	40.81	0.002476	6.53E+10	1545600				AZIH 190985
media:	30.84	0.001725	3.94E+10	1042114	1.33	1.64	1.32	

Evaluación de curvas de fragilidad del sistema original y con el sistema de aislamiento propuesto.

6.1 introducción.

Desde hace varias décadas los movimientos telúricos nos han mostrado que los puentes son los componentes más vulnerables del sistema de transporte. Esto ha ocasionado que la búsqueda de procedimientos evaluativos sobre el comportamiento sísmico de estructuras se intensifique. Un enfoque de creciente aplicación son las curvas de fragilidad, estas estiman el daño que puede tener una estructura al verse expuesta ante diferentes intensidades sísmicas mediante el uso de los conceptos probabilidad.

Se decidió elaborar curvas de fragilidad del puente Infiernillo II con el sistema de aislamiento original y con el sistema de aislamiento propuesto con propiedades iguales, descartándose el sistema propuesto de aislamiento sísmico con propiedades distintas, debido a que los resultados no presentaron mejoras en el comportamiento con respecto del sistema de aislamiento propuesto con propiedades iguales.

6.2 Daño sísmico.

La capacidad estructural conjuntamente con la demanda, son variables que determinan el comportamiento que una estructura tiene. Si una estructura presenta daños significa que su capacidad fue menor que la demanda a la que se vio expuesta.

En la ingeniería estructural el término *daño* se divide principalmente en dos conceptos:

Daño físico: Se refiere al daño que pueden sufrir los elementos que componen en su totalidad una construcción. Pueden ser *estructurales* y *no estructurales*.

Daños estructurales: Se relacionan con los materiales que componen los elementos resistentes de una estructura (vigas, columnas, muros resistentes, etc.) y su comportamiento durante las sollicitaciones de carga. Su cuantificación se puede realizar con base en índices de daño correspondientes a cada uno de los

elementos estructurales, que mediante su ponderación parcial o total sobre la estructura, permiten la definición de los índices de daños globales.

Daños no estructurales: Son los daños asociados a los elementos arquitectónicos e instalaciones eléctricas, sanitarias y mecánicas, así como todo el contenido de la construcción. Estos son relacionados con los niveles de deformación y distorsiones, y en ciertos casos, a las aceleraciones a las que se ven expuestas.

Daño económico: Se define como los costos de reparación y los costos de reposición, pueden deberse a los costos generados por los daños físicos directos y a los costos indirectos.

En la mayoría de los estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico la atención se centra en los daños físicos que puedan ocurrir en una estructura cuando se presenta un sismo con ciertas características. Durante de las últimas décadas, se han desarrollado diferentes tipos de escalas para cuantificar el daño físico.

6.2.1 Índices de daño.

Existen diferentes maneras de cuantificar el daño físico en una estructura, algunas de ellas son descritas en Madrigal (2009). En el presente estudio se decidió determinar el índice de daño para cada cilindro (índice de daño local) y un promedio ponderado para todo el puente (índice de daño global). El daño se clasificará de acuerdo con la relación de índices de daño y estados de daño propuesta por Ghobarah (1997).

Tabla 6.1 Estados de daño para diferentes índices de año (Ghobarah, 1997).

Índice de daño (ID)	Estado de daño
$0.00 < ID \leq 0.14$	Sin daño
$0.14 < ID \leq 0.40$	Daño ligero
$0.40 < ID \leq 0.60$	Daño moderado
$0.60 < ID \leq 1.00$	Daño severo
$ID \geq 1.00$	Colapso

Los índices de daño se determinaron con la ecuación propuesta por Park & Ang en 1984 y calibrada por varios investigadores:

$$ID = \frac{\beta \cdot \mu_h + \mu_d}{\mu_u} \dots \dots \dots \text{Ec. 6.1}$$

donde:

μ_h = Ductilidad de energía acumulada = E_h/E_e

E_h = Energía histerética.

E_e = Energía elástica.

β = Factor de carga cíclica = 0.6 (calibrado en varios estudios).

μ_d = Ductilidad de desplazamiento = Δ_{MAX}/Δ_Y .

μ_u = Ductilidad última = Δ_U/Δ_Y .

Una vez obtenidos los índices de daño locales, los valores fueron ponderados para obtener los índices de daño globales por medio de factores de peso obtenidos con base en la energía histerética disipada de los elementos de la estructura:

$$ID = \sum \lambda_{i\text{elem}} \cdot (ID_i)_{\text{elem}} \quad \lambda_{i\text{elem}} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{\text{elem}}$$

donde:

ID = Índice de daño del puente

$(\lambda_i)_{\text{elem}}$ = Peso asignado al elemento i del puente.

$(ID_i)_{\text{elem}}$ = índice de daño del elemento i.

E_i = Energía disipada por el elemento i.

$\sum E_i$ = Suma de energías disipadas por todos los elementos.

Cuando en los elementos no se presentó disipación de energía histerética y sólo influyó la ductilidad por desplazamiento, los índices de daño globales fueron calculados como el promedio de los índices de daño local.

Para obtener la ductilidad última de los elementos se realizaron AENL, aplicando la carga lateral en la parte superior de cada pila. De esta manera, se realizó un AENL para cada columna y en cada dirección (longitudinal y transversal). Los AENL fueron realizados en el modelo del puente Infiernillo II elaborado en el programa PERFORM-3D y descrito en el capítulo 5. Los resultados se resumen en la tabla 6.2.

De los ANLHT realizados en el capítulo 5 se obtuvieron los elementos mecánicos del puente Infiernillo II con el sistema de aislamiento original y con el sistema propuesto. Tales análisis corresponden a la respuesta del puente sometido a cuatro registros representativos de la demanda sísmica del lugar calculada en el capítulo 2. Los registros fueron escalados para aceleraciones máximas

provenientes de espectros de peligro uniforme (sección 2.8.1) correspondientes a periodos de retorno de 100, 500, 1000 y 2500 años.

Tabla 6.2 Propiedades de fluencia de los cilindros.

Dirección Transversal	Cilindro 2	Cilindro 3	Cilindro 4	Cilindro 5
h=	47980	67750	69250	42750
Δ_{yx} =	75.137	122.763	128.944	60.791
Δ_{ux} =	480.760	852.295	876.013	402.791
μ_{ux} =	6.398	6.943	6.794	6.626
Dirección Longitudinal	Cilindro 2	Cilindro 3	Cilindro 4	Cilindro 5
Δ_{yy} =	115.152	167.3425	173.125	94.05
Δ_{uy} =	623.74	1029.8	1087.225	513
μ_{uy} =	5.417	6.154	6.28	5.455

6.3 Capacidad de disipación de energía.

Para cuantificar de manera adecuada el comportamiento no lineal de la estructura se utilizaron las ecuaciones de equilibrio energético. Estas establecen que la energía de entrada a una estructura (sismo), debe ser igual a la energía que disipa la estructura.

La ecuación de balance de energía se escribe:

$$\int_0^x m\ddot{x}(t)dx + \int_0^x c\dot{x}(t)dx + \int_0^x fs(x, \dot{x})dx = - \int_0^x m\ddot{x}_g(t)dx \dots \dots \dots \text{Ec. 6.2}$$

donde:

$$E_k = \int_0^x m\ddot{x}(t)dx = \text{Energía cinética de la masa asociada al movimiento relativo del suelo.}$$

$$E_D = \int_0^x c\dot{x}(t)dx = \text{Energía de amortiguamiento viscoso.}$$

$$E_H + E_E = \int_0^x fs(x, \dot{x})dx = \text{Energía de fluencia más la energía de deformación recuperable.}$$

$$E_i = - \int_0^x m\ddot{x}_g(t)dx = \text{Energía de entrada (sismo).}$$

El programa PERFORM-3D al realizar análisis dinámicos no lineales permite obtener las energías antes mencionadas.

En la figura 6.3.1 se observan las energías antes mencionadas que se presentan en el puente al verse sometido al sismo del 25 de Octubre de 1981, registrado en la estación de SICARTSA ubicada en Lázaro Cárdenas. El registro fue escalado para una aceleración máxima del suelo de 672 cm/s^2 , correspondiente a un periodo de retorno de 2500 años, aplicado en dirección transversal del puente.

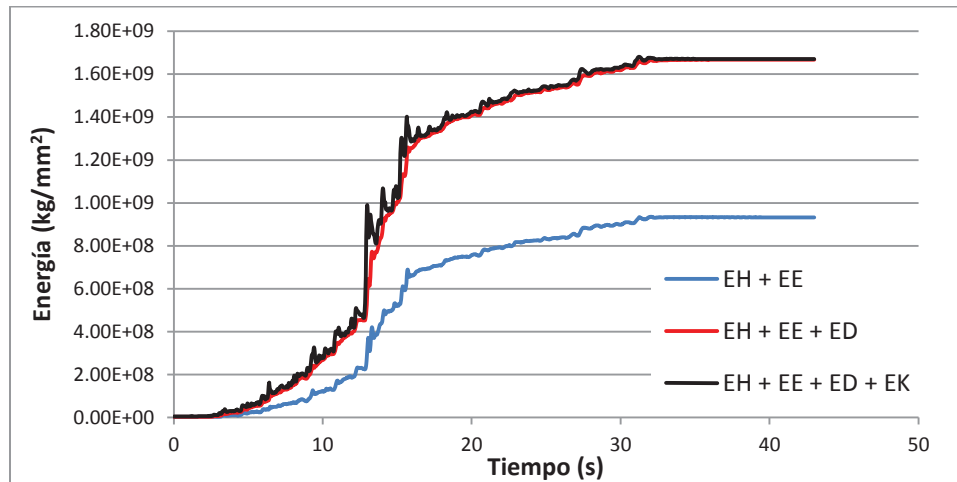


Figura 6.3.1 Energías disipadas para el sismo SICC251081 con una $A_{cmax}=672\text{cm/s}^2$, aplicado en dirección transversal.

