



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERIA

# **EFFECTO DE LAS BARRAS SÍSMICAS EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO TRANSVERSAL DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO**

**ANTONIO BENJAMÍN MARTÍNEZ GROSSER**

Tesis para optar al grado de  
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:  
**MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR**

Santiago de Chile, Octubre, 2015

© MMXV, Antonio Martínez Grosser



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERIA

# **EFFECTO DE LAS BARRAS SÍSMICAS EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO TRANSVERSAL DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO**

**ANTONIO BENJAMÍN MARTÍNEZ GROSSER**

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

**MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR**

**JOSÉ LUIS ALMAZÁN CAMPILLAY**

**MATÍAS ANDRÉS VALENZUELA SAAVEDRA**

**HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL**

Para completar las exigencias del grado de  
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Octubre, 2015

*Dedicado a mis padres Antonio y  
Elena por su entrega y apoyo  
incondicional.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a mi familia por todo el apoyo entregado a lo largo de estos años. A mis padres Antonio y Elena que siempre se han preocupado de entregarme las herramientas necesarias para desarrollarme como persona y como profesional. A mis hermanas Constanza e Isidora que siempre me han ayudado cuando las he necesitado. A Vesna Mosic por su comprensión y compañerismo, siempre con alegría.

A mi profesor guía, Matías Hube, por su cercanía, tiempo y dedicación. Admiro enormemente su motivación y la energía que entrega en cada clase. A los profesores, que junto a Matías, fueron marcando mi camino en la especialidad de ingeniería estructural: Hernán Santa María, José Luis Almazán y Diego López-García.

A mis amigos del colegio y la universidad, porque siempre han sido un pilar fundamental en cada etapa de mi vida. A mis compañeros de oficina de magister, quienes generaron un ambiente agradable de trabajo y compañerismo.

Este estudio fue financiado por el proyecto Fondecyt #11121581 y Fondap #15110017. El actuador, la bomba y el controlador utilizados en la campaña experimental fueron financiados por el proyecto Fondequip #EQM120198. Adicionalmente, Esta investigación se enmarca dentro de CIGIDEN, Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales CONICYT/FONDAP/15110017.

## ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS .....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xii
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación .....	1
1.2 Objetivos y Metodología.....	2
1.3 Organización del Documento.....	3
2. ESTADO DEL ARTE.....	5
2.1 Elementos que Aportan al Comportamiento Transversal del Puente.....	5
2.2 Comportamiento Sísmico de Puentes Chilenos de Hormigón Armado .....	7
2.3 Modelos No Lineales de Puentes .....	9
3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE BARRAS SÍSMICAS.....	14
3.1 Características Geométricas de los Especímenes.....	14
3.2 Diseño de los Especímenes .....	16
3.3 Construcción de los Especímenes .....	19
3.4 Propiedades de los Materiales .....	20
3.5 Configuración del Ensayo .....	21
3.6 Instrumentación.....	25
4. RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	27
4.1 Comportamiento Observado .....	27
4.1.1 Especímenes CD1 y CD2.....	27
4.1.2 Especímenes SD1 y SD2.....	29
4.1.3 Espécimen SD3 .....	31
4.2 Fuerza Lateral.....	34

4.3	Deformación Unitaria en Barras Sísmicas .....	35
4.3.1	Especímenes CD1 y CD2.....	35
4.3.2	Especímenes SD1 y SD2.....	36
4.3.3	Espécimen SD3 .....	37
4.4	Relación Fuerza-Desplazamiento.....	38
4.4.1	Especímenes CD1 y CD2.....	38
4.4.2	Especímenes SD1 y SD2.....	40
4.4.3	Espécimen SD3 .....	41
4.4.4	Resumen de los Resultados.....	42
4.5	Comparación Comportamiento Analítico y Experimental.....	43
4.5.1	Deformación Unitaria de las Barras Sísmicas.....	44
4.5.2	Fuerza Lateral.....	47
5.	MODELO CONSTITUTIVO PARA BARRAS SÍSMICAS .....	51
5.1	Modelo Constitutivo para Barras Sísmicas CD.....	52
5.2	Modelo Constitutivo para Barras Sísmicas SD.....	52
5.3	Modelo Constitutivo General para Barras Sísmicas.....	53
5.4	Comportamiento Histerético de las Barras Sísmicas .....	54
6.	MODELO NO-LINEAL PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES.....	57
6.1	Caracterización del PI Las Mercedes .....	57
6.2	Comportamiento Observado del PI Las Mercedes durante el Terremoto del Maule 2010	59
6.3	Modelo No Lineal del Puente.....	61
6.3.1	Barras Sísmicas .....	63
6.3.2	Apoyos Elastoméricos.....	64
6.3.3	Vigas Longitudinales.....	66
6.3.4	Cepa.....	67
6.3.5	Conectores Rígidos .....	68

6.4	Análisis Modal y Amortiguamiento .....	68
6.5	Análisis Estático No Lineal .....	69
6.6	Análisis Dinámico No Lineal .....	70
6.6.1	Registros Sísmicos Utilizados .....	70
6.6.2	Análisis Dinámico Incremental .....	72
7.	ESTUDIO PARAMÉTRICO .....	80
7.1	Efecto de las Barras Sísmicas .....	80
7.2	Efecto del Tope Lateral .....	83
7.3	Efecto de la Longitud de la Mesa de Apoyo .....	87
8.	CONCLUSIONES .....	89
8.1	Conclusiones Generales .....	89
8.2	Recomendaciones a la Norma Chilena de Diseño de Puentes .....	91
8.3	Futuras Investigaciones .....	92
	BIBLIOGRAFÍA .....	94
	ANEXOS .....	98
	Anexo A : Catastro de Puentes .....	99
	Anexo B : Propiedades Mecánicas de las Barras Sísmicas de la Campaña Experimental .....	106
	Anexo C : Curvas de los Análisis Dinámicos Incrementales .....	108
	Anexo D : Resultados Estadísticos de los Análisis Dinámicos Incrementales .....	115
	Anexo E : Código en OpenSees del Modelo Analítico .....	121

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Daño observado en pasos inferiores (PI) y superiores (PS) debido al terremoto del Maule 2010.....	2
Figura 2.1: Elementos que aportan al comportamiento transversal del puente.....	7
Figura 2.2: Evolución y cambios en el diseño de puentes chilenos.....	8
Figura 2.3: Fotografías del daño observado en puentes sin esviaje.....	9
Figura 2.4: Modelos propuestos por Maleki (2004) y Goel & Chopra (2008).....	11
Figura 2.5: Modelo propuesto por Elnashai et al. (2012).....	12
Figura 2.6: Modelo propuesto por Siqueira et al. (2014).....	13
Figura 3.1: Ubicación de los 13 puentes estudiados.....	15
Figura 3.2: Definición de los especímenes.....	16
Figura 3.3: Geometría de los especímenes.....	17
Figura 3.4: Detalles armadura de los elementos de hormigón armado.....	19
Figura 3.5: Construcción de los especímenes.....	20
Figura 3.6: Configuración esquemática de los ensayos.....	22
Figura 3.7: Fotografías de la configuración de los ensayos.....	23
Figura 3.8: Instrumentación (se muestra para el caso CD, no se muestra celda de carga ni transductor interno del actuador).....	26
Figura 4.1: Fotografías de las tuercas al instante de desplazamiento cero del diafragma. .....	28
Figura 4.2: Fotografías en el instante de desplazamiento máximo de los especímenes CD .....	28
Figura 4.3: Fotografías de la falla de los especímenes CD.....	29
Figura 4.4: Daño generado en el diafragma debido al contacto con las barras sísmicas de los especímenes CD.....	29
Figura 4.5: Fotografías de las tuercas al instante de desplazamiento cero de los especímenes SD1 y SD2. ....	30

Figura 4.6: Fotografías en el instante de desplazamiento máximo de los especímenes SD1 y SD2.....	31
Figura 4.7: Daño generado en la losa debido al contacto con las barras sísmicas de los especímenes SD1 y SD2 .....	31
Figura 4.8: Fotografías de las tuercas al instante de desplazamiento cero del espécimen SD3.....	32
Figura 4.9: Fotografía en el instante de desplazamiento máximo del espécimen SD3 .....	33
Figura 4.10: Fotografías de la fractura de las barras sísmicas del espécimen SD3 .....	33
Figura 4.11: Daño generado en la superficie inferior de la losa debido al contacto con las barras sísmicas en el espécimen SD3.....	34
Figura 4.12: Fuerza lateral versus tiempo de los especímenes CD2 y SD2.....	35
Figura 4.13: Deformación unitaria versus tiempo de las barras sísmicas de los especímenes CD1 y CD2.....	36
Figura 4.14: Deformación unitaria versus tiempo de las barras sísmicas de los especímenes SD1 y SD2.....	37
Figura 4.15: Deformación unitaria versus tiempo de las barras sísmicas del espécimen SD3.....	38
Figura 4.16: Relación fuerza-desplazamiento de los especímenes CD1 y CD2 .....	40
Figura 4.17: Relación fuerza-desplazamiento de los especímenes SD1 y SD2 .....	41
Figura 4.18: Relación fuerza-desplazamiento del espécimen SD3.....	42
Figura 4.19: Comparación de la relación fuerza-desplazamiento de los especímenes CD2, SD2 y SD3.....	43
Figura 4.20: Geometría simplificada en posición deformada de las barras sísmicas.....	44
Figura 4.21: Comparación deformación unitaria analítica y experimental en barras sísmicas del espécimen CD2.....	45
Figura 4.22: Comparación deformación unitaria analítica y experimental de barras sísmicas del espécimen SD2 .....	46

Figura 4.23: Comparación modelos constitutivos analíticos y experimentales del acero en tracción.....	48
Figura 4.24: Comparación relación fuerza-desplazamiento analítica y experimental .....	49
Figura 5.1: Modelo constitutivo propuesto para barras sísmicas .....	51
Figura 5.2: Comparación del modelo constitutivo propuesto para barras sísmicas y los resultados experimentales .....	54
Figura 5.3: Comportamiento histerético de las barras sísmicas SD .....	55
Figura 6.1: Ubicación del PI Las Mercedes .....	58
Figura 6.2: Planos del PI Las Mercedes.....	59
Figura 6.3: Daño Observado PI Las Mercedes .....	60
Figura 6.4: Comportamiento del PI Las Mercedes durante el terremoto del Maule 2010 (Elnashai et al. 2010).....	61
Figura 6.5: Modelo de elementos finitos de la cepa del PI Las Mercedes .....	62
Figura 6.6: Barras sísmicas y su modelo constitutivo .....	63
Figura 6.7: Apoyo elastomérico y su modelo constitutivo .....	65
Figura 6.8: Viga longitudinal pretensada y modelo de elementos finitos para obtener su rigidez lateral.....	67
Figura 6.9: Corte basal versus desplazamiento de la losa, análisis estático no lineal .....	70
Figura 6.10: Espectros elásticos de pseudo-aceleración de los 14 registros sísmicos considerando 5% de amortiguamiento .....	72
Figura 6.11: Espectros elásticos de pseudo-aceleración de los 14 registros sísmicos considerando 5% de amortiguamiento y escalados de manera que $S_a(T_1) = 1g$ .....	73
Figura 6.12: Desplazamiento relativo en el tiempo de los apoyos elastoméricos, registro Peñalolén EW escalado a $S_a(T_1) = 1.0 g$ .....	74
Figura 6.13: Desplazamiento de la viga cabezal y corte basal en el tiempo, registro Peñalolén EW escalado a $S_a(T_1) = 1.0 g$ .....	74
Figura 6.14: Gráficos fuerza-desplazamiento, registro Peñalolén EW escalado a $S_a(T_1) = 1.0 g$ .....	75

Figura 6.15: Desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos, análisis dinámico incremental de los 14 registros sísmicos .....	76
Figura 6.16: Desplazamiento residual del apoyos elastoméricos, análisis dinámico incremental de los 14 registros sísmicos.....	76
Figura 6.17: Corte basal máximo, análisis dinámico incremental de los 14 registros sísmicos.....	77
Figura 6.18: Definición de los niveles de daño.....	78
Figura 6.19: Curvas de fragilidad del puente en función de la pseudo-aceleración en el periodo fundamental.....	79
Figura 7.1: Efecto de las barras sísmicas en el desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos .....	81
Figura 7.2: Efecto de las barras sísmicas en el desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos.....	81
Figura 7.3: Efecto de las barras sísmicas en el corte basal máximo, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos.....	82
Figura 7.4: Curvas de fragilidad del puente con distintas configuraciones de barras sísmicas .....	83
Figura 7.5: Modelo constitutivo de los topes laterales de acero .....	84
Figura 7.6: Efecto del tope lateral en el desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos.....	85
Figura 7.7: Efecto del tope lateral en el desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos.....	85
Figura 7.8: Efecto del tope lateral en el corte basal máximo, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos .....	86
Figura 7.9: Curvas de fragilidad del puente en función de los topes laterales.....	87
Figura 7.10: Curvas de fragilidad de colapso del puente en función de la longitud de la mesa de apoyo.....	88

Figura A.1: Detalle anclaje barra sísmica .....	102
Figura B.1: Ensayo a tracción barras de acero .....	106
Figura B.2: Relación tensión-deformación barras de acero $\phi 16$ A440-280H.....	107
Figura C.1: Modelo M - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico.....	108
Figura C.2: Modelo M - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento residual del apoyo elastomérico.....	109
Figura C.3: Modelo M - Análisis dinámico incremental para el corte basal .....	109
Figura C.4: Modelo MBx4 - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico .....	110
Figura C.5: Modelo MBx4 - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento residual del apoyo elastomérico .....	110
Figura C.6: Modelo MBx4 - Análisis dinámico incremental para el corte basal.....	111
Figura C.7: Modelo MT - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico.....	111
Figura C.8: Modelo MT - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento residual del apoyo elastomérico.....	112
Figura C.9: Modelo MT - Análisis dinámico incremental para el corte basal .....	112
Figura C.10: Modelo MBT - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico .....	113
Figura C.11: Modelo MBT - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento residual del apoyo elastomérico .....	113
Figura C.12: Modelo MBT - Análisis dinámico incremental para el corte basal .....	114

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Valores promedio de las propiedades mecánicas de las barras sísmicas .....	21
Tabla 3.2: Matriz de ensayos .....	24
Tabla 3.3: Protocolo de desplazamiento especímenes CD1 y CD2 .....	25
Tabla 3.4: Protocolo de desplazamiento especímenes SD1 y SD2 .....	25
Tabla 3.5: Protocolo de desplazamiento espécimen SD3 .....	25
Tabla 3.6: Detalle de la instrumentación.....	26
Tabla 4.1: Resumen de los resultados de la campaña experimental .....	43
Tabla 4.2: Comparación de la deformación unitaria analítica y experimental para el desplazamiento de fuerza máxima .....	47
Tabla 4.3: Comparación fuerza máxima analítica y experimental.....	50
Tabla 5.1: Ecuaciones del modelo constitutivo para barras sísmicas CD.....	52
Tabla 5.2: Ecuaciones del modelo constitutivo para barras sísmicas SD .....	53
Tabla 5.3: Ecuaciones del modelo constitutivo general para barras sísmicas.....	54
Tabla 5.4: Parámetros del material histerético de OpenSees utilizados en la modelación de las barras sísmicas SD .....	56
Tabla 6.1: Masa de la estructura por nivel .....	63
Tabla 6.2: Propiedades de las barras sísmicas utilizadas en la modelación .....	64
Tabla 6.3: Propiedades de los apoyos elastoméricos utilizados en la obtención de la rigidez lateral y la resistencia lateral de fluencia .....	66
Tabla 6.4: Propiedades de los elementos viga-columna utilizados en la modelación .....	68
Tabla 6.5: Periodos del modelo numérico.....	68
Tabla 6.6: Registros sísmicos utilizados (terremoto del Maule 2010).....	71
Tabla 7.1: Probabilidad de excedencia [%] del nivel de daño II según la configuración de las barras sísmicas .....	83
Tabla 7.2: Probabilidad de excedencia [%] del nivel de daño II según la configuración de los topes laterales .....	87

Tabla 7.3: Probabilidad de excedencia [%] del nivel de daño III según la longitud de la mesa de apoyo .....	88
Tabla A.1: Dimensiones de vigas y tableros de puentes SD.....	100
Tabla A.2: Dimensiones de apoyos elastoméricos en estribos de puentes SD .....	101
Tabla A.3: Dimensiones de apoyos elastoméricos en cepa de puentes SD .....	101
Tabla A.4: Dimensiones de las barras sísmicas de puentes SD .....	102
Tabla A.5: Características geométricas de puente CD.....	103
Tabla A.6: Estimación altura libre de las barras sísmicas de puentes SD si fueran CD	103
Tabla A.7: Características de los materiales y recubrimiento de armadura en puentes CD y SD.....	104
Tabla A.8: Carga vertical sobre los apoyos de puentes SD .....	105
Tabla B.1: Propiedades mecánicas barras de acero $\phi 16$ A440-280H .....	107
Tabla D.1: Resultados estadísticos modelo analítico M .....	116
Tabla D.2: Resultados estadísticos modelo analítico MB.....	117
Tabla D.3: Resultados estadísticos modelo analítico MBx4.....	118
Tabla D.4: Resultados estadísticos modelo analítico MT.....	119
Tabla D.5: Resultados estadísticos modelo analítico MBT .....	120

## RESUMEN

El terremoto del Maule 2010 ( $M_w = 8.8$ ) impactó la zona central de Chile y parte de la red de infraestructura vial resultó dañada. El daño más común en puentes, que incluso generó colapso, se presentó en la conexión entre la subestructura y la superestructura, causado por desplazamientos excesivos debidos mayoritariamente a la rotación del tablero. El objetivo principal de esta tesis es cuantificar el efecto que tienen las barras sísmicas en el comportamiento transversal de la superestructura de puentes. El segundo objetivo es proponer una relación constitutiva para las barras sísmicas en base a ensayos experimentales y el tercer objetivo es desarrollar un modelo no lineal de pasos inferiores para predecir su comportamiento sísmico. Con el fin de cumplir los objetivos, se ensayaron seis especímenes de barras sísmicas: tres con diafragma transversal y tres sin diafragma transversal. Adicionalmente, la relación constitutiva propuesta para las barras sísmicas se incorporó a un modelo analítico que permite representar el comportamiento sísmico de un puente chileno característico. Utilizando este modelo analítico, se realizó un análisis dinámico incremental de un puente con registros sísmicos del terremoto del Maule 2010, y se construyeron curvas de fragilidad del puente. Finalmente, se realizó un análisis paramétrico con el fin de cuantificar el aporte de las barras sísmicas, de los topes laterales, y de la longitud de la mesa de apoyo, en el comportamiento sísmico de puentes. Se concluye que la presencia de barras sísmicas es poco significativa en la restricción del desplazamiento lateral de puentes de mediana longitud cuando éstos poseen topes laterales. Por otra parte, el disminuir la longitud de la mesa de apoyo aumenta considerablemente la probabilidad de colapso de un puente.

Palabras Clave: puente, terremoto, Maule, comportamiento sísmico, barra sísmica, análisis dinámico incremental, fragilidad.

## ABSTRACT

The 2010 Maule earthquake ( $M_w = 8.8$ ) struck the central zone of Chile and part of the road network infrastructure was damaged. The most common damage on bridges, which generated collapse of some structures, was in the connection between the substructure and the superstructure, caused by excessive displacements mainly due to the rotation of the deck. The main objective of this thesis is to quantify the effect of seismic bars in the behavior of bridges in the transverse direction. The second objective is to propose a constitutive relationship for seismic bars based on experimental results and the third objective is to develop a nonlinear model to predict the seismic behavior of bridges. In order to achieve these objectives, six seismic bars specimens were tested: three with transverse diaphragm and three without transverse diaphragm. Additionally, the force-displacement relationship proposed for seismic bars was incorporated in an analytical model to simulate the seismic behavior of a typical Chilean bridge. Using this analytical model, an incremental dynamic analysis was performed with seismic records of the 2010 Maule earthquake, and fragility curves of the considered bridge were constructed. Finally, a parametric analysis was conducted in order to quantify the contribution of the seismic bars, the lateral stoppers, and the length of the bent cap, on the seismic behavior of bridges. It is concluded that the presence of seismic bars is insignificant to reduce the lateral displacement of medium length bridges when these have lateral stoppers. On the other hand, increasing the length of the bent cap reduces significantly the probability of collapse of bridges.

Keywords: bridge, earthquake, Maule, seismic behavior, seismic bar, incremental dynamic analysis, fragility.

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Motivación

El 27 de febrero de 2010 ocurrió en las costas de Chile el segundo mayor sismo registrado en la historia de ese país. Este terremoto, con epicentro a 105 km al noreste de Concepción, alcanzó una magnitud  $M_w$  de 8.8 (USGS, 2010). Dicho evento afectó principalmente a las regiones Valparaíso, Metropolitana de Santiago, O'Higgins, Maule, Biobío y La Araucanía, las cuales acumulan cerca del 70% de la población. En total, considerando el terremoto y el posterior maremoto, resultaron 800,000 personas lesionadas y 560 muertas (Jünemann et al. 2012). Adicionalmente, se registraron daños materiales en hospitales, escuelas, edificios, la red de infraestructura vial, entre otros.

Aproximadamente 300 puentes presentaron daño debido al terremoto del Maule 2010, los cuales corresponden a menos del 3% del inventario total del país (Buckle et al. 2012). Varios autores han descrito y analizado los daños de los puentes chilenos debido al terremoto (Buckle et al. 2012, Elnashai et al. 2012, Kawashima et al. 2011, Yen et al. 2011) y en general, todos coinciden en sus diagnósticos. El modo más común de daño fue la conexión entre la subestructura y la superestructura, causado por desplazamientos excesivos debidos mayoritariamente a la rotación del tablero de los puentes. El daño en puentes se concentró en topes laterales y vigas (Figura 1.1), daño que se atribuye principalmente, al cambio en la tipología estructural de los puentes. Antes de los años 90, los puentes eran diseñados con diafragmas transversales, topes laterales de hormigón armado y barras sísmicas. Sin embargo, con la llegada de las empresas concesionarias, estos elementos fueron modificados e incluso eliminados del diseño.

Algunos estudios que analizaron puentes dañados luego del terremoto del Maule 2010, pusieron en discusión el aporte que tienen las barras sísmicas. A pesar de que estas barras son diseñadas para prevenir el levantamiento del tablero (Manual de Carreteras 2010), en cierta medida aportan rigidez lateral, ya que unen la superestructura con la subestructura del puente. Buckle et al. (2012) ponen en duda que las barras sísmicas hayan

aportado restricción vertical ya que no hubo evidencia de desplazamientos verticales en las vigas. Yashinsky et al. (2010) postulan que el uso de barras sísmicas tiene poco impacto en el desempeño sísmico del puente. Sin embargo, ambas hipótesis contradicen el estudio de Elnashai et al. (2012), que concluye que las barras sísmicas ayudan a disminuir los desplazamientos transversales del tablero. Con el fin de aportar información a esta discusión, esta tesis busca cuantificar el aporte de las barras sísmicas al comportamiento dinámico de puentes.



Figura 1.1: Daño observado en pasos inferiores (PI) y superiores (PS) debido al terremoto del Maule 2010

## 1.2 Objetivos y Metodología

El objetivo principal de este estudio es cuantificar el efecto que tienen las barras sísmicas en el comportamiento transversal de la superestructura. Los objetivos

secundarios son: (1) proponer una relación constitutiva de barras sísmicas, (2) desarrollar un modelo no lineal en dos dimensiones (2D) para predecir el comportamiento sísmico de pasos inferiores, (3) generar curvas de fragilidad, y (4) proponer recomendaciones al diseño sísmico de puentes.

Para cumplir los objetivos, en primer lugar se realizó una campaña experimental para cuantificar el efecto de las barras sísmicas en la restricción al desplazamiento lateral de la superestructura. Se ensayaron en total 6 especímenes: 3 con diafragma transversal y 3 sin diafragma transversal. Con los resultados de estos ensayos, se propuso una relación constitutiva para puentes con y sin diafragma transversal. Esta relación constitutiva se incorporó a un modelo analítico para representar el comportamiento sísmico en la dirección transversal de un paso inferior característico. A dicho modelo se le realizó un análisis dinámico incremental con registros sísmicos del terremoto del Maule 2010. Finalmente, se realizó un análisis paramétrico con el fin de cuantificar el aporte de las barras sísmicas, de los topes laterales y de la longitud de la mesa de apoyo, en el comportamiento sísmico de puentes. Mediante este análisis paramétrico se compararon curvas de fragilidad y se propusieron recomendaciones de diseño.

### **1.3 Organización del Documento**

Este documento se organiza en 8 capítulos. El Capítulo 2 describe los elementos estructurales que aportan al comportamiento lateral de los puentes chilenos de hormigón armado y el comportamiento que estos mostraron en el terremoto del Maule de 2010. Además, resume estudios donde se han utilizado modelos analíticos no lineales de puentes. El Capítulo 3 detalla la campaña experimental de las barras sísmicas, desde la definición de los especímenes hasta la configuración de cada ensayo. El Capítulo 4 presenta los resultados de la campaña experimental y compara los resultados con cálculos analíticos. El Capítulo 5 propone un modelo constitutivo para representar el comportamiento lateral de las barras sísmicas. El Capítulo 6 describe el modelo no lineal 2D utilizado para representar la cepa del paso inferior Las Mercedes. Adicionalmente,

contiene los resultados obtenidos mediante un análisis estático no lineal y un análisis dinámico incremental. El Capítulo 7 realiza un análisis paramétrico considerando individualmente el efecto de las barras sísmicas, los topes laterales y la longitud de la mesa de apoyo. Finalmente, el Capítulo 8 presenta las conclusiones de este estudio. Adicionalmente, este capítulo contiene recomendaciones al diseño sísmico de puentes y propone nuevas líneas de investigación.

## **2. ESTADO DEL ARTE**

En este capítulo se describen los elementos estructurales que se utilizan en puentes chilenos de hormigón armado para limitar el desplazamiento transversal de la superestructura. También, se describen las barras sísmicas y se sintetizan los aspectos de diseño que contiene el Manual de Carreteras (MOP, 2010). Adicionalmente, se resumen investigaciones previas sobre el desempeño de puentes de hormigón armado durante el terremoto del Maule 2010. Finalmente, se presentan diferentes modelos de elementos finitos no lineales de puentes, que se han propuesto para predecir el comportamiento sísmico de estos.

### **2.1 Elementos que Aportan al Comportamiento Transversal del Puente**

En Chile, para restringir el desplazamiento transversal de la superestructura en puentes, se utilizan topes laterales y apoyos elastoméricos. En tanto, las vigas travesaño (diafragmas), sirven para unir las vigas de hormigón pretensado y para transmitir fuerzas en la superestructura. Por otra parte, los puentes chilenos se proyectan comúnmente con barras sísmicas, que se diseñan para una componente sísmica vertical. Estos elementos que componen la estructura de un puente, se muestran en la Figura 2.1.

Los topes laterales, son elementos estructurales que tienen la función de evitar el desplazamiento transversal excesivo del tablero. Estos miembros deben ser diseñados para obtener un comportamiento lo suficientemente dúctil para evitar la caída del tablero (MOP, 2010). En Chile, se utilizaban topes laterales tanto de hormigón como de acero. Antes del terremoto de 2010 y de la entrada en vigencia de los nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile (Resuelvo Exento DV 743, 2011), los topes laterales de hormigón en general en los nuevos diseños tendían a ser sólo exteriores (Figura 2.2c), mientras que los topes de acero iban acompañando a cada viga por ambos lados (Figura 2.2d). Estos topes de acero prevén también el levantamiento de la superestructura, por lo que estos puentes no tienen barras sísmicas.

Los apoyos elastoméricos son elementos rectangulares de neopreno reforzados con placas de acero. Su finalidad es unir, pero a la vez aislar, la mesa de apoyo con la superestructura. Las placas de acero aportan rigidez vertical, mientras que el neopreno permite dar flexibilidad horizontal para compensar tanto deformaciones por temperatura como desplazamientos provocados por un sismo.

El diafragma, no es un componente que restringe el desplazamiento transversal de la superestructura, pero sí tiene la capacidad de transmitir las fuerzas laterales de la superestructura a los puntos de soporte (AASHTO, 2012). En Chile, los diafragmas eran obligatorios únicamente en la zona sísmica 3 ( $A_0 = 0.4 g$ ). En las zonas sísmicas 1 y 2, los diafragmas podían ser eliminados del diseño, si se demostraba mediante un análisis estructural un adecuado comportamiento de la estructura (MOP, 2010).

Adicionalmente, los puentes en Chile se diseñan con barras de anclaje o barras sísmicas. Estas barras están definidas por el Manual de Carreteras (MOP, 2010) como elementos de acero que ayudan a evitar desplazamientos verticales entre la superestructura y la subestructura. A pesar de ser diseñadas para prevenir el levantamiento, estas barras aportan rigidez lateral al puente, ya que unen la superestructura con la subestructura. Al producirse desplazamientos relativos entre ambos componentes, las barras sísmicas no sólo se ven sometidas a esfuerzos axiales, sino que también a corte y momento. Respecto al diseño, el Manual de Carreteras (MOP, 2010) exige que se deben emplear barras sísmicas de acero de 22 mm de diámetro o mayor, debiendo cumplir con las disposiciones ASTM A 706M. Se permite el uso de acero ASTM A 615M, grados 280 y 420, sólo en algunos casos. Además, las barras sísmicas deben ser diseñadas considerando un factor sísmico vertical  $K_v = A_0/2g$ .

Como las barras sísmicas son elementos diseñados para restringir movimientos verticales, en general no se consideran en los análisis de desplazamiento transversal de los puentes. Es más, Yashinsky et al. (2010) postulan que el uso de barras sísmicas tiene poco impacto en el desempeño sísmico de puentes chilenos. Pero existen otros autores, como Elnashai et al. (2012), que concluyeron que las barras sísmicas sí ayudaron a limitar los desplazamientos de la superestructura durante el terremoto del Maule 2010. Otra

investigación que respalda el uso de estas barras, es la de Choi et al. (2009), quienes han experimentado con barras sísmicas con memoria de forma. Dicho estudio, sostiene que estos elementos sirven para prevenir el movimiento vertical de la superestructura, además reducen la fuerza del impacto en el estribo y limitan el daño en apoyos y columnas.

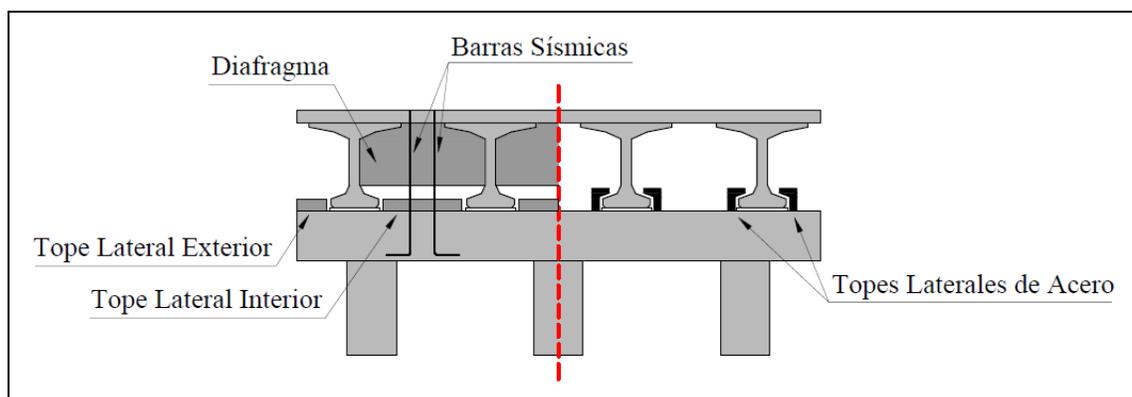


Figura 2.1: Elementos que aportan al comportamiento transversal del puente

## 2.2 Comportamiento Sísmico de Puentes Chilenos de Hormigón Armado

Luego del terremoto de 2010, se llevaron a cabo varias campañas de reconocimiento, por investigadores chilenos y extranjeros, para cuantificar los daños en puentes. Una de las conclusiones más importantes obtenidas de estos reportes, fue que los puentes más nuevos sufrieron un mayor daño que los puentes más antiguos (Elnashai et al. 2010a). Esto puede explicarse debido a que, a partir de mediados de la década del 90, las carreteras en Chile comenzaron a concesionarse. Este cambio implicó que las empresas concesionarias se hicieran cargo del diseño y la construcción de los puentes (Lorenzen et al. 2004). En la búsqueda por disminuir costos y tiempos de construcción, se tendió a eliminar del diseño los diafragmas transversales y los topes laterales (Kawashima et al. 2011). La Figura 2.2 muestra cómo evolucionó la tipología de los puentes una vez iniciadas las concesiones. La Figura 2.2a presenta la estructuración típica de puentes anterior a la política de concesiones chilenas. Estos puentes estaban compuestos por diafragmas, topes laterales de hormigón (internos y externos) y barras sísmicas.

Posteriormente, los puentes fueron transformándose en las estructuraciones dispuestas en la Figura 2.2b, c y d. En estas tres tipologías, se eliminan los diafragmas transversales y en el caso (c), también se eliminan los topes laterales interiores. Incluso, se han construido puentes del tipo (c) sin topes exteriores y sólo con tapas de hormigón, las cuales no tienen aporte estructural (Toro et al. 2013). Finalmente, el caso (d) muestra la configuración de puentes con topes laterales de acero.

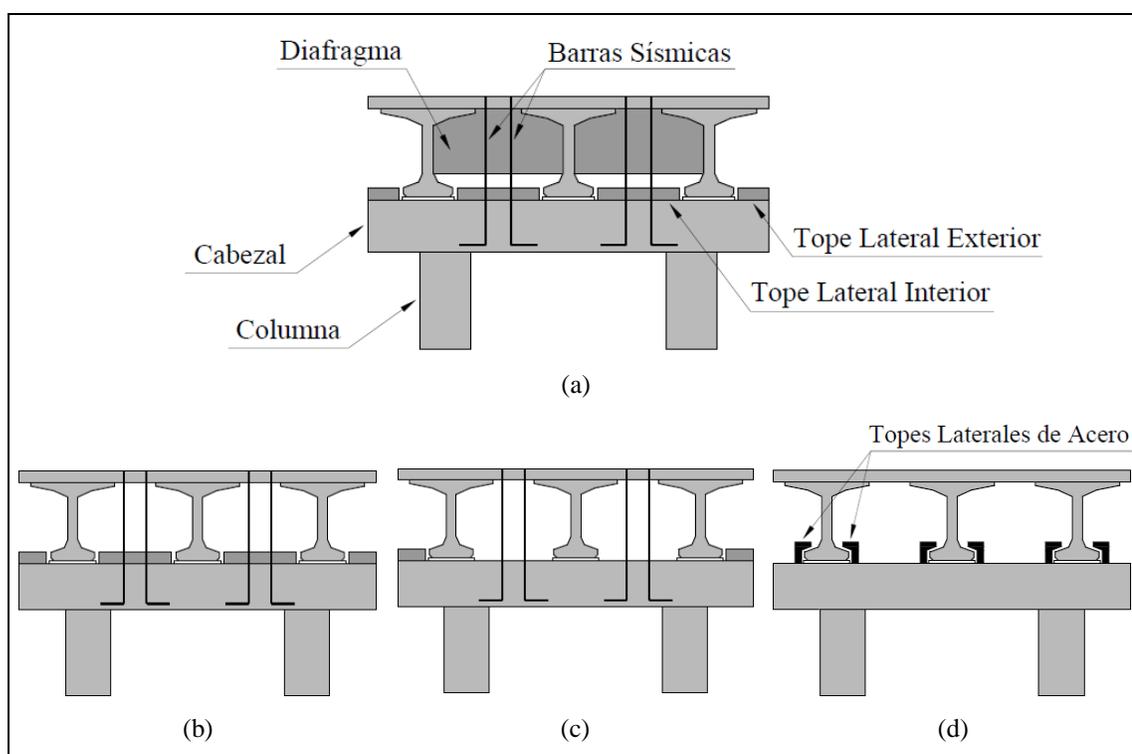


Figura 2.2: Evolución y cambios en el diseño de puentes chilenos

Los cambios realizados por las empresas concesionarias a la estructuración de los puentes, fueron vistos por varios autores como la principal causa del daño observado durante el terremoto de 2010. Así lo postulan Yen et al. (2011), señalando que el daño más común fue el desplazamiento excesivo de la superestructura debido a la rotación del tablero. Esta rotación, no fue restringida adecuadamente debido a la falta de topes laterales y de diafragmas. La Figura 2.3 muestra dos puentes chilenos para ejemplificar el daño

observado en estas estructuras: Paso Inferior (PI) Chada (ubicado en la autopista Acceso Sur) y PI Las Mercedes (ubicado en la Ruta 5 Sur). Estos puentes son de dos vanos y su estructuración corresponde a la de la Figura 2.2c. La superestructura de estos puentes, a pesar de poseer un esviaje nulo o pequeño, experimentó rotación respecto al eje vertical (Buckle et al. 2012). Esta rotación provocó que las vigas del PI Chada impactaran con los topes laterales de los estribos, dañando tanto las vigas como los topes. Por su parte, en el PI Las Mercedes, el tablero aparentemente no experimentó mayor resistencia a la rotación, debido al diseño inadecuado de los topes laterales.

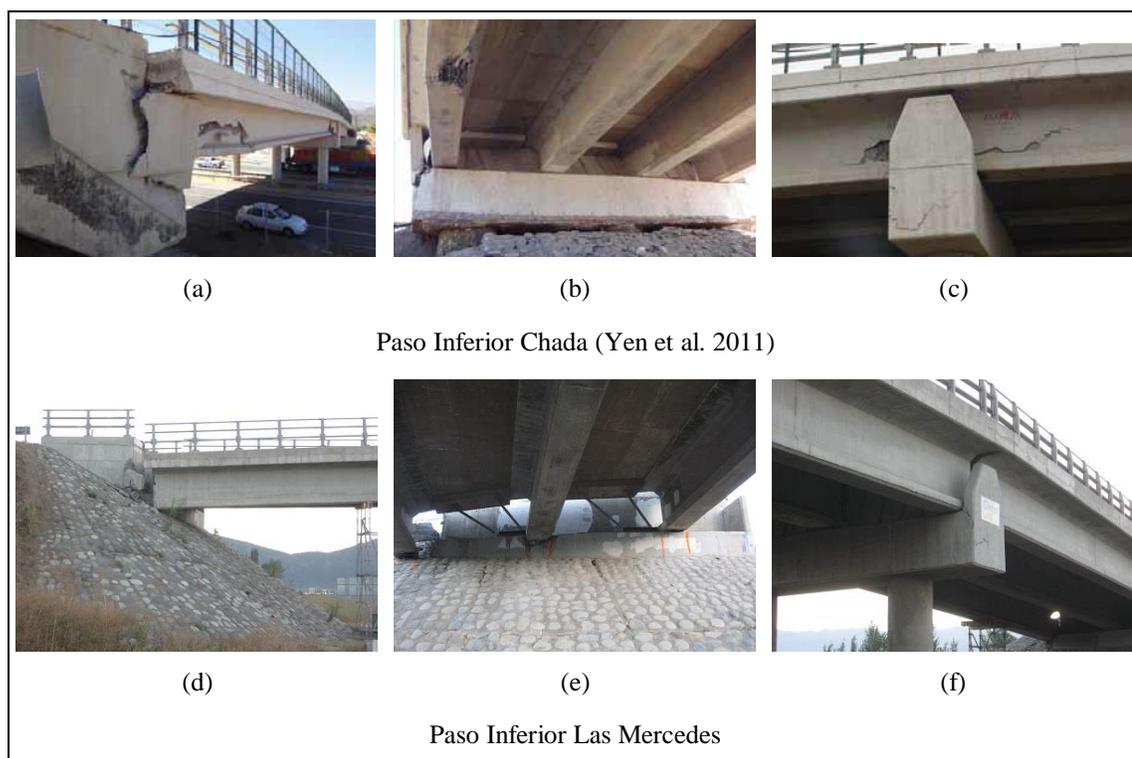


Figura 2.3: Fotografías del daño observado en puentes sin esviaje

### 2.3 Modelos No Lineales de Puentes

En la literatura existen varios modelos analíticos que buscan representar el comportamiento transversal de puentes. Uno de los modelos más simples fue ideado por

Maleki (2004), que logra representar la relación existente entre la superestructura y la subestructura. Su modelo se basa en interpretar la superestructura como una masa concentrada y restringir su movimiento mediante cuatro resortes. Está ideado para representar un puente de un solo vano, donde la superestructura es una losa de hormigón armado y las vigas longitudinales son de acero. La Figura 2.4a muestra el modelo de Maleki, que consiste en una masa  $M$  que representa la masa total de la superestructura, y cuatro resortes: uno de rigidez  $K_c$  que simula la superestructura, otro de rigidez  $K_e$  que representa al apoyo elastomérico y dos de rigidez  $K_r$  que simulan los topes laterales. Debido a que los topes laterales actúan dependiendo de la dirección del desplazamiento, uno de los resortes de estos topes corresponde a un resorte de contacto (*gap*) y el otro a un resorte tipo gancho (*hook*).

Existen otros modelos que buscan simular puentes de viga cajón, muy comunes en el Estado de California en Estados Unidos. Goel & Chopra (2008) realizaron un modelo 3D en el programa OpenSees (McKenna et al. 2000). La superestructura de viga cajón fue modelada con elementos viga-columna que trabajan sólo en rango elástico. A diferencia de las columnas de hormigón armado que se modelaron con elementos viga-columna no lineal usando sección con fibras. En el sentido longitudinal, el estribo fue modelado con resortes de contacto (*gap*) elastoplástico perfectos. Mientras que en la dirección transversal, se utilizaron resortes elásticos para representar la contribución de la fundación y de los topes laterales. La Figura 2.4b presenta el modelo de Goel & Chopra (2008).

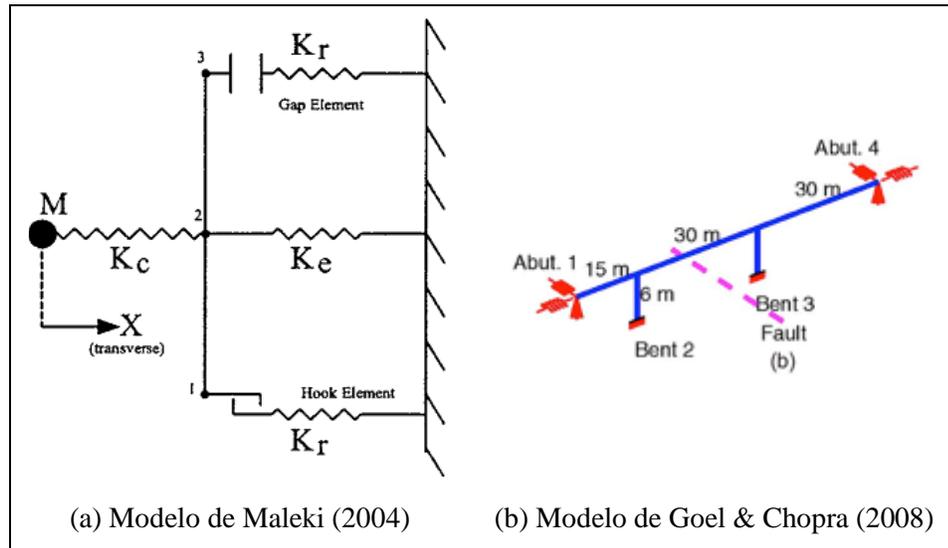


Figura 2.4: Modelos propuestos por Maleki (2004) y Goel & Chopra (2008)

El modelo planteado por Elnashai et al. (2012) buscó representar el Paso Claudio Arrau, ubicado a 65 km de Concepción, Chile. El modelo 3D fue desarrollado usando el software ZEUS NL (Elnashai et al. 2010b) con el fin de analizar la respuesta sísmica de la estructura (Figura 2.5). La superestructura fue modelada como un diafragma rígido, el cual fue enlazado a las columnas por medio de conexiones rígidas y elementos bilineales que simulan los apoyos elastoméricos. Adicionalmente, utilizaron resortes de contacto (*gap*), para representar la relación existente entre el tablero y los estribos. Lo interesante de este estudio, es la inclusión de las barras sísmicas en el modelo, que se incluyeron como elementos flexurales.

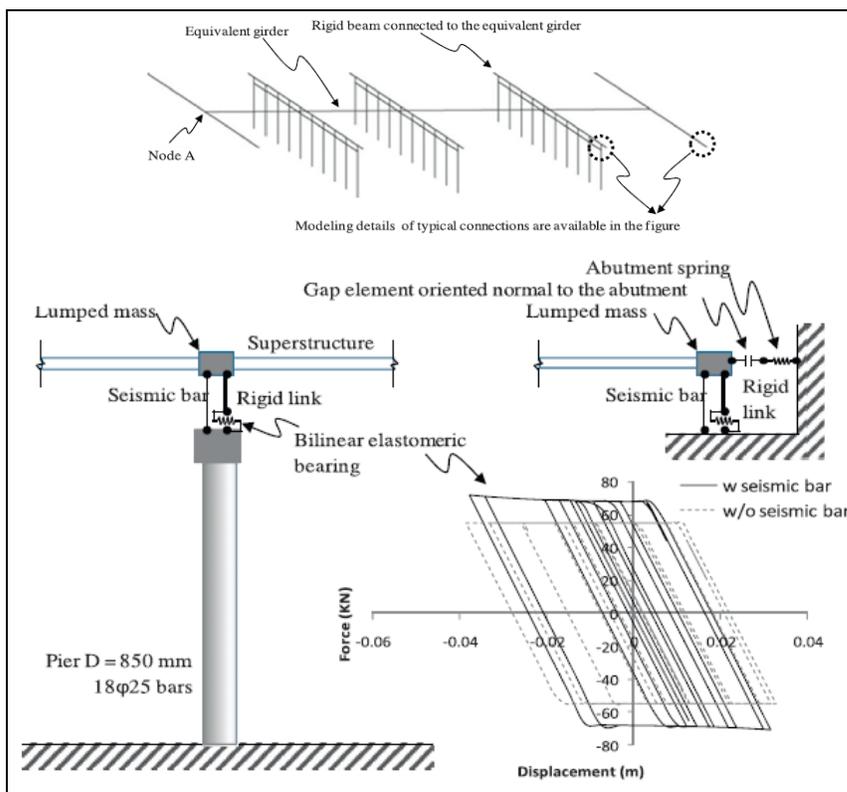


Figura 2.5: Modelo propuesto por Elnashai et al. (2012)

Por último, Siqueira et al. (2014) realizaron un modelo analítico para determinar curvas de fragilidad de los tipos de puentes más comunes de la provincia de Quebec, Canadá. Para construir estas curvas plantearon un modelo 3D (Figura 2.6) y realizaron análisis tiempo-historia no lineales. La superestructura, compuesta por el tablero y las vigas de hormigón, fue modelada como un único elemento viga-columna elástico. Mientras que las columnas fueron consideradas como elementos viga-columna no lineal usando sección con fibras. En la dirección longitudinal, para representar las conexiones tablero-estribo y tablero-tablero, se utilizaron resortes de contacto (*gap*) bilineales. En la dirección transversal se consideraron los apoyos laterales del puente como elementos bilineales, al igual que los apoyos elastoméricos. Por último, para considerar la interacción suelo-estructura se utilizaron resortes y amortiguadores en paralelo en los 6 grados de libertad.

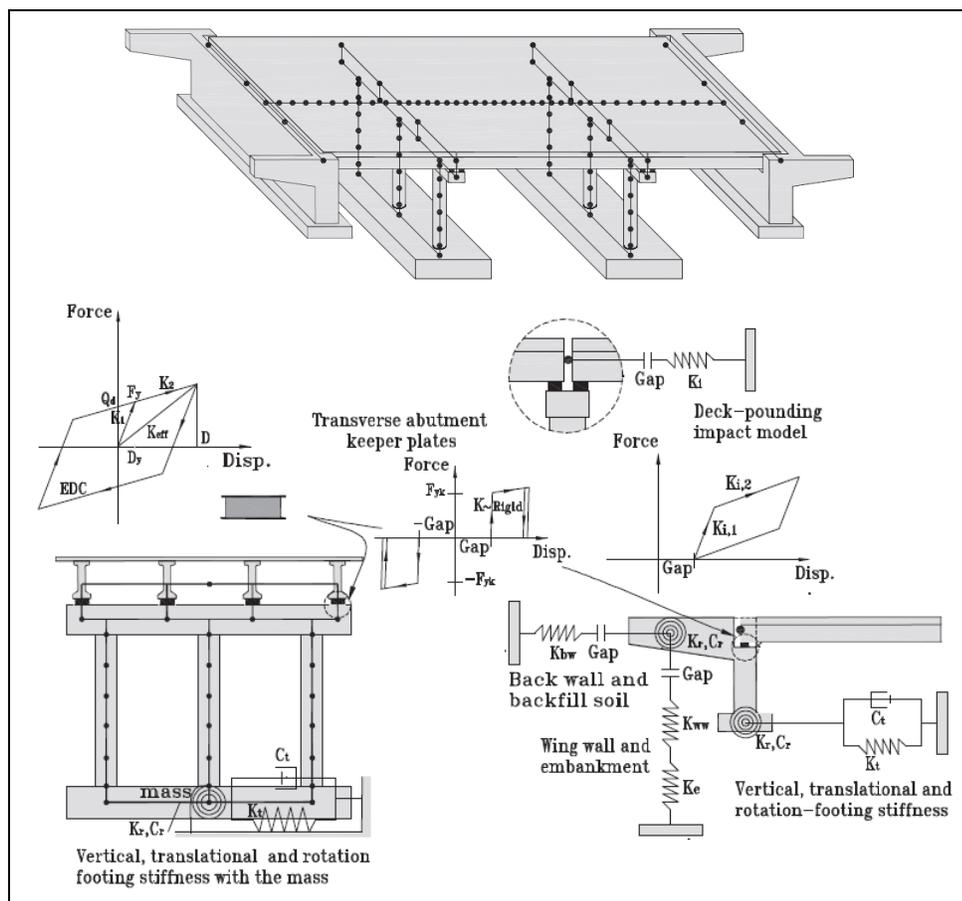


Figura 2.6: Modelo propuesto por Siqueira et al. (2014)

Los modelos de Goel y Chopra (2008), Elnashai et al. (2012) y Siqueira et al. (2014), en general, tienen varias similitudes. Todos concuerdan en modelar la superestructura de manera lineal y las columnas de hormigón armado de forma no lineal usando sección con fibras. En los puentes chilenos no es necesario considerar el comportamiento no lineal de las columnas, ya que los apoyos elastoméricos ayudan a aislar la superestructura de la subestructura. La incorporación de las barras sísmicas en los modelos no ha sido analizada con detalle, ya que Elnashai consideró a estos componentes como elementos flexurales, sin haber estudiado experimentalmente el comportamiento real de las barras sísmicas.

### **3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE BARRAS SÍSMICAS**

La campaña experimental de las barras sísmicas se describe en este capítulo, desde la definición de los especímenes hasta la configuración del ensayo y su instrumentación. El objetivo de esta campaña es determinar el aporte de resistencia y rigidez de las barras sísmicas al desplazamiento lateral de la superestructura de un puente. Para la definición de la geometría de los especímenes se realizó un catastro de las características de 13 puentes en Chile, con el fin de obtener dimensiones representativas. Con esta información se procedió a diseñar, construir y ensayar un total de seis especímenes: tres con diafragma (CD) y tres sin diafragma (SD). Sin embargo, el ensayo del primer espécimen CD se descartó del análisis porque se produjo un desplazamiento vertical del diafragma que no corresponde a la realidad. En consecuencia, para el estudio de los especímenes CD, se describen sólo dos de ellos.

#### **3.1 Características Geométricas de los Especímenes**

Para definir los especímenes de la campaña experimental se estudiaron las características geométricas de 13 puentes ubicados en la zona central de Chile (Figura 3.1), los cuales resultaron dañados en el terremoto del Maule de 2010. Los planos de estos puentes fueron proporcionados por el Ministerio de Obras Públicas de Chile y sus características geométricas se encuentran resumidas en el Anexo A. Del catastro de puentes, se obtuvo que en promedio, las barras sísmicas tienen diámetro  $\phi 22$  y son de acero A440-280H. La altura libre promedio de las barras sísmicas es de 20 cm y 143 cm en puentes CD y SD, respectivamente.

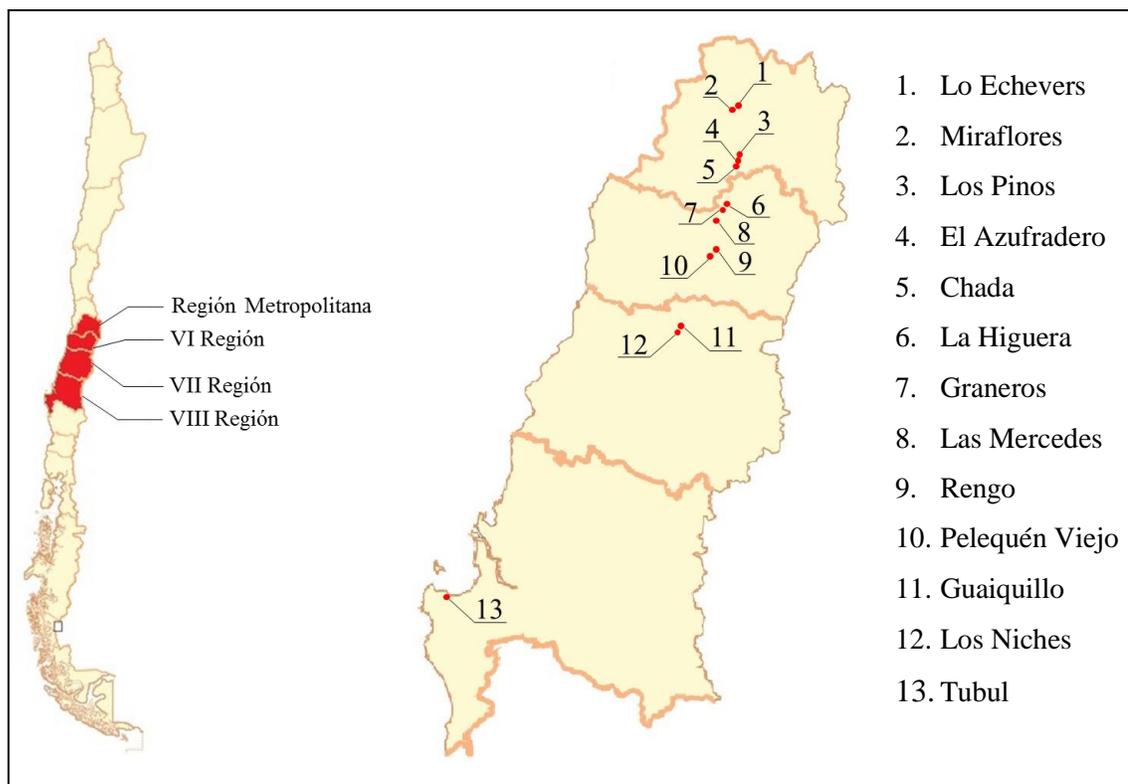


Figura 3.1: Ubicación de los 13 puentes estudiados

Para diseñar los especímenes se consideró únicamente el sector comprendido entre cada par de vigas consecutivas. Es decir, los especímenes quedaron definidos por las barras sísmicas, la sección de la mesa de apoyo correspondiente y la losa o el diafragma, dependiendo del caso (Figura 3.2). Se construyeron un total de seis especímenes: tres especímenes CD y tres SD. Por limitación del desplazamiento máximo del actuador, los especímenes se diseñaron usando una escala 1:2.

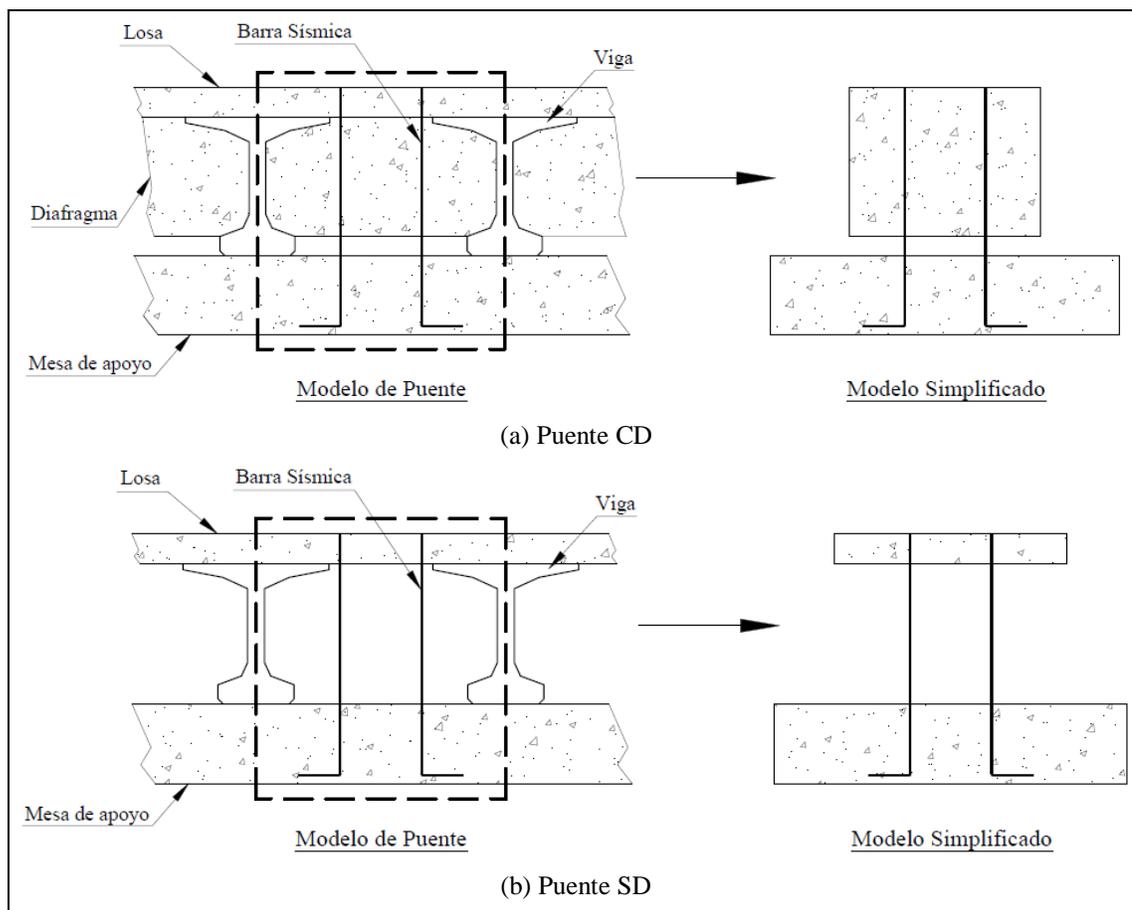


Figura 3.2: Definición de los especímenes

### 3.2 Diseño de los Especímenes

Cada espécimen consiste en tres elementos principales: un bloque inferior de hormigón armado, que representa la mesa de apoyo; un bloque superior de hormigón armado, que representa al diafragma o a la losa, dependiendo del caso; y dos barras sísmicas (Figura 3.3). Adicionalmente, para simular el soporte que otorgan las vigas y los apoyos elastoméricos, se utilizaron apoyos deslizantes, constituidos por dos placas de acero con un rodillo entre ellas.

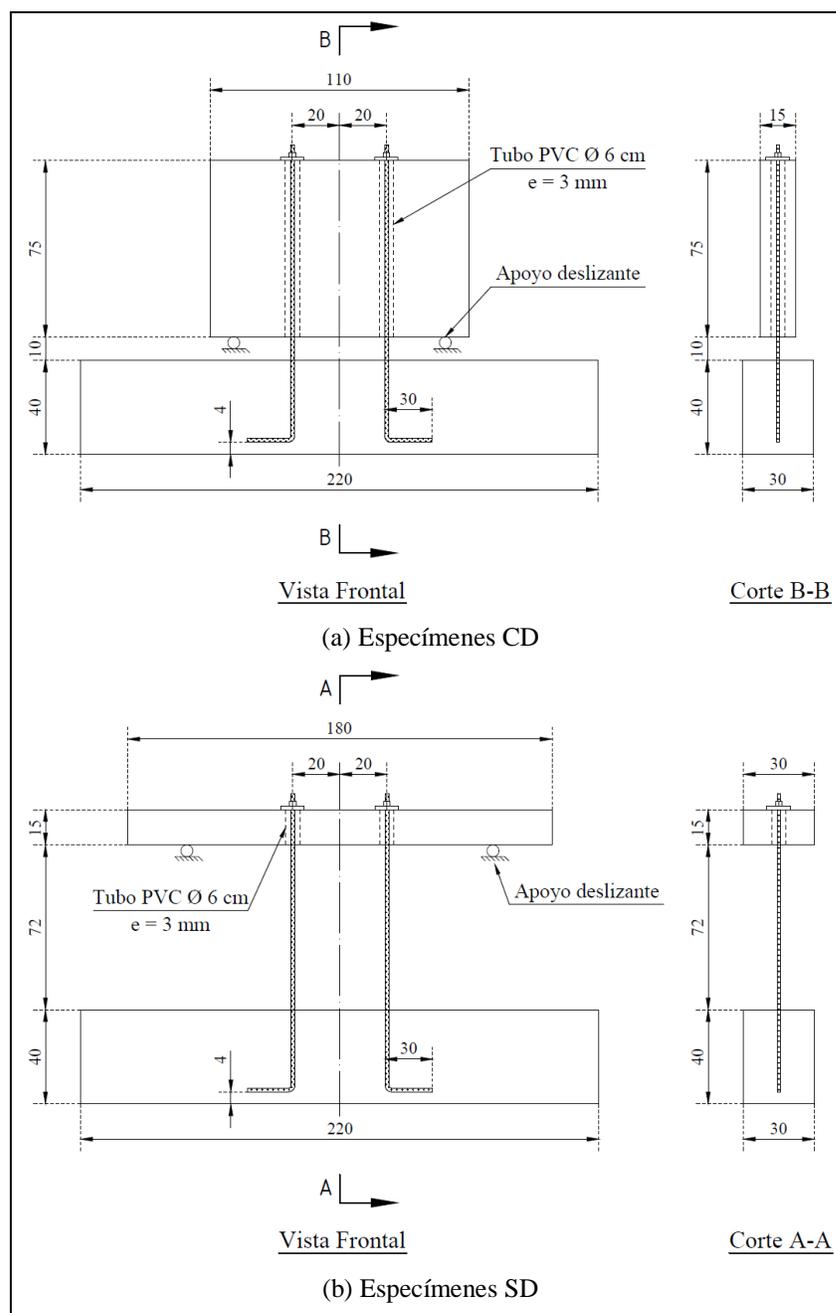


Figura 3.3: Geometría de los especímenes

Las barras sísmicas de los 6 especímenes se especificaron de diámetro  $\phi 16$  de acero A440-280H. La separación entre las dos barras fue de 40 cm y se consideró una distancia libre, entre la mesa de apoyo y el diafragma o la losa, de 10 cm para el caso CD y 72 cm

para el caso SD. Las barras sísmicas fueron ancladas en la mesa de apoyo con ganchos en  $90^\circ$  con un recubrimiento libre de 4 cm, dejando una longitud de anclaje de 36 cm. Esta distancia es mayor a la longitud de desarrollo requerida según el ACI 318 (2008). A la parte superior de las barras sísmicas se les fabricó un hilo de 9 cm de longitud. Éste, se utilizó para apernar las barras sísmicas a la superestructura, usando una golilla y dos tuercas, de manera homóloga a como se apernan estas barras en terreno.

La mesa de apoyo es idéntica para ambos tipos de especímenes y tiene un largo de 220 cm, una altura de 40 cm y un espesor de 30 cm. Por su parte, el diafragma es de 110 cm de largo, 75 cm de alto y 15 cm de espesor. Mientras que, la losa es de 180 cm de largo, 15 cm de alto y 30 cm de espesor. Tanto el diafragma como la losa fueron contruidos con dos orificios circulares cubiertos con tubos de PVC de 6 cm de diámetro.

El detalle de la armadura de la mesa de apoyo, el diafragma y la losa, utilizada para construir los ensayos CD y SD se muestra en la Figura 3.4. Para diseñar la mesa de apoyo, ésta fue considerada como una viga al igual que la losa, mientras que el diafragma se consideró como un muro. Como los elementos de hormigón armado no son mayormente solicitados en el ensayo, se armaron longitudinalmente con la armadura mínima exigida por el ACI 318 (2008). Es decir,  $\rho_{min} = 0.0033$  para las vigas y  $\rho_{min} = 0.0025$  para ambas direcciones del diafragma. Para el refuerzo de corte de las vigas, éstas se diseñaron considerando que  $V_s = 3V_c$ , es decir, que la resistencia al corte de la armadura transversal sea tres veces la resistencia al corte proporcionada por el hormigón. La mesa de apoyo fue armada longitudinalmente con cuatro barras  $\phi 12$  en su parte superior e inferior y dos barras laterales  $\phi 8$  a cada lado. Para la armadura transversal se usaron estribos  $\phi 8$  espaciados a 8 cm. Por su parte, el diafragma fue armado tanto longitudinal como transversalmente con una doble malla  $\phi 8$  espaciada a 20 cm. Finalmente, la losa fue armada con cuatro barras longitudinales  $\phi 12$  en la cara superior e inferior y con estribos  $\phi 8$  espaciados a 8 cm.

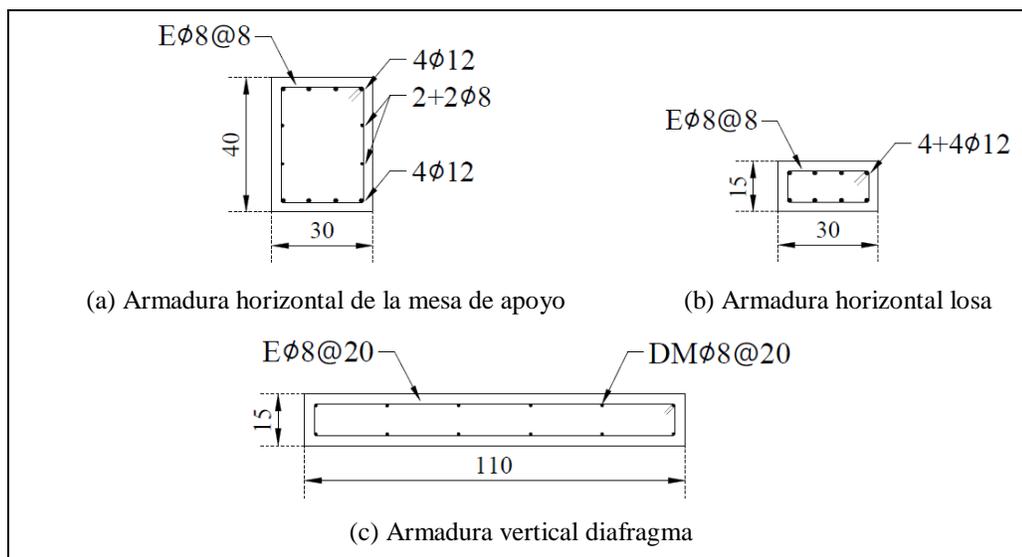


Figura 3.4: Detalles armadura de los elementos de hormigón armado

### 3.3 Construcción de los Especímenes

Los especímenes fueron construidos en el Laboratorio del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile. El hormigón fue de tipo premezclado y se utilizaron moldajes de madera para su construcción. El doblado y armado de la enfierradura fue hecho en terreno. La Figura 3.5 muestra fotografías del proceso constructivo.



Figura 3.5: Construcción de los especímenes

### 3.4 Propiedades de los Materiales

Para las barras sísmicas se especificó un acero A440-280H ( $f_y = 280$  MPa,  $f_u = 440$  MPa), mientras que para la armadura de refuerzo de los elementos de hormigón, se utilizó acero A630-420H ( $f_y = 420$  MPa,  $f_u = 630$  MPa). Por su parte, el hormigón se especificó con una resistencia característica de 20 MPa (H25), con un nivel de confianza de 90%, un tamaño máximo de árido de 20 mm y un asentamiento de cono de 8 cm.

Para determinar las características mecánicas de las barras sísmicas, se ensayaron tres barras  $\phi 16$  hasta la rotura. La tensión de fluencia promedio fue de 338.3 MPa y la tensión última de 506.9 MPa. Estos valores son 20.8% y 15.2% mayores a los valores nominales, respectivamente. El módulo de elasticidad promedio de las barras fue de 211.9 GPa. Estas y otras propiedades mecánicas de las barras sísmicas se resumen en la Tabla 3.1. Más información de estos ensayos se encuentra en el Anexo B.

Para determinar la resistencia del hormigón, tres probetas cilíndricas de hormigón (30 cm de alto y 15 cm de diámetro) se ensayaron a compresión a una edad de 407 días, 4 días antes del primer ensayo. La resistencia de cada cilindro fue de 28.3, 26.3 y 29.6 MPa, cuyo promedio es 28.1 MPa.

Tabla 3.1: Valores promedio de las propiedades mecánicas de las barras sísmicas

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
Tensión de fluencia [MPa]	338.3
Tensión última [MPa]	506.9
Deformación unitaria de fluencia [mm/mm]	0.0016
Deformación unitaria de endurecimiento [mm/mm]	0.0153
Deformación unitaria última [mm/mm]	0.1233
Módulo de Elasticidad [GPa]	211.9

### 3.5 Configuración del Ensayo

La mesa de apoyo de cada espécimen fue montada sobre pequeños bloques de hormigón con el fin de ajustar la distancia libre de las barras sísmicas. La distancia entre el borde superior de la mesa de apoyo y el eje horizontal del actuador es de 55 cm y 79 cm para los especímenes CD y SD, respectivamente. La configuración esquemática del ensayo, para los especímenes CD y SD, se presenta en la Figura 3.6, mientras que la Figura 3.7 muestra fotografías de dicha configuración.

La fuerza lateral se aplicó desde el lado norte mediante un actuador hidráulico de 610 kN de capacidad a compresión y de 340 kN a tracción. Para los especímenes CD, la carga se aplicó más abajo de la altura media de la losa, con el fin de disminuir el momento volcante inducido en los especímenes. Para poder aplicar la fuerza al espécimen, se instalaron placas de acero a cada lado del diafragma o la losa, conectadas por 4 pernos de acero. En el caso de los especímenes SD, fue necesario incluir un cubo de hormigón, como extensión de la losa, para hacer calzar la longitud de los pernos y la losa (Figura 3.6b).

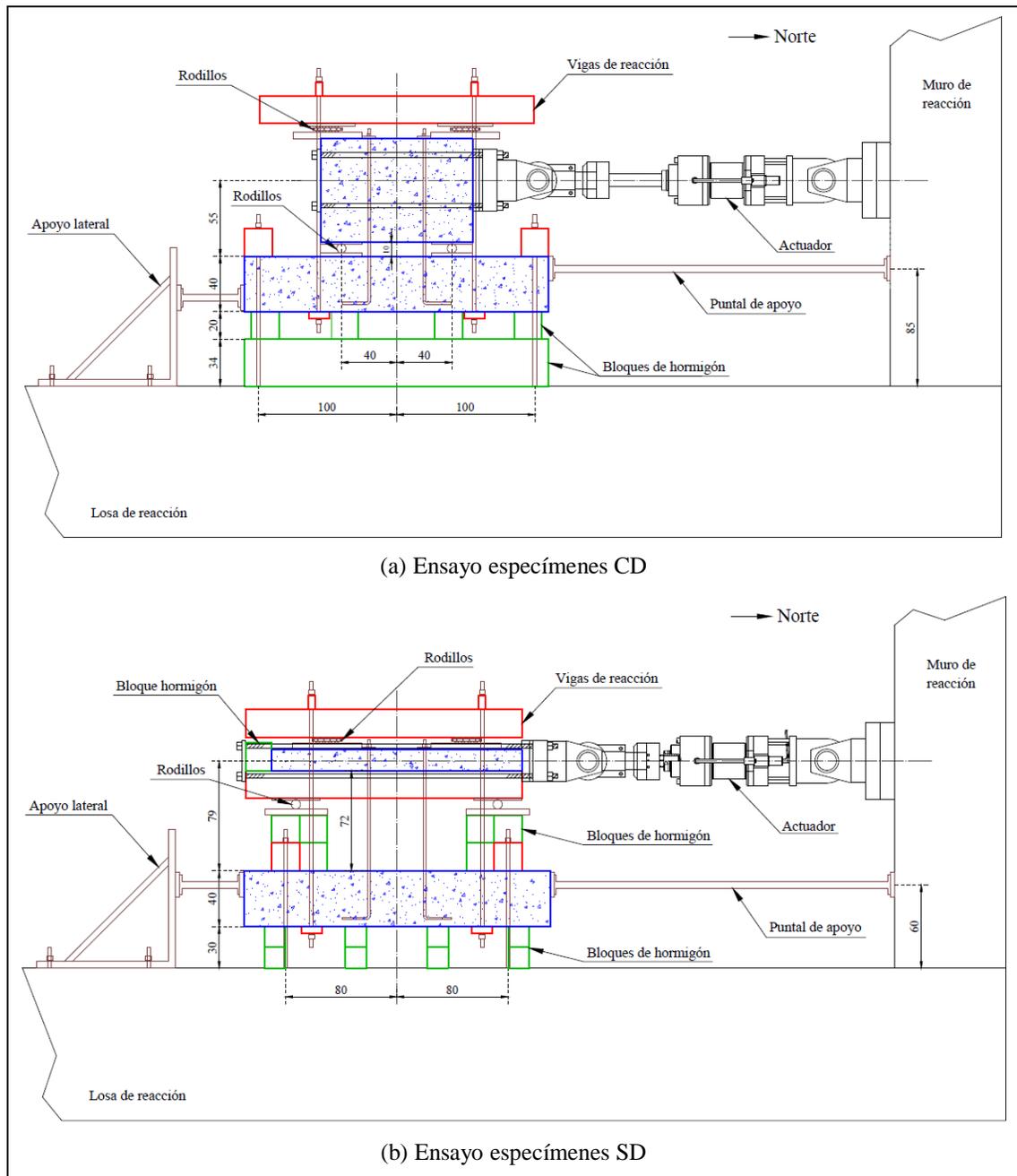


Figura 3.6: Configuración esquemática de los ensayos



(a) Ensayo especímenes CD



(b) Ensayo especímenes SD

Figura 3.7: Fotografías de la configuración de los ensayos

Con el fin de anclar la mesa de apoyo al suelo, se instalaron vigas de acero apernadas a la losa de reacción. En un puente el desplazamiento vertical está restringido por el peso propio. Para simular dicha restricción se utilizaron rodillos y vigas de acero para conectar la mesa de apoyo con el diafragma o la losa. Adicionalmente, se instaló un puntal por el lado norte y un apoyo por el lado sur, para limitar el movimiento longitudinal de la mesa de apoyo. En el caso de los especímenes SD, la losa de hormigón armado se apoyó en una viga de acero (Figura 3.6b).

En los planos de construcción de los puentes no se indica una pretensión específica para las barras sísmicas. En la ejecución de estos ensayos, las barras sísmicas fueron pretensadas hasta obtener una deformación unitaria cercana a los 600  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Este valor corresponde aproximadamente a un tercio de la deformación de fluencia de las barras y es un valor cercano al que se podría alcanzar en terreno utilizando una llave.

La aplicación de la carga horizontal se hizo mediante el control de desplazamiento del actuador. La carga fue aplicada mediante ciclos incrementales, considerando dos ciclos de igual amplitud para cada magnitud de desplazamiento. La velocidad de aplicación fue aumentando para los ciclos de amplitudes mayores. Las amplitudes variaron para cada tipo de ensayo conforme a la relación  $d/h_l$ , donde  $d$  es la magnitud de desplazamiento del ciclo y  $h_l$  corresponde a la distancia libre de las barras sísmicas. Como se observó que los dos primeros especímenes SD no fallaron, al tercer espécimen de este tipo (SD3) se le realizó un ensayo cíclico incremental con desplazamientos en sólo una dirección. En la Tabla 3.2 se presenta la matriz de ensayos, donde se muestra la dirección de los ensayos y la altura libre de las barras sísmicas. En la Tabla 3.3, 3.4 y 3.5 se muestran los protocolos de desplazamiento de los especímenes CD1-CD2, SD1-SD2 y SD3 respectivamente.