La energía histerética que se aprecia en la figura 6.3.1 incluye la energía disipada por los aisladores sísmicos; sin embargo, el programa proporciona las energías histeréticas disipadas por cada elemento, con lo cual es posible conocer la energía disipada por comportamiento no lineal de los cilindros de interés.

Una vez conocida la energía histerética de cada uno de los elementos del puente, solamente es necesario conocer la energía por deformación (energía elástica) para calcular la ductilidad de energía acumulada (μ_h) de la ecuación 6.1, que es igual a E_H/E_E , donde el término faltante E_E se calcula como:

$$E_E = \frac{F_Y \Delta_Y}{2} \cdot N$$

donde:

E_E = Energía elástica.

F_Y = Fuerza para la cual fluye el elemento.

Δ_Y = Desplazamiento para el cual fluye el elemento.

N = Número de veces que el elemento incursiona en el comportamiento no lineal.

Una vez obtenido los valores de E_E es posible calcular la ductilidad por energía aculada (μ_h).

6.4 índices de daños locales y globales.

Con las energías calculadas y las propiedades de fluencia de los cilindros presentadas en la tabla 6.2, se determinaron los índices de daño locales aplicando la ecuación 6.1, para los análisis no lineales realizados en las direcciones transversal y longitudinal del puente Infiernillo II, con el sistema de aislamiento original y con el sistema propuesto. Esta información proporciona valores cuantitativos de daño para diferentes aceleraciones máximas del terreno.

Se ponderaron también los índices de daño locales, como se explicó con anterioridad, para obtener los índices de daño globales del puente. Esta información se presenta resumida en las tablas 6.3 a 6.6, donde se muestran los índices de daño calculados para cada cilindro, con base en la respuesta estructural obtenida con los sismos escalados para los diferentes periodos de retorno.

Tabla 6.3 Índices de daño obtenidos para los distintos registros sísmicos aplicados en dirección transversal en el puente con aislamiento original.

Acelerograma	$A_{C_{MAX}} = 220 \text{ cm/s}^2$					$A_{C_{MAX}} = 395 \text{ cm/s}^2$				
	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.
	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID
ZACA190985	0.043	0.043	0.038	0.045	0.042	0.076	0.082	0.087	0.086	0.083
PAPN210985	0.017	0.010	0.013	0.015	0.014	0.028	0.028	0.028	0.031	0.029
SICC251081	0.052	0.035	0.034	0.045	0.042	0.087	0.060	0.060	0.093	0.075
AZIH190985	0.055	0.048	0.050	0.047	0.050	0.072	0.086	0.087	0.073	0.079
Media =	0.042	0.034	0.034	0.038	0.037	0.066	0.064	0.066	0.071	0.066
Desv. Est =	0.017	0.017	0.015	0.015	0.016	0.026	0.027	0.028	0.028	0.025
Acelerograma	$A_{C_{MAX}} = 500 \text{ cm/s}^2$					$A_{C_{MAX}} = 672 \text{ cm/s}^2$				
	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.
	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID
ZACA190985	0.105	0.11	0.119	0.11	0.112	0.15	0.15	0.162	0.148	0.159
PAPN210985	0.032	0.03	0.035	0.03	0.034	0.04	0.05	0.052	0.044	0.047
SICC251081	0.065	0.04	0.044	0.06	0.052	0.18	0.12	0.118	0.171	0.177
AZIH190985	0.111	0.1	0.104	0.1	0.103	0.15	0.13	0.131	0.131	0.132
Media =	0.078	0.07	0.076	0.08	0.075	0.13	0.11	0.116	0.123	0.129
Desv. Est =	0.037	0.04	0.042	0.03	0.038	0.06	0.04	0.046	0.055	0.058

Tabla 6.4 Índices de daño obtenidos para los distintos registros sísmicos aplicados en dirección longitudinal en el puente con aislamiento original.

Acelerograma	$A_{CMAX} = 220 \text{ cm/s}^2$					$A_{CMAX} = 395 \text{ cm/s}^2$				
	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.
	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID
ZACA190985	0.063	0.07	0.063	0.07	0.065	0.08	0.08	0.072	0.082	0.078
PAPN210985	0.021	0.02	0.017	0.02	0.02	0.05	0.03	0.015	0.04	0.034
SICC251081	0.043	0.04	0.043	0.04	0.043	0.12	0.07	0.045	0.14	0.096
AZIH190985	0.058	0.06	0.06	0.06	0.06	0.15	0.1	0.057	0.181	0.123
Media =	0.046	0.05	0.046	0.05	0.047	0.1	0.07	0.047	0.111	0.082
Desv. Est =	0.019	0.02	0.021	0.02	0.02	0.05	0.03	0.024	0.062	0.038
Acelerograma	$A_{CMAX} = 500 \text{ cm/s}^2$					$A_{CMAX} = 672 \text{ cm/s}^2$				
	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.
	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID
ZACA190985	0.103	0.13	0.133	0.11	0.12	0.17	0.2	0.23	0.154	0.221
PAPN210985	0.055	0.02	0.026	0.08	0.044	0.04	0.04	0.037	0.046	0.042
SICC251081	0.148	0.06	0.082	0.23	0.13	0.14	0.11	0.106	0.178	0.135
AZIH190985	0.208	0.07	0.112	0.33	0.181	0.24	0.16	0.173	0.163	0.183
Media =	0.128	0.07	0.088	0.19	0.119	0.15	0.13	0.136	0.135	0.145
Desv. Est =	0.065	0.05	0.047	0.12	0.057	0.08	0.07	0.083	0.06	0.077

Tabla 6.5 Índices de daño obtenidos para los distintos registros sísmicos aplicados en dirección transversal en el puente con aislamiento propuesto.

Acelerograma	$A_{CMAX} = 220 \text{ cm/s}^2$					$A_{CMAX} = 395 \text{ cm/s}^2$				
	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.
	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID
ZACA190985	0.045	0.038	0.038	0.038	0.040	0.076	0.063	0.063	0.074	0.069
PAPN210985	0.014	0.013	0.013	0.017	0.014	0.028	0.021	0.021	0.033	0.026
SICC251081	0.046	0.032	0.034	0.040	0.038	0.087	0.066	0.063	0.081	0.074
AZIH190985	0.039	0.051	0.050	0.033	0.043	0.072	0.084	0.083	0.060	0.075
Media =	0.036	0.033	0.034	0.032	0.034	0.066	0.058	0.057	0.062	0.061
Desv. Est =	0.015	0.016	0.015	0.010	0.013	0.026	0.027	0.026	0.021	0.024
Acelerograma	$A_{CMAX} = 500 \text{ cm/s}^2$					$A_{CMAX} = 672 \text{ cm/s}^2$				
	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.
	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID
ZACA190985	0.097	0.083	0.084	0.094	0.090	0.131	0.118	0.149	0.124	0.149
PAPN210985	0.035	0.024	0.023	0.038	0.030	0.048	0.030	0.030	0.049	0.039
SICC251081	0.056	0.040	0.040	0.049	0.046	0.178	0.121	0.116	0.173	0.174
AZIH190985	0.088	0.099	0.100	0.075	0.091	0.120	0.123	0.127	0.104	0.119
Media =	0.069	0.062	0.062	0.064	0.064	0.119	0.098	0.105	0.113	0.120
Desv. Est =	0.029	0.035	0.036	0.025	0.031	0.054	0.045	0.052	0.051	0.058

Tabla 6.6 Índices de daño obtenidos para los distintos registros sísmicos aplicados en dirección longitudinal en el puente con aislamiento propuesto.

Acelerograma	$A_{CMAX} = 220 \text{ cm/s}^2$					$A_{CMAX} = 395 \text{ cm/s}^2$				
	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.
	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID
ZACA190985	0.057	0.049	0.049	0.058	0.053	0.068	0.057	0.057	0.069	0.062
PAPN210985	0.019	0.013	0.014	0.022	0.017	0.041	0.027	0.019	0.051	0.035
SICC251081	0.050	0.035	0.033	0.046	0.041	0.081	0.050	0.039	0.118	0.072
AZIH190985	0.074	0.072	0.070	0.074	0.072	0.179	0.111	0.056	0.188	0.134
Media =	0.050	0.042	0.041	0.050	0.046	0.092	0.061	0.043	0.106	0.076
Desv. Est =	0.023	0.025	0.024	0.022	0.023	0.060	0.035	0.018	0.061	0.042
Acelerograma	$A_{CMAX} = 500 \text{ cm/s}^2$					$A_{CMAX} = 672 \text{ cm/s}^2$				
	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.	CIL 2	CIL 3	CIL 4	CIL 5	Pte.
	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID	ID
ZACA190985	0.097	0.119	0.123	0.123	0.115	0.131	0.206	0.190	0.161	0.200
PAPN210985	0.051	0.024	0.032	0.072	0.045	0.056	0.036	0.036	0.065	0.048
SICC251081	0.103	0.055	0.072	0.167	0.099	0.125	0.083	0.079	0.157	0.111
AZIH190985	0.218	0.073	0.112	0.320	0.181	0.239	0.158	0.173	0.157	0.170
Media =	0.117	0.068	0.085	0.171	0.110	0.138	0.121	0.119	0.135	0.133
Desv. Est =	0.071	0.040	0.042	0.107	0.056	0.076	0.076	0.074	0.047	0.067

6.5 Modelo de vulnerabilidad utilizado.

Cuando se requiere evaluar la vulnerabilidad de una estructura es necesario conocer la relación entre la capacidad y la demanda sísmica, a fin de conocer el comportamiento esperado ante sollicitaciones sísmicas con características específicas. En términos generales, existen dos maneras de cuantificar la vulnerabilidad sísmica: las técnicas relativas y las absolutas. Las primeras califican de manera relativa la menor o mayor predisposición de las estructuras a tener daño, generalmente tomando en cuenta los llamados *índices de vulnerabilidad*, los cuales pueden obtenerse calculando ciertos factores definidos por expertos, que toman en cuenta la tipología de la construcción, la calidad de materiales y mano de obra, entre otros factores. Estas, no permiten evaluar de manera directa los daños esperados para cierta demanda sísmica. Las técnicas absolutas permiten evaluar de manera directa el daño estructural para cualesquiera demanda sísmica, tales como *matrices de probabilidad de daño*, *funciones de vulnerabilidad* y *curvas de fragilidad*.

Una descripción más detallada de las técnicas antes mencionadas se presentan en Madrigal (2009). En el presente estudio se decidió utilizar curvas de fragilidad

para evaluar de manera directa el daño del puente para diferentes aceleraciones máximas del terreno.

Las *curvas de fragilidad* representan la probabilidad de excedencia de un estado límite de daño como una función de parámetros representativos de la severidad del movimiento o asociado a la respuesta estructural (DiPasquale y Cakmak, 1989). Para realizar las curvas de fragilidad es necesario obtener valores discretos que relacionen la demanda y capacidad (movimiento-daño), con los cuales se determinan funciones continuas que muestren la probabilidad de excedencia de estados límites de daño convencionalmente adoptados.

La demanda sísmica se estimó en el capítulo 2, donde se eligieron cuatro registros sísmicos para realizar los ANLHT del puente Infiernillo II. Los registros fueron escalados con base en las aceleraciones máximas esperadas del suelo de la tabla 6.6 correspondiente a los espectros de peligro uniforme de la sección 2.8.1. La capacidad del puente se determinó mediante los índices de daño globales correspondientes a los diferentes estados de daño mostrados en la tabla 6.1.

Tabla 6.7 Aceleraciones máximas esperadas del suelo para diferentes periodos de retorno.

Periodo de retorno T_r (años)	Aceleración máxima (cm/s ²)
30	135
100	220
500	395
1000	500
2500	672

Debido a que las curvas de fragilidad son funciones que establecen la probabilidad de excedencia de un estado límite, para cierta intensidad de un evento sísmico. Se debe asignar una distribución de probabilidad que muestre el comportamiento más acertado de este evento. Si la capacidad estructural y la demanda sísmica son variables aleatorias con distribución de probabilidad normal ó lognormal, de acuerdo con el teorema del límite central, se puede demostrar que el resultado de desempeño combinado estará distribuido lognormalmente.

Por definición, si la variable ID sigue un comportamiento exponencial, tal como $ID = e^W$, y si el exponente es una variable aleatoria, W , entonces $ID = e^W$ también es una variable aleatoria y es de interés su distribución. Cuando W tiene una distribución normal, se observa que en este caso particular su distribución se convierte en lognormal. Esto se deriva de la transformación de $W = \ln (ID)$, es decir, el logaritmo natural de ID es normalmente distribuido. Entonces, si

$W = \ln (ID)$ tiene una distribución normal con media λ , y desviación estándar σ ; entonces $ID = e^w$ es una variable aleatoria lognormal con función de densidad de probabilidad igual a:

$$f(ID) = \frac{1}{\sigma_{\ln(ID)} \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln(ID) - \lambda)^2}{2 \cdot \sigma_{\ln(ID)}^2}\right)$$

Las funciones de probabilidad muestran el comportamiento de una variable a través del intervalo de validez de esta. Si la función de densidad es integrada se obtiene su función de probabilidad acumulada, que para la variable ID es:

$$F (ID) = \Phi \left[\frac{\ln(ID) - \lambda}{\sigma_{\ln(ID)}} \right]$$

donde:

Φ = Operador de la densidad lognormal acumulada.

Utilizando la densidad de probabilidad acumulada es posible calcular la probabilidad de excedencia de un estado límite utilizando la propiedad del complemento, es decir, $1 - P [ID \leq X]$. Esto se debe a que la densidad acumulada permite calcular la probabilidad de que ID sea menor o igual a cualquier valor de X .

6.6 Funciones de densidad.

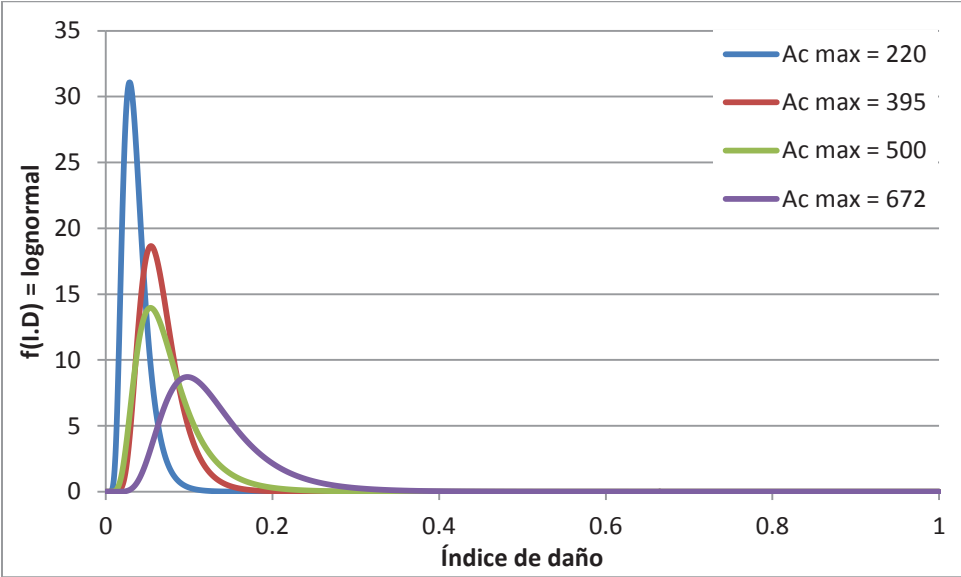
Una vez que se calculó la demanda sísmica y la capacidad estructural, se calcularon los parámetros λ y $\sigma_{\ln(ID)}$, utilizando los índices de daño globales por el método de máxima verosimilitud. Los parámetros λ y $\sigma_{\ln(ID)}$ se presentan en la tabla 6.7 para ambos modelos en estudio.

Tabla 6.8 Parámetros de funciones de densidad.

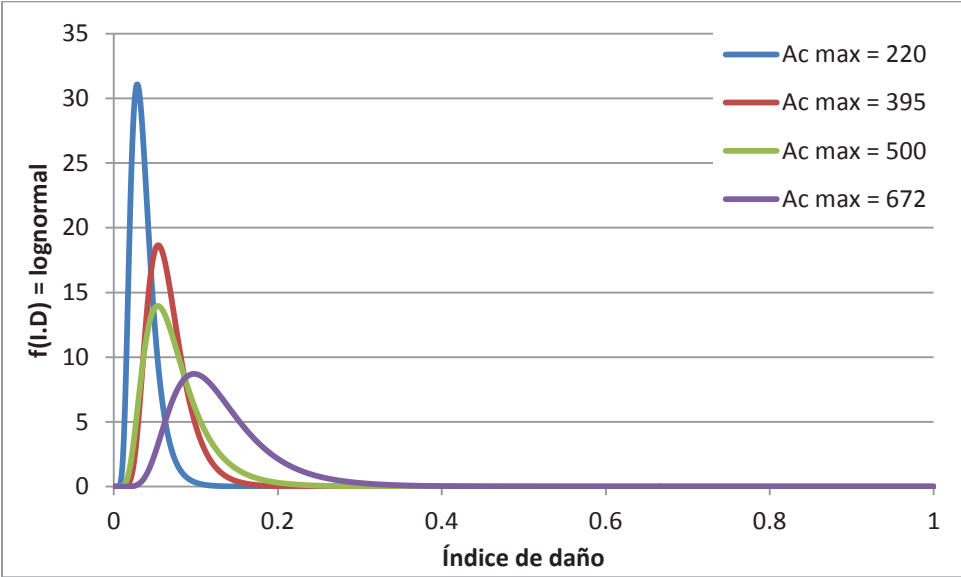
PUENTE CON EL SISTEMA DE AISLAMIENTO ORIGINAL								
Sentido transversal								
$A_{C_{MAX}}$ (gales)	220		395		500		672	
Parámetro	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$
CIL 2	0.399	-3.258	0.377	-2.794	0.450	-2.647	0.438	-2.153
CIL 3	0.471	-3.491	0.401	-2.832	0.513	-2.764	0.374	-2.272
CIL 4	0.434	-3.488	0.411	-2.810	0.523	-2.718	0.385	-2.229
CIL 5	0.390	-3.344	0.381	-2.721	0.442	-2.687	0.428	-2.185
PUENTE	0.413	-3.387	0.369	-2.779	0.476	-2.700	0.427	-2.142
Sentido longitudinal								
$A_{C_{MAX}}$ (gales)	220		395		500		672	
Parámetro	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$
CIL 2	0.394	-3.148	0.434	-2.378	0.479	-2.168	0.505	-2.032
CIL 3	0.413	-3.114	0.398	-2.741	0.608	-2.817	0.514	-2.191
CIL 4	0.437	-3.177	0.484	-3.174	0.496	-2.552	0.563	-2.151
CIL 5	0.390	-3.118	0.523	-2.334	0.579	-1.848	0.425	-2.090
PUENTE	0.408	-3.139	0.434	-2.590	0.454	-2.234	0.501	-2.057
PUENTE CON EL SISTEMA DE AISLAMIENTO PROPUESTO								
Sentido transversal								
$A_{C_{MAX}}$ (gales)	220		395		500		672	
Parámetro	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$
CIL 2	0.394	-3.392	0.377	-2.794	0.403	-2.753	0.431	-2.220
CIL 3	0.446	-3.502	0.435	-2.937	0.534	-2.929	0.440	-2.419
CIL 4	0.434	-3.488	0.433	-2.950	0.541	-2.925	0.469	-2.360
CIL 5	0.318	-3.491	0.331	-2.836	0.380	-2.818	0.431	-2.277
PUENTE	0.376	-3.457	0.373	-2.869	0.454	-2.848	0.461	-2.226
Sentido longitudinal								
$A_{C_{MAX}}$ (gales)	220		395		500		672	
Parámetro	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$	λ	$\sigma_{\ln(ID)}$
CIL 2	0.441	-3.099	0.596	-2.560	0.560	-2.303	0.513	-2.115
CIL 3	0.542	-3.308	0.537	-2.937	0.545	-2.838	0.576	-2.279
CIL 4	0.536	-3.330	0.394	-3.229	0.465	-2.577	0.570	-2.287
CIL 5	0.423	-3.086	0.537	-2.387	0.575	-1.934	0.335	-2.057
PUENTE	0.479	-3.198	0.515	-2.714	0.480	-2.322	0.479	-2.135

Las funciones de densidad calculadas con los parámetros de la tabla 6.7 se muestran en las figuras 6.6.1 y 6.6.2, para cada modelo en estudio. Las figuras

muestran las funciones de densidad para diferentes aceleraciones máximas del suelo donde la variable aleatoria es el índice de daño global del puente.