Tabla 3.2: Matriz de ensayos

<b>Espécimen</b>	<b>Dirección</b>	<b><math>h_l</math> [cm]</b>
CD1, CD2	Ambas direcciones	10
SD1, SD2	Ambas direcciones	72
SD3	Sólo en una dirección	72

Tabla 3.3: Protocolo de desplazamiento especímenes CD1 y CD2

<b>Desplazamiento</b>	<b>Velocidad</b>	<b><math>d/h_t</math></b>
[mm]	[mm/seg]	[mm/mm]
1.0	0.5	0.010
2.5	0.5	0.025
5.0	0.5	0.050
7.5	1.0	0.075
10	1.0	0.100
15	1.0	0.150
20	1.0	0.200
50	1.0	0.500
100	2.0	1.000
150	2.4	1.500

Tabla 3.4: Protocolo de desplazamiento especímenes SD1 y SD2

<b>Desplazamiento</b>	<b>Velocidad</b>	<b><math>d/h_t</math></b>
[mm]	[mm/seg]	[mm/mm]
7.2	1.4	0.010
18	1.4	0.025
36	1.7	0.050
54	1.9	0.075
72	2.3	0.100
108	2.5	0.150
144	2.5	0.200
190	2.5	0.264

Tabla 3.5: Protocolo de desplazamiento espécimen SD3

<b>Desplazamiento</b>	<b>Velocidad</b>	<b><math>d/h_t</math></b>
[mm]	[mm/seg]	[mm/mm]
275	1.0	0.382
320	1.0	0.444

### 3.6 Instrumentación

Cada ensayo fue instrumentado con seis transductores de desplazamiento y dos *strain gauges*. Adicionalmente, se registró la carga y el desplazamiento del actuador. La Tabla 3.6 especifica la tarea que cumple cada transductor y la celda de carga. A su vez, la Figura 3.8 presenta la ubicación de cada uno de estos instrumentos para los especímenes CD, la cual es homóloga a la distribución en el caso SD. El transductor número 3 se instaló para medir el desplazamiento lateral del diafragma o la losa en dirección norte-sur. Mientras que los transductores número 4 al 8, fueron utilizados con el fin de medir los desplazamientos que se encuentran restringidos por la configuración misma del ensayo.

Finalmente, los strain-gauges fueron instalados a media altura de la sección libre de las barras sísmicas, con el fin de medir las deformaciones unitarias de dichas barras.

Tabla 3.6: Detalle de la instrumentación

Canal	Medición
1	Carga horizontal
2	Desplazamiento del actuador
3	Desplazamiento horizontal del diafragma o losa
4	Desplazamiento vertical norte
5	Desplazamiento vertical sur
6	Desplazamiento fuera del plano norte
7	Desplazamiento fuera del plano sur
8	Desplazamiento de la mesa de apoyo

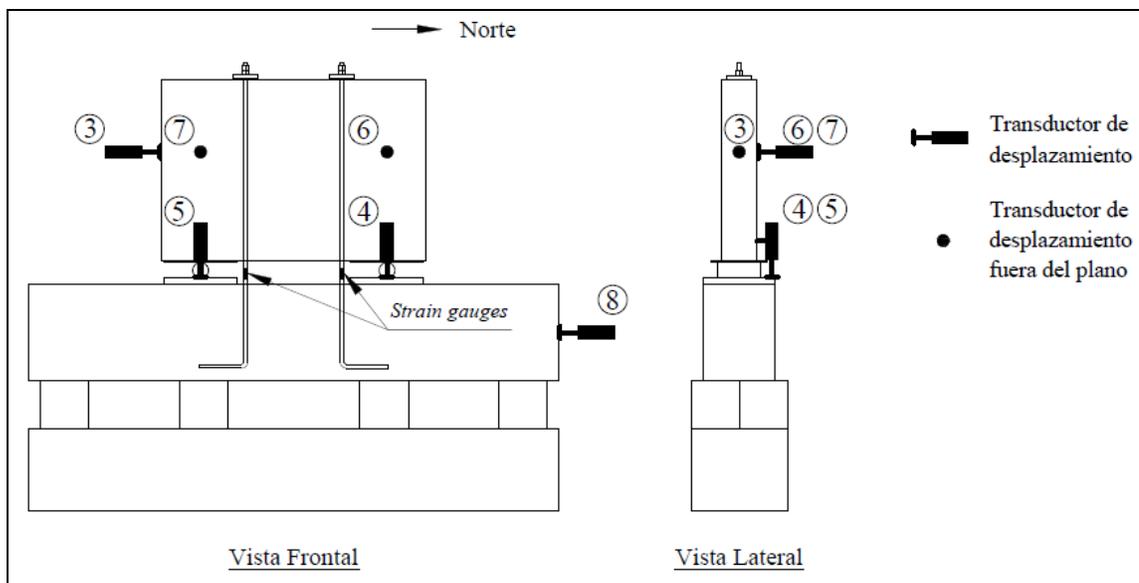


Figura 3.8: Instrumentación (se muestra para el caso CD, no se muestra celda de carga ni transductor interno del actuador)

## **4. RESULTADOS EXPERIMENTALES**

Este capítulo presenta los resultados experimentales y describe las fallas observadas en los especímenes de barras sísmicas ensayados. Adicionalmente, presenta las relaciones fuerza-desplazamiento y las deformaciones unitarias que experimentaron las barras sísmicas. Finalmente, se comparan los resultados experimentales con modelos analíticos simplificados.

### **4.1 Comportamiento Observado**

En esta sección se describe el comportamiento observado en los ensayos experimentales de barras sísmicas. Se detallan por separado los ensayos de especímenes CD1-CD2, SD1-SD2 y SD3.

#### **4.1.1 Especímenes CD1 y CD2**

Para los primeros ciclos de carga, las barras sísmicas de los especímenes CD no hicieron contacto con el extremo inferior de los tubos de PVC embebidos en el diafragma. Recién en los ciclos con amplitud de 20 mm ( $d/h_l = 0.2$ ), se observó que las barras comenzaron a topar con el tubo de PVC. A partir de los ciclos con amplitud de 50 mm ( $d/h_l = 0.5$ ), cada vez que el diafragma pasaba por el desplazamiento cero, las tuercas se levantaban en relación al diafragma (ver Figura 4.1). Esto se explica por el alargamiento inelástico que sufrieron las barras debido a la fluencia en los instantes de desplazamiento máximo.



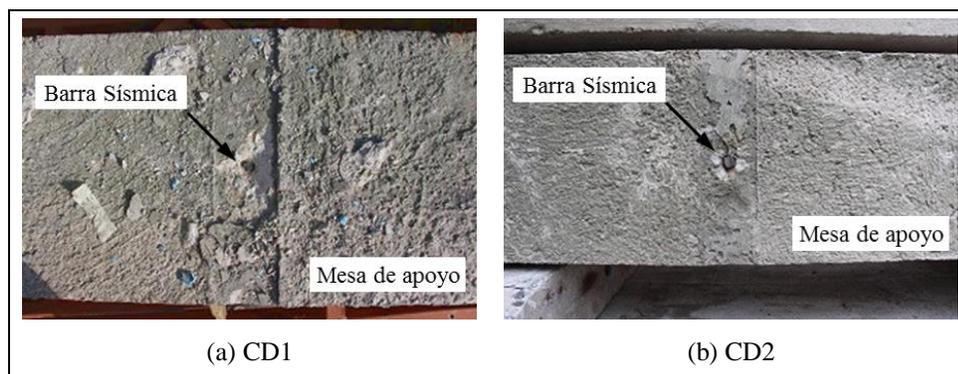


Figura 4.3: Fotografías de la falla de los especímenes CD

La Figura 4.4 muestra el daño ocasionado en la cara inferior del diafragma para los dos ensayos CD. Este daño se explica por la poca altura libre de las barras sísmicas, que generan fuerzas de contacto entre las barras sísmicas y el diafragma. Estas fuerzas provocaron el desprendimiento de hormigón y un aumento del tamaño de la perforación del diafragma por donde pasan las barras sísmicas.

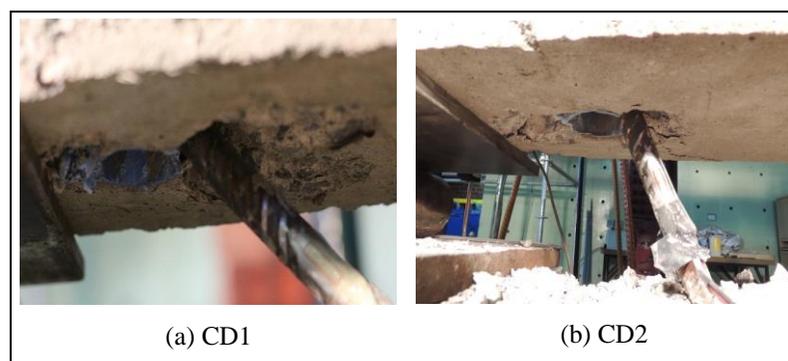


Figura 4.4: Daño generado en el diafragma debido al contacto con las barras sísmicas de los especímenes CD

#### 4.1.2 Especímenes SD1 y SD2

Para los especímenes SD, no se pudo apreciar el momento exacto en el cual se produjo el contacto entre las barras sísmicas y los tubos de PVC embebidos en la losa, porque las losas estaban montadas sobre una viga de acero (ver Figura 3.6). Geométricamente, se

espera que este contacto se haya generado en el ciclo con amplitud de 144 mm ( $d/h_l = 0.2$ ). A partir de este ciclo, se observó que las tuercas de las barras sísmicas se levantaban cuando la losa pasaba por el desplazamiento cero (ver Figura 4.5). Al igual que en los especímenes CD, esto se explica por el alargamiento inelástico que sufrieron las barras debido a la fluencia en los instantes de desplazamiento máximo.

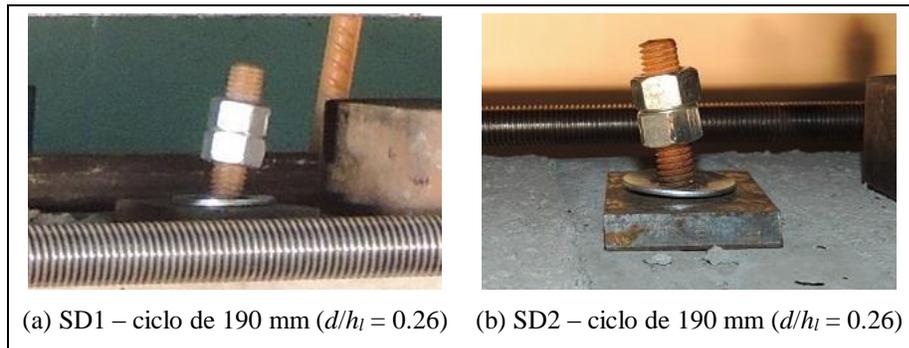


Figura 4.5: Fotografías de las tuercas al instante de desplazamiento cero de los especímenes SD1 y SD2.

Para los especímenes SD1 y SD2 no se logró la falla. Los desplazamientos inducidos por el actuador, a pesar de ser mayores a los impuestos a los especímenes CD, no alcanzan a generar deformaciones unitarias suficientemente grandes para provocar la fractura de las barras. Sin embargo, igualmente se alcanzó la fluencia de las barras sísmicas en estos especímenes. La Figura 4.6 muestra los especímenes SD1 y SD2 en el instante de desplazamiento máximo para el ciclo con amplitud de 190 mm ( $d/h_l = 0.26$ ).



Figura 4.6: Fotografías en el instante de desplazamiento máximo de los especímenes SD1 y SD2

La Figura 4.7 muestra el daño ocasionado en la cara inferior de la losa para los ensayos SD1 y SD2. El daño fue menor al observado en los especímenes CD (Figura 4.4) debido a la mayor altura libre de las barras sísmicas en el caso SD. Por lo tanto, en los especímenes SD se requiere un desplazamiento mayor para generar el contacto entre las barras sísmicas y la losa.

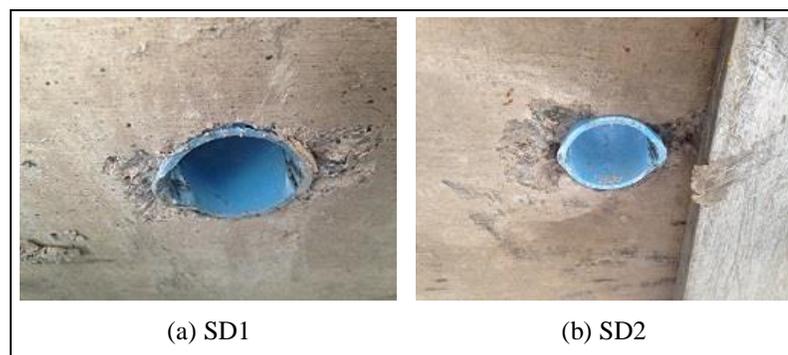


Figura 4.7: Daño generado en la losa debido al contacto con las barras sísmicas de los especímenes SD1 y SD2

#### 4.1.3 Espécimen SD3

Tal como ocurrió en los especímenes SD1 y SD2, en el espécimen SD3 tampoco fue posible apreciar el instante en el cuál ocurrió el contacto de las barras sísmicas con los

tubos de PVC embebidos en la losa. Geométricamente, se estima que este contacto se produjo en el primer ciclo de carga con amplitud de 275 mm ( $d/h_l = 0.38$ ). A partir de este ciclo, se observó que las tuercas de las barras sísmicas se levantaban cuando la losa pasaba por el desplazamiento cero (ver Figura 4.8). Al igual que en los especímenes CD, esto se explica por el alargamiento inelástico que sufrieron las barras debido a la fluencia en los instantes de desplazamiento máximo.

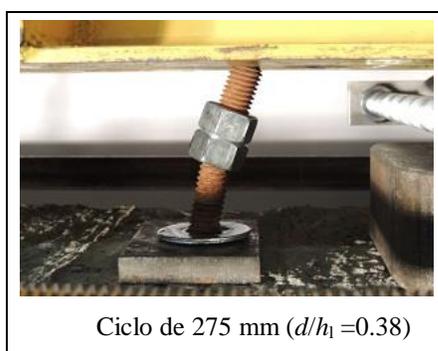
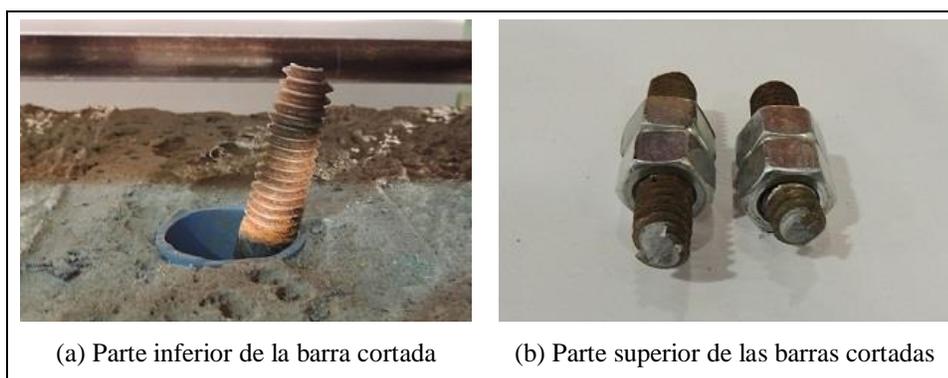


Figura 4.8: Fotografías de las tuercas al instante de desplazamiento cero del espécimen SD3.

La falla del espécimen SD3 se produjo durante el primer ciclo de carga con amplitud igual a 320 mm ( $d/h_l = 0.44$ ), antes de alcanzar este desplazamiento máximo. La Figura 4.9 muestra el espécimen SD3 en el instante previo a la fractura de la primera barra sísmica. Existió un desfase aproximado de 15 segundos entre la rotura de la barra norte y la barra sur. En este caso, a diferencia de los especímenes CD, las barras sísmicas se cortaron en el sector del hilo (ver Figura 4.10).



Figura 4.9: Fotografía en el instante de desplazamiento máximo del espécimen SD3



(a) Parte inferior de la barra cortada

(b) Parte superior de las barras cortadas

Figura 4.10: Fotografías de la fractura de las barras sísmicas del espécimen SD3

La Figura 4.11 muestra el daño ocasionado en la cara inferior de la losa del espécimen SD3. Es apreciable que la losa terminó menos afectada que el diafragma de los especímenes CD, donde se observó desprendimiento de una gran porción de hormigón (ver Figura 4.4). Como la altura libre de las barras sísmicas es mayor en los especímenes SD que en los CD, se genera una fuerza de contacto menor entre las barras y la losa.



Figura 4.11: Daño generado en la superficie inferior de la losa debido al contacto con las barras sísmicas en el espécimen SD3

## 4.2 Fuerza Lateral

La fuerza lateral aplicada a los especímenes se midió con la celda de carga del actuador. A esta medición se le restó la fuerza de roce generada en los rodillos debido a la configuración del ensayo (ver Figura 3.6). Los resultados que se muestran en todo este documento incluyen esta resta. Para medir la fuerza de roce, se realizaron ciclos de carga a los especímenes CD2 y SD2, pero sin la presencia de las barras sísmicas. Para el espécimen CD2 se midió una fuerza de roce promedio de 3.9 kN, mientras que para el espécimen SD2 de 0.3 kN.

La Figura 4.12 muestra la evolución de la fuerza lateral en el tiempo durante el ensayo de CD2 y SD2. En los especímenes CD aparece una fuerza imprevista en los ciclos de amplitudes mayores (ver Figura 4.12a). Dicha fuerza probablemente se deba al roce que genera el momento volcante, provocado por la distancia entre el eje de aplicación del actuador y los apoyos deslizantes. Esta distancia es de 45 cm en los especímenes CD y de sólo 7 cm en los especímenes SD (ver Figura 3.6).

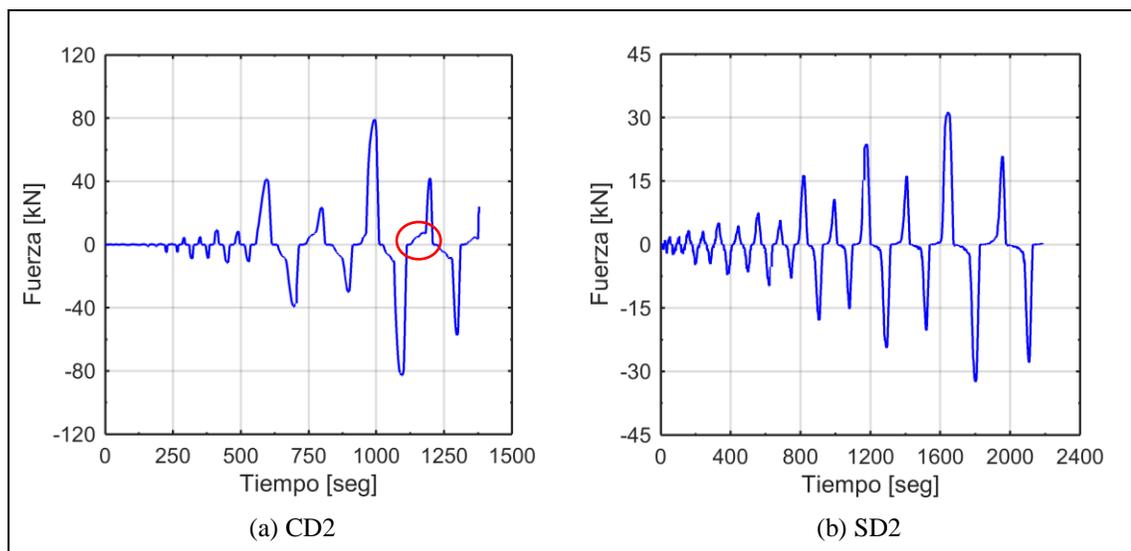


Figura 4.12: Fuerza lateral versus tiempo de los especímenes CD2 y SD2

### 4.3 Deformación Unitaria en Barras Sísmicas

En esta sección se muestran los resultados obtenidos por los *strain gauges* colocados en las barras sísmicas. Se analizan por separado los ensayos de especímenes CD1-CD2, SD1-SD2 y SD3.

#### 4.3.1 Especímenes CD1 y CD2

La Figura 4.13 presenta la evolución en el tiempo de las deformaciones unitarias de las barras sísmicas de ambos especímenes CD. La pretensión de las barras sísmicas antes de la aplicación de los desplazamientos laterales, generó una deformación unitaria promedio de 0.53‰ en las barras de CD1 y 0.75‰ en las barras de CD2. Esta pretensión inicial se perdió total o parcialmente después de un par de ciclos (primeros 500 seg de las curvas de la Figura 4.13). Esto quiere decir que la pretensión inicial que se le ejerce a las barras sísmicas no es relevante en el comportamiento transversal de éstas. La fluencia de las barras sísmicas de CD1 se registró en la barra norte a los 573 segundos para un desplazamiento horizontal del diafragma de 34.3 mm ( $d/h_l = 0.34$ ) y en la barra sur a los 968 segundos para un desplazamiento de 56.4 mm ( $d/h_l = 0.56$ ). Por su parte, la fluencia

de las barras sísmicas de CD2 se registró en la barra norte a los 972 segundos para un desplazamiento horizontal del diafragma de 66.6 mm ( $d/h_l = 0.67$ ) y en la barra sur a los 969 segundos para un desplazamiento de 60.6 mm ( $d/h_l = 0.61$ ).

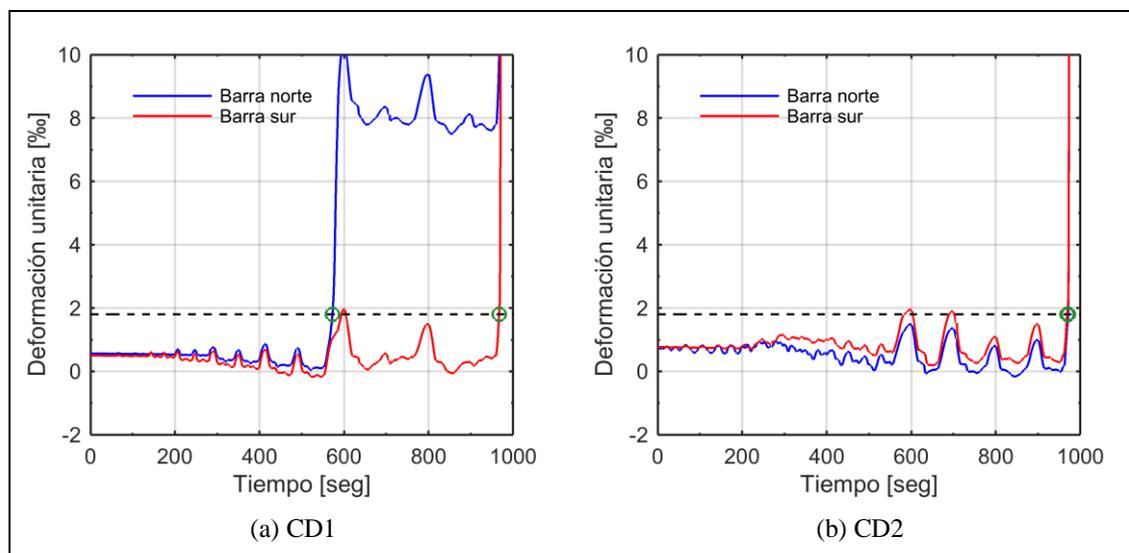


Figura 4.13: Deformación unitaria versus tiempo de las barras sísmicas de los especímenes CD1 y CD2

#### 4.3.2 Especímenes SD1 y SD2

La Figura 4.14 presenta la evolución en el tiempo de las deformaciones unitarias de las barras sísmicas de los especímenes SD1 y SD2. En este caso, no se observó un comportamiento similar entre ambos ensayos. Esta diferencia se debe a que los *strain gauges* de las barras sísmicas de SD1 no se instalaron en la mitad de su altura libre como se muestra en la Figura 3.8, sino que bajo esta altura. En consecuencia, los *strain gauges* de las barras sísmicas de SD1 midieron deformaciones unitarias debido a tracción y flexión, y los *strain gauges* de SD2 midieron deformaciones sólo de tracción. Esto dificulta la determinación del instante de fluencia de las barras sísmicas de SD1.

La pretensión de las barras sísmicas generó una deformación unitaria promedio de 0.65‰ en las barras de SD1 y 0.57‰ en las barras de SD2. Al igual que para los especímenes CD, es posible notar una pérdida de esta carga inicial después de algunos

ciclos (primeros 500 seg de la curva de la Figura 4.14b). La fluencia de las barras sísmicas de SD1 se registró en la barra norte a los 377 seg para un desplazamiento horizontal de la losa de 5.2 mm ( $d/h_l = 0.13$ ) y en la barra sur a los 155 seg para un desplazamiento de 3.2 mm ( $d/h_l = 0.08$ ). Por su parte, la fluencia de las barras sísmicas de SD2 se registró en la barra norte a los 1630 seg para un desplazamiento horizontal de la losa de 167.2 mm ( $d/h_l = 0.23$ ) y en la barra sur a los 1628 seg para un desplazamiento de 163.3 mm ( $d/h_l = 0.23$ ).

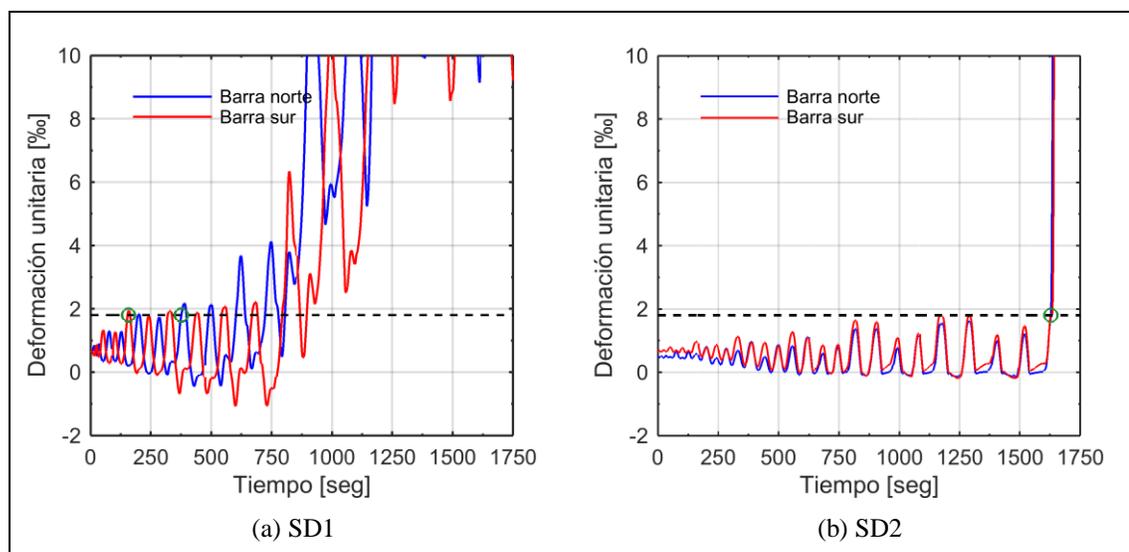


Figura 4.14: Deformación unitaria versus tiempo de las barras sísmicas de los especímenes SD1 y SD2

### 4.3.3 Espécimen SD3

La Figura 4.15 muestra la evolución en el tiempo de las deformaciones unitarias de las barras sísmicas del espécimen SD3. La figura muestra hasta los primeros 100 segundos, que corresponde a un desplazamiento lateral de la losa de 196 mm ( $d/h_l = 0.27$ ) del primer ciclo de carga ( $d/h_l = 0.38$ ). Después de la fluencia, las barras quedaron con una deformación unitaria residual cercana al 3.6%. La pretensión inicial de las barras sísmicas generó una deformación unitaria promedio de 0.56%. A diferencia del resto de los ensayos, en el espécimen SD3 no se apreció una pérdida de tensión en las barras

sísmicas (Figura 4.15). Esto se debe a que las barras fluyeron en el primer ciclo de desplazamiento, por lo que el comportamiento previo a la fluencia fue de carácter monotónico. La fluencia se registró en la barra norte a los 77 seg para un desplazamiento lateral de la losa de 150.7 mm ( $d/h_l = 0.21$ ) y en la barra sur a los 90 seg para un desplazamiento de 176.4 mm ( $d/h_l = 0.25$ ).

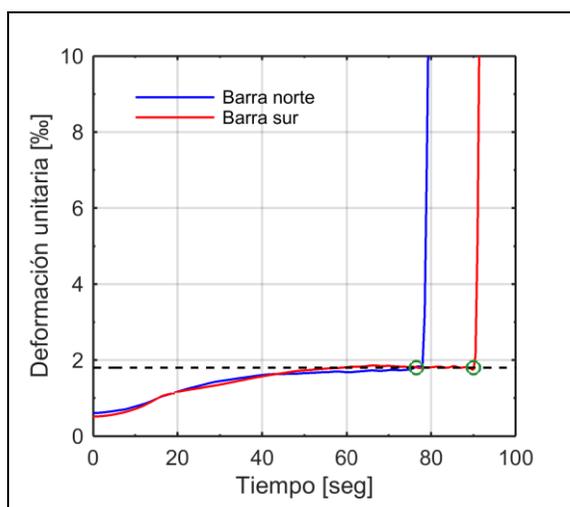


Figura 4.15: Deformación unitaria versus tiempo de las barras sísmicas del espécimen SD3

#### 4.4 Relación Fuerza-Desplazamiento

En esta sección se muestran las relaciones fuerza-desplazamiento de las barras sísmicas. De igual manera que en la sección anterior, se analizan por separado los ensayos de los especímenes CD1-CD2, SD1-SD2 y SD3.

##### 4.4.1 Especímenes CD1 y CD2

Las relaciones fuerza-desplazamiento de los especímenes CD se muestran en la Figura 4.16. En esta figura se aprecia la fuerza imprevista distinta de cero (descrita en la sección 4.2 de este capítulo) que aparece en los últimos ciclos de carga en ambos especímenes. Adicionalmente, se observa una asimetría en los ciclos de carga positivo y negativo en el

especimen CD1. Probablemente esta asimetría se deba a que las barras sísmicas de CD1 no se encontraban inicialmente centradas respecto a los tubos de PVC del diafragma.

La fuerza lateral máxima de CD1 fue 86.5 kN a un desplazamiento de 95.9 mm ( $d/h_l = 0.96$ ). Mientras que para CD2, la fuerza lateral máxima alcanzó los 83.0 kN a un desplazamiento de 98.7 mm ( $d/h_l = 0.99$ ). La fractura de las barras sísmicas para ambos ensayos CD ocurrió durante el primer ciclo de 150 mm ( $d/h_l = 1.5$ ). En CD1 la barra norte se fracturó primero a un desplazamiento de 28.3 mm ( $d/h_l = 0.28$ ) alcanzando una fuerza de 2.1 kN, y luego la barra sur a los 95.8 mm ( $d/h_l = 0.96$ ) con una fuerza de 2.3 kN. En el caso de CD2, la barra sur se fracturó primero a un desplazamiento de 98.4 mm ( $d/h_l = 0.98$ ) alcanzando una fuerza de 20.8 kN, y luego la barra norte a los 104.0 mm ( $d/h_l = 1.04$ ) con una fuerza de 24.0 kN. La pérdida de resistencia en ciclos sucesivos, de los últimos dos ciclos de carga con amplitudes  $d/h_l = 0.5$  y 1.0, fue 22% y 33% en el sentido positivo, y 20% y 45% en el sentido negativo para CD1. Mientras que para CD2, la pérdida de resistencia fue 43% y 47% en el sentido positivo, y 23% y 30% en el sentido negativo, para los ciclos de esas mismas amplitudes. En consecuencia, la pérdida de resistencia promedio en ciclos sucesivos fue 30% y 36% para CD1 y CD2, respectivamente. La rigidez de descarga promedio de los dos últimos ciclos, considerando ambos sentidos de carga, fue 8470 kN/m y 8360 kN/m para los especímenes CD1 y CD2, respectivamente. Por último, la energía total disipada por CD1 y CD2 a lo largo del ensayo fue 8.7 y 11.2 kN-m, respectivamente. Este cálculo fue realizado para todos los ensayos considerando el área bajo la curva, por lo que estaría incluido el roce descrito en la sección 4.2 de este capítulo.

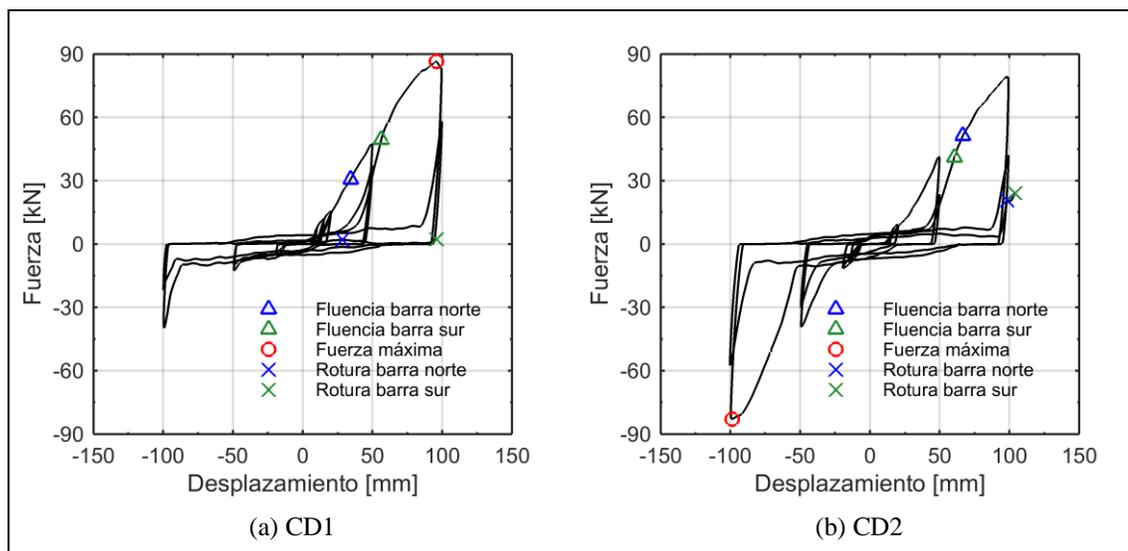


Figura 4.16: Relación fuerza-desplazamiento de los especímenes CD1 y CD2

#### 4.4.2 Especímenes SD1 y SD2

Las relaciones fuerza-desplazamiento de los especímenes SD1 y SD2 se muestran en la Figura 4.17. La fuerza lateral máxima de SD1 fue 32.5 kN a un desplazamiento de 189.2 mm ( $d/h_l = 0.26$ ). Para SD2, la fuerza lateral máxima fue igual a la de SD1, pero ocurrió a un desplazamiento de 189.7 mm ( $d/h_l = 0.26$ ). La pérdida de resistencia en ciclos sucesivos, de los últimos tres ciclos de carga con amplitudes  $d/h_l = 0.15$ , 0.20 y 0.26, fue 32%, 38% y 35% en el sentido positivo, y 17%, 20% y 10% en el sentido negativo para SD1. Mientras que para SD2, la pérdida de resistencia fue 35%, 32% y 33% en el sentido positivo, y 15%, 17% y 14% en el sentido negativo, para los ciclos de esas mismas amplitudes. En consecuencia, la pérdida de resistencia promedio en ciclos sucesivos fue 25% y 24% para SD1 y SD2, respectivamente. La rigidez de descarga promedio de los dos últimos ciclos, considerando ambos sentidos de carga, fue 1400 kN/m y 1350 kN/m para los especímenes SD1 y SD2, respectivamente. Por último, la energía total disipada por SD1 y SD2 a lo largo del ensayo fue 7.0 y 6.5 kN-m, respectivamente. Esta energía disipada, es en promedio 32% menor a la disipada por los especímenes CD.

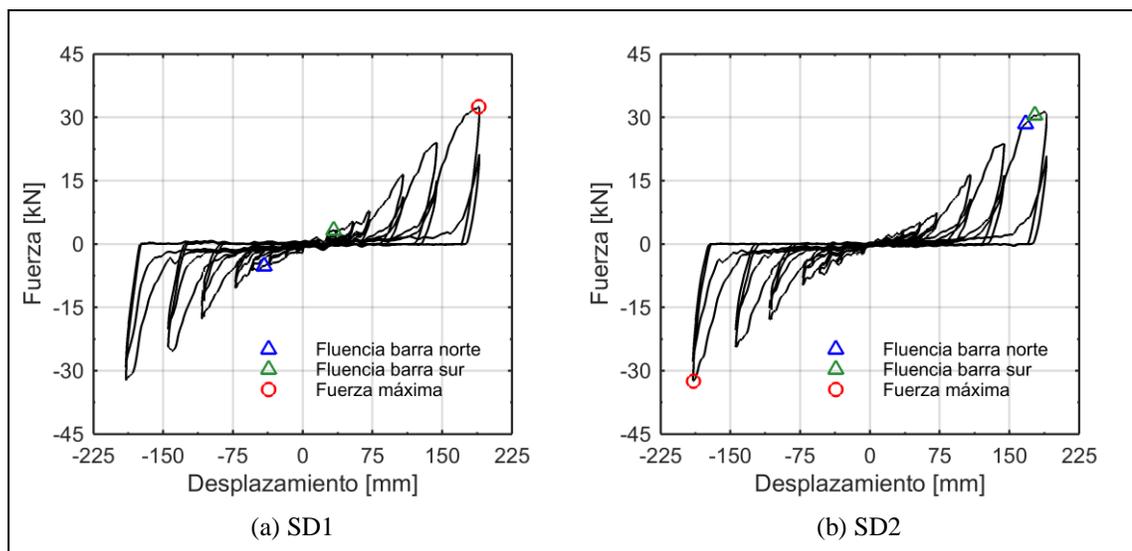


Figura 4.17: Relación fuerza-desplazamiento de los especímenes SD1 y SD2

#### 4.4.3 Espécimen SD3

La relación fuerza-desplazamiento del espécimen SD3 se muestra en la Figura 4.18. La fuerza lateral máxima fue 66.4 kN a un desplazamiento de 272.4 mm ( $d/h_l = 0.38$ ). La barra norte se fracturó primero a un desplazamiento de 279.7 mm ( $d/h_l = 0.39$ ) alcanzando una fuerza de 58.1 kN, y luego la barra sur a los 306.6 mm ( $d/h_l = 0.43$ ) con una fuerza de 33.7 kN. La pérdida de resistencia en ciclos sucesivos, de los ciclos con amplitud  $d/h_l = 0.38$ , fue 13%. La rigidez de descarga promedio fue 2480 kN/m para los ciclos con amplitud  $d/h_l = 0.38$ . Finalmente, el espécimen SD3 logró disipar una energía total de 10.6 kN-m a lo largo del ensayo. Esta energía disipada, es 6.5% mayor a la disipada en promedio por los especímenes CD.