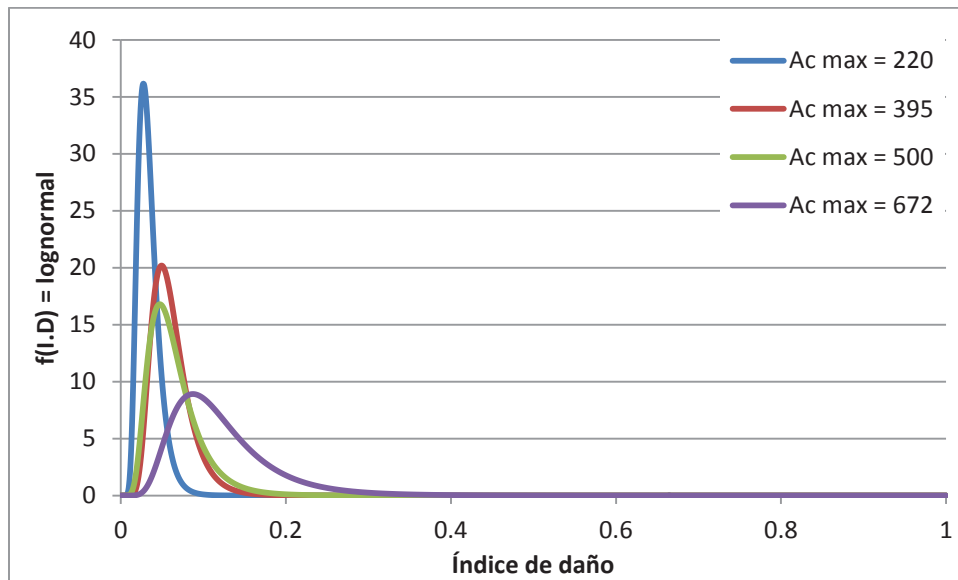


(a)

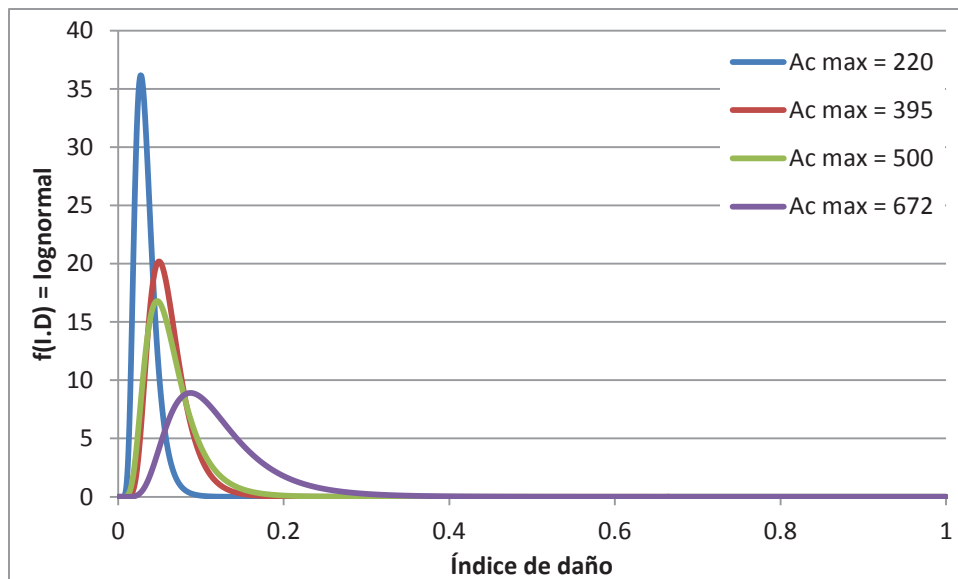


(b)

Figura 6.6.1 Funciones de densidad para el puente con el sistema de aislamiento sísmico original; a) análisis en dirección transversal, b) análisis en dirección longitudinal.



(a)



(b)

Figura 6.6.2 Funciones de densidad para el puente con el sistema de aislamiento sísmico propuesto; a) análisis en dirección transversal, b) análisis en dirección longitudinal.

Para las aceleraciones máximas del suelo de 395 y 500 gales se observa que la dispersión y la moda son similares, mientras que si se compara la densidad para una aceleración de 220 gales con la de 672 gales, se aprecia que la dispersión crece y la moda se mueve hacia la derecha. Lo anterior se presentó en las densidades calculadas para los dos modelos en estudio.

6.7 Curvas de fragilidad.

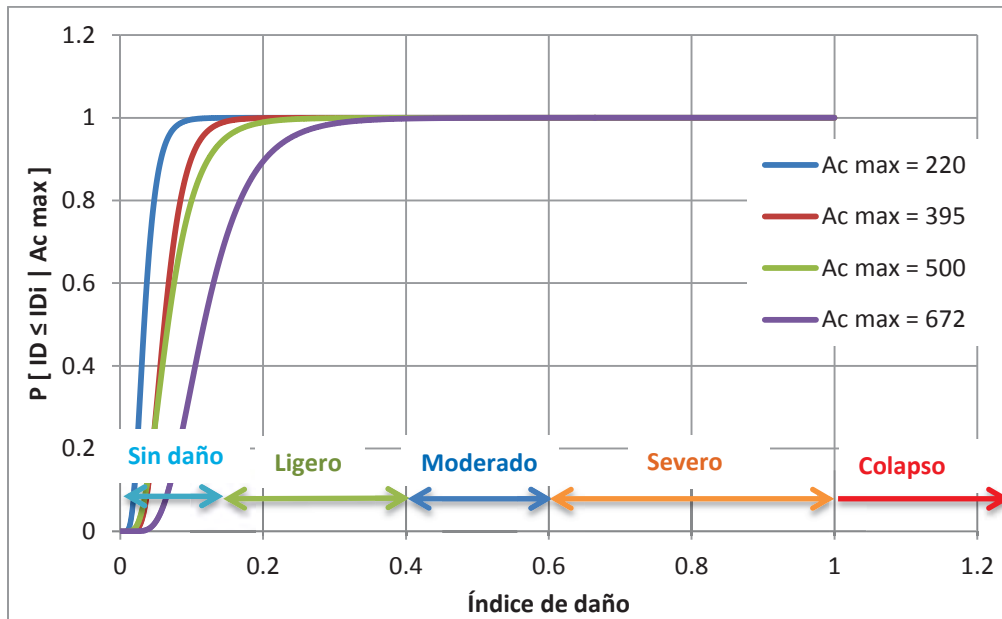
De acuerdo con los principios de probabilidad, la integración de las funciones de densidad de probabilidad da por resultado las funciones de probabilidad acumulada, en este caso llamadas curvas de fragilidad.

Las curvas de fragilidad obtenidas permiten determinar la probabilidad de que un valor cualquiera del índice de daño sea menor que los distintos estados límites de daño, definidos con anterioridad. Las curvas de fragilidad se muestran para las diferentes aceleraciones máximas esperadas provenientes de los registros sísmicos seleccionados.

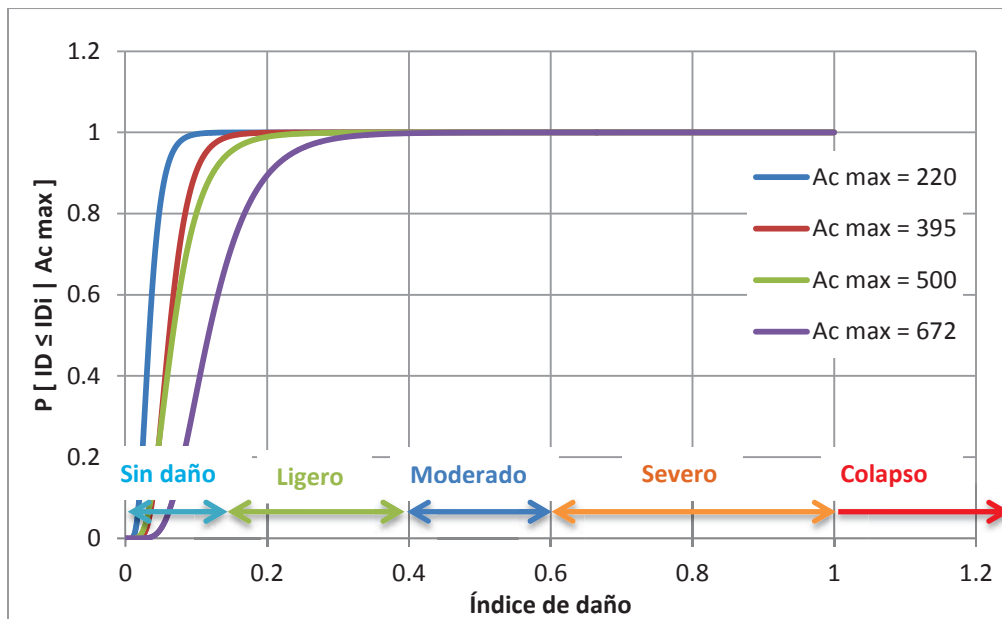
Se calcularon las curvas de fragilidad para el puente Infiernillo II con sistema de aislamiento original y con el sistema de aislamiento propuesto (figuras 6.7.1 y figura 6.7.2). Estas corresponden a los análisis realizados en ambas direcciones del puente (transversal y longitudinal).