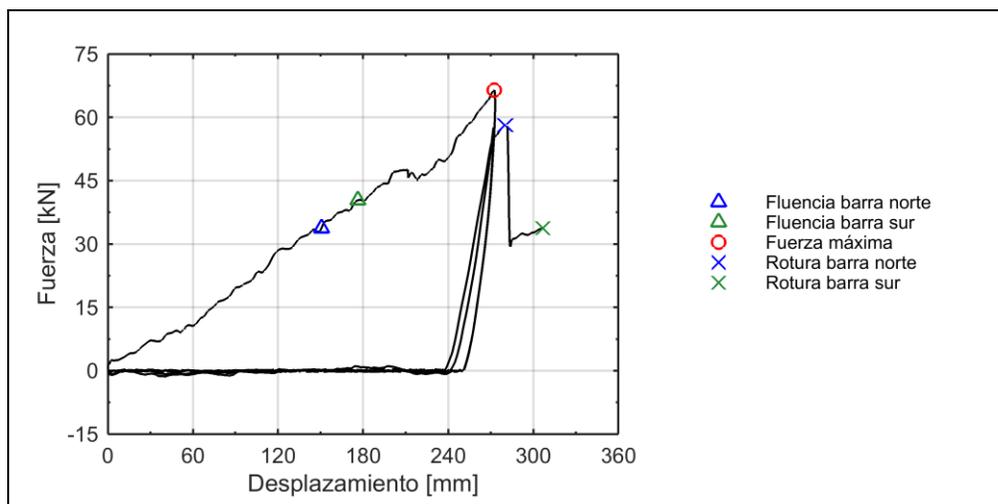


Figura 4.18: Relación fuerza-desplazamiento del espécimen SD3

#### 4.4.4 Resumen de los Resultados

Los resultados más relevantes de los ensayos se resumen en la Tabla 4.1. Tanto la fuerza y el desplazamiento último ( $F_u$  y  $d_u$ ), correspondiente a la rotura de la barra sísmica, como la fuerza y el desplazamiento de fluencia ( $F_y$  y  $d_y$ ), se determinaron cuando la primera barra sísmica experimentó ese comportamiento. El desplazamiento máximo ( $d_{max}$ ) corresponde al desplazamiento en el cual se experimentó la máxima fuerza lateral ( $F_{max}$ ) del ensayo. La pérdida de resistencia en ciclos sucesivos de igual amplitud, se caracterizó con la razón promedio entre la fuerza del segundo ciclo ( $F_2$ ) y la del primer ciclo de carga ( $F_1$ ). Para este cálculo, se consideraron los últimos dos ciclos de los especímenes CD1 y CD2, los últimos tres ciclos de los especímenes SD1 y SD2 y el primer ciclo del espécimen SD3. La Figura 4.19 compara las relaciones fuerza-desplazamiento de CD2, SD2 y SD3.

Tabla 4.1: Resumen de los resultados de la campaña experimental

Espécimen	$d_y$ [mm]	$d_y / h_t$ [-]	$F_y$ [kN]	$d_{max}$ [mm]	$d_{max} / h_t$ [-]	$F_{max}$ [kN]	$d_u$ [mm]	$d_u / h_t$ [-]	$F_u$ [kN]	$F_2 / F_1$ [-]
CD1	34.3	0.34	30.5	95.9	0.96	86.5	28.3	0.96	2.1	0.70
CD2	60.6	0.61	41.0	98.7	0.99	83.0	98.4	0.99	20.8	0.64
SD1	3.2	0.00	2.2	189.2	0.26	32.5	-	-	-	0.75
SD2	163.3	0.23	27.5	189.7	0.26	32.5	-	-	-	0.76
SD3	150.7	0.21	33.7	272.4	0.38	66.4	279.7	0.39	58.1	0.87

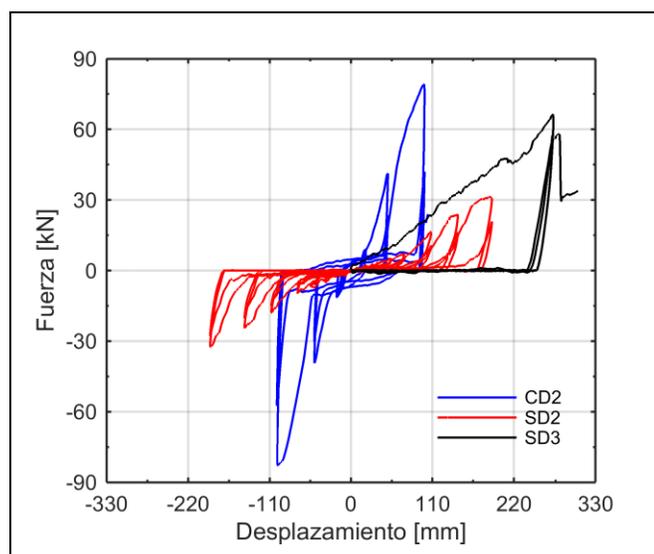


Figura 4.19: Comparación de la relación fuerza-desplazamiento de los especímenes CD2, SD2 y SD3

#### 4.5 Comparación Comportamiento Analítico y Experimental

Analíticamente, se puede simular el comportamiento de las barras sísmicas para el caso con y sin diafragma, considerando la geometría planteada en la Figura 4.20. A partir de un cierto desplazamiento horizontal, es posible estimar la deformación unitaria de las barras sísmicas y la fuerza lateral que se necesita para generar ese desplazamiento.

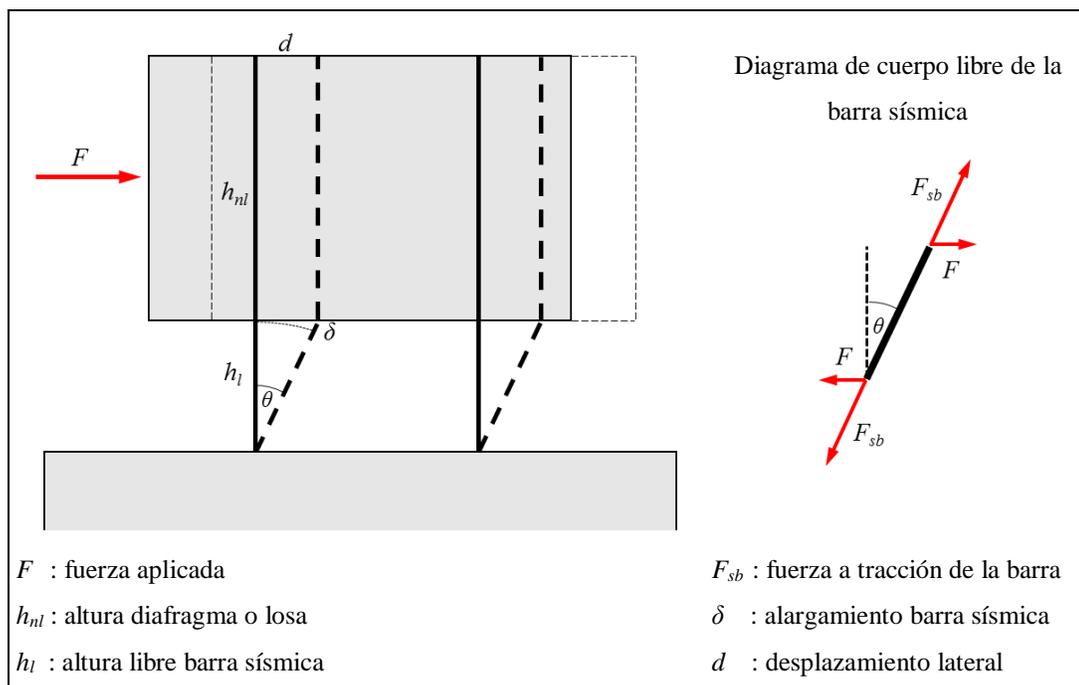


Figura 4.20: Geometría simplificada en posición deformada de las barras sísmicas

#### 4.5.1 Deformación Unitaria de las Barras Sísmicas

A partir de la geometría planteada en la Figura 4.20, se puede estimar el alargamiento de la barra según la ecuación (4.1) y la deformación unitaria con la ecuación (4.2). El término  $\varepsilon_{pt}$  de la ecuación (4.2) corresponde a la deformación unitaria debida a la pretensión de las barras sísmicas (subcapítulo 4.3).

$$\delta = h_l \left( \frac{1}{\cos(\theta)} - 1 \right) \quad (4.1)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta}{h_l + h_{nl}} + \varepsilon_{pt} \quad (4.2)$$

La Figura 4.21 y 4.22 comparan los cálculos obtenidos mediante estas ecuaciones y los resultados experimentales medidos por los *strain gauges* en los *peaks* de cada ciclo de carga. Los valores experimentales consideran la deformación unitaria máxima en valor

absoluto de los ciclos con desplazamientos negativos y positivos. Adicionalmente, en cada *peak*, se promediaron las deformaciones unitarias de ambas barras sísmicas. Para los casos CD (Figura 4.21) y SD (Figura 4.22), la deformación unitaria analítica estima de buena manera la deformación unitaria experimental para los primeros dos ciclos de carga. Para ciclos de mayores amplitudes la deformación unitaria analítica sobrestima la deformación unitaria experimental.

Considerando los desplazamientos laterales experimentales correspondientes a la fuerza máxima ( $d_{max}$  en la Tabla 4.1) y la ecuación (4.1), se obtiene que la deformación unitaria en las barras sísmicas es de 4.59 y 4.84% para los especímenes CD1 y CD2, respectivamente. Para los especímenes SD1 y SD2, se estima una deformación unitaria de 2.87 y 2.87%, respectivamente. Finalmente, para el espécimen SD3, se estima una deformación unitaria de 5.78%. En la Tabla 4.2 se comparan estas deformaciones unitarias con las deformaciones medidas experimentalmente por los *strain gauges* y se calcula la relación entre la deformación analítica ( $\epsilon_A$ ) y la experimental ( $\epsilon_E$ ). En promedio, para el desplazamiento máximo, la deformación unitaria analítica es 34% mayor a la deformación unitaria experimental.

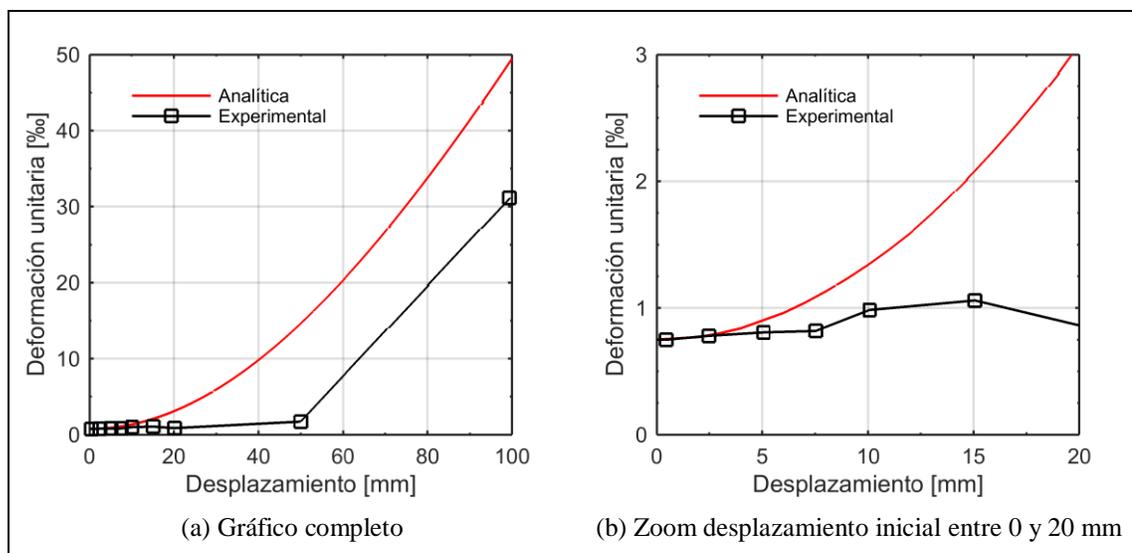


Figura 4.21: Comparación deformación unitaria analítica y experimental en barras sísmicas del espécimen CD2

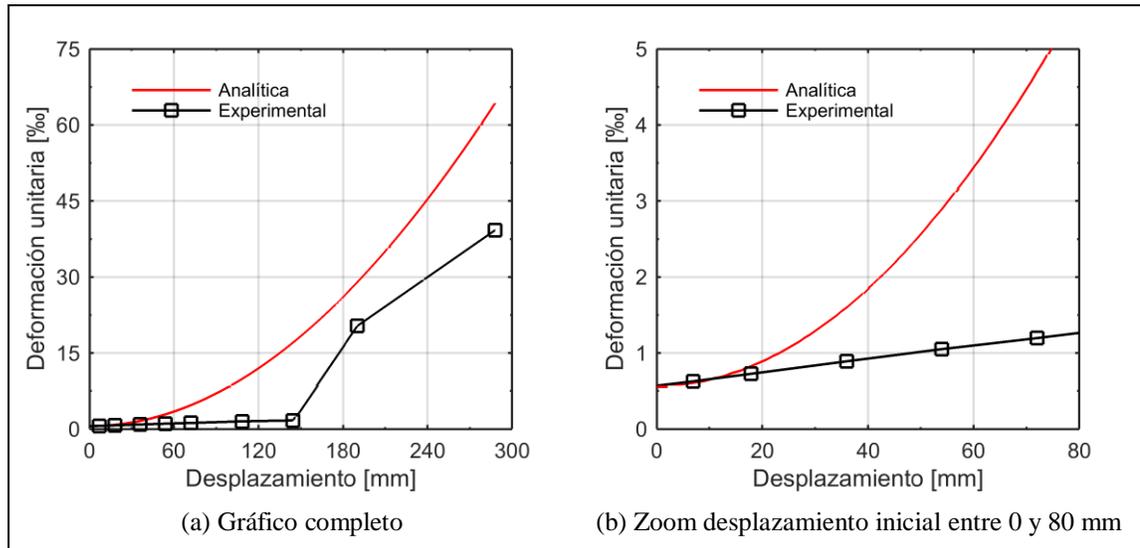


Figura 4.22: Comparación deformación unitaria analítica y experimental de barras sísmicas del espécimen SD2

Las grandes diferencias entre la deformación unitaria analítica y la experimental responden principalmente a que el modelo analítico:

- No considera la pérdida de pretensión de las barras sísmicas.
- No considera la separación existente entre el tubo de PVC y la barra sísmica.
- Plantea que la barra sísmica sólo está sometidas a tracción, pero ésta en la realidad también es deformada por flexión debido a que se encuentra empotrada en la base.
- Considera adherencia perfecta entre el hormigón y el acero en la mesa de apoyo.
- No considera el daño que se genera en el hormigón. Este efecto se hace muy relevante en los especímenes CD (Figura 4.4).

Tabla 4.2: Comparación de la deformación unitaria analítica y experimental para el desplazamiento de fuerza máxima

Espécimen	$\delta$ [mm]	$h_l + h_{nl}$ [mm]	$\varepsilon_{pt}$ [mm/mm]	$\varepsilon_A$ [mm/mm]	$\varepsilon_E$ [mm/mm]	$\varepsilon_A / \varepsilon_E$ [-]
<b>CD1</b>	38.6	850	0.00053	0.0459	0.0397	1.16
<b>CD2</b>	40.5	850	0.00075	0.0484	0.0313	1.55
<b>SD1</b>	82.1	870	0.00065	0.0287	0.0241	1.19
<b>SD2</b>	82.4	870	0.00057	0.0288	0.0209	1.38
<b>SD3</b>	136.9	870	0.00056	0.0578	0.0400	1.45

#### 4.5.2 Fuerza Lateral

A partir de la estimación analítica de la deformación unitaria y el equilibrio de fuerzas de la barra sísmica (diagrama de cuerpo libre de la Figura 4.20), es posible estimar la fuerza horizontal requerida para imponer dicho desplazamiento mediante la ecuación (4.3).

$$F = f_{sb} A_{sb} \text{sen}(\theta) \quad (4.3)$$

Donde el término  $A_{sb}$  de la ecuación, corresponde al área total de las barras sísmicas de acero y  $f_{sb}$  es la tensión en ellas. Esta tensión se calcula con dos métodos diferentes: el modelo elastoplástico perfecto (EPP) y el modelo de Karthik & Mander (2011). El modelo de Karthik & Mander (K&M) considera el endurecimiento del acero, pero ninguno de estos modelos toma en consideración la fatiga a la que se ve sometida la barra sísmica. La Figura 4.23 muestra simultáneamente la relación tensión-deformación de ambos modelos, junto con las curvas obtenidas del ensayo a tracción de las barras de acero A440-280H (ver Anexo B).

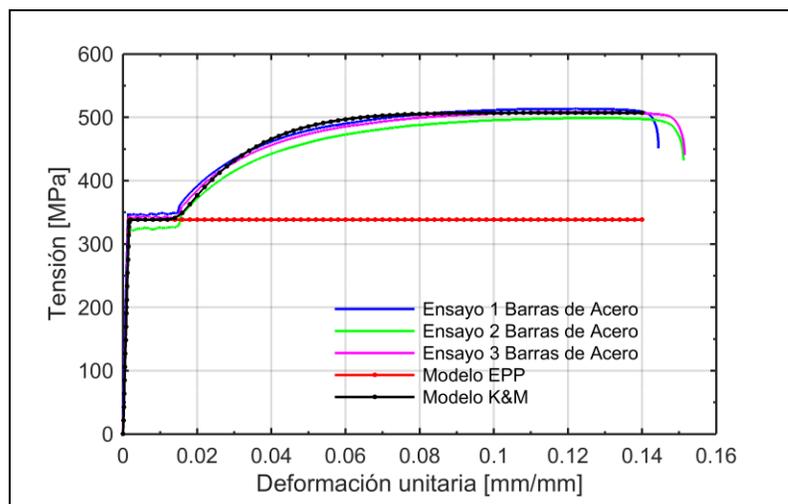


Figura 4.23: Comparación modelos constitutivos analíticos y experimentales del acero en tracción

Para la calibración de ambos modelos constitutivos, se utilizaron las propiedades obtenidas del ensayo experimental a tracción de las barras sísmicas (ver Anexo B). Para el modelo EPP, se utilizó un módulo de elasticidad de 211.9 GPa y una deformación unitaria de fluencia de 0.0016 mm/mm. Para el modelo de K&M, además se consideró una deformación de endurecimiento de 0.0153 mm/mm, un módulo de elasticidad de endurecimiento de 8.5 GPa, una deformación última de 0.14 mm/mm y una fuerza última igual a 506.9 MPa.

La Figura 4.24 compara la relación fuerza-desplazamiento experimental con la analítica de los modelos utilizados. Para la relación experimental, se muestran únicamente los puntos correspondientes a las cargas máximas en valor absoluto de cada ciclo. A excepción del espécimen SD3, para la cual se graficó el comportamiento del primer ciclo de carga hasta llegar al desplazamiento de 275 mm.

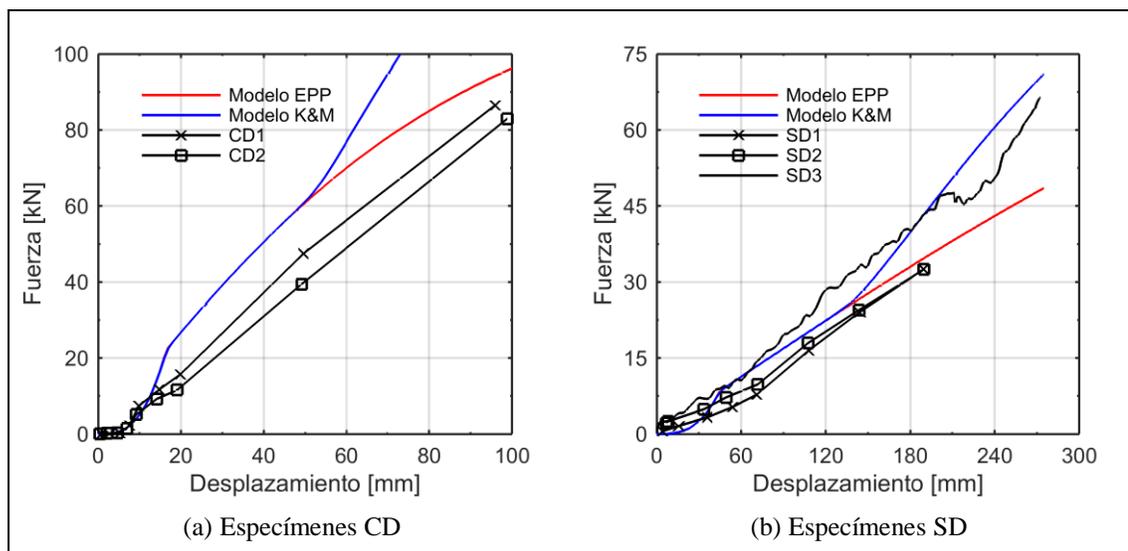


Figura 4.24: Comparación relación fuerza-desplazamiento analítica y experimental

A pesar de que la estimación de la deformación unitaria no guarda mucha relación con la deformación unitaria experimental, el cálculo de la fuerza analítica sí lo hace. El modelo EPP, predice mejor la relación fuerza desplazamiento que el modelo de K&M para estimar la fuerza de los especímenes bajo cargas cíclicas. Este último modelo predice mejor el comportamiento monotónico del primer ciclo de carga del espécimen SD3.

En los especímenes CD, la estimación de la rigidez (pendiente de la curva) es bastante efectiva para desplazamientos menores a 10 mm, y también para desplazamientos entre 20 y 100 mm. La diferencia de rigidez se produce para desplazamientos entre 10 y 20 mm, donde la pendiente analítica es mayor a la experimental. En el caso de los especímenes SD, la estimación de la rigidez analítica es bastante inadecuada para desplazamientos menores a 45 mm. A partir de este punto, la rigidez analítica estima la rigidez experimental apropiadamente.

Las estimaciones de las fuerzas máximas, para desplazamientos laterales máximos ( $d_{max}$  en la Tabla 4.1), por ambos métodos se resumen en la Tabla 4.3. Adicionalmente, se comparan los resultados analíticos con los obtenidos experimentalmente y se calcula la razón existente entre la fuerza experimental ( $F_E$ ) y la analítica ( $F_A$ ). El modelo EPP estima mejor la resistencia máxima que el modelo de K&M, a pesar de que este último considera

el endurecimiento del acero. En el modelo elastoplástico perfecto, la mayor diferencia se obtiene para el espécimen SD3, donde  $F_E/F_A$  es 0.72. En dicho espécimen, la fuerza máxima se obtuvo en el primer ciclo de desplazamiento, por lo que su comportamiento podría parecerse más a un ensayo a tracción de una barra de acero. Por este motivo el modelo de K&M es más preciso en ese caso, pero para el resto de los especímenes este modelo sobrestima en más de 34% la fuerza máxima.

Tabla 4.3: Comparación fuerza máxima analítica y experimental

Especímen	Experimental	Modelo EPP		Modelo K&M	
	$F_E$ [kN]	$F_A$ [kN]	$F_A / F_E$ [-]	$F_A$ [kN]	$F_A / F_E$ [-]
<b>CD1</b>	86.5	94.2	1.09	133.1	1.54
<b>CD2</b>	83.0	95.6	1.15	136.3	1.64
<b>SD1</b>	32.5	34.6	1.06	43.4	1.34
<b>SD2</b>	32.5	34.7	1.07	43.5	1.34
<b>SD3</b>	66.4	48.1	0.72	70.4	1.06

## 5. MODELO CONSTITUTIVO PARA BARRAS SÍSMICAS

El modelo constitutivo planteado en esta tesis para las barras sísmicas, corresponde a una constitutiva bilineal que se define a partir de dos puntos y de una rigidez de descarga (Figura 5.1). El primer punto ( $d_1, F_1$ ) corresponde a un punto experimental, en el cuál los especímenes CD y SD presentaron un notorio cambio de pendiente en la relación fuerza-desplazamiento. En dicho punto la barra pasa de un comportamiento flexural a un comportamiento mayoritariamente a tracción. El segundo punto ( $d_2, F_2$ ) corresponde a una aproximación del desplazamiento máximo y la fuerza máxima alcanzados en los ensayos descritos en el capítulo 4. Los dos puntos del modelo constitutivo se obtienen a partir de tres propiedades de la barra sísmica: el diámetro, la tensión de fluencia y la altura libre. La deformación unitaria de las barras sísmicas se calcula a partir de la ecuación (4.2), pero sin considerar el término  $\varepsilon_{pt}$ , ya que en los ensayos de la campaña experimental se registró que la pretensión inicial de la barra fue perdida. La fuerza de ambos puntos se estima a partir de la ecuación (4.3) y la tensión de la barra se calcula según el modelo elastoplástico perfecto. Por su parte, la rigidez de descarga  $K_d$  se estima a partir de la segunda pendiente ( $K_2$ ) del modelo constitutivo (Figura 5.1).

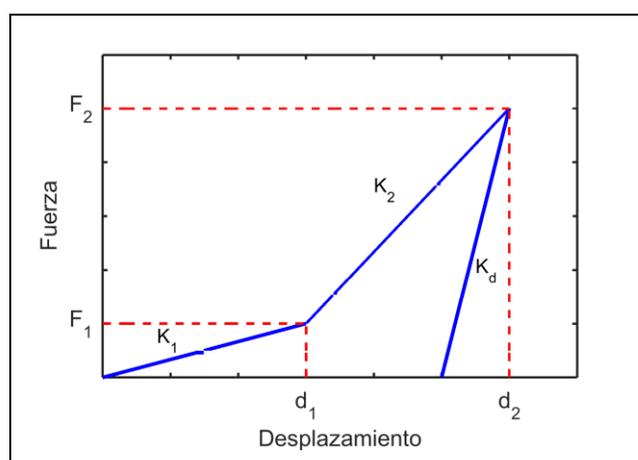


Figura 5.1: Modelo constitutivo propuesto para barras sísmicas

## 5.1 Modelo Constitutivo para Barras Sísmicas CD

Para las barras sísmicas CD, el desplazamiento  $d_1$  se estimó como un desplazamiento igual al 10% de la altura libre de la barra sísmica ( $h_l$ ). Por su parte, el desplazamiento  $d_2$  se consideró igual a  $h_l$ . Para el desplazamiento  $d_1$ , la barra sísmica no fluye, y la tensión puede ser calculada con su deformación unitaria ( $\varepsilon_s$ ) y su módulo de elasticidad ( $E_s$ ). Para el desplazamiento  $d_2$ , es aceptable considerar que las barras sísmicas están fluyendo. En base a estos supuestos, los ángulos  $\theta_1$  y  $\theta_2$  (Figura 4.20) son constantes. En consecuencia, se incorporan los factores  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  para representar  $\sin(\theta_1)$  y  $\sin(\theta_2)$ , que se pueden aproximar a 0.10 y 0.71, respectivamente. Adicionalmente, según los resultados experimentales, se propone usar una rigidez de descarga igual a 20 veces la rigidez  $K_2$ . En la Tabla 5.1 se resumen las ecuaciones que definen el modelo constitutivo de las barras sísmicas CD y en la Figura 5.2a se compara el modelo constitutivo planteado con los resultados experimentales de los especímenes CD.

Tabla 5.1: Ecuaciones del modelo constitutivo para barras sísmicas CD

Desplazamiento	Fuerza	Rigidez de Descarga
$d_1 = 0.1 h_l$	$F_1 = \alpha_1 E_s \varepsilon_s A_{sb}$	$K_d = 20 K_2$
$d_1 = h_l$	$F_2 = \alpha_2 f_y^* A_{sb}$	

\* $f_y$  es la tensión de fluencia real, se recomienda utilizar  $1.2 f_y$  nominal

## 5.2 Modelo Constitutivo para Barras Sísmicas SD

Para las barras sísmicas SD, el desplazamiento  $d_1$  se estimó considerando igualmente el 10% de  $h_l$ . Sin embargo, el desplazamiento  $d_2$  se consideró como el 35% de  $h_l$ . Según el modelo geométrico simplificado de la Figura 4.20, es razonable asumir que para los desplazamientos  $d_1$  y  $d_2$  se alcanza la fluencia de las barras sísmicas. Sin embargo, como la estimación de la fuerza es inadecuada para el desplazamiento  $d_1$  (ver Figura 4.24), se propone incorporar un factor  $\beta_1 = 0.7$ , con el fin de ajustar este error en la estimación de  $F_1$ . Adicionalmente, como  $\theta_1$  y  $\theta_2$  son constantes, se incorporan los factores  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  para

representar  $\text{sen}(\theta_1)$  y  $\text{sen}(\theta_2)$ , que se pueden aproximar a 0.10 y 0.37, respectivamente. Finalmente, según los resultados experimentales, se propone usar una rigidez de descarga igual a 15 veces la rigidez  $K_2$ . En la Tabla 5.2 se resumen las ecuaciones que definen el modelo constitutivo de las barras sísmicas SD y en la Figura 5.2b se compara el modelo constitutivo planteado con los resultados experimentales de los especímenes SD.

Tabla 5.2: Ecuaciones del modelo constitutivo para barras sísmicas SD

<b>Desplazamiento</b>	<b>Fuerza</b>	<b>Rigidez de Descarga</b>
$d_1 = 0.1 h_l$	$F_1 = \alpha_1 \beta_1 f_y^* A_{sb}$	$K_d = 15 K_2$
$d_2 = 0.35 h_l$	$F_2 = \alpha_2 f_y^* A_{sb}$	

\* $f_y$  es la tensión de fluencia real, se recomienda utilizar  $1.2 f_y$  nominal

### 5.3 Modelo Constitutivo General para Barras Sísmicas

Considerando los modelos constitutivos para barras CD y SD, es posible unificarlos en un modelo que incluya ambas tipologías. Se incorpora un factor  $\gamma$  que involucra las constantes  $\alpha$  y  $\beta$  de cada caso (CD y SD). Adicionalmente, este factor  $\gamma$  también considera, para el caso CD, la tensión de la barra sísmica en  $d_1$  en razón de la tensión de fluencia ( $E_s \varepsilon_s / f_y$ ). Esta razón debiese ser invariante, ya que la relación  $h_l / (h_l + h_{ml})$  es relativamente constante para pasos inferiores típicos (ver ecuaciones 4.1 y 4.2). De esta manera, el modelo constitutivo queda definido a partir de las ecuaciones que se presentan en la Tabla 5.3. La Figura 5.2 compara los resultados experimentales con el modelo constitutivo planteado.

Tabla 5.3: Ecuaciones del modelo constitutivo general para barras sísmicas

Desplazamiento	Fuerza	Rigidez de Descarga	Factor $\gamma$
$d_1 = 0.1 h_l$ $d_2 = \begin{cases} h_l & \text{para CD} \\ 0.35 h_l & \text{para SD} \end{cases}$	$F = \gamma f_y^* A_{sb}$	$K_d = \begin{cases} 20 K_2 & \text{para CD} \\ 15 K_2 & \text{para SD} \end{cases}$	$\gamma = \begin{cases} 0.04 & \text{para } F_1 \text{ CD} \\ 0.71 & \text{para } F_2 \text{ CD} \\ 0.07 & \text{para } F_1 \text{ SD} \\ 0.37 & \text{para } F_2 \text{ SD} \end{cases}$

\* $f_y$  es la tensión de fluencia real, se recomienda utilizar  $1.2 f_y$  nominal

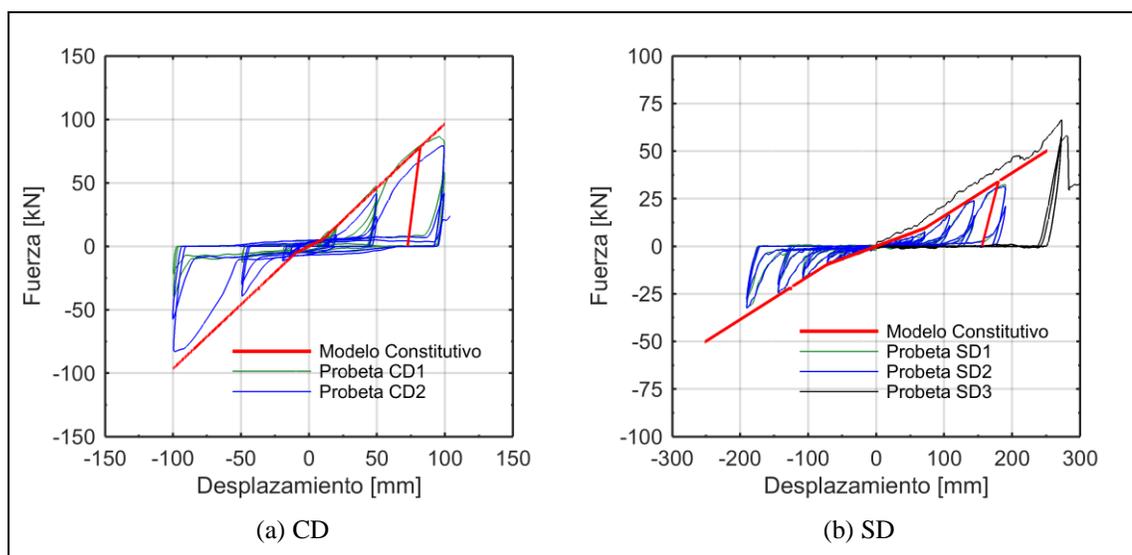


Figura 5.2: Comparación del modelo constitutivo propuesto para barras sísmicas y los resultados experimentales

#### 5.4 Comportamiento Histerético de las Barras Sísmicas

Para representar el comportamiento histerético de las barras sísmicas se utilizó el material uniaxial del tipo *hysteretic* (histerético) en el programa OpenSees (McKenna et al. 2000). La Figura 5.3a muestra la constitutiva genérica de dicho material. Para ajustar dicha curva con los resultados experimentales del capítulo 4, se testeó el material sometiéndolo a ciclos de desplazamiento equivalentes a los realizados experimentalmente y se compararon ambos comportamientos. Mediante este procedimiento iterativo se obtuvo la relación fuerza-desplazamiento para barras sísmicas SD que se muestra en la Figura 5.3b. Como la rigidez de descarga del material histerético se relaciona con la rigidez inicial, fue necesario colocar el primer punto del modelo ( $elp$ ,  $s1p$ ) muy cercano al origen, con una pendiente igual a la rigidez

de descarga. Los parámetros utilizados en el material histerético para obtener este comportamiento se resumen en la

Tabla 5.4. Donde  $pinch_x$  y  $pinch_y$  corresponden al factor de *pinching* del desplazamiento y la fuerza, respectivamente;  $damage_1$  y  $damage_2$  corresponden al daño debido a la ductilidad y la energía, respectivamente; y  $beta$  es un factor que degrada la rigidez de descarga.

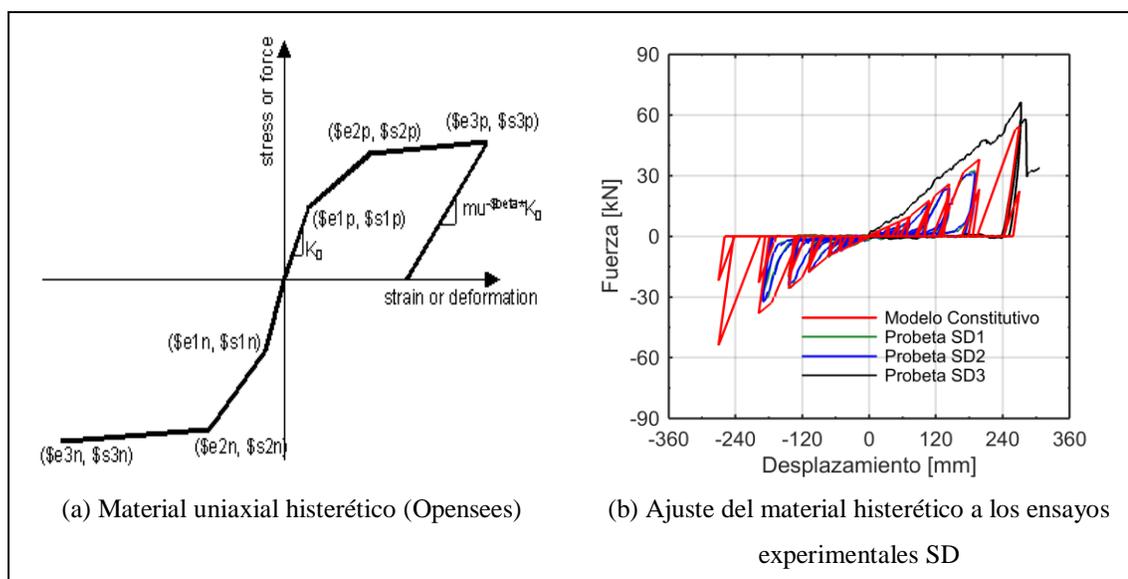


Figura 5.3: Comportamiento histerético de las barras sísmicas SD

Tabla 5.4: Parámetros del material histerético de OpenSees utilizados en la modelación de las barras sísmicas SD

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
<i>e1p / e1n</i> [mm]	0.25
<i>s1p / s1n</i> [kN]	0.5
<i>e2p / e2n</i> [mm]	72.0
<i>s2p / s2n</i> [kN]	9.51
<i>e3p / e3n</i> [mm]	252.0
<i>s3p / s3n</i> [kN]	50.33
<i>pinchx</i> [-]	0.9
<i>pinchy</i> [-]	0
<i>damage1</i> [-]	0
<i>damage2</i> [-]	0.25
<i>beta</i> [-]	0

## **6. MODELO NO-LINEAL PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES**

Este capítulo plantea un modelo computacional basado en elementos finitos para representar el comportamiento sísmico de un puente en la dirección transversal. Para realizar este modelo se escogió el PI Las Mercedes, para así comparar los resultados del modelo con los daños observados en dicho puente debido al terremoto del Maule 2010. Se presenta la estructuración del PI, sus propiedades geométricas y las simplificaciones realizadas en la representación analítica. Finalmente, se presentan los resultados del análisis estático y del análisis dinámico.