Una manera de utilizar las curvas para comparar la vulnerabilidad sísmica del puente Infiernillo II con el sistema de aislamiento original y el sistema de aislamiento propuesto, es calcular la probabilidad de que se presente un estado límite de daño para una aceleración deseada. Por ejemplo, para calcular la probabilidad de que se presente un daño moderado o mayor, para una aceleración máxima del suelo de 672 gales en el puente con el sistema de aislamiento propuesto, se utiliza la propiedad del complemento. Por lo que se tiene que: $1 - 0.997 = 0.003$, es decir, hay un 0.3% de probabilidad que el daño del puente sea moderado o mayor, así mismo se sabe que hay un 99.7 % de probabilidad que el daño del puente sea ligero o no se presente daño.

En la figura 6.7.3 se presentan las curvas de fragilidad de ambos modelos para una aceleración máxima del suelo de 672 gales. El comportamiento que presentan los dos modelos es similar, no obstante el modelo propuesto tiene una pequeña disminución en la probabilidad de falla en ambas direcciones, transversal y longitudinal. Ambos modelos presentan probabilidades bajas a sufrir daños importantes al verse sometidos a sismos con una aceleración máxima del suelo 672 gales (periodo de retorno de 2500 años), la cual fue la máxima aceleración utilizada en este estudio para el escalamiento de los registros sísmicos.

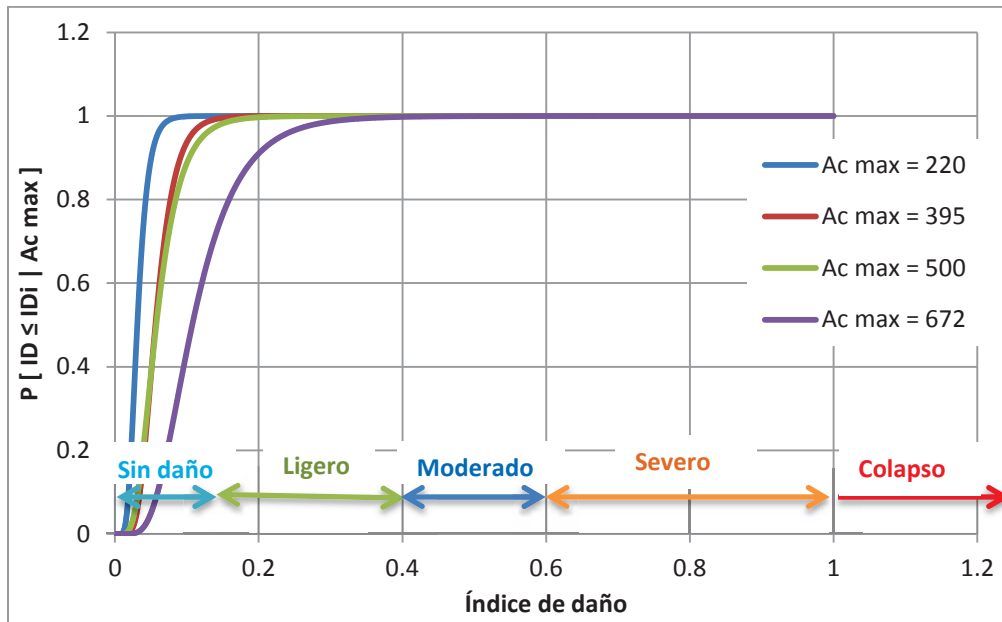


(a)

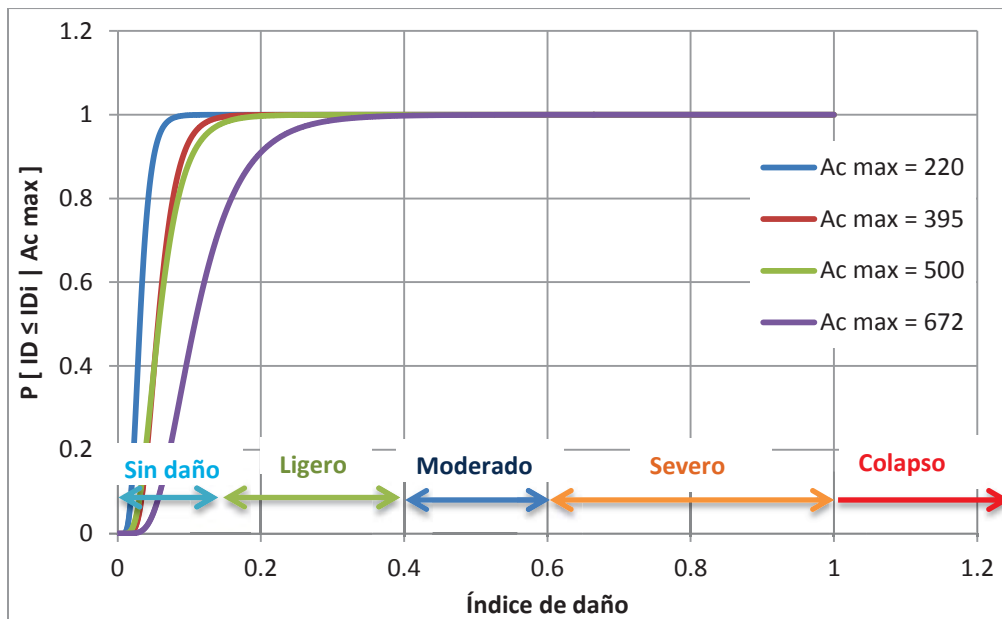


(b)

Figura 6.7.1 Funciones de probabilidad acumulada para el puente con el sistema de aislamiento sísmico original; a) análisis en dirección transversal, b) análisis en dirección longitudinal.



(a)



(b)

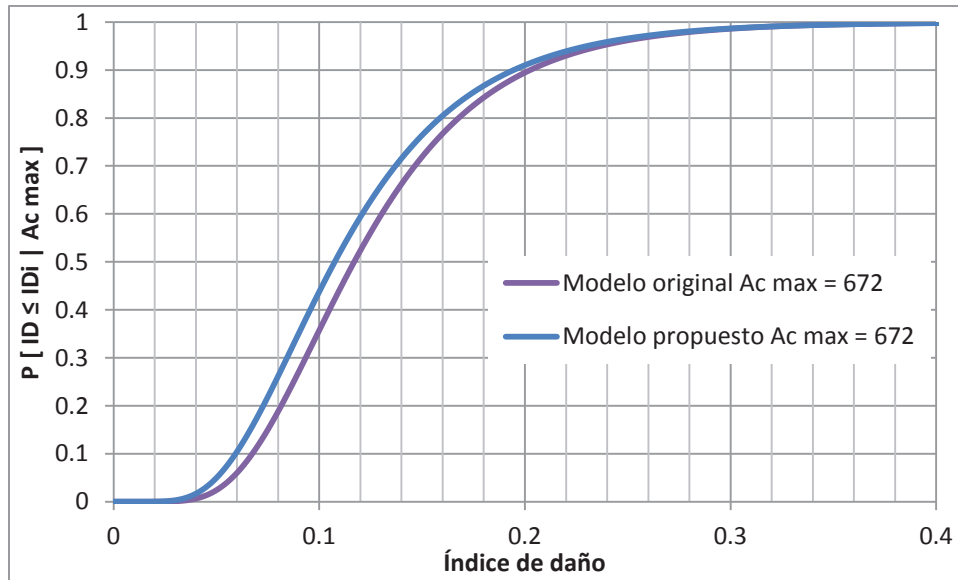
Figura 6.7.2 Funciones de probabilidad acumulada para el puente con el sistema de aislamiento sísmico propuesto; a) análisis en dirección transversal, b) análisis en dirección longitudinal.

Si se compara la probabilidad de que se presente un daño ligero en ambos modelos en dirección transversal se tiene que:

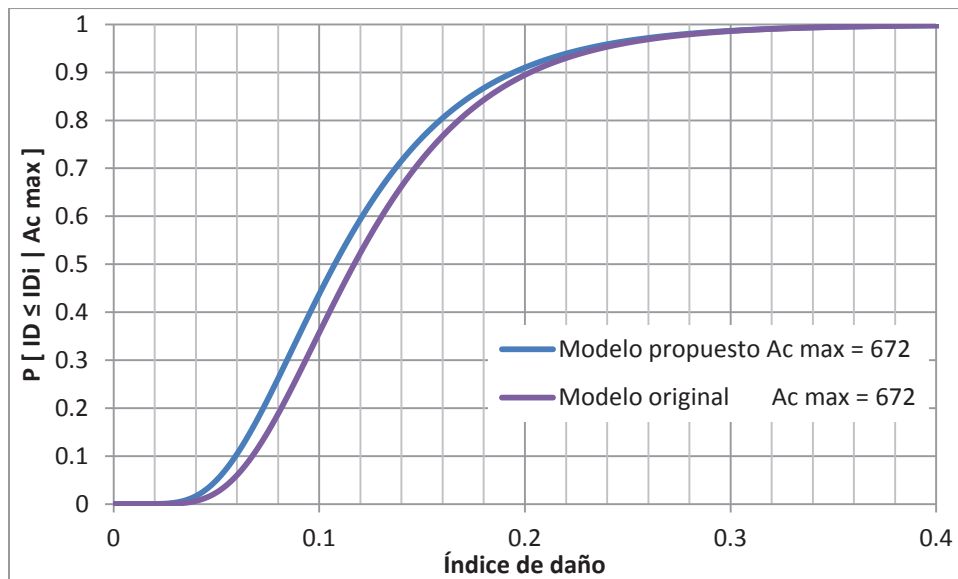
La probabilidad de que el puente Infiernillo II con el sistema de aislamiento original presente un daño ligero es igual a $P[ID \leq 0.2 | A_{cmax} = 672 \text{ gales}] - P[ID \leq 0.1 | A_{cmax} = 672 \text{ gales}]$, sustituyendo valores, $0.894 - .3574 = 0.5366$. Por lo anterior se tiene un 53.66% de probabilidad de que se presente un daño ligero al verse sometido a un sismo con aceleración máxima de 672 gales. Cuando se utiliza el sistema de aislamiento propuesto se tiene que: $P[ID \leq 0.2 | A_{cmax} = 672 \text{ gales}] - P[ID \leq 0.1 | A_{cmax} = 672 \text{ gales}]$, sustituyendo valores, $0.9101 - .4293 = 0.4808$. Por lo tanto, la probabilidad de que se presente un daño ligero en el puente al verse sometido a un sismo con aceleración máxima de 672 gales es de 48.08%.