### **6.1 Caracterización del PI Las Mercedes**

El PI Las Mercedes es un puente ubicado en la VI Región del Libertador Bernardo O'Higgins. Este puente se encuentra en el kilómetro 76 de la Ruta 5 Sur ( $34^{\circ}04'19''\text{S}$   $70^{\circ}45'42''\text{W}$ ), en el enlace By-Pass Rancagua (ver Figura 6.1). Dicha estructura tiene la función de comunicar el sector de las Mercedes con la parte sur de Graneros. Según el Manual de Carreteras (MOP, 2010), el PI Las Mercedes se encuentra en la zona sísmica 2 ( $A_0 = 0.3 \text{ g}$ ).

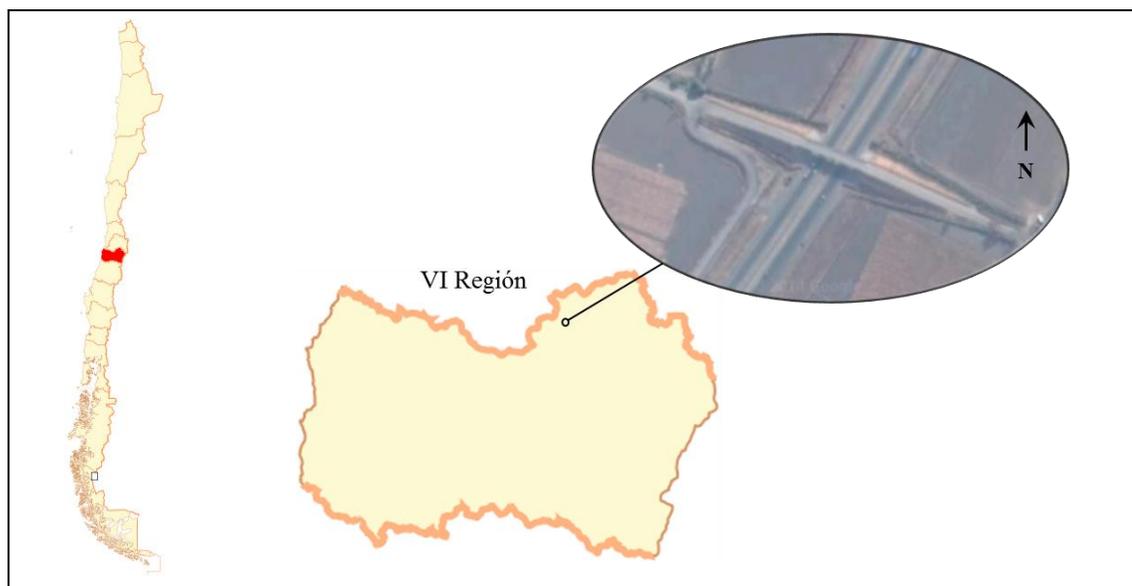


Figura 6.1: Ubicación del PI Las Mercedes

La Figura 6.2 contiene los planos estructurales del puente escogido con la configuración que tenía antes del terremoto de 2010. Éste posee dos vanos de igual longitud, soportados por dos estribos en sus extremos y una cepa intermedia (Figura 6.2a). Los estribos, están estructurados por muros espaldares de hormigón armado, mientras que la cepa está compuesta por dos columnas de 100 cm de diámetro y una viga cabezal, también de hormigón armado. La superestructura está compuesta por una losa de 20 cm de espesor y tres vigas de hormigón armado que la soportan (ver Figura 6.2c). Estas vigas se apoyan en la subestructura por medio de apoyos elastoméricos. Adicionalmente, para la prevención del levantamiento de la superestructura, existen barras sísmicas entre las vigas longitudinales. El puente posee un esviaje cercano a los  $11^\circ$ , el cual es apreciable en la vista en planta de la Figura 6.2b. Además, la estructura no posee diafragmas y el desplazamiento transversal del tablero no se encuentra limitado por topes laterales. A pesar de que en los planos de construcción del puente existen topes laterales exteriores (Figura 6.2c), en la Figura 6.3d se observa que en realidad, el puente tenía tapas de hormigón, las cuales no tienen aporte estructural (Toro et al. 2013).

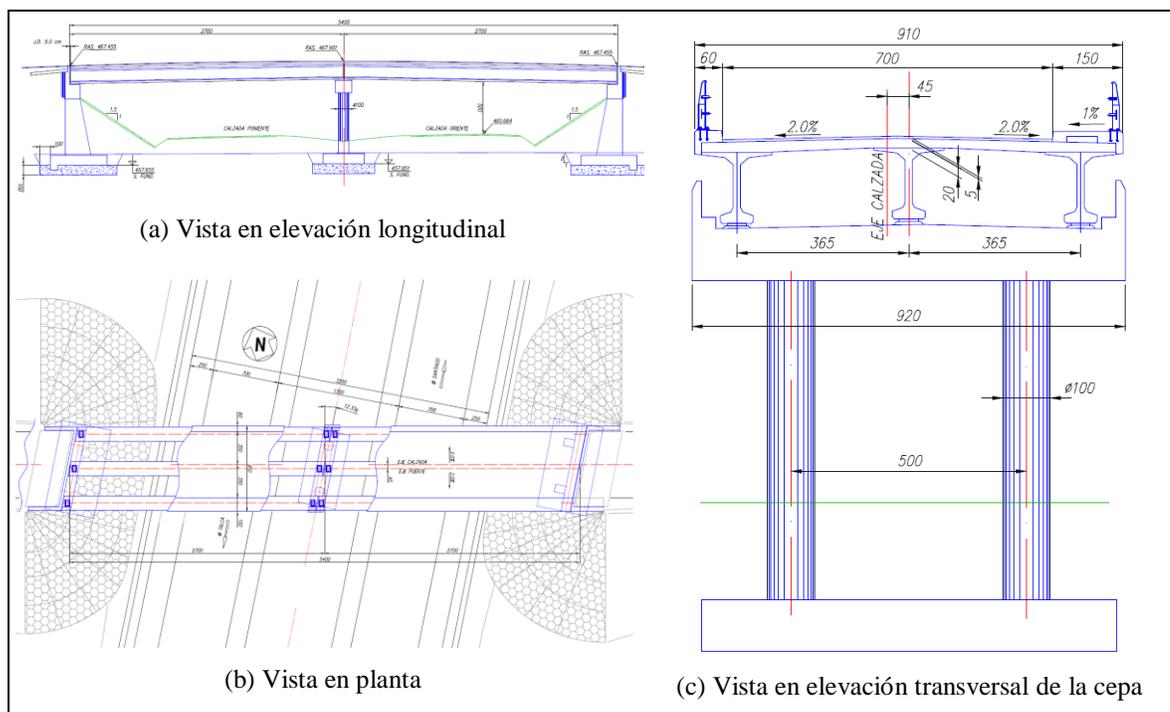


Figura 6.2: Planos del PI Las Mercedes

## 6.2 Comportamiento Observado del PI Las Mercedes durante el Terremoto del Maule 2010

Luego del terremoto del 27 de febrero de 2010, se llevaron a cabo varias campañas de inspección, no sólo chilenas, sino también extranjeras, para cuantificar los daños en todo tipo de estructuras. Dentro de los puentes examinados, se encuentra el PI Las Mercedes. El mayor daño observado en este puente, fue causado por la rotación de la superestructura, la que provocó la falla de las tapas laterales en los estribos (ver Figura 6.3b). Por su parte, en la Figura 6.3d se muestra el agrietamiento producido en las tapas laterales de la cepa. Como consecuencia de la rotación excesiva del tablero, éste quedó con un desplazamiento residual en los estribos (ver Figura 6.3a y c).

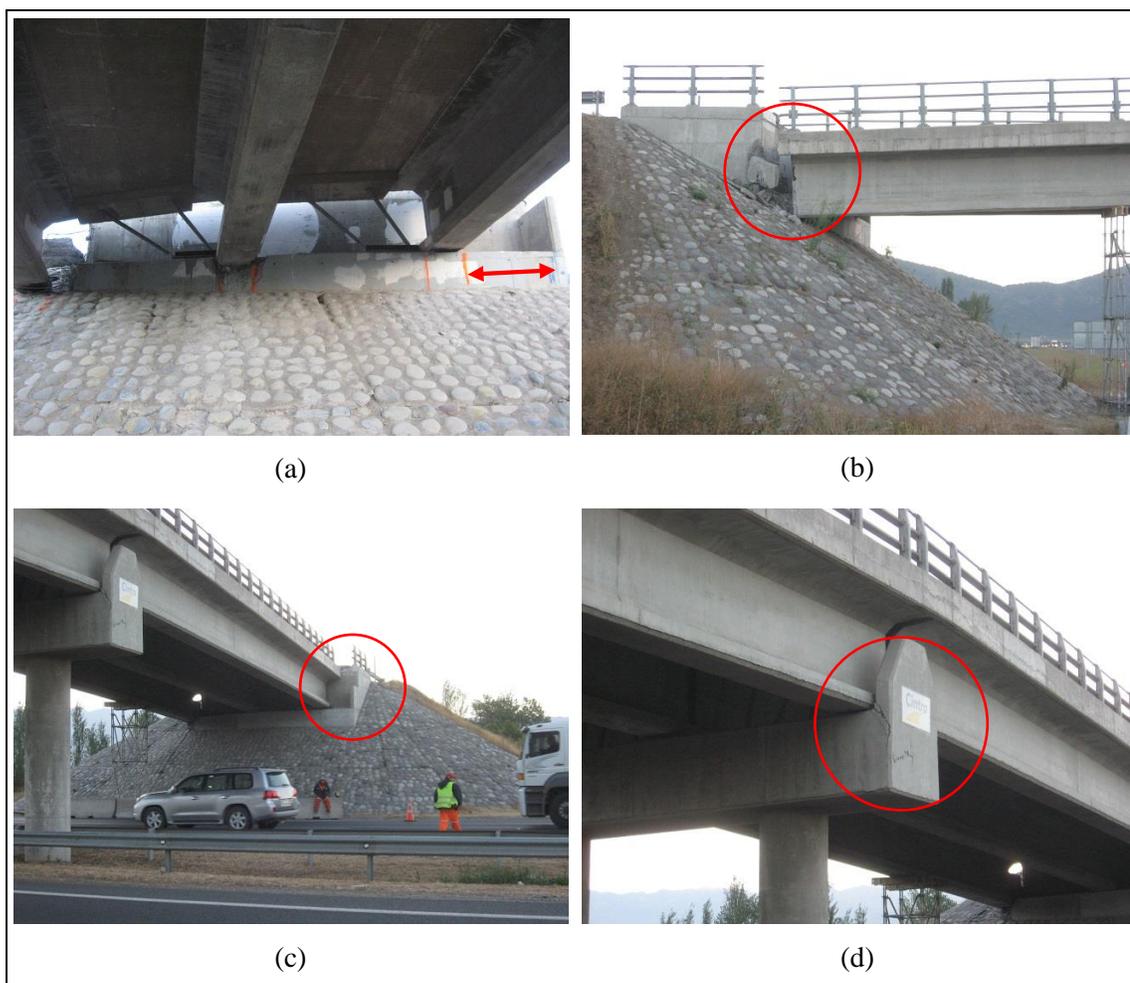


Figura 6.3: Daño Observado PI Las Mercedes

La rotación experimentada por el PI Las Mercedes es descrita por Elnashai et al. (2010a). En dicho estudio, se concluye que a pesar de que el centro de rigidez coincide con el centro de masa, la superestructura puede experimentar una fuerte rotación (ver Figura 6.4). Los centros de masa y rigidez coinciden hasta el instante en que el tablero topa con el estribo. En ese instante, el centro de rigidez se desplaza y permite que la demanda sísmica traslacional que experimentaba el puente, se transforme en una demanda sísmica rotacional.

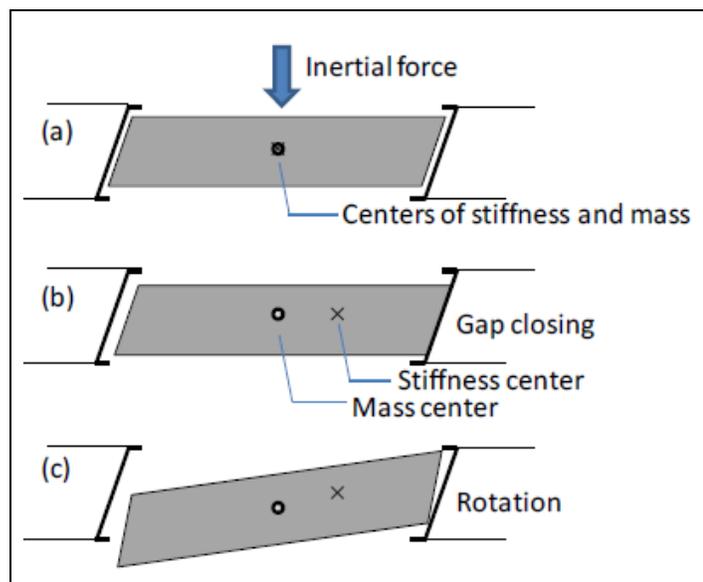


Figura 6.4: Comportamiento del PI Las Mercedes durante el terremoto del Maule 2010 (Elnashai et al. 2010a)

### 6.3 Modelo No Lineal del Puente

Para predecir el comportamiento sísmico de la cepa central del PI Las Mercedes en la dirección transversal, se construyó un modelo 2D en OpenSees. Para ello, se utilizó la información dispuesta en los planos de construcción del puente, los cuales fueron facilitados por el MOP. La única diferencia del modelo con estos planos fue el no haber incorporado los topes laterales, ya que las imágenes capturadas después del terremoto (ver Figura 6.3d) muestran que los topes no existían y en su lugar sólo habían tapas de hormigón. La influencia de los topes laterales en el comportamiento sísmico del puente se estudia en el análisis paramétrico del Capítulo 7.

El modelo esquemático de la cepa, que se muestra en la Figura 6.5, posee tres grados de libertad en cada nodo. Los dos nodos de la base están empotrados al nivel del sello de fundación, mientras que los nodos correspondientes al nivel 2 y 3, se restringieron en la dirección vertical y al giro. Como la cepa recibe la superestructura de los dos vanos, los elementos de la Figura 6.5 que corresponden a las vigas longitudinales, las barras sísmicas y los apoyo elastoméricos, son dos elementos idénticos dispuestos en paralelo.

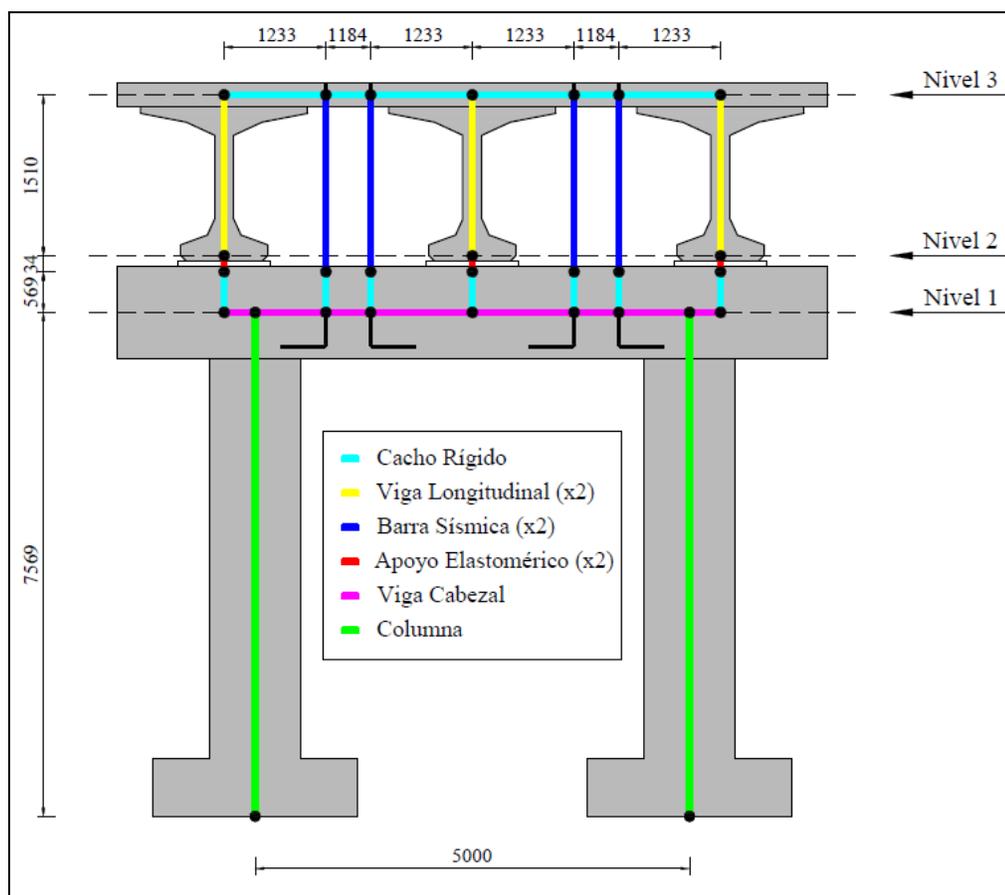


Figura 6.5: Modelo de elementos finitos de la cepa del PI Las Mercedes

La masa de la estructura considera la mitad del área del tablero como área tributaria para la cepa. En el nivel 1 se incorporó la masa proporcionada por la viga cabezal y la mitad de las columnas, y en el nivel 2 la mitad de la masa de las vigas longitudinales. Finalmente, en el nivel 3 se incorporó la masa de la losa, la carpeta de rodado asfáltico, las barandas del puente y la mitad de las vigas longitudinales. La masa sísmica total es de 282.2 ton, cuya distribución por nivel se resume en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Masa de la estructura por nivel

Nivel	Masa Traslacional [ton]
1	51.5
2	49.0
3	181.7

### 6.3.1 Barras Sísmicas

Las barras sísmicas fueron modeladas con elementos *two node link* actuando en la dirección horizontal. La constitutiva de las barras sísmicas y el comportamiento histerético fueron representados mediante el material uniaxial del tipo *hysteretic* (histerético). La Figura 6.6 muestra las características geométricas de las barras sísmicas junto a su modelo constitutivo.

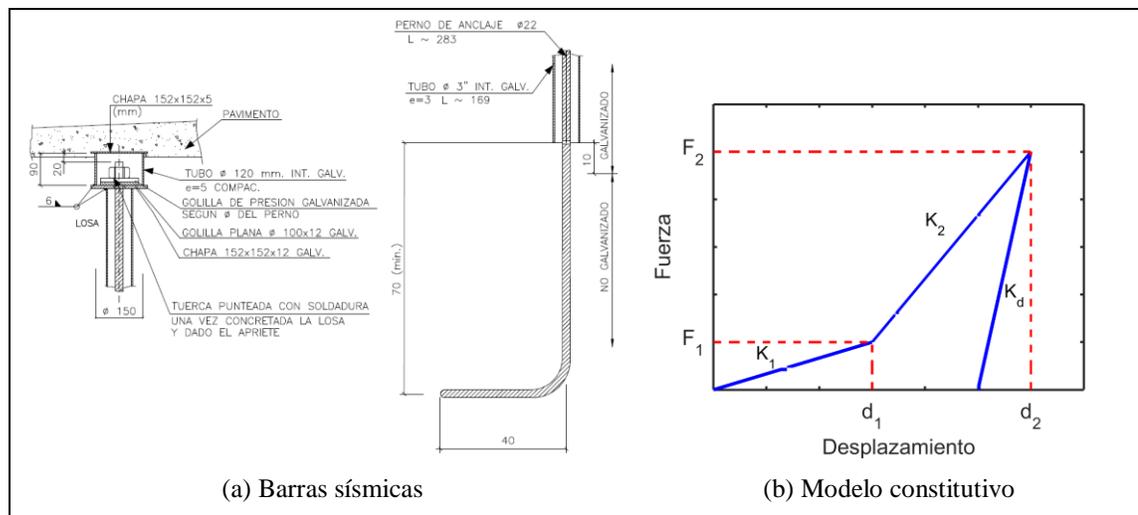


Figura 6.6: Barras sísmicas y su modelo constitutivo

Como el PI Las Mercedes no posee diafragma y las barras sísmicas tienen una altura libre de 1.41 m, los desplazamientos  $d_1$  y  $d_2$  del modelo constitutivo son 141 y 494 mm, respectivamente. Las barras sísmicas son de acero A440-280H de diámetro  $\phi 22$ , por

consiguiente al considerar la fluencia real como  $1.2 f_y$  (338 MPa), las fuerzas  $F_1$  y  $F_2$  del modelo constitutivo son 8.9 y 47.3 kN, respectivamente. A partir de estos valores se estima la rigidez de descarga como 15 veces  $K_2$ , obteniendo un valor de 1628 kN/m. Estas propiedades se resumen en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Propiedades de las barras sísmicas utilizadas en la modelación

<b>Desplazamiento</b> [mm]	<b>Fuerza</b> [kN]	<b>Rigidez de Descarga</b> [kN/m]
$d_1 = 141$	$F_1 = 8.9$	$K_d = 1628$
$d_2 = 494$	$F_2 = 47.3$	

### 6.3.2 Apoyos Elastoméricos

Para representar los apoyos elastoméricos en el modelo, se utilizaron elementos *two node link* actuando en la dirección horizontal. Para su caracterización se utilizaron los resultados obtenidos por Rubilar (2015). En dicha investigación, se realizaron ensayos experimentales de apoyos elastoméricos, tanto bajo cargas monotónicas como cíclicas, con el fin de explicar el comportamiento histerético de estos elementos. En dicho estudio se concluyó que la relación constitutiva de los apoyos elastoméricos, puede ser considerada de manera simplificada como elasto plástica perfecta. Por consecuencia, los apoyos elastoméricos fueron considerados en el modelo como un material uniaxial del tipo *ElasticPP* (elasto plástico perfecto). La Figura 6.7 muestra el apoyo elastomérico presente en los planos de construcción del puente, junto con la relación constitutiva utilizada en el modelo analítico.

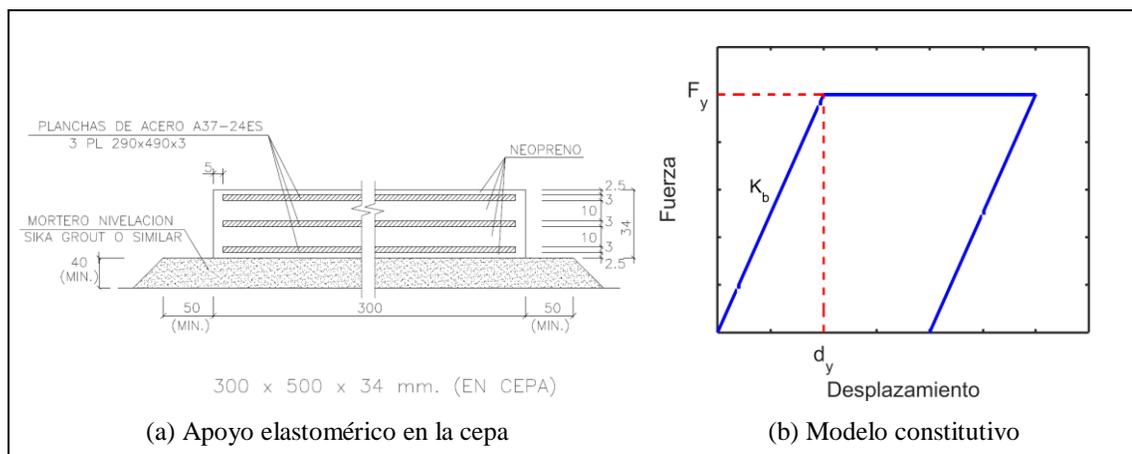


Figura 6.7: Apoyo elastomérico y su modelo constitutivo

Para calcular los parámetros del modelo histerético de un apoyo elastomérico se requiere la geometría de éste apoyo y la tensión de compresión a la que está sometido. La rigidez del apoyo elastomérico se obtiene de la ecuación (6.1). Donde  $G_b$  es el módulo de corte aparente de la goma, según el valor propuesto por el Manual de Carreteras (MOP, 2010) para el caso de cargas sísmicas. Por otro lado,  $A$  y  $h_r$  corresponden al área del apoyo elastomérico y la altura total efectiva de la goma, respectivamente. Estos dos últimos valores, se obtienen de la geometría de los elementos. Para el cálculo de  $h_r$ , a la altura total del apoyo elastomérico se le resta la altura de las placas de acero (geometría según Figura 6.7a).

$$K_b = \frac{G_b A}{h_r} \quad (6.1)$$

La fuerza lateral de fluencia del apoyo elastomérico se obtiene a partir de la ecuación (6.2). Donde  $\mu$  es el coeficiente de roce del apoyo elastomérico, calculado según la ecuación (6.3) propuesta por Steelman (2013), y  $N$  es la carga axial sobre el apoyo elastomérico (ver Anexo A). Los parámetros de los apoyos elastoméricos, la fuerza lateral de fluencia y la rigidez utilizada en el modelo de Opensees se resumen en la Tabla 6.3.

$$F_{yb} = \mu N \quad (6.2)$$

$$\mu = 0.18 + \frac{0.37}{\frac{N}{A} [\text{MPa}]} \quad (6.3)$$

Tabla 6.3: Propiedades de los apoyos elastoméricos utilizados en la obtención de la rigidez lateral y la resistencia lateral de fluencia

Propiedad	Valor
$N$ [kN]	377
$A$ [m <sup>2</sup> ]	0.15
$\mu$ [-]	0.33
$G_b$ [MPa]	1.30
$h_r$ [mm]	25.0
$F_{yb}$ [kN]	123.4
$K_b$ [kN/m]	7800
$d_y$ [cm]	1.58

### 6.3.3 Vigas Longitudinales

Las vigas longitudinales junto con la losa, aparentemente no presentaron daño durante el terremoto del Maule 2010, por lo que es razonable asumir un comportamiento lineal elástico. Es por esto, que las vigas fueron modeladas como elementos *two node link* considerando una rigidez lineal en la dirección horizontal. Esta rigidez se obtuvo mediante un modelo de elementos finitos construido en el programa SAP2000 (Computers and Structures, 2013). En este programa (ver Figura 6.8), la viga se modeló con elementos *shell* en el alma (espesor = 15 cm), el ala superior (espesor = 11 cm) y el ala inferior (espesor = 27.5 cm). El espesor de estos elementos se obtuvo de los planos estructurales y el módulo de elasticidad del hormigón se calculó utilizando la ecuación del ACI318 (2008), considerando una resistencia característica de 25 MPa (H30). El ala superior de la viga se empotró para considerar la restricción de giro y desplazamientos que provee la losa, y se aplicó una fuerza horizontal de 1 kN en el ala inferior de la viga. Con el

desplazamiento inducido por esta fuerza en el ala inferior, se obtiene que la rigidez transversal de la viga es igual a  $K_{vl} = 16200 \text{ kN/m}$ .

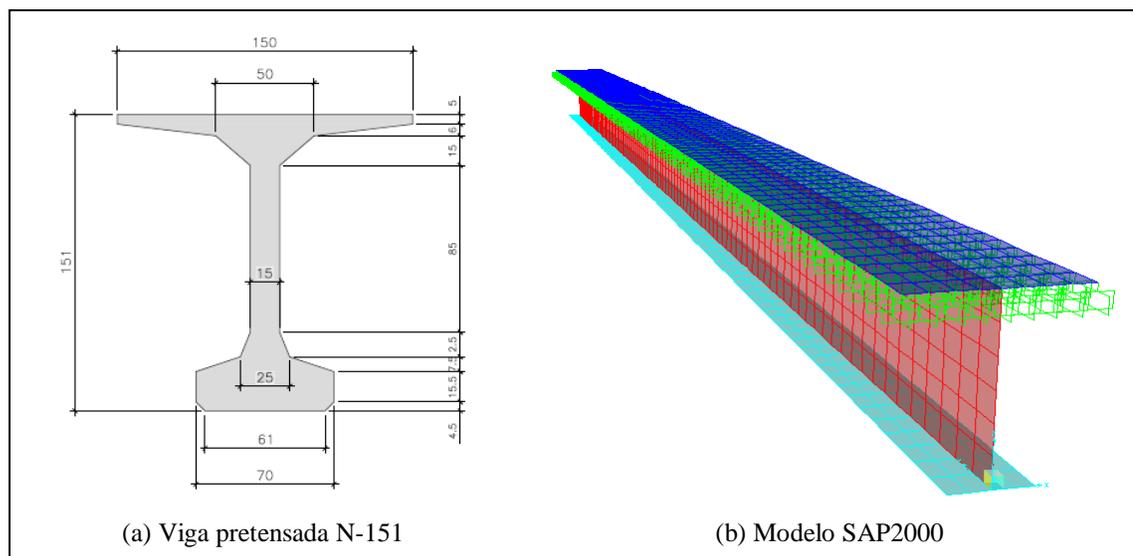


Figura 6.8: Viga longitudinal pretensada y modelo de elementos finitos para obtener su rigidez lateral

### 6.3.4 Cepa

La cepa, de igual manera que las vigas longitudinales, no presentó daño durante el terremoto del Maule 2010. Por consiguiente, las columnas y la viga cabezal se modelaron elásticamente utilizando elementos *elastic beam column* (viga-columna elásticos). Estos elementos requieren de tres parámetros: el área transversal, el momento de inercia y el módulo de elasticidad. Los dos primeros valores se obtuvieron de la geometría de cada elemento. El diámetro de las columnas es de 1 m, mientras que la viga cabezal tiene una altura de 1.14 m y un ancho de 1.6 m. El módulo de elasticidad del hormigón se calculó utilizando la ecuación del ACI318 (2008), considerando una resistencia característica de 20 MPa (H25). Las propiedades de los elementos utilizados para modelar la cepa se resumen en la Tabla 6.4.

### 6.3.5 Conectores Rígidos

Para conectar las barras sísmicas con la viga cabezal y para simular el tablero, se utilizaron conectores rígidos o también llamados cachos rígidos. Estos componentes se modelaron con elementos *elastic beam column* (viga-columna elásticos). El área considerada fue de  $1.0 \text{ m}^2$ . La inercia y el módulo de elasticidad utilizados, corresponden a los de la viga cabezal, pero amplificada la inercia 5 veces. Estas propiedades se resumen en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4: Propiedades de los elementos viga-columna utilizados en la modelación

Propiedad	Columna	Viga Cabezal	Conector Rígido
A [ $\text{m}^2$ ]	0.79	1.82	1.00
I [ $\text{m}^4$ ]	0.05	0.20	0.98
E [GPa]	21.02	21.02	21.02

## 6.4 Análisis Modal y Amortiguamiento

Se realizó un análisis modal del modelo de la cepa, tanto en OpenSees como en SAP2000 (Computers and Structures, 2013). Los periodos obtenidos en cada uno de los programas se presentan en la Tabla 6.5, donde se aprecian diferencias poco significativas de los periodos obtenidos.

Tabla 6.5: Periodos del modelo numérico

Modo	T <sub>OpenSees</sub> [seg]	T <sub>SAP2000</sub> [seg]
1	0.6701	0.6702
2	0.1588	0.1586
3	0.1162	0.1162

Para el amortiguamiento, se utilizó un amortiguamiento tipo Rayleigh. Se consideró un amortiguamiento de 2% para primer y tercer modo de vibración, según recomendaciones de Sarrazin et al. (2013).

## 6.5 Análisis Estático No Lineal

Con el fin de comprender el comportamiento sísmico del PI Las Mercedes, se realizó un análisis estático no lineal o *pushover* en el programa OpenSees. El modelo se sometió a un desplazamiento lateral incremental de la losa. La convergencia se obtuvo utilizando el algoritmo de Newton-Raphson, considerando un test de convergencia de energía con una tolerancia de  $10^{-6}$ .

La Figura 6.9 muestra la curva correspondiente al corte basal de la estructura ( $V_{\text{basal}}$ ) versus el desplazamiento de la losa. En esta curva, se pueden observar dos puntos característicos. El punto (a), corresponde al momento en que los apoyos elastoméricos comienzan a deslizar. La suma de la resistencia máxima de los seis apoyos elastoméricos es de 740 kN (26% del peso sísmico). En el punto (b) se observa un aumento de rigidez que se debe al cambio de pendiente del modelo constitutivo de las barras sísmicas. En ese instante, la suma de las fuerzas de las ocho barras sísmicas es de 71 kN (ver Tabla 6.2) y el corte basal corresponde a 811 kN (29% del peso sísmico).

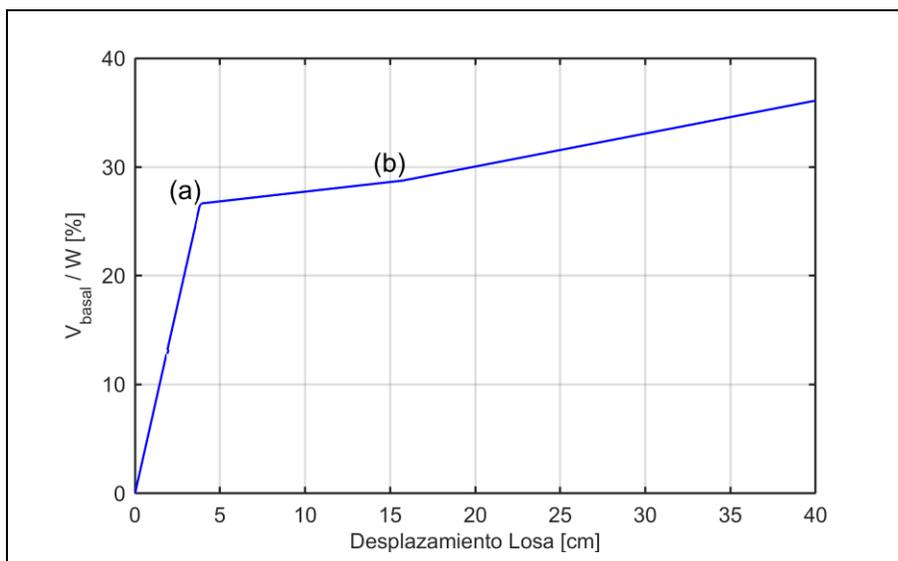


Figura 6.9: Corte basal versus desplazamiento de la losa, análisis estático no lineal

## 6.6 Análisis Dinámico No Lineal

En esta sección se describe el análisis dinámico incremental realizado en OpenSees al modelo de la cepa del PI Las Mercedes. Este análisis se realizó con el fin de explicar el comportamiento observado en el terremoto del Maule de 2010. Se utilizaron las dos componentes horizontales registradas por 7 estaciones de la red RENADIC que capturaron el movimiento de dicho terremoto.

### 6.6.1 Registros Sísmicos Utilizados

Los registros utilizados del terremoto de 2010 corresponden a las dos componentes horizontales de las estaciones de Curicó, Hualañé, Lolleo, Maipú, Peñalolén, Santiago Centro y Viña del Mar Centro. La elección de estas estaciones se realizó de manera de tener registros provenientes de distintos tipos de suelo (con distinta velocidad de ondas de corte  $V_{S30}$ ). En la Tabla 6.6 se resumen los registros utilizados, el valor de  $V_{S30}$  de cada estación y el PGA de cada componente. El  $V_{S30}$  expuesto en la tabla corresponde a los valores obtenidos por Kayen et al. (2014), donde el primer valor fue calculado según el método de inversión y el segundo mediante el método de inversión simplificado (SIM).

El  $V_{S30}$  varía desde un mínimo de 289 m/s para la estación Viña Centro a un máximo de 541 m/s para la estación Hualañé. La Figura 6.10 muestra los espectros elásticos de respuesta para los 14 registros sísmicos considerando un 5% de amortiguamiento. Para el periodo fundamental de la estructura ( $T_1 = 0.67$  seg), el promedio de la pseudo-aceleración de los registros ( $S_a^m$ ) es de 0.72 g. Existe gran variación en los espectros de cada registro, y para el periodo fundamental, la pseudo-aceleración mínima ( $S_a^{min}$ ) es 0.31 g y la máxima ( $S_a^{max}$ ) es 1.22 g.

Tabla 6.6: Registros sísmicos utilizados (terremoto del Maule 2010)

Estación	$V_{S30}$ [m/s]	Componente	PGA [g]
<b>Curicó</b>	537 - 510	Norte - Sur	0.475
		Este - Oeste	0.414
<b>Hualañé</b>	528 - 541	Longitudinal	0.382
		Transversal	0.451
<b>Llolleo</b>	360 - 377	Longitudinal	0.325
		Transversal	0.557
<b>Maipú</b>	428 - 466	Norte - Sur	0.560
		Este - Oeste	0.488
<b>Peñalolén</b>	312 - 307	Norte - Sur	0.298
		Este - Oeste	0.293
<b>Santiago Centro</b>	420 - 483	Longitudinal	0.215
		Transversal	0.308
<b>Viña del Mar Centro</b>	289 - 290	Norte - Sur	0.219
		Este - Oeste	0.331

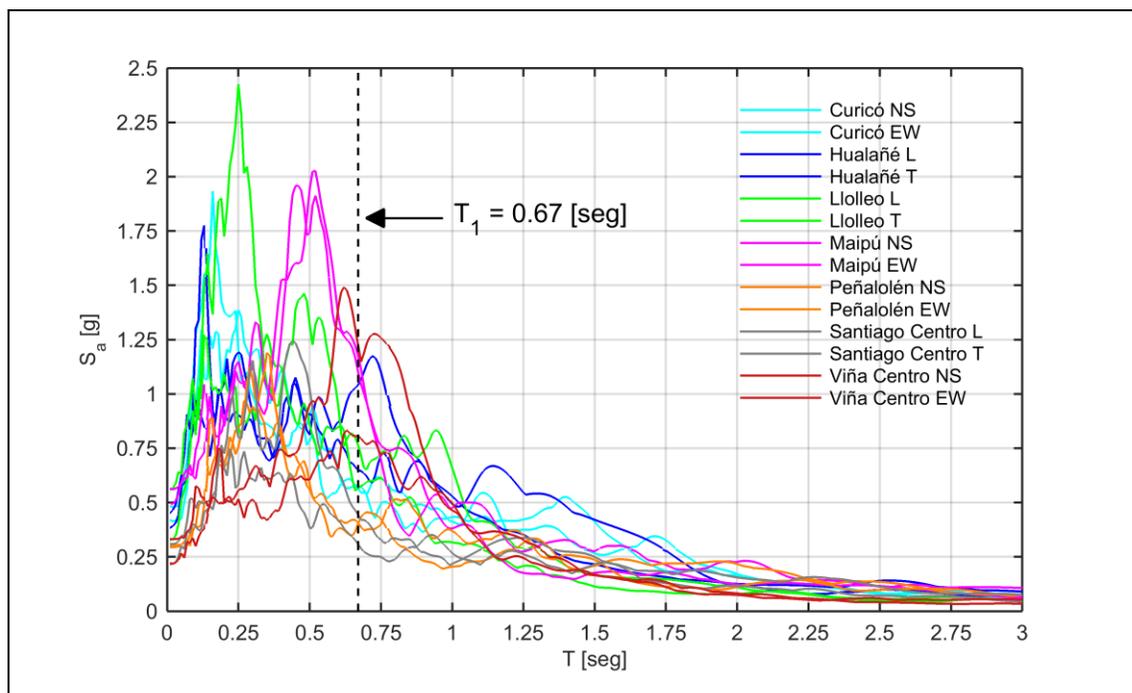


Figura 6.10: Espectros elásticos de pseudo-aceleración de los 14 registros sísmicos considerando 5% de amortiguamiento

### 6.6.2 Análisis Dinámico Incremental

Para realizar el análisis dinámico incremental del puente, en primer lugar se escalaron los registros de manera de obtener la misma pseudo-aceleración en el periodo fundamental de la estructura. La Figura 6.11 muestra los registros escalados a una pseudo-aceleración de 1.0 g. Luego, el análisis dinámico incremental se realizó escalando cada registro a una pseudo-aceleración comprendida entre 0.0 g y 5.0 g. Para la integración numérica se usó el método de Newmark, considerando aceleración constante ( $\gamma = 0.5$  y  $\beta = 0.25$ ) en el intervalo de tiempo ( $dt_{\text{análisis}} = dt_{\text{registro}}/4$ ) de integración. La convergencia se obtuvo utilizando el algoritmo de Newton-Raphson, considerando un test de convergencia de energía con una tolerancia de  $10^{-6}$ .