El sistema propuesto reduce un 5.58% la probabilidad de que los daños sean ligeros; sin embargo, la probabilidad de que se presenten daños mayores a los moderados en ambos sistemas es menor al 2%.

Debe recordarse que para este periodo de retorno el desplazamiento de diseño de los aisladores originales (85 mm) se excede considerablemente.



(a)



(b)

Figura 6.7.3 Comparación de funciones de probabilidad acumulada para el puente con el sistema de aislamiento sísmico original y el propuesto; a) análisis en dirección transversal, b) análisis en dirección longitudinal.

Discusión de resultados.

7.1 Conclusiones.

Con base en los resultados obtenidos en el presente estudio se destacan las siguientes conclusiones:

- Los resultados de los análisis realizados muestran que existe una influencia importante de la irregularidad de rigidez de la subestructura en la correcta selección de las propiedades de sistemas de aislamiento.
- La rigidez de los aisladores deberá ser tal, que las relaciones de rigidez del sistema de aislamiento y el puente se encuentren entre los intervalos de 5% al 12% o 18% al 30%, para valores de rigidez del puente mayores a 40,000,000 kg/m o 130,000,000 kg/m, si el marco se deforma en curvatura doble o simple respectivamente. Para valores menores de rigidez del puente, se deberán utilizar relaciones que estén dentro de los intervalos del 10% al 15% o del 30 al 45%.
- El cortante de fluencia deberá tener valores entre el 9% y el 50% del cortante de fluencia del puente, calculado a través de un AENL “*pushover*” con las cargas aplicadas en la parte superior de las columnas. El cortante mínimo aplicable deberá ser mayor que las fuerzas de frenado que sean producidas por los vehículos utilizados para el diseño y mayor que las fuerzas producidas por el viento.
- Se propone un procedimiento de prediseño para obtener las propiedades de un sistema de aislamiento que será utilizado en puentes.
- Cuando en el puente se tienen irregularidades máximas de rigidez menores a 3.375, el uso de aisladores con propiedades diferentes no ofrece una mejora considerable, comparada con un sistema de aislamiento con propiedades iguales. Sin embargo, para irregularidades mayores, utilizar aisladores sísmicos con propiedades distintas puede producir grandes

mejoras en la respuesta del puente, generando una respuesta sísmica más uniforme en sus pilas.

- Al realizarse los ANLHT del puente Infiernillo II con el sistema original y los sistemas propuestos, se observó que la respuesta estructural de los tres sistemas fue similar; sin embargo, el utilizar el sistema de aislamiento propuesto redujo las relaciones de distorsiones angulares máximas y mínimas en un 3% y las de momentos flexionantes máximos y mínimos en un 10%, en comparación con las relaciones de respuesta obtenidas para el sistema de aislamiento original. Adicionalmente, las demandas máximas en las pilas en dirección transversal se redujeron entre el 10% y el 17% de los parámetros reportados (distorsiones angulares, momentos flexionantes y cortantes) y en la dirección longitudinal se obtuvieron diferencias despreciables cercanas al 2%.
- Las demandas de ductilidad que se presentaron en los aisladores originales del puente Infiernillo, presentaron valores promedio máximos de 30.82, los cuales provocaban valores mucho mayores al desplazamiento de diseño de 85 mm para un periodo de retorno de 2500 años. Mientras que los valores máximos de ductilidad en los aisladores propuestos fueron de 7.61, ductilidades que comúnmente pueden ser desarrolladas por aisladores de neopreno con núcleo de plomo.
- Las curvas de fragilidad calculadas con base en ANLHT, para el modelo del puente Infiernillo II con el sistema de aislamiento original y el propuesto con propiedades iguales, mostraron que la probabilidad de que se presenten daños menores a los moderados es del 99% para ambos casos, al verse sometidos a sismos con aceleraciones máximas de 672 gales. Sin embargo, por el desconocimiento del comportamiento de los aisladores de base originales cuando se excede el desplazamiento de diseño de 85 mm, no puede afirmarse que esta probabilidad se mantendrá. Para el puente Infiernillo II con el sistema de aislamiento propuesto con propiedades iguales, la probabilidad de que se presenten daños menores a los moderados será la antes mencionada, por lo que se consigue una estructura segura para sismos con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años (periodo de retorno de 2500 años).

7.2 Recomendaciones.

- En puentes que presenten irregularidades de rigidez menores a 3.375 (relación de rigidez de pila menor a mayor), es recomendable utilizar las mismas propiedades en el sistema de aislamiento, debido que el cambio de propiedades en los aisladores no ofrece una mejora considerable.
- Si la irregularidad de rigidez es mayor a 3.375 se recomienda utilizar aislamiento con propiedades diferentes, conservando la misma rigidez en el sistema de aislamiento y un cortante de fluencia menor en las columnas de mayor altura. Con esto se obtendrá un comportamiento más uniforme en el puente.
- Para la definición de las propiedades de un sistema de aislamiento con propiedades diferentes, es recomendable encontrar los parámetros óptimos de un sistema de aislamiento con propiedades iguales, dentro de los intervalos antes mencionados, y disminuir el cortante de fluencia de los aisladores situados sobre las columnas de mayor altura.
- En puentes donde se presenten cambios de sección geométrica de las pilas o cambios en la resistencia de las pilas, se deberá de cuidar que el sistema de aislamiento sísmico no ocasione que las demandas sísmicas en las columnas de diferente sección o resistencia sean muy similares
- Cuando se realice el prediseño del sistema de aislamiento sísmico, se recomienda empezar con valores intermedios de los intervalos de rigidez definidos con anterioridad.
- Para definir el cortante de fluencia se recomienda que se utilicen valores cercanos al 10% del cortante de fluencia del puente calculado mediante un AENL “*push over*”, siempre y cuando, este valor sea mayor que las fuerzas de frenado (como los realizados en el presente estudio) y las producidas por el viento.
- Si las ductilidades alcanzadas en los aisladores sísmicos son muy altas, se deberá aumentar el cortante de fluencia sin exceder el valor correspondiente al 50% del cortante de fluencia del puente.
- La rigidez de posfluencia se calculará como el 10% de la rigidez elástica calculada como se mencionó anteriormente.

- Una vez que se tenga la rigidez de posfluencia y el cortante de fluencia del aislador sísmico, este puede diseñarse con base en el procedimiento presentado en Constantinou, (2006).

7.3 Estudios futuros.

Algunos estudios a futuro que complementarían los resultados anteriores son los siguientes:

- Ampliar el estudio paramétrico utilizando sistemas de aislamiento con diferentes propiedades, donde la rigidez del aislador sea determinada mediante relaciones de rigidez entre el aislador y el marco irregular en altura.
- Realizar un estudio similar al de este trabajo para aisladores con comportamiento mecánico diferente al aquí analizado.
- Realizar las curvas de fragilidad del puente Infiernillo II con el sistema de aislamiento original mediante ANLHT, tomando en cuenta el comportamiento del aislador para desplazamientos mayores a 85 mm.

APÉNDICE



En la primera columna se aprecia el nombre asignado al modelo del puente, los trece primeros modelos son los puentes con apoyos de neopreno, posteriormente se muestran los modelos a los cuales se les asignaron los parámetros de rigidez definidos en la tabla 4.1, en la segunda y tercera columna se especifica el modo y el periodo de vibrar del puente respectivamente, mientras que en las columnas posteriores se muestran los factores de escala obtenidos.