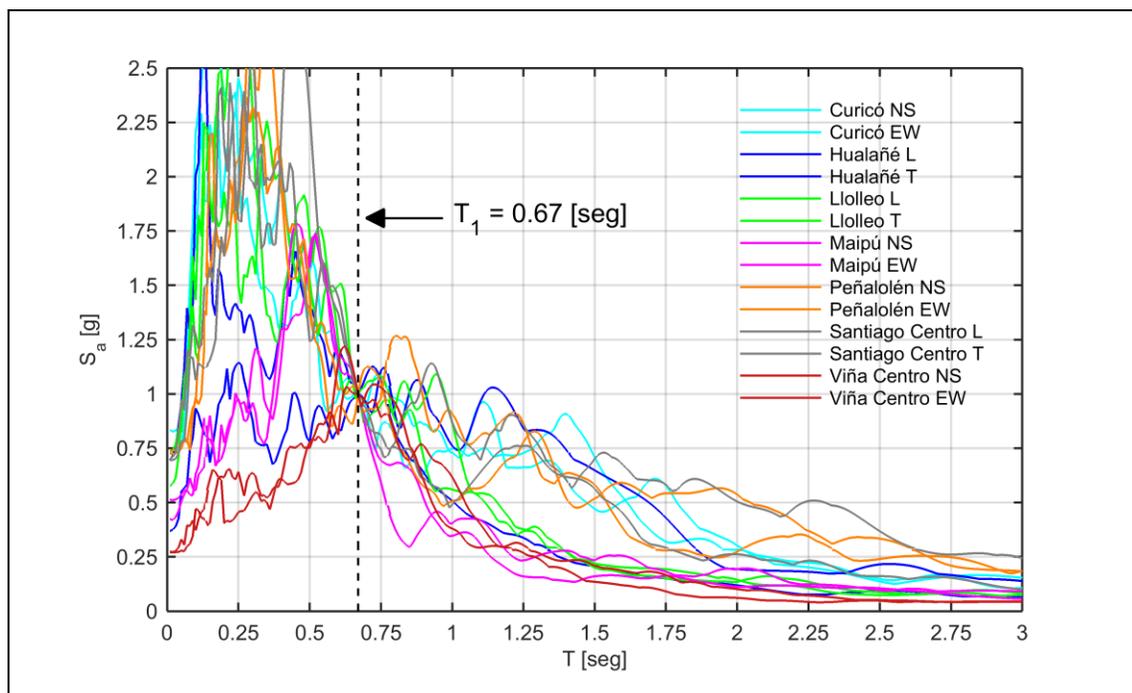


Figura 6.11: Espectros elásticos de pseudo-aceleración de los 14 registros sísmicos considerando 5% de amortiguamiento y escalados de manera que  $S_a(T_1) = 1g$

Las Figuras 6.12, 6.13 y 6.14 muestran los resultados del análisis tiempo-historia no lineal para el registro sísmico de Peñalolén EW, en el caso particular en que  $S_a(T_1) = 1.0g$ . La Figura 6.12 muestra el desplazamiento relativo de los apoyos elastoméricos en el tiempo. El desplazamiento máximo de 36.5 cm se obtiene a los 101 seg. Aproximadamente a partir de los 100 seg, los apoyos elastoméricos quedan con un desplazamiento residual de 33.5 cm. Por su parte, la Figura 6.13 muestra el desplazamiento de la viga cabezal y el corte basal en el tiempo. A los 71 seg se producen el desplazamiento máximo de la viga cabezal de 29.5 mm (deriva = 3.9‰) y el corte basal máximo de 1510 kN (53.5% del peso). Los gráficos fuerza-desplazamiento para una de las barras sísmicas y uno de los apoyos elastoméricos se presentan en la Figura 6.14.

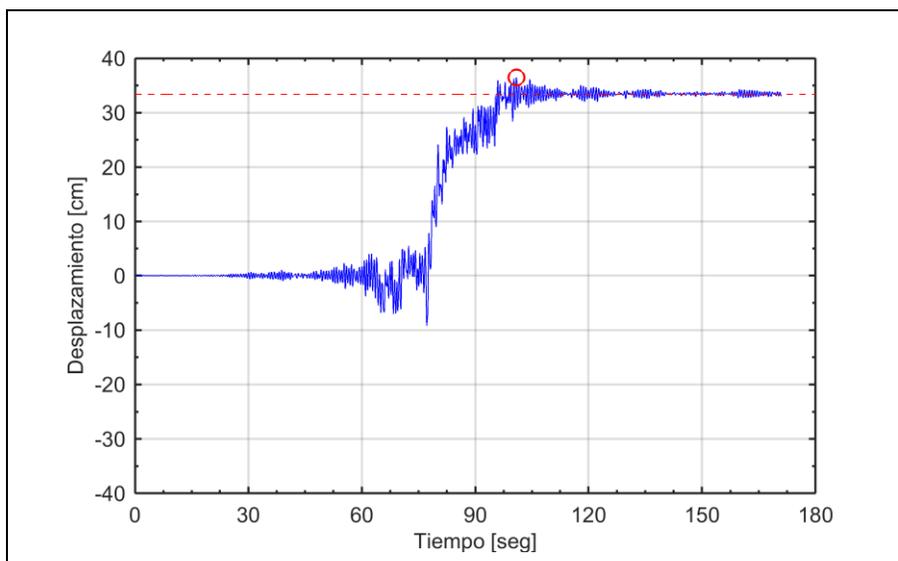


Figura 6.12: Desplazamiento relativo en el tiempo de los apoyos elastoméricos, registro Peñalolén EW escalado a  $S_a(T_1) = 1.0$  g

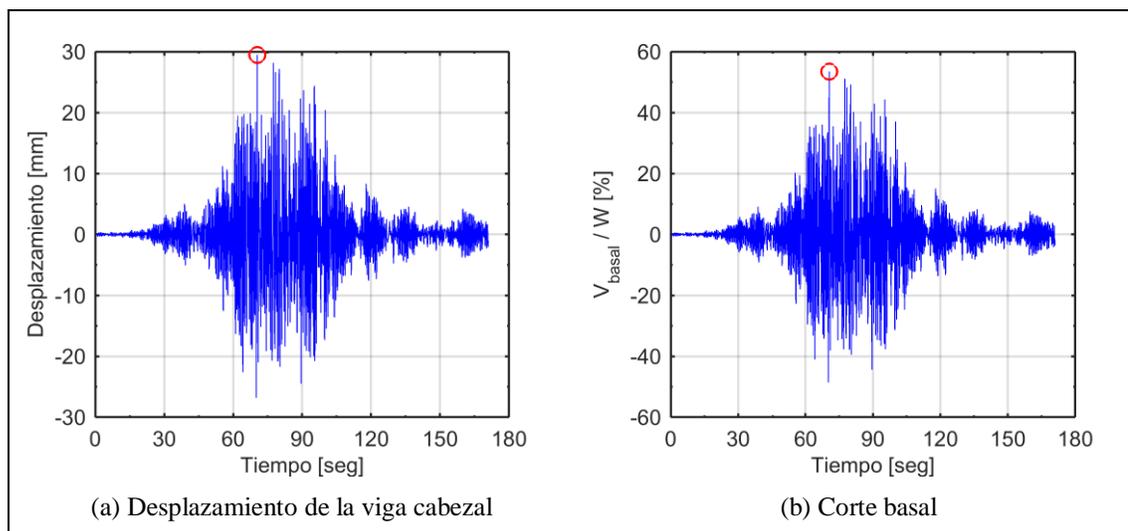


Figura 6.13: Desplazamiento de la viga cabezal y corte basal en el tiempo, registro Peñalolén EW escalado a  $S_a(T_1) = 1.0$  g

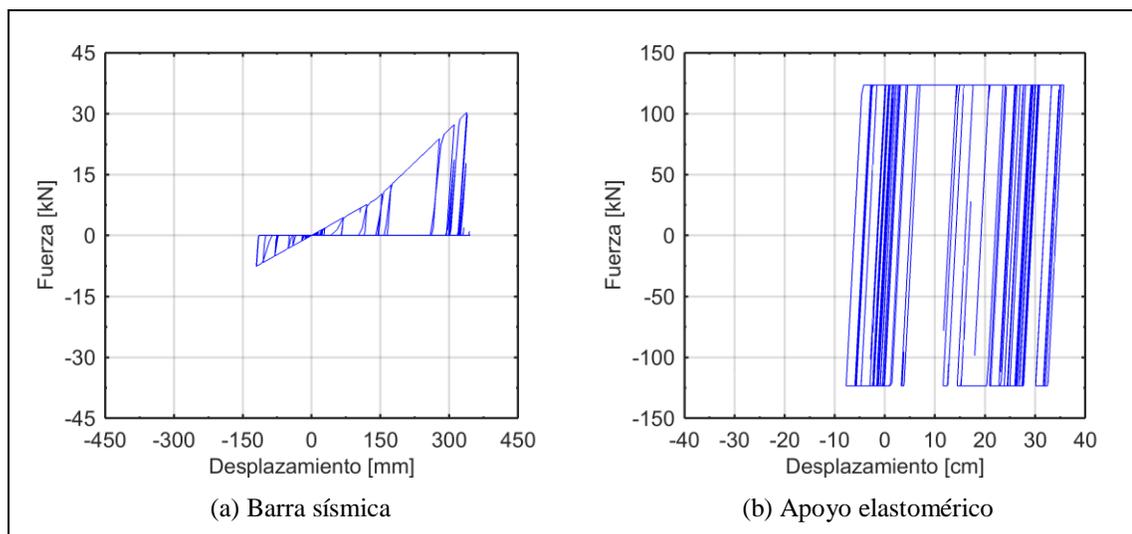


Figura 6.14: Gráficos fuerza-desplazamiento, registro Peñalolén EW escalado a  $S_a(T_1) = 1.0 g$

El desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos, el desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos y el corte basal, del análisis dinámico incremental para los 14 registros sísmicos, se muestran en las Figuras 6.15, 6.16 y 6.17, respectivamente. Tanto para el desplazamiento relativo máximo como para el desplazamiento residual, existe una gran dispersión en los resultados obtenidos. La demanda de desplazamiento promedio en ambos casos aumenta a medida que aumenta la intensidad del sismo. Sin embargo, si se analizan los registros por separado, en muchas ocasiones los desplazamientos disminuyen al aumentar la intensidad del sismo. Para el caso del corte basal, la dispersión de los resultados es menor, y en general el esfuerzo de corte aumenta, a medida que aumenta la intensidad del sismo. La gran dispersión entre los resultados de los 14 registros se debe a la utilización de registros sísmicos reales, los cuales poseen una gran variación en su contenido de frecuencias (ver Figura 6.11). Por otra parte, el comportamiento errático de cada registro responde a la naturaleza no lineal de los elementos del modelo.

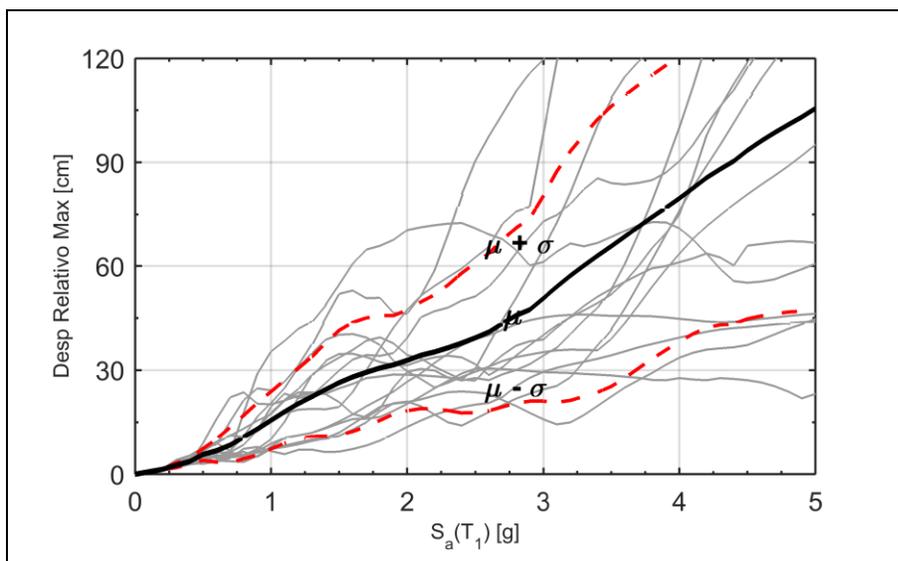


Figura 6.15: Desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos, análisis dinámico incremental de los 14 registros sísmicos

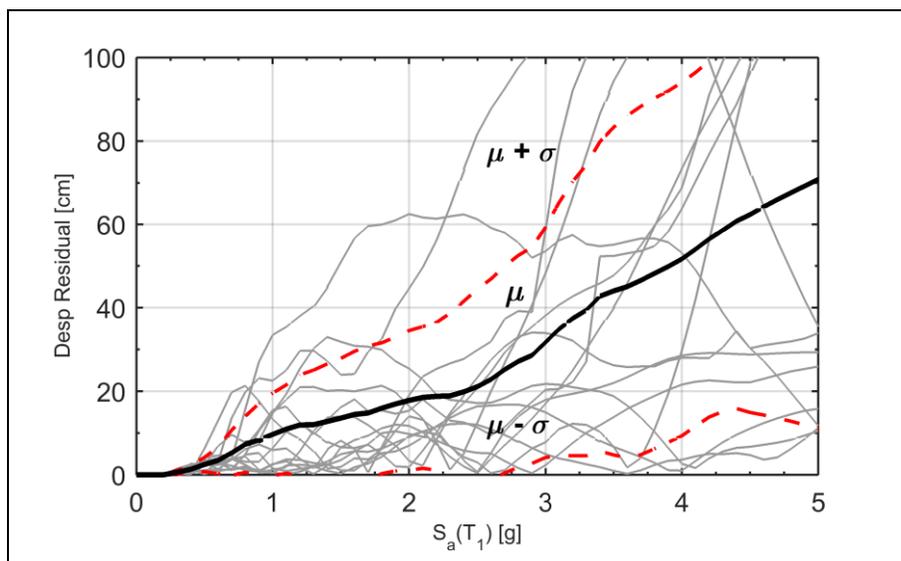


Figura 6.16: Desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos, análisis dinámico incremental de los 14 registros sísmicos

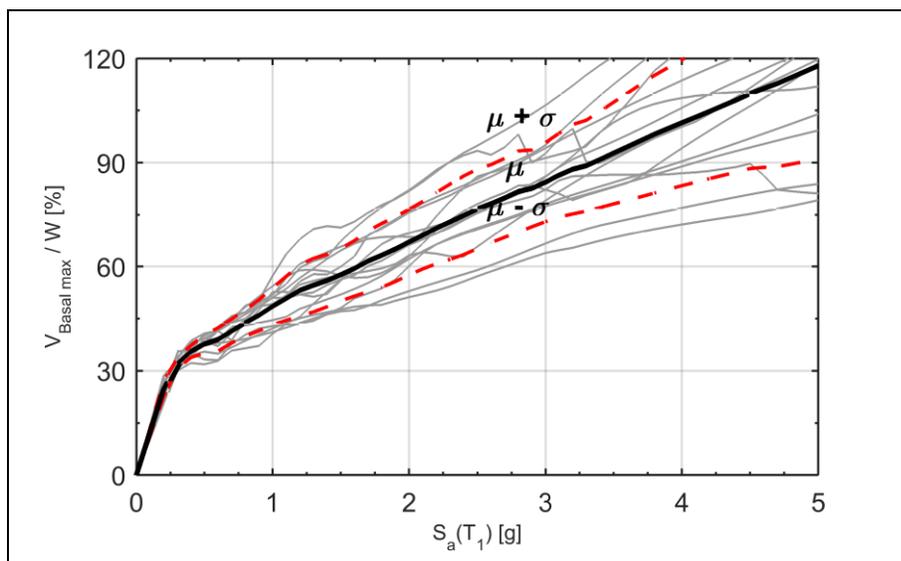


Figura 6.17: Corte basal máximo, análisis dinámico incremental de los 14 registros sísmicos

A partir de los resultados del análisis dinámico incremental se construyeron curvas de fragilidad del puente. Para construir estas curvas se utilizan los tres niveles de daño que se definen en la Figura 6.18. El nivel I, que corresponde a sin daño, se consideró cuando ocurre deslizamiento del apoyo elastomérico, es decir, cuando el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico es mayor o igual a 1.58 cm (Tabla 6.3). El nivel II, corresponde a un desplazamiento residual del apoyo elastomérico mayor o igual a 5 cm. Este desplazamiento residual fue utilizado por el MOP como criterio para reparar los puentes luego del terremoto del Maule 2010. Por último, el nivel III corresponde al colapso de la superestructura. El colapso se logra cuando el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico es mayor o igual a 85 cm, que equivale a la distancia entre el eje de la viga externa y el borde libre de la cepa ( $L_o$  en la Figura 6.18). La Figura 6.19 muestra la probabilidad de excedencia de cada uno de los tres niveles de daño en función de la aceleración espectral. Las líneas rojas que se aprecian en esta figura corresponden al ajuste de una curva log-normal, realizado en MATLAB (The Mathworks, 2014) mediante el comando *lsqcurvefit*.

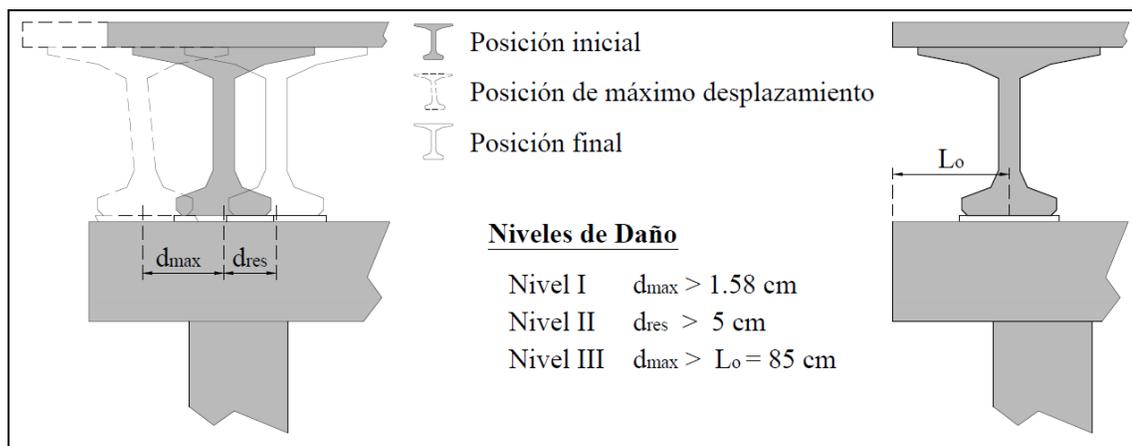


Figura 6.18: Definición de los niveles de daño

En la Figura 6.19 se observa que para la pseudo-aceleración promedio de los registros ( $S_a^m = 0.72 \text{ g}$ ), la probabilidad de que el apoyo elástico deslice (nivel de daño I) es 100%. Para una pseudo-aceleración mayor o igual a  $0.3 \text{ g}$  se predice el deslizamiento de los apoyos elásticos en todos los registros. Por otro lado, para una pseudo-aceleración de  $S_a^m$  la probabilidad de excedencia del nivel de daño II es 32%. De los 11 pasos inferiores existentes en el By-Pass Rancagua que poseen características similares al PI Las Mercedes, se repararon 5 puentes, lo que corresponde al 45.5%. Finalmente, de la Figura 6.19 se concluye que se requiere de un sismo muy severo para provocar el colapso de la estructura (nivel de daño III). Este resultado no concuerda con la realidad, donde se observó desplazamientos excesivos del tablero. Esta discrepancia, reafirmaría los estudios de Buckle et al. (2012), Kawashima et al (2011) y Elnashai et al. (2010a), que sostienen que el colapso de la superestructura se produjo debido a la rotación del tablero, factor que no es considerado en este modelo.

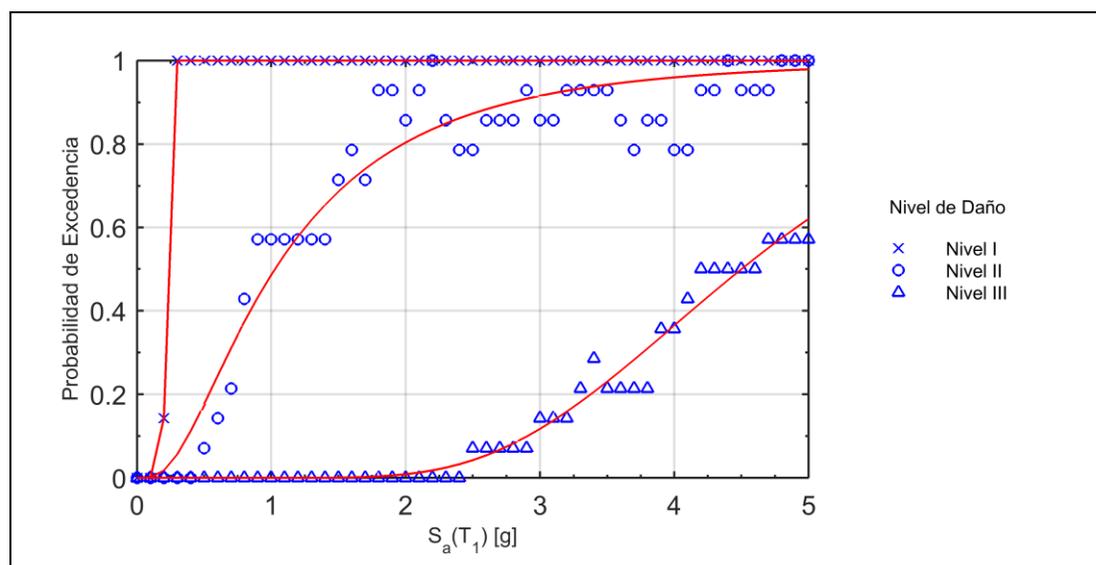


Figura 6.19: Curvas de fragilidad del puente en función de la pseudo-aceleración en el periodo fundamental

## 7. ESTUDIO PARAMÉTRICO

En este capítulo se presenta un estudio paramétrico de tres elementos de la estructuración del puente. Se analiza de manera independiente, el aporte de las barras sísmicas, la influencia de los topes laterales y la longitud de la mesa de apoyo. Para este estudio paramétrico se realizan análisis dinámicos incrementales con los registros sísmicos del capítulo 6 y se compara la respuesta promedio de los 14 registros. El objetivo del estudio paramétrico es evaluar el efecto de estas tres variables en el comportamiento sísmico del puente en la dirección transversal.

### 7.1 Efecto de las Barras Sísmicas

Se realizó un análisis dinámico incremental en OpenSees del PI Las Mercedes, considerando barras sísmicas de distintas características. Se consideraron tres configuraciones del puente: el modelo de referencia descrito en el capítulo 6 (MB), un modelo con cuatro veces el área de las barras sísmicas del modelo de referencia (MBx4) y otro modelo sin barras sísmicas (M). Las Figuras 7.1, 7.2 y 7.3 comparan el desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos, el desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos y el corte basal máximo, respectivamente. Para la pseudo-aceleración media  $S_a^m = 0.72$  g, el desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos es 9.4 cm en el caso M, el cual disminuye a 8.9 cm en la configuración MB y luego a 7.5 cm para MBx4. Para la misma pseudo-aceleración, el desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos es 6.3 cm en el caso M, el cual disminuye a 5.7 cm en la configuración MB y luego a 4.2 cm para MBx4. Para el corte basal máximo, no se aprecian mayores diferencias entre las tres configuraciones, ya que los registros fueron escalados según la pseudo-aceleración en el periodo fundamental del puente.

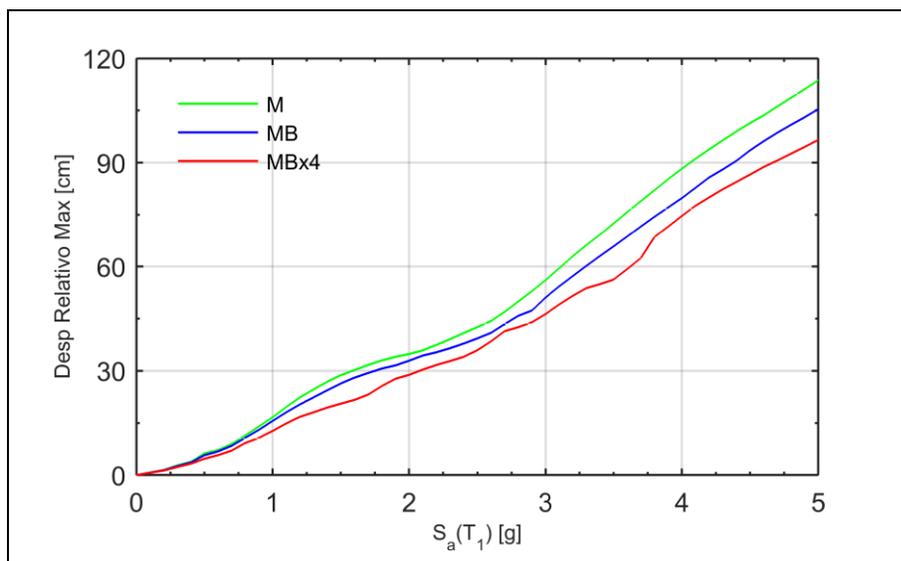


Figura 7.1: Efecto de las barras sísmicas en el desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos

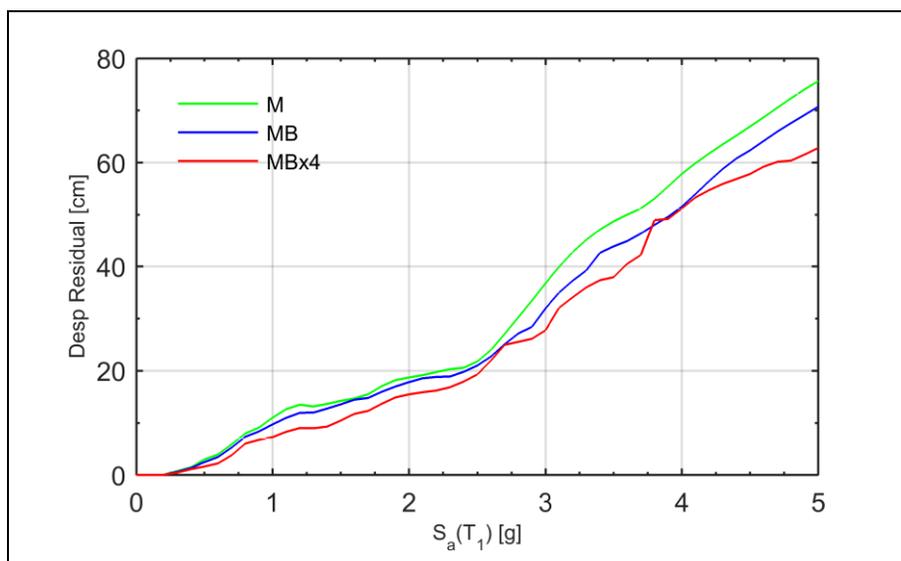


Figura 7.2: Efecto de las barras sísmicas en el desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos

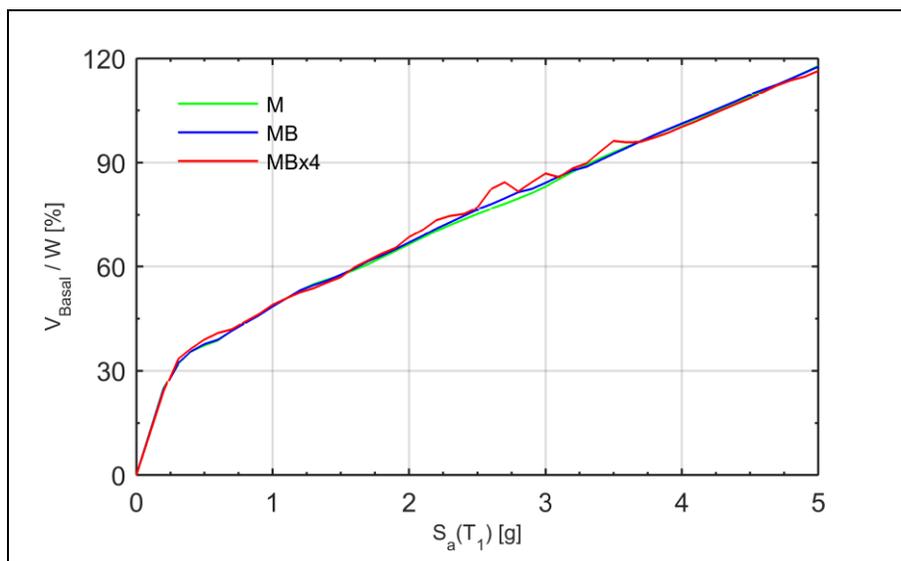


Figura 7.3: Efecto de las barras sísmicas en el corte basal máximo, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos

La Figura 7.4 compara las curvas de fragilidad de las tres configuraciones consideradas (M, MB y MBx4), para los tres niveles de daño definidos en el capítulo 6. Se puede apreciar que para el nivel de daño I no se experimentan mayores diferencias entre las tres configuraciones. Para los niveles de daño II y III, se aprecian mejoras en el comportamiento sísmico del puente al aumentar el área de las barras sísmicas. La probabilidad de excedencia del nivel de daño I, es 100% para el rango de pseudo-aceleraciones entre  $S_a^{\min} = 0.31$  g y  $S_a^{\max} = 1.22$  g. Por su parte, para el mismo rango de pseudo-aceleraciones, la probabilidad de excedencia del nivel de daño III es 0%. Para la pseudo-aceleración media  $S_a^m = 0.72$  g, la probabilidad de excedencia del nivel de daño II es 38% en el caso M, la cual disminuye a 32% en la configuración MB y luego a 23 % para MBx4. La Tabla 7.1 resume las probabilidades de excedencia del nivel de daño II, para las pseudo-aceleraciones  $S_a^{\min}$ ,  $S_a^m$  y  $S_a^{\max}$ .

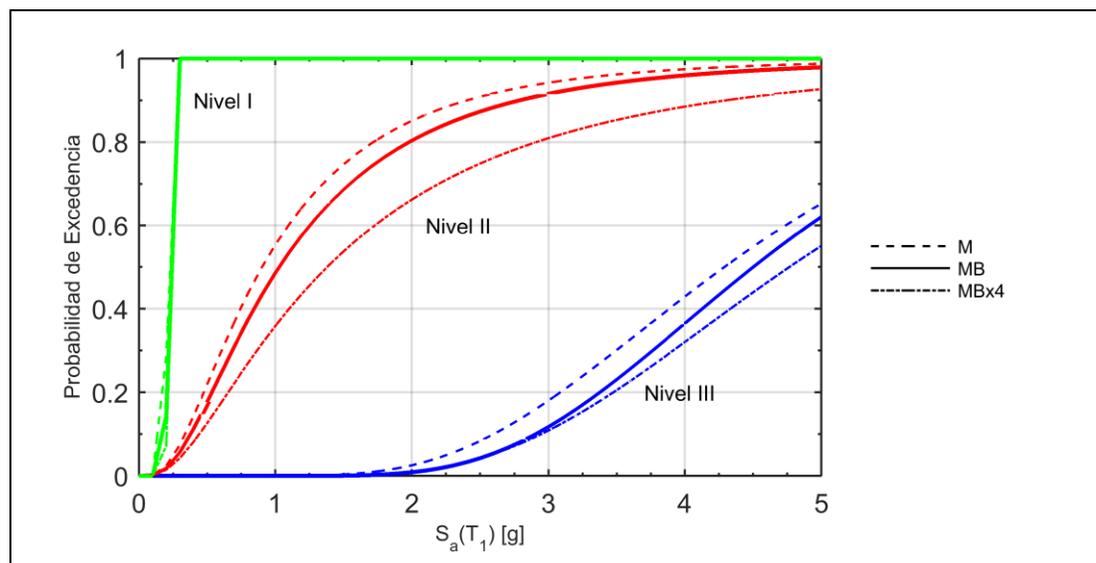


Figura 7.4: Curvas de fragilidad del puente con distintas configuraciones de barras sísmicas

Tabla 7.1: Probabilidad de excedencia [%] del nivel de daño II según la configuración de las barras sísmicas

Configuración	Pseudo-aceleración en el periodo fundamental		
	$S_a^{\min} = 0.31 \text{ g}$	$S_a^m = 0.72 \text{ g}$	$S_a^{\max} = 1.22 \text{ g}$
M	7.9	38.1	65.4
MB	6.1	32.1	58.8
MBx4	4.5	23.0	44.6

## 7.2 Efecto del Tope Lateral

Para estudiar el efecto de los topes laterales se crearon dos nuevas configuraciones del puente: una con topes laterales de acero y barras sísmicas (MBT), y otra configuración sólo con topes de acero (MT). Estos dos modelos fueron comparados con el modelo de referencia del Puente Las Mercedes (MB). La relación constitutiva utilizada para los topes de acero es la propuesta por Rubilar (2015). En dicho estudio se propone modelar el tope de acero en OpenSees (McKenna, 2000) mediante un material histerético trilineal en serie con un material elastoplástico perfecto con gap. La resistencia de los topes laterales se

determinó según las recomendaciones del Manual de Carreteras (MOP, 2015). La fuerza lateral que deben resistir todos los tope laterales se estima con la masa de la superestructura y la aceleración efectiva  $A_0$ . Para este caso se tiene que  $F_{lateral} = 231 \text{ ton} \times 0.3 \text{ g} = 680 \text{ kN}$ . Luego, la fuerza sísmicas de diseño de cada tope lateral en el modelo es  $F_{tope} = F_{lateral}/6 = 113 \text{ kN}$ . Considerando un factor de reducción de resistencia igual 0.9, la resistencia nominal de cada tope es  $F_{tope}/0.9 = 126 \text{ kN}$ . La distancia libre entre la viga pretensada y el tope lateral de acero es 8.4 cm, según las normas del Manual de Carreteras (MOP, 2015). La Figura 7.5 presenta la relación constitutiva de cada tope lateral de acero usada en la modelación. El modelo contiene 6 tope laterales de acero en cada dirección.

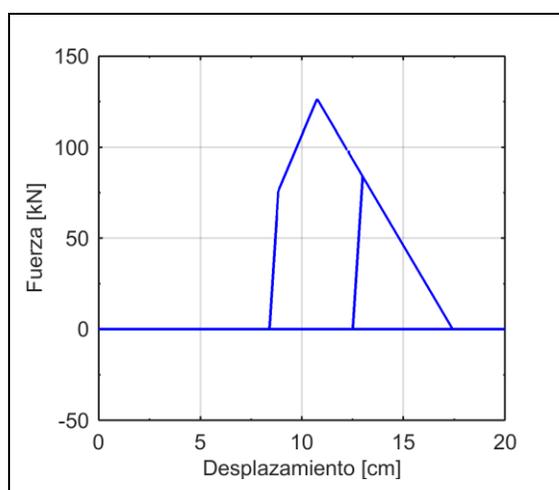


Figura 7.5: Modelo constitutivo de los tope laterales de acero

Las Figuras 7.6, 7.7 y 7.8 muestran el análisis dinámico incremental para el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico, el desplazamiento residual del apoyo elastomérico y el corte basal máximo, respectivamente. Para la pseudo-aceleración media  $S_a^m = 0.72 \text{ g}$ , el desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos es 8.9 cm en el caso MB, el cual disminuye a 7.0 cm en la configuración MT y luego a 6.8 cm para MBT. Para la misma pseudo-aceleración, el desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos es 5.7 cm en el caso MB, el cual disminuye a 3.6 cm en la

configuración MT y luego a 3.4 cm para MBT. Para el corte basal máximo, no se aprecian mayores diferencias entre las tres configuraciones, ya que los registros fueron escalados según la pseudo-aceleración en el periodo fundamental del puente.

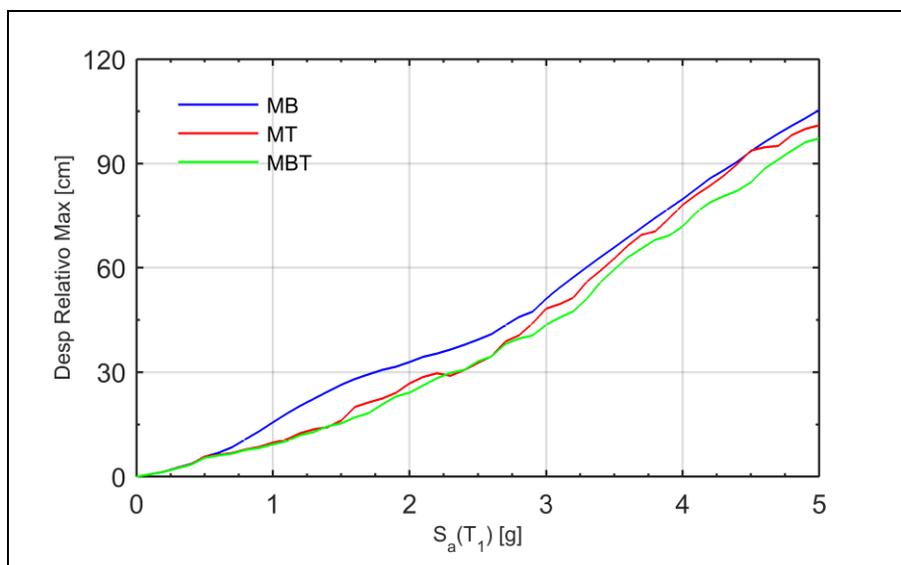


Figura 7.6: Efecto del tope lateral en el desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos

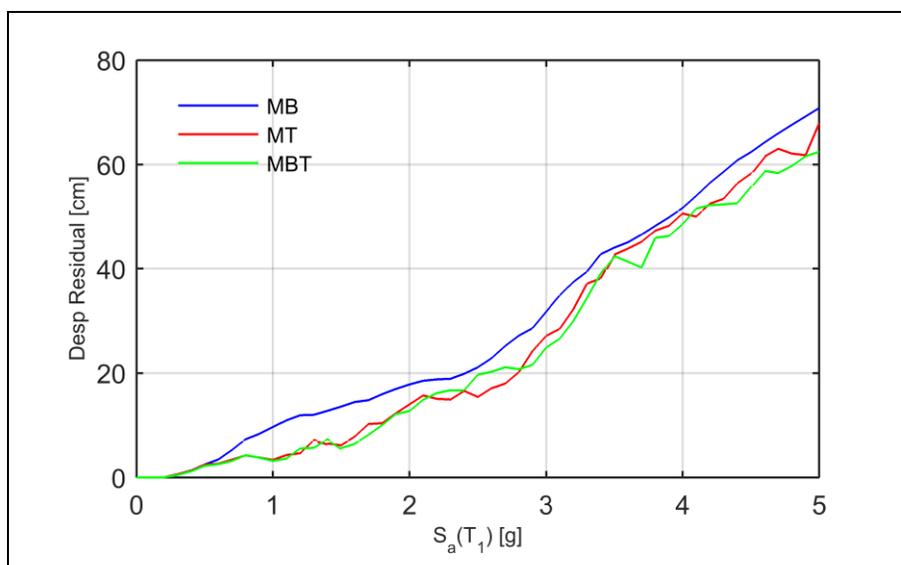


Figura 7.7: Efecto del tope lateral en el desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos

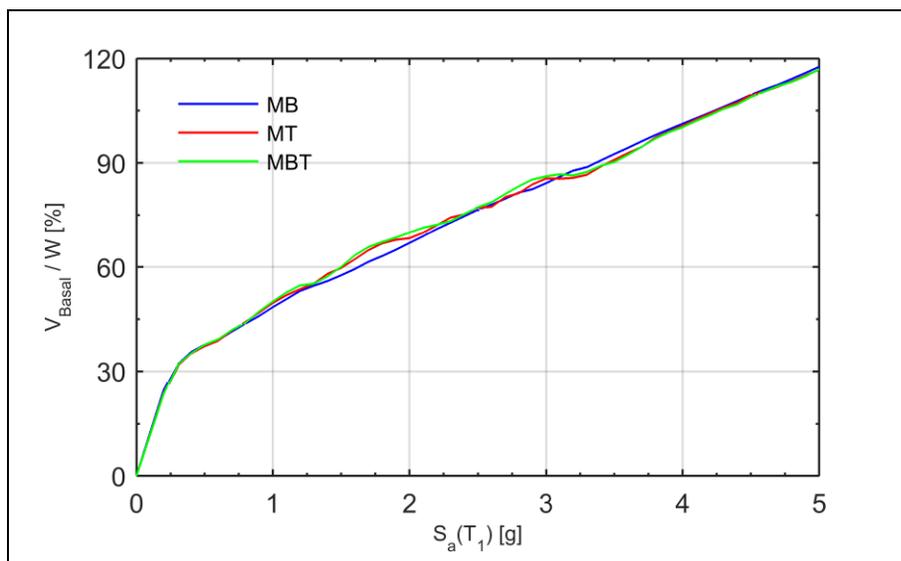


Figura 7.8: Efecto del tope lateral en el corte basal máximo, respuesta promedio de los 14 registros sísmicos

La Figura 7.9 compara las curvas de fragilidad de las tres configuraciones consideradas (MB, MT y MBT), para los tres niveles de daño definidos en el capítulo 6. Se puede apreciar que para los niveles de daño I y III no se experimentan mayores diferencias entre las tres configuraciones. Para el nivel de daño II, se aprecian mejoras en el comportamiento sísmico del puente cuando existen topes laterales de acero. La probabilidad de excedencia del nivel de daño I, es 100% para el rango de pseudo-aceleraciones entre  $S_a^{\min} = 0.31$  g y  $S_a^{\max} = 1.22$  g. Por su parte, para el mismo rango de pseudo-aceleraciones, la probabilidad de excedencia del nivel de daño III es 0%. Para la pseudo-aceleración  $S_a^m = 0.72$  g, la probabilidad de excedencia del nivel de daño II es 32% en el caso MB, la cual disminuye a 16.5% en la configuración MT y luego a 12% para MBT. La Tabla 7.2 resume las probabilidades de excedencia del nivel de daño II, para las pseudo-aceleraciones  $S_a^{\min}$ ,  $S_a^m$  y  $S_a^{\max}$ .

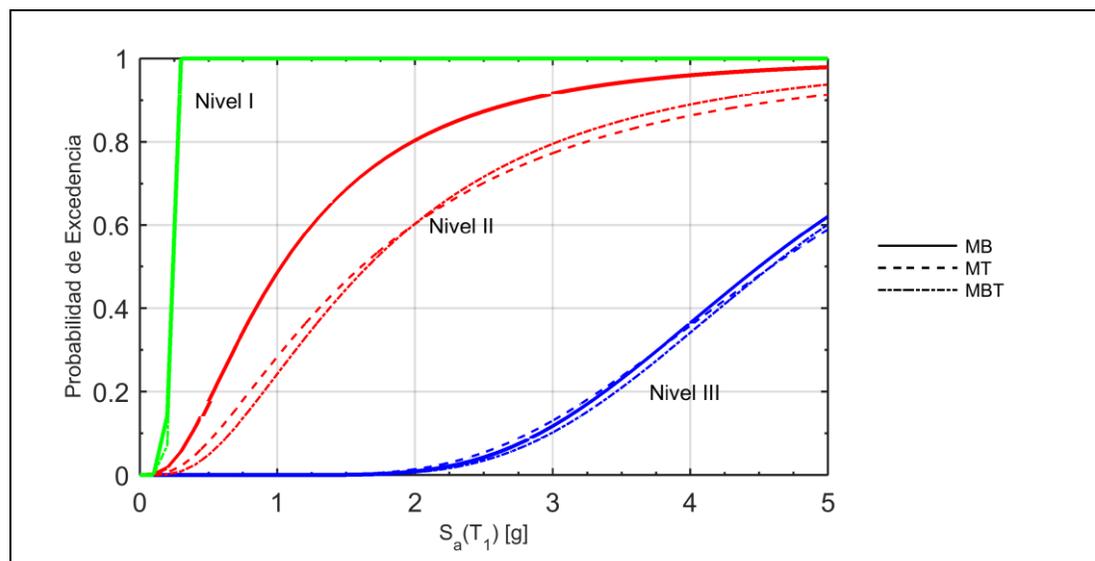


Figura 7.9: Curvas de fragilidad del puente en función de los topes laterales

Tabla 7.2: Probabilidad de excedencia [%] del nivel de daño II según la configuración de los topes laterales

Configuración	Pseudo-aceleración en el periodo fundamental		
	$S_a^{\min} = 0.31 \text{ g}$	$S_a^m = 0.72 \text{ g}$	$S_a^{\max} = 1.22 \text{ g}$
MB	6.1	32.1	58.8
MT	2.3	16.5	37.0
MBT	1.0	12.3	33.7

### 7.3 Efecto de la Longitud de la Mesa de Apoyo

La distancia entre el borde de la mesa de apoyo y el eje de la viga de hormigón pretensada del puente es de  $L_o = 850 \text{ mm}$  (ver Figura 6.18). La probabilidad de colapso de un puente depende de esta longitud y para el puente de referencia se obtuvo una baja probabilidad de colapso (ver Figura 6.19). En esta sección se busca cuantificar el efecto de la longitud de la mesa de apoyo en la probabilidad de colapso de un puente. Se analiza un puente con una longitud de  $2/3L_o$  y  $1/3L_o$ , es decir, 567 y 283 mm, respectivamente. Estas longitudes corresponden a una disminución del 6 y 12% de la longitud total de la mesa de apoyo (9.2 m). La Figura 7.10 compara la curva de fragilidad para los puentes

con distinta longitud de mesa de apoyo. Considerando la pseudo-aceleración  $S_a^{\max} = 1.22$  g, las probabilidades de colapso son 0, 1 y 24% para las longitudes de mesa de apoyo de  $L_o$ ,  $2/3 L_o$  y  $1/3 L_o$ , respectivamente. La Tabla 7.3 resume las probabilidades de colapso (excedencia del nivel de daño III), para las pseudo-aceleraciones  $S_a^{\min}$ ,  $S_a^m$  y  $S_a^{\max}$ .

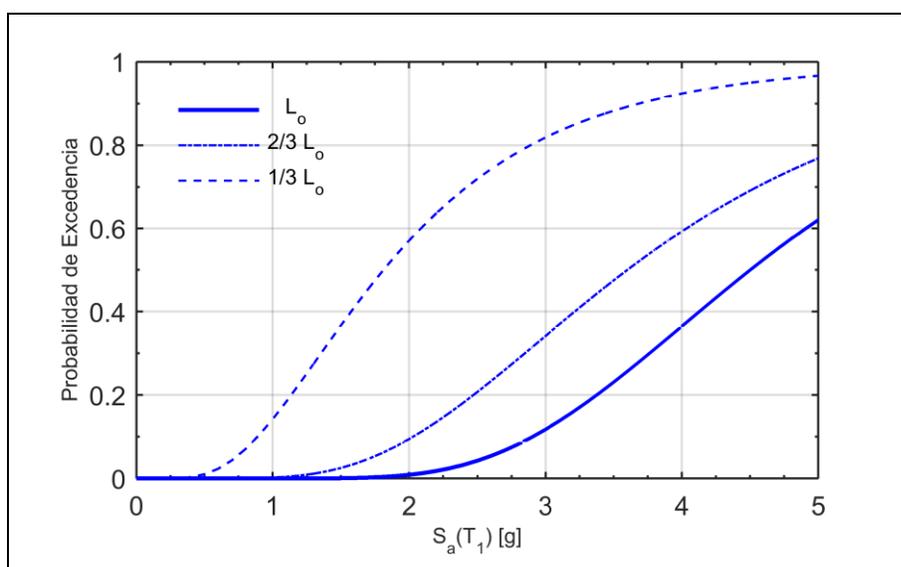


Figura 7.10: Curvas de fragilidad de colapso del puente en función de la longitud de la mesa de apoyo

Tabla 7.3: Probabilidad de excedencia [%] del nivel de daño III según la longitud de la mesa de apoyo

Longitud de la mesa de apoyo	Pseudo-aceleración en el periodo fundamental		
	$S_a^{\min} = 0.31$ g	$S_a^m = 0.72$ g	$S_a^{\max} = 1.22$ g
$L_o$	0.0	0.0	0.0
$2/3 L_o$	0.0	0.0	0.8
$1/3 L_o$	0.1	4.7	23.9

## **8. CONCLUSIONES**

### **8.1 Conclusiones Generales**

En primer lugar, la realización de la campaña experimental de esta tesis permitió conocer el efecto de las barras sísmicas el comportamiento transversal de puentes con y sin diafragma. En los ensayos se observó que el daño se concentró en la zona de contacto entre la barra sísmica y el diafragma o la losa. Por otra parte, se midió experimentalmente que las barras sísmicas perdieron su pretensión inicial previo a la fluencia. Adicionalmente, después de la fluencia, las barras sísmicas quedaron con una deformación remanente. Es decir, con la ocurrencia de un terremoto, las barras sísmicas podrían fluir y perder su pretensión antes de que éstas puedan cumplir la función para la cual fueron diseñadas (restringir el levantamiento de la superestructura).

Utilizando los resultados obtenidos en la campaña experimental se propuso un modelo constitutivo para representar la restricción al desplazamiento transversal que proveen las barras sísmicas en los puentes. Este modelo se define a partir de tres propiedades de las barras sísmicas: el diámetro, la tensión de fluencia y la altura libre. La relación constitutiva propuesta es bilineal y la rigidez de descarga se relaciona con la segunda pendiente de carga. El punto de inflexión del modelo bilineal responde al cambio de comportamiento de la barra sísmica, donde la barra pasa de un comportamiento flexural, a un comportamiento mayoritariamente a tracción.

Para evaluar el efecto de las barras sísmicas en el comportamiento sísmico de puentes se propuso un modelo analítico no lineal. La no linealidad del modelo se incorporó en los apoyos elastoméricos y en las barras sísmicas. Por su parte, las columnas, la viga cabezal, las vigas de hormigón pretensado y la losa, se modelaron como elementos elásticos, debido a que no se observaron daños en estos elementos luego de ocurrido el terremoto del Maule 2010. El modelo tiene la limitante de que al ser en dos dimensiones, no considera la rotación en el plano del tablero. Este factor, según varios estudios, fue uno de

los más relevantes en el comportamiento lateral de los puentes chilenos en el terremoto del Maule 2010, en especial para puentes esviados.

Para estudiar el comportamiento de las barras sísmicas se construyó un modelo de la cepa central del PI Las Mercedes. El análisis dinámico incremental estimó que para los registros escalados a la pseudo-aceleración  $S_a^m = 0.72$  g, el desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos es de 9 cm, mientras que el desplazamiento residual es de 6 cm. Por otra parte, el corte basal máximo para la misma pseudo-aceleración, es de 1200 kN, lo que equivale al 42% del peso sísmico de la cepa. Para este mismo valor de pseudo-aceleración, la probabilidad de que sea necesario reparar el puente (según el criterio utilizado por el MOP luego del terremoto del Maule de 2010, que consideró un desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos mayor o igual a 5 cm para reparar los puentes) es de 32%. Este valor es un tanto menor al observado en terreno, donde el 45.5% de un total de 11 pasos inferiores existentes en el By-Pass Rancagua tuvieron que ser reparados.

Los resultados del análisis paramétrico de las barras sísmicas muestran que al aumentar el área de las barras sísmicas se reduce tanto el desplazamiento relativo máximo de los apoyos elastoméricos como su desplazamiento residual. Para la pseudo-aceleración  $S_a^m = 0.72$  g, la probabilidad de excedencia del nivel de daño II disminuye de 38 a 32 y luego a 23% para los modelos M, MB y MBx4, respectivamente. El uso de barras sísmicas resultó no afectar mayormente las probabilidades de que los apoyos elastoméricos deslicen (nivel de daño I) ni de que se produzca el colapso del puente (nivel de daño III).

Al incorporar los topes laterales de acero al modelo analítico, se reduce tanto el desplazamiento lateral máximo de los apoyos elastoméricos como su desplazamiento residual. Para la pseudo-aceleración  $S_a^m = 0.72$  g, la probabilidad de excedencia del nivel de daño II disminuye de 32 a 17 y luego a 12% para los modelos M, MT y MBT, respectivamente. Lo más relevante de este análisis es que al comparar los modelos MT y MBT en las Figuras 7.6 y 7.7, se observa que existen mínimas diferencias en el rango de pseudo-aceleraciones comprendido entre  $S_a^{\min} = 0.31$  g y  $S_a^{\max} = 1.22$  g. Es decir, la presencia de barras sísmicas es poco significativa para restringir el desplazamiento lateral

del puente cuando éste tiene topes laterales. El uso de topes laterales, tampoco resultó afectar las probabilidades de excedencia del nivel de daño I ni del daño III. La principal razón de que los topes de acero no afecten la probabilidad de colapso, es que no presentan un comportamiento dúctil que ayude a evitar la caída del tablero.

El análisis paramétrico de la longitud de la mesa de apoyo, mostró que la curva de fragilidad de colapso es muy sensible a la distancia entre el borde libre de la mesa de apoyo y el eje de la viga de hormigón pretensado ( $L_o$  en la Figura 6.18). La probabilidad de colapso (nivel de daño III) del puente en general es muy baja, incluso disminuyendo la longitud de la mesa de apoyo. Para la pseudo-aceleración  $S_a^{\max} = 1.22$  g la probabilidad de colapso aumenta de 0 a 1 y luego a 24% para las distancias de  $L_o$ ,  $2/3 L_o$  y  $1/3 L_o$  respectivamente. Es decir, una disminución del 12% de la longitud total de la viga cabezal (9.2 m) implica un aumento de 24% en la probabilidad de colapso del puente.

## 8.2 Recomendaciones a la Norma Chilena de Diseño de Puentes

Considerando las nuevas modificaciones realizadas en el Manual de Carreteras 2015 del MOP, a continuación se plantean algunas recomendaciones al diseño sísmico de puentes.

Se propone modificar la estructuración actual de las barras sísmicas. Las barras sísmicas no aportan mayormente a restringir el desplazamiento lateral del puente cuando existe la presencia de topes laterales. La nueva normativa de 2015 exige topes laterales tanto interiores como exteriores y por lo tanto las barras sísmicas se transforman en elementos que no aportan mayormente al comportamiento transversal del puente. Adicionalmente, con la ocurrencia de un terremoto las barras sísmicas podrían fluir y perder su pretensión antes de que éstas puedan cumplir la función para la cual son diseñadas.

Se sugiere limitar la longitud transversal de la mesa de apoyo, porque ésta resultó ser el factor más influyente en la probabilidad de colapso de puentes. La disminución de un 12% de la longitud total de la viga cabezal del puente de este estudio (9.2 m), aumentó la

probabilidad de colapso de 0 a 24% para los registros escalados a la pseudo-aceleración  $S_a^{\max} = 1.22$  g. Adicionalmente, una mayor longitud de la mesa de apoyo podría salvaguardar una posible falla de los topes laterales.

### 8.3 Futuras Investigaciones

Para futuras investigaciones, se propone investigar el aporte de las barras sísmicas en puentes de grandes longitudes, donde podría existir un efecto de amplificación debido a la vibración vertical. En estos casos, podría existir una aceleración vertical mayor a un 1 g en el tablero, donde las barras sísmicas podrían ser relevantes para restringir el desplazamiento vertical del tablero.

Se plantea estudiar el comportamiento de otros elementos estructurales, como los topes laterales de hormigón y el aporte del diafragma. Para la modelación de los topes laterales de hormigón se podría usar el estudio de Megally et al. (2012), donde se propone una relación constitutiva, tanto para topes laterales exteriores como interiores. Adicionalmente, se propone analizar el efecto de contacto entre los topes laterales y las vigas longitudinales. Probablemente, el choque de estos elementos no ocurre simultáneamente en todos los topes, y existe un desfase de tiempo. Esto podría provocar una falla en cadena de los topes laterales. Complementariamente, se puede estudiar el efecto de la distancia libre entre los topes laterales y la superestructura, distancia que fue modificada en la nueva normativa del Manual de Carreteras de 2015. Previo al terremoto la distancia libre entre los topes laterales y la superestructura era igual al desplazamiento sísmico más 5 cm (MOP, 2010). Mientras que la nueva normativa, exige que la distancia libre sea igual a la altura del apoyo elastomérico ( $H$ ) más 5 cm, para topes intermedios, y  $H$  más 7 cm, para topes extremos.

Es importante revisar el corte basal de la estructura considerando los nuevos criterios de diseño sísmico de puentes (Resuelvo Exento DV 743, 2011). Algunos de los cambios realizados en la nueva normativa se han focalizado en aumentar la resistencia y rigidez de

elementos que conectan la superestructura con la subestructura. En un futuro terremoto, estas modificaciones podrían ocasionar que los daños se focalicen en la subestructura.

Adicionalmente, se propone realizar un modelo 3D de un puente para considerar el efecto del ángulo de esviaje. De esta manera, se lograría representar el efecto de la rotación del tablero, que se produce debido al contacto entre el tablero y el estribo.

Por último, se sugiere considerar el efecto del suelo en el modelo analítico. La interacción suelo-estructura impone condiciones más realistas de los modelos. La incorporación del suelo puede inducir mayores desplazamientos y el comportamiento del puente podría verse afectado.

## BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute (ACI). (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08)*.

American Association of State and Highway Transportation Officials (AASHTO). (2012). *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, D.C.

Buckle, I., Hube, M., Chen, G., Yen, W. H., & Arias, J. (2012). Structural performance of bridges in the offshore Maule earthquake of 27 February 2010. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S533-S552.

Choi, E., Lee, D. H., & Choei, N. Y. (2009). Shape memory alloy bending bars as seismic restrainers for bridges in seismic areas. *International Journal of Steel Structures*, 9(4), 261-273.

Computers and Structures, Inc. (2011). SAP2000 v.16.0.0. Berkeley, California, USA.

Elnashai, A. S., Gencturk, B., Kwon, O. S., Al-Qadi, I. L., Hashash, Y., Roesler, J. R., & Valdivia, A. (2010a). The Maule (Chile) earthquake of February 27, 2010: Consequence assessment and case studies. *MAE Center Report No. 10-04*.

Elnashai, A. S., Papanikolaou, V. K. & Lee, D. (2010b). ZEUS NL – a system for inelastic analysis of structures, user's manual. *MAE Center*. University of Illinois, Urbana-Champaign.

Elnashai, A. S., Gencturk, B., Kwon, O. S., Hashash, Y. M., Kim, S. J., Jeong, S. H., & Dukes, J. (2012). The Maule (Chile) earthquake of February 27, 2010: Development of

hazard, site specific ground motions and back-analysis of structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42, 229-245.

Goel, R. K., & Chopra, A. K. (2008). Role of shear keys in seismic behavior of bridges crossing fault-rupture zones. *Journal of Bridge Engineering*, 13(4), 398-408.

Jünemann, R., Hube, M., De La Llera, J. C., & Kausel, E. (2012). Characteristics of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings Damaged During 2010 Chile Earthquake. *15 WCEE*. Lisboa, Portugal.

Karthik, M. M. and Mander, J. B. (2011). Stress-Block Parameters for Unconfined and Confined Concrete Based on a Unified Stress-Strain Model. *Journal of Structural Engineering*.

Kawashima, K., Unjoh, S., Hoshikuma, J. I., & Kosa, K. (2011). Damage of bridges due to the 2010 Maule, Chile, Earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(7), 1036-1068.

Kayen R, Carkin BD, Corbet S, Pinilla C, Ng A, Gorbis E, Truong C (2014): Seismic Velocity Site Characterization of Thirty-One Chilean Seismometer stations by Spectral Analysis of Surface Wave Dispersion. *Technical Report PEER 2014/05*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, USA.

Lorenzen, C. C., Barrientos, M. E., & Babbar, S. (2004). Toll Road Concessions: The Chilean Experience. *World Bank PFG Discussion Paper Series*, 124, 1-36.

Maleki, S. (2004). Effect of side retainers on seismic response of bridges with elastomeric bearings. *Journal of bridge Engineering*, 9(1), 95-100.

McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H. & Jeremic B. (2000). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

MOP, M. d. (2010). *Manual de Carreteras, Instrucciones y Criterios de Diseño*. Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Chile.

MOP, M. d. (2011). *Nuevos Criterios Sísmicos Para el Diseño de Puentes en Chile (Resuelvo Exento DV N° 743)*. Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Chile.

MOP, M. d. (2015). *Manual de Carreteras, Instrucciones y Criterios de Diseño*. Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Chile.

Rubilar, F. (2015). Modelo No Lineal para Predecir la Respuesta Sísmica de Pasos Superiores. *Tesis Magister en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile*.

Sarrazin, M., Moroni, O., Neira, C., & Venegas, B. (2013). Performance of Bridges with Seismic Isolation Bearings during the Maule Earthquake, Chile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 47, 117-131.

Siqueira, G. H., Sanda, A. S., Paultre, P., & Padgett, J. E. (2014). Fragility curves for isolated bridges in eastern Canada using experimental results. *Engineering Structures*, 74, 311-324.

Steelman, J. S., Fahnestock, L. A., Filipov, E. T., LaFave, J. M., Hajjar, J. F., & Foutch, D. A. (2013). Shear and friction response of nonseismic laminated elastomeric bridge bearings subject to seismic demands. *Journal of Bridge Engineering*.

The Mathworks, Inc. (2014). *MATLAB R2014b*.

Toro, F., Rubilar, F., Hube, M., & Santa María, H. (2013). Critical Variables that Affected the Seismic Behavior of Chilean Underpasses during 2010 Maule Earthquake. *Seventh National Seismic Conference on Bridges & Highways*.

USGS. (2010). *Magnitude 8.8 Offshore Maule, Chile February 27, 2010*. Obtenido de United States Geological Survey (USGS) Earthquake Hazards Program: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/us2010tfan/>

Yashinsky, M., Oviedo, R., Ashford, S., Fargier-Gabaldon, L., & Hube, M. (2010). Performance of Highway and Railway Structures during the February 27, 2010 Maule Chile Earthquake, EERI/PEER/FHWA Bridge Team Report.

Yen, W-H. P., Chen, G., Buckle, I., Allen, T., Alzamora, D., Ger, J., and Arias, J. G., 2011. *Post-Earthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure Impact of the February 27, 2010, Offshore Maule Earthquake in Chile*. Federal Highway Administration Publication. Washington, D.C.

**ANEXOS**

## **Anexo A: Catastro de Puentes**

En este anexo se resume el catastro con las características de 13 puentes chilenos, de ellos, sólo uno posee diafragma. De este catastro, se obtuvieron las propiedades geométricas que definieron a los especímenes ensayados en la campaña experimental del Capítulo 3. También, se utilizaron estos resultados en la caracterización del puente modelado en el Capítulo 6.

Las Tabla A.1 a la A.4, resumen las características geométricas de los puentes sin diafragma (SD). La Tabla A.1 contiene información general del puente, como la cantidad de vanos, las dimensiones del tablero y la cantidad de vigas junto a sus respectivas dimensiones. Las Tabla A.2 y A.3 contienen las dimensiones de los apoyos elastoméricos en el estribo y la cepa, respectivamente. Por su parte, la Tabla A.4 muestra las dimensiones de las barras sísmicas dispuestas en cada puente catastrado. Para aclarar las nomenclaturas utilizadas en dicha tabla, en la Figura A.1 se expresan las medidas correspondientes a los anclajes de las barras sísmicas. Según este catastro, la mayoría de los puentes SD tiene dos vanos y en promedio, poseen cuatro vigas de hormigón pretensado de 1.5 m de altura. Por otro lado, el tablero en promedio mide 27 m de largo, 12 m de ancho y tiene un espesor de 20 cm. Los apoyos elastoméricos resultaron ser de dimensiones 300x450x65 mm en promedio en el estribo y 300x450x38 mm en la cepa. Las barras sísmicas de los puentes SD en promedio poseen un diámetro de 22 mm, pero presentaron dispersión, registrándose uso de barras  $\phi 18$ ,  $\phi 22$  y  $\phi 25$ . Estas barras en promedio están espaciadas a 118 cm y poseen una altura libre de 143 cm.

Las Tabla A.5 y A.6 resumen las características geométricas del puente con diafragma (CD). En particular, la Tabla A.5 presenta las dimensiones del tablero, diafragma y las barras sísmicas del puente Tubul. Puesto que sólo se cuenta con información de un puente CD, se estimó la altura libre que tendrían las barras sísmicas, si es que existiera diafragma en los puentes SD. Para este cálculo, se supuso que la altura libre de las barras sísmicas corresponde al espesor del ala inferior de la viga, más la altura del apoyo elastomérico y del mortero de nivelación. Los resultados de esta estimación se resumen en la Tabla A.6,

donde la altura libre promedio de las barras sísmicas es 24.8 cm. Este valor es un 42% mayor a la del puente Tubul (17.5 cm). Debido a esta diferencia, se optó por utilizar en los ensayo de especímenes CD una altura libre de las barras sísmicas de 20 cm (10 cm en escala 1:2).

La Tabla A.7 contiene los materiales especificados de cada puente y el recubrimiento de la armadura. La losa para todos los puentes se especificó de hormigón H30, mientras que la subestructura se especificó mayoritariamente de hormigón H25. Respecto al acero, las barras sísmicas son A440-280H y la armadura pasiva A630-420H, para todos los puentes.

Finalmente, la Tabla A.8 resume el cálculo de la carga vertical gravitacional de cada apoyo elastomérico. Para realizar este cálculo, se consideró el peso de: la losa, la carpeta de rodado de 5 cm de espesor, las vigas y las barandas de acero. De esta tabla, se obtuvo que la carga gravitacional promedio por apoyo De la suma de estas, se obtuvo que en promedio cada apoyo es de 443.6 kN.

Tabla A.1: Dimensiones de vigas y tableros de puentes SD

Puente	Vanos		Vigas				Tablero		
	Nº [-]	Nº [-]	Largo [cm]	Altura [cm]	Área [cm <sup>2</sup> ]	Separación [cm]	Largo [cm]	Ancho [cm]	Espesor [cm]
Los Niches	2	4	2577	135	4681	363	2600	1240	20
Rengo	2	6	2878	151	5099	370	2900	2000	20
Graneros	2	3	2664	151	5099	350	2700	910	20
La Higuera	2	3	2663	151	5099	350	2700	910	20
Las Mercedes	2	3	2669	151	5099	365	2700	910	20
Los Pinos	2	5	2924	151	5099	355	2950	1800	20
El Azufradero	2	3	2380	135	4681	293	2400	844	20
Guaiquillo	4	4	3680	201	6757	363	3700	1240	20
Pelequén Viejo	2	4	2280	135	4681	363	2300	1240	20
Chada	2	4	2275	151	5099	373	2280	1300	20
Miraflores	3	5	2443	135	4681	269	2460	1226	20
Lo Echevers	3	5	3055	186	5562	269	3067	1226	20
<b>Promedio</b>	<b>2.3</b>	<b>4.1</b>	<b>2707.3</b>	<b>152.8</b>	<b>5136.2</b>	<b>340.3</b>	<b>2729.8</b>	<b>1237.2</b>	<b>20.0</b>

Tabla A.2: Dimensiones de apoyos elastoméricos en estribos de puentes SD

Puente	Geometría				Placas		Mortero de nivelación	
	Largo [mm]	Ancho [mm]	Altura [mm]	Nº [-]	Largo [mm]	Ancho [mm]	Espesor [mm]	Altura [mm]
Los Niches	300	450	60	3	294	444	3	25
Rengo	300	450	60	3	294	444	3	25
Graneros	300	500	60	3	290	490	3	25
La Higuera	300	500	60	3	290	490	3	25
Las Mercedes	300	500	73	3	290	490	3	30
Los Pinos	350	450	60	3	340	490	3	30
El Azufradero	300	400	47	4	290	390	3	25
Guaiquillo	350	500	112	4	394	494	3	25
Pelequén Viejo	300	400	47	3	290	390	3	25
Chada	300	500	47	3	290	490	3	25
Miraflores	300	400	73	6	290	390	3	25
Lo Echevers	300	400	86	7	290	440	3	40
<b>Promedio</b>	<b>308.3</b>	<b>454.2</b>	<b>65.4</b>	<b>3.8</b>	<b>303.5</b>	<b>453.5</b>	<b>3.0</b>	<b>27.1</b>

Tabla A.3: Dimensiones de apoyos elastoméricos en cepa de puentes SD

Puente	Geometría				Placas		Mortero de nivelación	
	Largo [mm]	Ancho [mm]	Altura [mm]	Nº [-]	Largo [mm]	Ancho [mm]	Espesor [mm]	Altura [mm]
Los Niches	300	450	34	5	294	444	3	25
Rengo	300	450	34	5	294	444	3	25
Graneros	300	500	34	5	290	490	3	25
La Higuera	300	500	34	5	290	490	3	25
Las Mercedes	300	500	34	6	290	490	3	40
Los Pinos	350	450	34	5	390	440	3	25
El Azufradero	300	400	34	4	290	390	3	25
Guaiquillo	350	500	47	9	344	494	3	25
Pelequén Viejo	300	400	34	4	290	390	3	25
Chada	300	500	34	4	290	440	3	25
Miraflores	300	400	47	4	290	390	3	25
Lo Echevers	300	450	60	5	290	440	3	40
<b>Promedio</b>	<b>308.3</b>	<b>458.3</b>	<b>38.3</b>	<b>5.1</b>	<b>303.5</b>	<b>445.2</b>	<b>3.0</b>	<b>27.5</b>

Tabla A.4: Dimensiones de las barras sísmicas de puentes SD

Puentes	Diámetro	d1*	d2*	d2v*	d2h*	Altura libre en estribo	Altura libre en cepa	Separación
	[mm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
Los Niches	18	26	90	60	30	129	126	121
Rengo	18	26	100	70	40	145	142	123
Graneros	25	31	110	80	45	140	137	117
La Higuera	25	31	110	80	45	140	137	117
Las Mercedes	22	31	100	70	40	141	138	122
Los Pinos	22	31	100	70	40	140	137	118
El Azufradero	22	31	100	70	40	122	121	98
Guaiquillo	22	26	100	70	40	200	193	121
Pelequén Viejo	18	26	90	60	30	127	126	121
Chada	22	26	100	70	40	143	142	124
Miraflores	-	-	-	-	-	-	-	-
Lo Echevers	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>Promedio</b>	<b>21.4</b>	<b>28.5</b>	<b>100.0</b>	<b>70.0</b>	<b>39.0</b>	<b>142.6</b>	<b>139.9</b>	<b>118.2</b>

\*se especifican en la Figura A.1

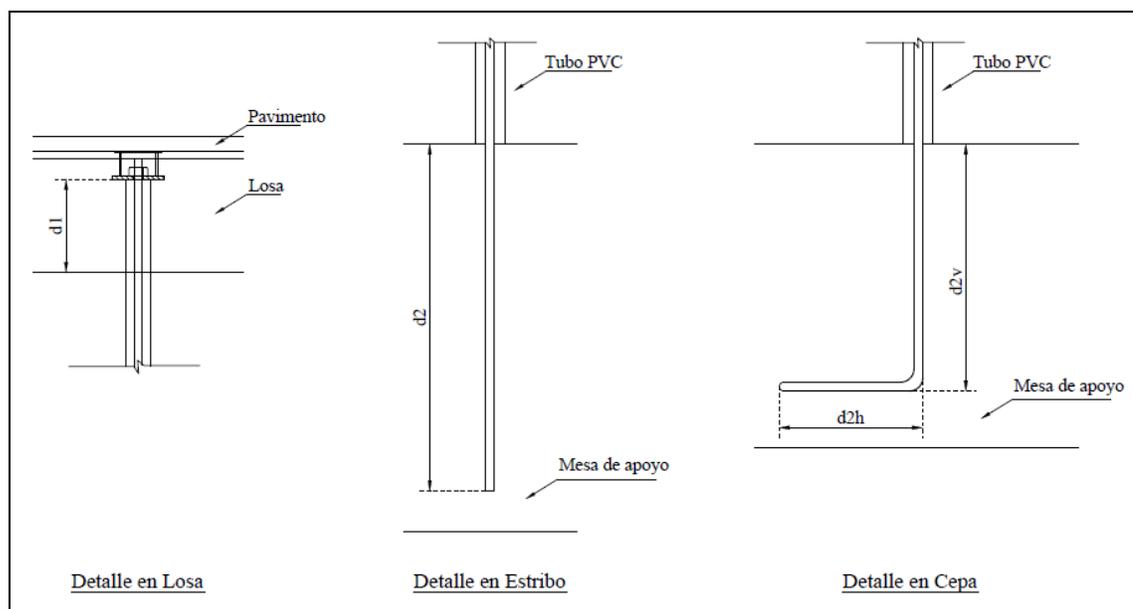


Figura A.1: Detalle anclaje barra sísmica

Tabla A.5: Características geométricas de puente CD

Puente	Tablero	Diafragma		Barras Sísmicas		Prof. en Sub. [cm]	Prof. en Supra. [cm]
	Altura [cm]	Altura [cm]	Diámetro [mm]	Altura libre [mm]	Separación [cm]		
Tubul	20	158	22	175	100	100	3

Tabla A.6: Estimación altura libre de las barras sísmicas de puentes SD si fueran CD

Puente	Altura Diafragma [cm]	Altura Libre Barras Sísmicas [mm]
Los Niches	118	229
Rengo	131	259
Graneros	131	259
La Higuera	131	259
Las Mercedes	131	274
Los Pinos	131	259
El Azufradero	118	229
Guaiquillo	186	222
Pelequén Viejo	118	229
Chada	131	259
Miraflores	118	242
Lo Echevers	171	250
<b>Promedio</b>	<b>134.6</b>	<b>247.5</b>

Tabla A.7: Características de los materiales y recubrimiento de armadura en puentes CD y SD

Puente	Calidad Hormigón		Calidad Acero		Recubrimiento Armadura Pasiva		
	Losa	Subest.	Barras Sísmicas	Armadura Pasiva	Sup. Losa	Inf. Losa	Subest.
	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm]	[cm]	[cm]
Los Niches	H30	H25	A440-280H	A630-420H	4	2.5	4
Rengo	H30	H25	A440-280H	A630-420H	4	2.5	4
Graneros	H30	H25	A440-280H	A630-420H	3.8	2.5	4
La Higuera	H30	H25	A440-280H	A630-420H	3.8	2.5	4
Las Mercedes	H30	H25	A440-280H	A630-420H	4	2.5	5
Los Pinos	H30	H25	A440-280H	A630-420H	4	2.5	4
El Azufradero	H30	H25	A440-280H	A630-420H	4	2.5	5
Guaiquillo	H30	H25	A440-280H	A630-420H	4	2.5	4
Pelequén Viejo	H30	H25	A440-280H	A630-420H	4	2.5	4
Chada	H30	H25	A440-280H	A630-420H	4	2.5	5
Miraflores	H30	H30	-	A630-420H	4	2.5	4
Lo Echevers	H30	H30	-	A630-420H	4	2.5	4
Tubul	H30	-	A440-280H	A630-420H	3.8	2.5	-
<b>Promedio</b>	-	-	-	-	<b>4.0</b>	<b>2.5</b>	<b>4.3</b>

Tabla A.8: Carga vertical sobre los apoyos de puentes SD

<b>Puente</b>	<b>Losa*</b>	<b>Carpeta*</b>	<b>Vigas*</b>	<b>Total*</b>	<b>Carga vertical por apoyo</b>
	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>
Los Niches	1548	160	1158	2866	358
Rengo	2784	288	2113	5185	432
Graneros	1164	122	978	2264	377
La Higuera	1164	122	978	2264	377
Las Mercedes	1164	122	978	2264	377
Los Pinos	2549	263	1789	4601	460
El Azufradero	972	100	802	1874	312
Guaiquillo	2202	223	2387	4812	602
Pelequén Viejo	1369	141	1025	2535	317
Chada	1423	147	1114	2684	336
Miraflores	1448	146	1372	2966	297
Lo Echevers	1805	187	2039	4031	403
<b>Promedio</b>	<b>1632.7</b>	<b>168.4</b>	<b>1394.4</b>	<b>3195.5</b>	<b>387.4</b>

\*corresponde a la carga de un vano

## **Anexo B: Propiedades Mecánicas de las Barras Sísmicas de la Campaña Experimental**

En este anexo se resumen los resultados obtenidos al someter tres barras de acero  $\phi 16$  A440-280H a un ensayo a tracción hasta la rotura. Estos ensayos se realizaron para conocer las propiedades mecánicas de las barras sísmicas utilizadas en la campaña experimental del Capítulo 3. La Figura B.1 muestra la configuración del ensayo. La máquina utilizada, midió desplazamiento y carga, pero además se utilizó un transductor de desplazamiento para obtener mayor precisión hasta el comienzo del endurecimiento. Los resultados de los ensayos con la respectiva media aritmética de cada propiedad, se encuentran en la Tabla B.1.