Los registros se identifican como se muestra a continuación:

ZACA190985 =	R1	PAPN190985 =	R6
ZACA210985 =	R2	PAPN210985 =	R7
VIGA140995 =	R3	AZIH210985 =	R8
SICC251081 =	R4	AZIH190985 =	R9
SICC140379 =	R5	APAT251081 =	R10

Modelo	Sentido	Tn (s)	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
MOD1_1	Long.	0.841	1.06	6.54	4.77	1.59	1.60	5.95	3.86	1.99	3.87	4.30
	Trans.	0.802	1.09	6.48	4.89	1.66	1.54	5.21	4.05	2.29	3.88	4.57
MOD1_2	Long.	0.946	0.98	5.60	5.71	1.89	1.51	6.69	4.76	1.48	2.79	4.67
	Trans.	0.843	1.06	6.54	4.77	1.59	1.60	5.95	3.86	1.99	3.87	4.30
MOD1_3	Long.	0.961	0.99	5.46	5.56	1.92	1.47	6.77	5.06	1.50	2.64	4.80
	Trans.	0.857	1.02	6.44	5.09	1.66	1.65	6.14	3.85	1.86	3.99	4.15
MOD1_4	Long.	1.180	2.05	3.43	3.91	3.36	3.50	3.74	9.56	1.94	2.54	5.81
	Trans.	1.020	1.15	4.84	4.77	2.13	1.54	5.67	7.57	1.75	2.55	5.67
MOD2_1	Long.	0.886	0.97	6.32	5.82	1.80	1.76	6.24	3.91	1.66	4.06	4.20
	Trans.	0.832	1.07	6.65	4.68	1.59	1.59	5.78	3.88	2.06	3.88	4.37
MOD2_2	Long.	0.873	1.00	6.45	5.23	1.76	1.69	6.18	3.86	1.79	4.06	4.13
	Trans.	0.842	1.06	6.54	4.77	1.59	1.60	5.95	3.86	1.99	3.87	4.30
MOD2_3	Long.	0.957	0.99	5.46	5.56	1.92	1.47	6.77	5.06	1.50	2.64	4.80
	Trans.	0.975	1.02	5.21	5.56	1.96	1.44	6.43	5.83	1.57	2.48	5.13
MOD2_4	Long.	0.927	0.97	5.88	6.34	1.82	1.64	6.52	4.32	1.48	3.20	4.45
	Trans.	0.848	1.05	6.45	4.91	1.61	1.62	6.07	3.85	1.93	3.92	4.21
MOD2_5	Long.	1.020	1.15	4.84	4.77	2.13	1.54	5.67	7.57	1.75	2.55	5.67
	Trans.	0.984	1.02	5.21	5.56	1.96	1.44	6.43	5.83	1.57	2.48	5.13
MOD3_1	Long.	1.024	1.15	4.84	4.77	2.13	1.54	5.67	7.57	1.75	2.55	5.67
	Trans.	0.832	1.07	6.65	4.68	1.59	1.59	5.78	3.88	2.06	3.88	4.37
MOD3_2	Long.	1.016	1.15	4.84	4.77	2.13	1.54	5.67	7.57	1.75	2.55	5.67
	Trans.	0.918	0.96	6.03	6.34	1.78	1.73	6.43	4.17	1.51	3.45	4.37
MOD3_3	Long.	1.112	1.62	3.93	3.89	2.56	2.62	3.84	9.65	1.94	2.52	5.45
	Trans.	0.926	0.97	5.88	6.34	1.82	1.64	6.52	4.32	1.48	3.20	4.45
MOD3_4	Long.	0.903	0.97	6.22	6.18	1.75	1.79	6.29	3.97	1.60	3.92	4.23
	Trans.	0.775	1.10	6.39	4.56	1.70	1.52	5.28	4.20	2.54	3.88	4.73
MOD1_1a1	Long.	1.273	1.97	3.11	4.10	3.60	2.92	4.52	8.09	1.95	2.52	6.40
	Trans.	1.233	2.03	3.22	4.03	3.35	3.03	4.09	8.21	1.97	2.48	6.14
MOD1_1a2	Long.	0.937	0.97	5.74	5.96	1.85	1.57	6.60	4.51	1.48	2.97	4.54
	Trans.	0.883	0.98	6.41	5.47	1.90	1.72	6.20	3.88	1.72	4.10	4.14
MOD1_1a3	Long.	0.795	1.09	6.48	4.89	1.66	1.54	5.21	4.05	2.29	3.88	4.57
	Trans.	0.731	1.06	7.64	5.26	1.80	1.35	4.97	4.72	2.80	3.71	5.34
MOD1_1a4	Long.	0.712	1.08	7.48	4.66	1.68	1.16	4.56	4.98	2.51	3.49	5.81
	Trans.	0.644	1.17	6.30	4.34	1.51	1.09	5.31	6.54	1.90	3.41	7.46

MOD1_2a1	Long.	1.358	1.68	3.04	5.20	3.08	3.15	6.06	9.19	1.83	2.52	7.68
	Trans.	1.257	1.97	3.13	4.00	3.55	2.93	4.40	8.06	1.96	2.51	6.32
MOD1_2a2	Long.	1.044	1.24	4.71	4.35	2.23	1.68	5.07	8.89	1.75	2.74	5.91
	Trans.	0.917	0.96	6.03	6.34	1.78	1.73	6.43	4.17	1.51	3.45	4.37
MOD1_2a3	Long.	0.912	0.96	6.16	6.24	1.75	1.83	6.35	4.06	1.55	3.71	4.29
	Trans.	0.772	1.11	6.43	4.68	1.73	1.50	5.59	4.28	2.70	3.90	4.85
MOD1_2a4	Long.	0.835	1.06	6.54	4.77	1.59	1.60	5.95	3.86	1.99	3.87	4.30
	Trans.	0.688	1.20	6.96	4.26	1.55	1.06	4.64	5.44	2.39	3.34	6.14
MOD1_3a1	Long.	1.374	1.64	3.04	5.22	3.01	3.19	6.29	9.36	1.82	2.53	7.96
	Trans.	1.266	1.97	3.11	4.10	3.60	2.92	4.52	8.09	1.95	2.52	6.40
MOD1_3a2	Long.	1.062	1.34	4.56	4.01	2.26	1.89	4.57	9.73	1.77	2.65	5.92
	Trans.	0.929	0.97	5.88	6.34	1.82	1.64	6.52	4.32	1.48	3.20	4.45
MOD1_3a3	Long.	0.928	0.97	5.88	6.34	1.82	1.64	6.52	4.32	1.48	3.20	4.45
	Trans.	0.787	1.09	6.57	4.63	1.68	1.53	5.16	4.12	2.40	3.87	4.62
MOD1_3a4	Long.	0.849	1.05	6.45	4.91	1.61	1.62	6.07	3.85	1.93	3.92	4.21
	Trans.	0.706	1.08	7.48	4.66	1.68	1.16	4.56	4.98	2.51	3.49	5.81
MOD1_4a1	Long.	1.621	2.36	3.54	6.36	4.27	2.88	7.57	12.22	2.44	1.91	11.16
	Trans.	1.372	1.64	3.04	5.22	3.01	3.19	6.29	9.36	1.82	2.53	7.96
MOD1_4a2	Long.	1.305	1.97	3.05	4.93	3.53	2.96	5.10	8.60	1.90	2.49	6.81
	Trans.	1.079	1.44	4.27	3.89	2.34	2.15	4.19	9.96	1.82	2.56	5.61
MOD1_4a3	Long.	1.151	1.87	3.61	3.81	3.13	3.21	3.71	9.41	1.98	2.55	5.54
	Trans.	0.965	0.99	5.46	5.56	1.92	1.47	6.77	5.06	1.50	2.64	4.80
MOD1_4a4	Long.	1.050	1.29	4.65	4.15	2.25	1.78	4.81	9.40	1.75	2.72	6.07
	Trans.	0.903	0.97	6.22	6.18	1.75	1.79	6.29	3.97	1.60	3.92	4.23
MOD2_1a1	Long.	1.322	1.90	3.04	5.01	3.45	2.99	5.27	8.81	1.88	2.49	6.93
	Trans.	1.248	1.96	3.16	3.96	3.48	2.95	4.29	8.06	1.96	2.49	6.26
MOD2_1a2	Long.	0.998	1.07	4.98	5.09	2.02	1.45	5.99	6.51	1.66	2.44	5.42
	Trans.	0.904	0.97	6.22	6.18	1.75	1.79	6.29	3.97	1.60	3.92	4.23
MOD2_1a3	Long.	0.859	1.02	6.44	5.09	1.66	1.65	6.14	3.85	1.86	3.99	4.15
	Trans.	0.757	1.12	6.64	4.98	1.75	1.48	6.17	4.38	2.85	3.92	4.97
MOD2_1a4	Long.	0.778	1.10	6.39	4.56	1.70	1.52	5.28	4.20	2.54	3.88	4.73
	Trans.	0.671	1.28	6.58	4.43	1.41	1.05	5.03	6.06	2.13	3.23	6.57
MOD2_2a1	Long.	1.325	1.83	3.03	5.07	3.36	3.02	5.45	8.86	1.87	2.50	7.09
	Trans.	1.252	1.96	3.16	3.96	3.48	2.95	4.29	8.06	1.96	2.49	6.26
MOD2_2a2	Long.	0.995	1.07	4.98	5.09	2.02	1.45	5.99	6.51	1.66	2.44	5.42
	Trans.	0.912	0.96	6.16	6.24	1.75	1.83	6.35	4.06	1.55	3.71	4.29
MOD2_2a3	Long.	0.851	1.05	6.45	4.91	1.61	1.62	6.07	3.85	1.93	3.92	4.21
	Trans.	0.766	1.11	6.43	4.68	1.73	1.50	5.59	4.28	2.70	3.90	4.85
MOD2_2a4	Long.	0.766	1.11	6.43	4.68	1.73	1.50	5.59	4.28	2.70	3.90	4.85
	Trans.	0.683	1.25	6.75	4.31	1.45	1.04	4.81	5.79	2.33	3.25	6.36
MOD2_3a1	Long.	1.457	2.13	3.16	5.45	2.93	3.22	8.31	11.99	1.92	2.32	9.89
	Trans.	1.328	1.83	3.03	5.07	3.36	3.02	5.45	8.86	1.87	2.50	7.09
MOD2_3a2	Long.	1.114	1.62	3.93	3.89	2.56	2.62	3.84	9.65	1.94	2.52	5.45
	Trans.	1.026	1.19	4.77	4.62	2.20	1.60	5.36	8.21	1.75	2.64	5.78
MOD2_3a3	Long.	0.953	0.98	5.60	5.71	1.89	1.51	6.69	4.76	1.48	2.79	4.67
	Trans.	0.908	0.96	6.16	6.24	1.75	1.83	6.35	4.06	1.55	3.71	4.29
MOD2_3a4	Long.	0.853	1.05	6.45	4.91	1.61	1.62	6.07	3.85	1.93	3.92	4.21
	Trans.	0.845	1.05	6.45	4.91	1.61	1.62	6.07	3.85	1.93	3.92	4.21
MOD2_4a1	Long.	1.351	1.72	3.03	5.17	3.16	3.10	5.84	9.04	1.84	2.52	7.45
	Trans.	1.258	1.97	3.13	4.00	3.55	2.93	4.40	8.06	1.96	2.51	6.32
MOD2_4a2	Long.	1.035	1.24	4.71	4.35	2.23	1.68	5.07	8.89	1.75	2.74	5.91
	Trans.	0.919	0.96	6.03	6.34	1.78	1.73	6.43	4.17	1.51	3.45	4.37
MOD2_4a3	Long.	0.902	0.97	6.22	6.18	1.75	1.79	6.29	3.97	1.60	3.92	4.23
	Trans.	0.775	1.11	6.43	4.68	1.73	1.50	5.59	4.28	2.70	3.90	4.85
MOD2_4a4	Long.	0.825	1.07	6.65	4.68	1.59	1.59	5.78	3.88	2.06	3.88	4.37
	Trans.	0.692	1.20	6.96	4.26	1.55	1.06	4.64	5.44	2.39	3.34	6.14
MOD2_5a1	Long.	1.491	2.20	3.22	5.83	3.08	3.16	8.33	12.70	2.01	2.19	10.22
	Trans.	1.335	1.77	3.03	5.13	3.26	3.06	5.63	8.93	1.85	2.51	7.27

MOD2_5a2	Long.	1.164	1.93	3.55	3.81	3.36	3.34	3.70	9.50	1.97	2.55	5.61
	Trans.	1.034	1.19	4.77	4.62	2.20	1.60	5.36	8.21	1.75	2.64	5.78
MOD2_5a3	Long.	1.016	1.15	4.84	4.77	2.13	1.54	5.67	7.57	1.75	2.55	5.67
	Trans.	0.917	0.96	6.03	6.34	1.78	1.73	6.43	4.17	1.51	3.45	4.37
MOD2_5a4	Long.	0.927	0.97	5.88	6.34	1.82	1.64	6.52	4.32	1.48	3.20	4.45
	Trans.	0.855	1.05	6.45	4.91	1.61	1.62	6.07	3.85	1.93	3.92	4.21
MOD3_1a1	Long.	1.454	2.00	3.14	5.37	2.89	3.23	8.23	11.69	1.90	2.36	9.83
	Trans.	1.291	1.96	3.07	4.54	3.62	2.93	4.80	8.28	1.93	2.49	6.58
MOD3_1a2	Long.	1.153	1.87	3.61	3.81	3.13	3.21	3.71	9.41	1.98	2.55	5.54
	Trans.	0.966	1.01	5.33	5.51	1.94	1.45	6.66	5.43	1.53	2.54	4.96
MOD3_1a3	Long.	1.024	1.15	4.84	4.77	2.13	1.54	5.67	7.57	1.75	2.55	5.67
	Trans.	0.832	1.07	6.65	4.68	1.59	1.59	5.78	3.88	2.06	3.88	4.37
MOD3_1a4	Long.	0.948	0.98	5.60	5.71	1.89	1.51	6.69	4.76	1.48	2.79	4.67
	Trans.	0.758	1.12	6.64	4.98	1.75	1.48	6.17	4.38	2.85	3.92	4.97
MOD3_2a1	Long.	1.492	2.20	3.22	5.83	3.08	3.16	8.33	12.70	2.01	2.19	10.22
	Trans.	1.337	1.77	3.03	5.13	3.26	3.06	5.63	8.93	1.85	2.51	7.27
MOD3_2a2	Long.	1.165	1.99	3.49	3.85	3.44	3.47	3.71	9.63	1.95	2.55	5.70
	Trans.	1.035	1.24	4.71	4.35	2.23	1.68	5.07	8.89	1.75	2.74	5.91
MOD3_2a3	Long.	1.016	1.15	4.84	4.77	2.13	1.54	5.67	7.57	1.75	2.55	5.67
	Trans.	0.918	0.96	6.03	6.34	1.78	1.73	6.43	4.17	1.51	3.45	4.37
MOD3_2a4	Long.	0.926	0.97	5.88	6.34	1.82	1.64	6.52	4.32	1.48	3.20	4.45
	Trans.	0.855	1.02	6.44	5.09	1.66	1.65	6.14	3.85	1.86	3.99	4.15
MOD3_3a1	Long.	1.545	1.98	3.36	5.99	3.31	2.95	8.10	12.98	2.31	1.99	11.25
	Trans.	1.343	1.77	3.03	5.13	3.26	3.06	5.63	8.93	1.85	2.51	7.27
MOD3_3a2	Long.	1.244	1.98	3.19	3.98	3.42	2.99	4.19	8.11	1.96	2.48	6.20
	Trans.	1.043	1.24	4.71	4.35	2.23	1.68	5.07	8.89	1.75	2.74	5.91
MOD3_3a3	Long.	1.112	1.62	3.93	3.89	2.56	2.62	3.84	9.65	1.94	2.52	5.45
	Trans.	0.926	0.97	5.88	6.34	1.82	1.64	6.52	4.32	1.48	3.20	4.45
MOD3_3a4	Long.	1.033	1.19	4.77	4.62	2.20	1.60	5.36	8.21	1.75	2.64	5.78
	Trans.	0.863	1.02	6.44	5.09	1.66	1.65	6.14	3.85	1.86	3.99	4.15
MOD3_4a1	Long.	1.351	1.72	3.03	5.17	3.16	3.10	5.84	9.04	1.84	2.52	7.45
	Trans.	1.282	1.96	3.09	4.28	3.63	2.92	4.66	8.17	1.94	2.50	6.48
MOD3_4a2	Long.	1.035	1.24	4.71	4.35	2.23	1.68	5.07	8.89	1.75	2.74	5.91
	Trans.	0.919	0.96	6.03	6.34	1.78	1.73	6.43	4.17	1.51	3.45	4.37
MOD3_4a3	Long.	0.904	0.97	6.22	6.18	1.75	1.79	6.29	3.97	1.60	3.92	4.23
	Trans.	0.775	1.11	6.43	4.68	1.73	1.50	5.59	4.28	2.70	3.90	4.85
MOD3_4a4	Long.	0.826	1.07	6.65	4.68	1.59	1.59	5.78	3.88	2.06	3.88	4.37
	Trans.	0.692	1.20	6.96	4.26	1.55	1.06	4.64	5.44	2.39	3.34	6.14

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2005), "AASHTO LRFD Bridge design specification", AASHTO.
- Aguilar, I. (2006), "comportamiento dinámico de un puente con aisladores de base histeréticos" Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, UMSNH.
- Chávez, H. (2010), "Demanda sísmica para puentes en México", tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, UMSNH.
- Chopra, A. (2007), "Dynamics of structures", tercera edición, Ed. Prentice Hall, 275-277.
- Constantinou, M. C., Filiatrault, A., (2006) "Principles of passive supplemental damping and seismic isolation", Ed. IUSS Press.
- Earthquake, (2003), "Earthquake protection system, inc."
<http://www.earthquakeprotection.com/pdf/BeniciaMartinezBridge.pdf>
- Galván, A. (2008), "Vulnerabilidad sísmica del puente infierrillo II", tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, UMSNH.
- Hussain, S. M., Benschoten, P. V., Nerurkar, A., Mohamed, S., Guttema, T., Lin, S. (2009), "Viscous fluid damper retrofit of pre-Northridge steel moment frame structures", ATC & SEI 2009 conference San Francisco, CA.
- Jara, J. M., Jara, M. (2007), "Peligro sísmico", Ed. Morevallado.
- Jara, J. M., Jara, M. (2007), "Estudio de peligro sísmico en el estado de Michoacán", comunicación personal.
- Jara, M., Jara, J. M., Casas, J. R. (2006), "Protección sísmica de estructuras con dispositivos de control", Ed. Morevallado.
- Jara et al. (2009), "Reporte técnico para el CONACYT del proyecto 47314, desarrollo de un procedimiento para reducir la vulnerabilidad sísmica de puentes de México".
- Johnson, R., Padgett, J. E., Maragakis, M. E., DesRoche, R., Saiidi, M. S. (2008), "Large scale testing of nitinol shape memory alloy devices for retrofitting of bridges, publicado por IOP SCIENCE, <http://www.iop.org/EJ/abstract/0964-1726/17/3/035018/>
- Kramer, S. (1996), "Geotechnical earthquake engineering", Ed. Prentice Hall.
- MOC (2008), "Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo", Comisión Federal de Electricidad de México.

Madrigal, E. (2009), "Capacidad y demanda sísmica del puente Infiernillo II", tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, UMSNH.

Padgett, J. E., DesRoches, R., Ehlinger, R. (2009), "Experimental response modification of a four-span bridge retrofit with shape memory alloys", Publicado en línea por Wiley InterScience (www.interscience.wiley.com). DOI: 10.1002/stc.35.

Pall, A., Pall, R. T. (2004), "Performance based design using pall friction dampers an economical design solution", 13th World Conference on Earthquake Engineering Canada, paper No 1955.

PERFORM-3D, (2006), "PERFORM-3D v4.0.3 Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures", Computers and Structures, Inc. Berkley California.

Priestley, M. J. N., Seimble, F., Calvi, G. M. (1996), "Seismic design and retrofit of bridges", John Wiley & Sons.

Rodríguez, M. A. (2003), "Análisis estadístico de la respuesta sísmica de un puente con aisladores", tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, UNAM.

SAP2000, (2009), "SAP2000 Advanced 14.0.0", Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.

Skinner, R. I., Robinson, W. H., McVerry, G. H. (1996), "An introduction to seismic isolation", John Wiley & Sons.

Soong, T. T., Dargush, G. F. (1997), "Passive energy dissipation systems in structural engineering", John Wiley & Sons.

Uang, C., Bertero, V. (1990), "Evaluation of seismic energy in structures", Earthquake engineering and structural dynamics, vol. 19. 77-90.

Xia, C., Hanson, R. D. (1992), "Influence of ADAS element parameters on building seismic response", Journal of Structural Engineering, Vol. 118, 1903-1918.