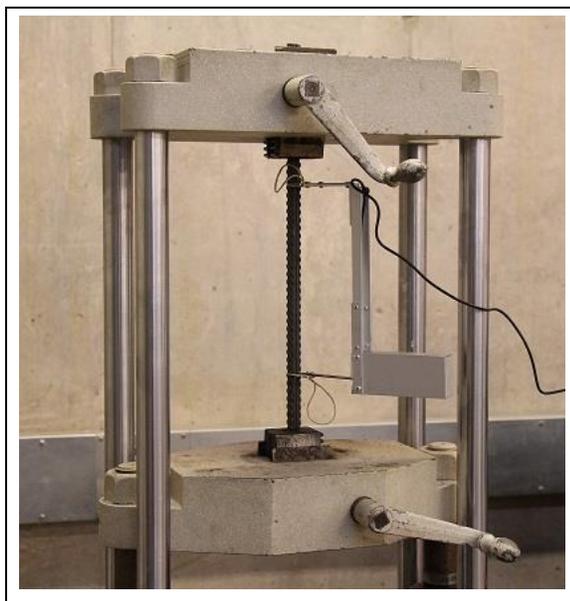


Figura B.1: Ensayo a tracción barras de acero

El módulo de elasticidad fue calculado haciendo un ajuste lineal a los datos obtenidos por el transductor, partiendo desde una deformación de 0.3% hasta el inicio de la fluencia. En el primer tramo de deformación la barra se ajusta a las mordazas de la máquina y se generan deformaciones erráticas. A su vez, el límite de fluencia se calculó intersectando

la curva experimental con una recta que comienza en 2‰ de deformación y tiene una pendiente igual al módulo de elasticidad. La Figura B.2 se presenta las curvas tensión-deformación obtenidas experimentalmente.

Tabla B.1: Propiedades mecánicas barras de acero  $\phi 16$  A440-280H

<b>Ensayo</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>Promedio</b>
Tensión de fluencia [MPa]	347.1	325.2	342.7	338.3
Tensión última [MPa]	513.6	498.9	508.1	506.9
Deformación unitaria de fluencia [mm/mm]	0.0014	0.0017	0.0016	0.0016
Deformación unitaria de endurecimiento [mm/mm]	0.0148	0.0154	0.0156	0.0153
Deformación unitaria última [mm/mm]	0.1216	0.1247	0.1238	0.1233
Módulo de Elasticidad [GPa]	213.1	208.3	214.3	211.9

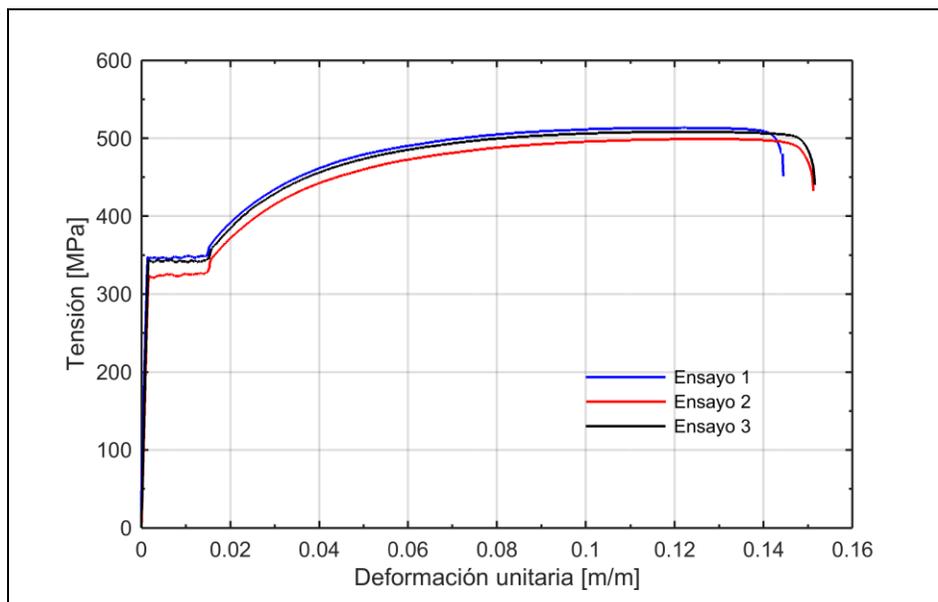


Figura B.2: Relación tensión-deformación barras de acero  $\phi 16$  A440-280H

### Anexo C: Curvas de los Análisis Dinámicos Incrementales

En este anexo se muestran las curvas de los análisis dinámicos incrementales de los modelos estudiados en el Capítulo 7. Los gráficos correspondientes al desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico, el desplazamiento residual del apoyo y el corte basal máximo de las configuraciones M, MBx4, MT, MBT se presentan de la Figura C.1 a la C.12.

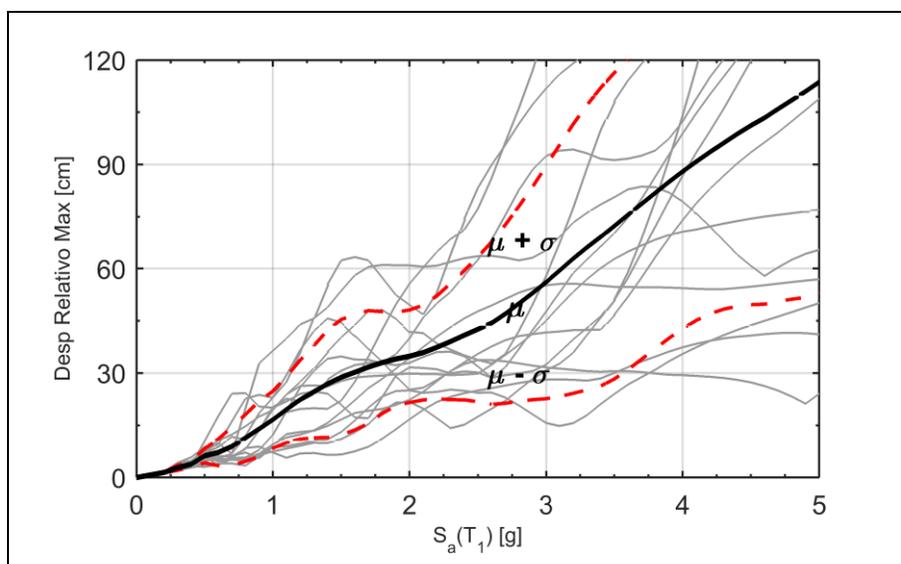


Figura C.1: Modelo M - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico

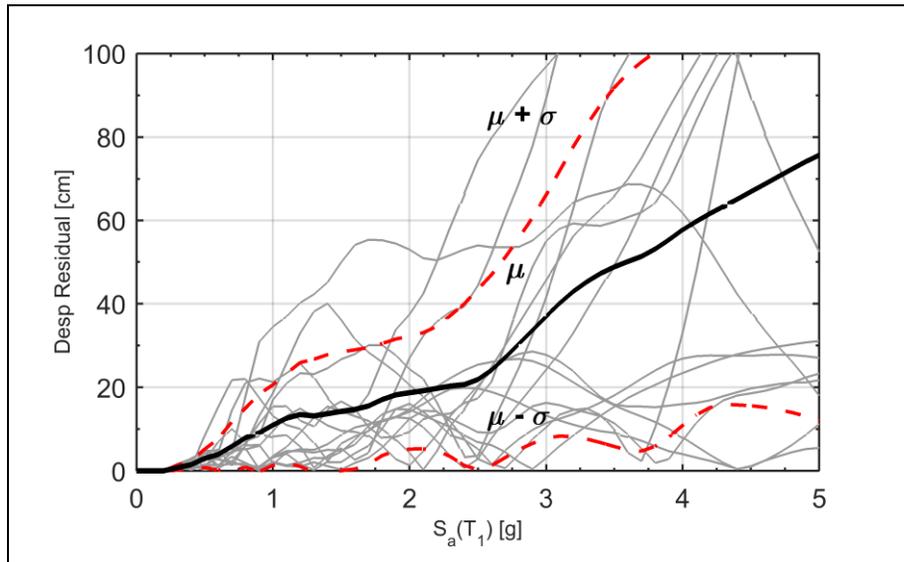


Figura C.2: Modelo M - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento residual del apoyo elastomérico

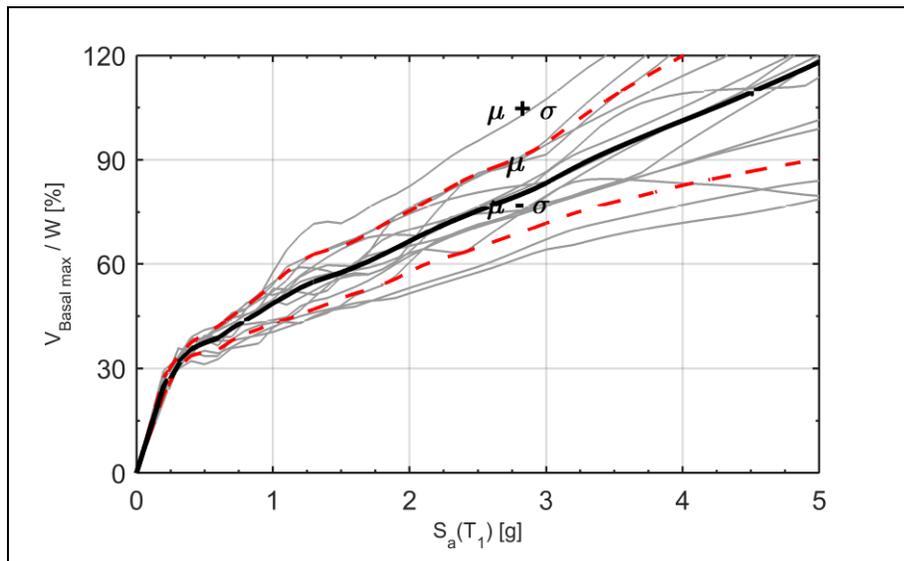


Figura C.3: Modelo M - Análisis dinámico incremental para el corte basal

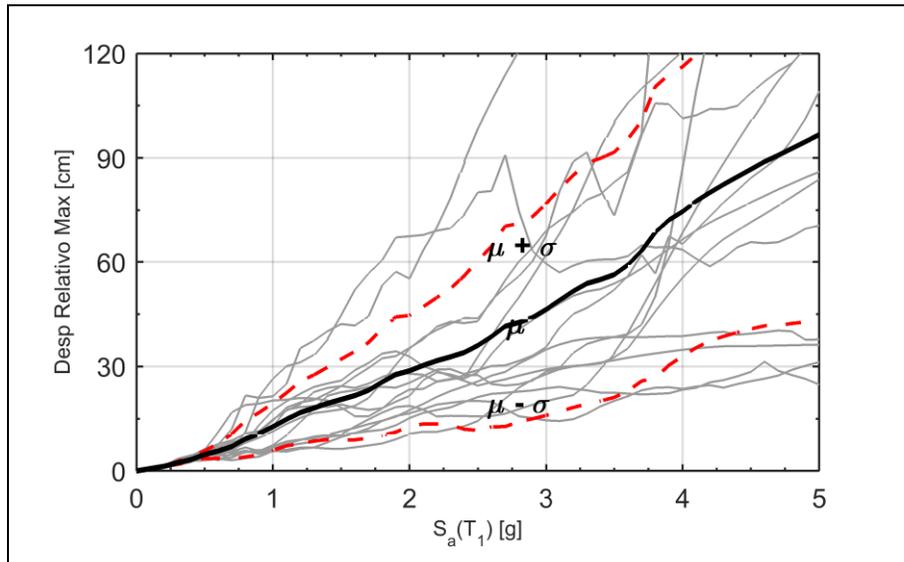


Figura C.4: Modelo MBx4 - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico

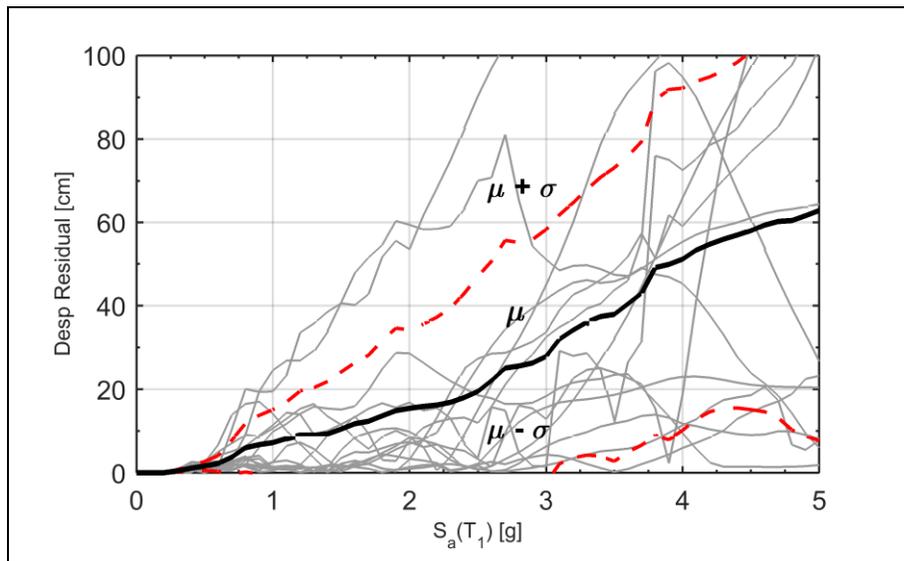


Figura C.5: Modelo MBx4 - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento residual del apoyo elastomérico

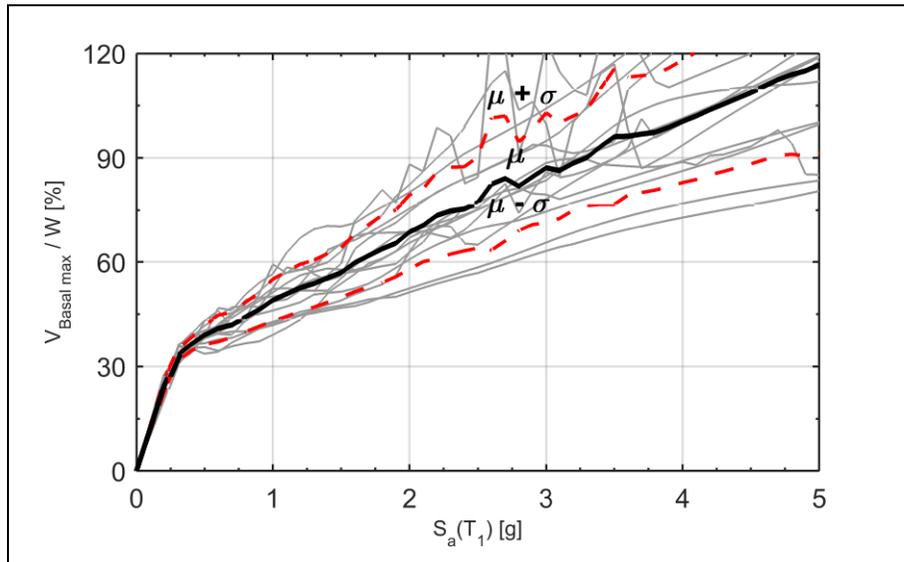


Figura C.6: Modelo MBx4 - Análisis dinámico incremental para el corte basal

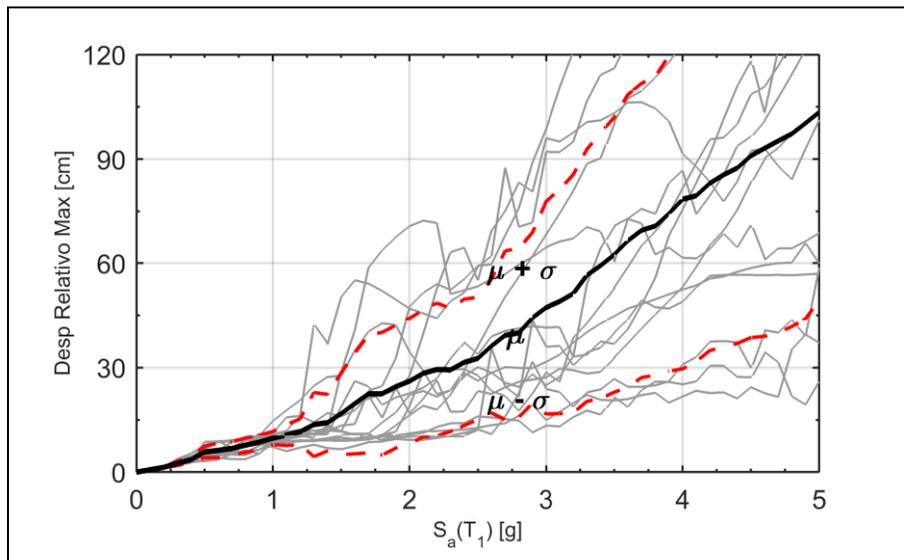


Figura C.7: Modelo MT - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico

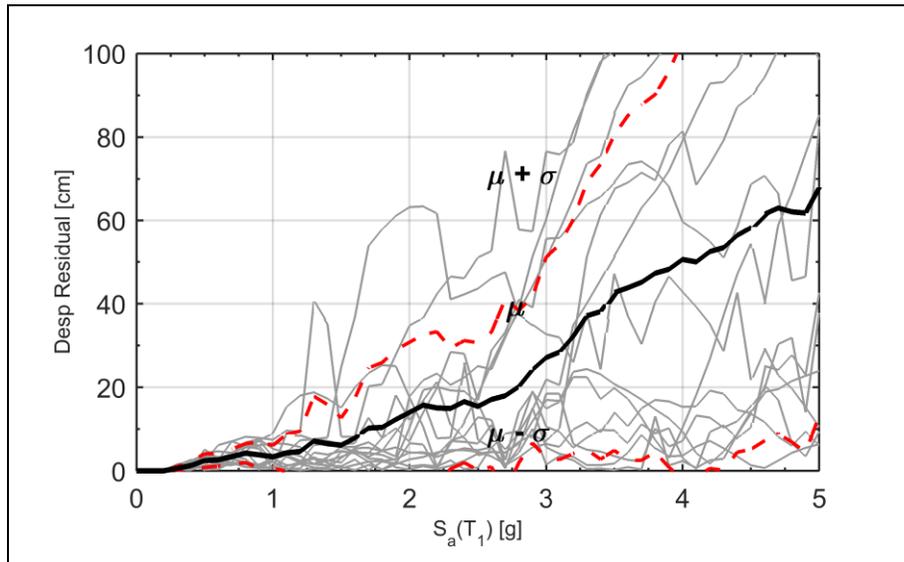


Figura C.8: Modelo MT - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento residual del apoyo elastomérico

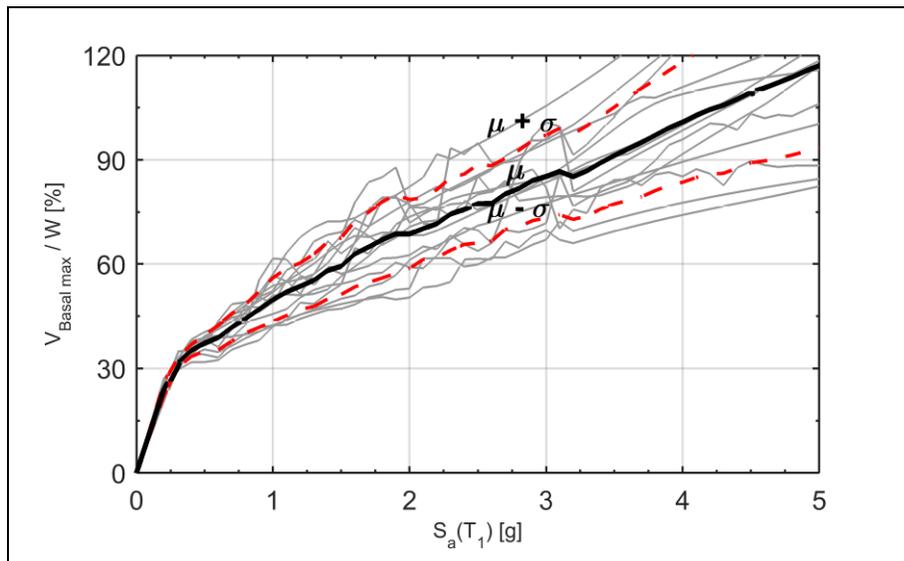


Figura C.9: Modelo MT - Análisis dinámico incremental para el corte basal

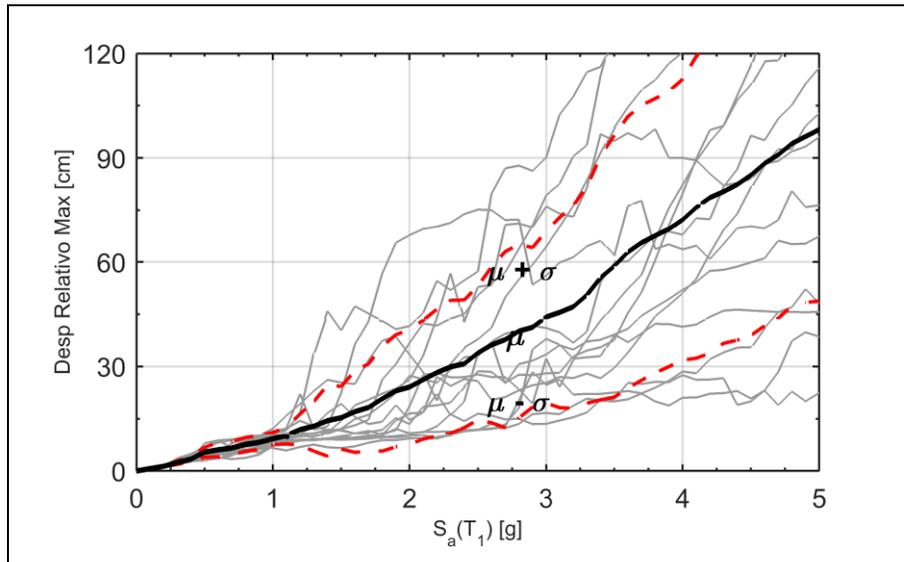


Figura C.10: Modelo MBT - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico

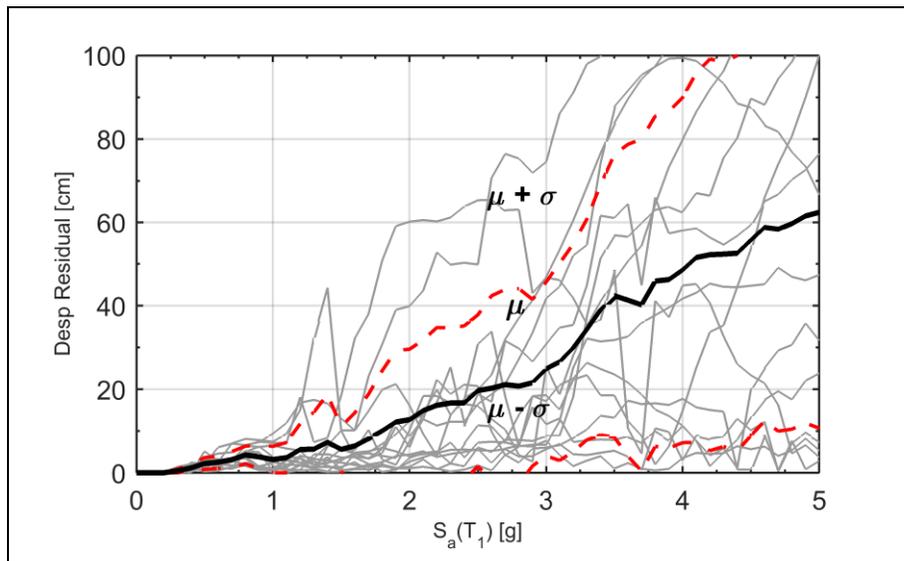


Figura C.11: Modelo MBT - Análisis dinámico incremental para el desplazamiento residual del apoyo elastomérico

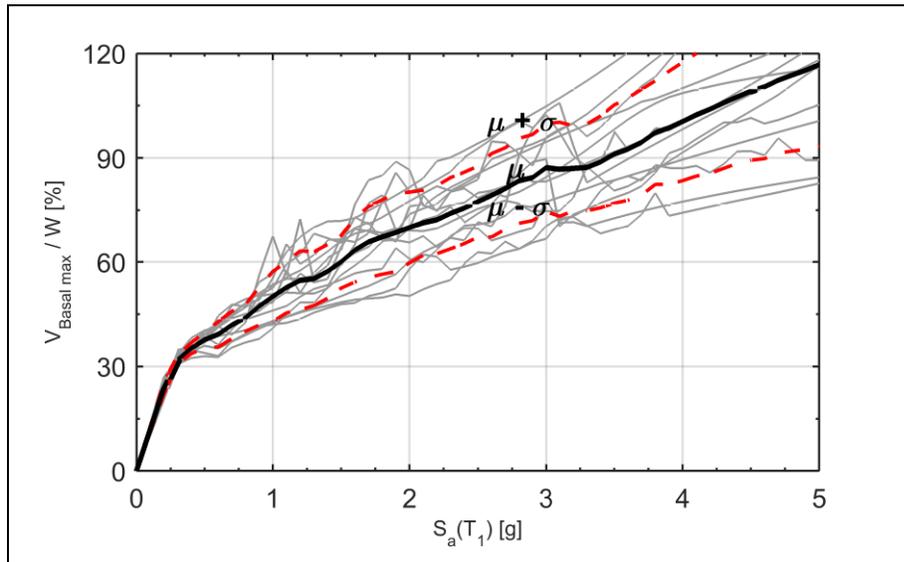


Figura C.12: Modelo MBT - Análisis dinámico incremental para el corte basal

### **Anexo D: Resultados Estadísticos de los Análisis Dinámicos Incrementales**

En este anexo se presentan los resultados estadísticos de los análisis dinámicos incrementales de los modelos estudiados en el Capítulo 7. La media ( $\mu$ ) y la desviación estándar ( $\sigma$ ) del desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico, el desplazamiento residual del apoyo y el corte basal de los modelos M, MB, MBx4, MT y MBT se presentan de la Tabla D.1 a la D.5.

Tabla D.1: Resultados estadísticos modelo analítico M

S <sub>a</sub> [g]	Desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico [cm]		Desplazamiento residual del apoyo elastomérico [cm]		Corte basal / Peso sísmico [%]	
	$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
0.1	0.7	0.1	0.0	0.0	12.5	1.2
0.2	1.4	0.1	0.1	0.0	25.0	2.4
0.3	2.8	0.7	0.8	0.6	31.8	1.6
0.4	3.8	0.9	1.5	0.9	35.6	1.9
0.5	6.2	2.0	3.0	2.2	37.3	2.6
0.6	7.2	3.8	4.0	3.7	38.8	3.4
0.7	9.0	5.5	5.9	5.8	41.5	3.5
0.8	11.4	6.7	8.0	7.1	43.8	3.9
0.9	14.0	8.0	9.1	9.3	46.1	4.8
1.0	16.6	8.2	11.0	9.6	48.7	5.5
1.0	19.6	9.5	12.6	10.7	50.9	6.8
1.2	22.4	11.4	13.5	12.4	53.2	7.6
1.3	24.6	13.2	13.2	13.6	54.9	7.9
1.4	26.9	15.4	13.7	14.1	56.2	7.8
1.5	28.8	16.6	14.3	14.2	57.6	7.4
1.6	30.2	16.6	14.7	14.3	59.1	7.6
1.7	31.7	16.2	15.6	14.0	60.7	8.0
1.8	33.0	14.6	17.1	13.4	62.6	8.5
1.9	34.0	13.4	18.2	13.4	64.6	8.8
2.0	34.8	13.3	18.7	13.5	66.6	8.7
2.1	35.9	13.6	19.2	13.9	68.5	8.9
2.2	37.4	14.8	19.8	14.8	70.4	9.3
2.3	39.1	16.7	20.3	16.9	72.2	9.9
2.4	40.9	18.5	20.7	19.3	73.8	10.4
2.5	42.6	20.8	21.9	21.6	75.4	10.6
2.6	44.3	23.3	24.1	22.8	76.9	10.7
2.7	47.0	25.7	27.2	24.0	78.3	10.7
2.8	50.0	28.0	30.4	25.3	79.8	10.9
2.9	53.0	30.6	33.7	27.1	81.4	11.1
3.0	56.1	33.4	37.0	29.2	83.3	11.5
3.1	59.4	36.2	40.1	31.8	85.4	12.2
3.2	62.9	38.7	42.9	34.7	87.6	13.0
3.3	66.1	40.9	45.3	37.6	89.6	13.8
3.4	69.1	42.9	47.3	40.5	91.4	14.6
3.5	72.3	44.0	48.8	43.0	93.2	15.3
3.6	75.5	44.5	50.1	45.1	94.8	16.0
3.7	78.7	44.7	51.4	46.6	96.5	16.7
3.8	81.8	44.8	53.1	47.2	98.1	17.3
3.9	85.0	45.0	55.3	47.2	99.7	18.0
4.0	88.0	45.2	57.7	46.8	101.3	18.6
4.1	90.8	45.7	59.8	46.4	102.8	19.3
4.2	93.5	46.5	61.7	46.5	104.4	20.1
4.3	96.1	47.8	63.4	47.4	106.0	20.9
4.4	98.8	49.6	65.1	49.3	107.7	21.7
4.5	101.2	51.5	66.9	51.3	109.4	22.7
4.6	103.4	53.6	68.7	53.5	111.1	23.6
4.7	106.0	55.4	70.5	55.8	112.8	24.6
4.8	108.5	57.3	72.3	58.3	114.5	25.6
4.9	111.0	59.3	74.1	61.0	116.3	26.7
5.0	113.7	60.7	75.7	63.6	118.1	27.7

Tabla D.2: Resultados estadísticos modelo analítico MB

S <sub>a</sub> [g]	Desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico [cm]		Desplazamiento residual del apoyo elastomérico [cm]		Corte basal / Peso sísmico [%]	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ
0.1	0.7	0.1	0.0	0.0	12.4	1.1
0.2	1.4	0.1	0.0	0.0	24.8	2.2
0.3	2.6	0.7	0.6	0.5	32.0	1.6
0.4	3.7	0.8	1.4	0.8	35.6	1.7
0.5	5.7	1.7	2.5	1.7	37.7	2.6
0.6	6.8	3.3	3.5	3.2	39.0	3.4
0.7	8.4	5.0	5.3	5.4	41.5	3.4
0.8	10.7	6.2	7.3	6.7	43.8	3.8
0.9	13.0	7.5	8.4	8.7	46.0	4.4
1.0	15.6	8.2	9.7	9.9	48.5	5.3
1.0	18.0	9.1	11.0	10.6	50.8	6.3
1.2	20.3	10.2	11.9	12.0	53.2	7.4
1.3	22.3	11.5	12.0	13.1	54.7	7.7
1.4	24.4	13.4	12.8	13.8	56.0	7.5
1.5	26.4	15.1	13.6	14.3	57.7	7.5
1.6	28.0	15.7	14.5	15.1	59.5	8.0
1.7	29.4	15.7	14.8	16.1	61.6	8.8
1.8	30.6	15.1	16.0	15.6	63.3	9.2
1.9	31.5	14.2	17.0	16.0	65.1	9.4
2.0	32.8	14.5	17.8	16.7	67.1	9.5
2.1	34.3	15.4	18.5	17.0	69.1	9.7
2.2	35.3	16.5	18.8	17.7	71.1	10.3
2.3	36.5	18.1	18.9	19.8	72.9	10.9
2.4	37.8	20.2	19.9	21.7	74.8	11.4
2.5	39.3	21.6	21.1	23.3	76.7	11.5
2.6	41.0	22.7	22.9	24.0	78.2	11.3
2.7	43.5	24.1	25.2	24.7	79.8	11.4
2.8	45.8	25.3	27.2	25.4	81.7	11.7
2.9	47.4	26.4	28.6	25.9	82.6	11.0
3.0	50.7	29.6	31.8	27.6	84.4	11.4
3.1	54.1	33.3	34.9	30.3	86.4	12.1
3.2	57.2	36.0	37.4	32.8	88.1	12.9
3.3	60.2	37.7	39.4	34.8	89.1	13.1
3.4	63.0	39.4	42.8	37.1	90.9	13.8
3.5	65.7	40.4	44.0	39.2	92.7	14.6
3.6	68.5	40.8	45.1	41.0	94.5	15.4
3.7	71.4	40.9	46.6	41.7	96.4	16.2
3.8	74.2	40.9	48.2	42.0	98.2	16.9
3.9	76.9	41.1	49.9	42.1	99.8	17.5
4.0	79.6	41.4	51.7	42.3	101.5	18.1
4.1	82.6	42.1	54.0	42.4	103.1	18.7
4.2	85.6	43.3	56.5	42.6	104.7	19.3
4.3	88.0	45.0	58.6	43.4	106.4	20.0
4.4	90.4	47.0	60.8	44.9	108.0	20.8
4.5	93.5	48.7	62.4	47.4	109.8	21.5
4.6	96.1	50.5	64.2	49.9	111.3	22.7
4.7	98.6	52.4	66.0	52.4	112.8	24.0
4.8	100.9	54.1	67.6	54.8	114.5	24.9
4.9	103.1	56.0	69.2	57.2	116.2	25.9
5.0	105.6	57.7	70.8	59.8	117.9	26.9

Tabla D.3: Resultados estadísticos modelo analítico MBx4

S <sub>a</sub> [g]	Desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico [cm]		Desplazamiento residual del apoyo elastomérico [cm]		Corte basal / Peso sísmico [%]	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ
0.1	0.7	0.0	0.0	0.0	12.1	0.9
0.2	1.3	0.1	0.0	0.0	24.2	1.8
0.3	2.3	0.4	0.5	0.3	33.2	1.6
0.4	3.3	0.7	1.1	0.8	36.4	1.9
0.5	4.7	1.1	1.6	1.1	39.0	2.7
0.6	5.7	2.2	2.3	1.9	40.9	3.8
0.7	7.0	3.6	3.8	4.1	42.0	3.6
0.8	9.2	5.2	6.0	5.8	44.2	4.2
0.9	10.7	6.1	6.8	7.0	46.4	4.8
1.0	12.7	6.7	7.3	7.9	49.0	6.0
1.0	14.8	7.6	8.3	8.7	50.8	6.5
1.2	16.8	8.9	9.0	10.6	52.6	6.8
1.3	18.1	9.5	9.0	11.4	53.8	6.8
1.4	19.4	10.4	9.3	12.6	55.4	7.0
1.5	20.5	11.6	10.5	13.7	57.0	7.1
1.6	21.6	12.7	11.8	14.6	59.8	8.3
1.7	23.2	13.7	12.4	15.8	61.8	9.0
1.8	25.6	15.3	13.7	18.0	63.8	9.7
1.9	27.7	16.5	14.9	19.7	65.4	9.6
2.0	28.8	15.9	15.5	18.8	68.7	10.7
2.1	30.3	16.8	15.9	19.7	70.6	10.5
2.2	31.7	18.1	16.2	21.0	73.5	12.5
2.3	32.8	19.6	16.9	22.6	74.8	12.5
2.4	34.0	22.0	18.0	24.9	75.3	12.1
2.5	36.0	24.4	19.5	27.5	77.1	13.1
2.6	38.6	25.9	22.1	28.6	82.5	19.0
2.7	41.6	28.8	25.1	30.6	84.1	18.0
2.8	42.6	28.5	25.6	29.6	81.9	12.8
2.9	44.1	29.1	26.3	29.6	84.6	13.7
3.0	46.4	30.5	27.9	30.4	87.1	15.8
3.1	49.0	32.0	32.0	29.8	86.4	13.7
3.2	51.6	33.4	34.2	30.6	88.5	13.5
3.3	53.9	34.6	36.1	31.8	90.1	13.8
3.4	55.0	34.9	37.4	33.4	93.3	16.6
3.5	56.4	35.3	37.9	35.2	96.1	19.5
3.6	59.2	36.2	40.5	35.5	96.2	17.0
3.7	63.2	37.4	43.0	36.4	96.8	16.8
3.8	68.6	41.9	49.1	40.2	97.4	16.6
3.9	72.1	41.8	49.9	41.9	98.8	17.0
4.0	74.6	41.6	51.2	41.0	100.5	17.6
4.1	77.6	42.1	53.3	40.4	102.1	18.3
4.2	80.0	42.7	54.8	40.1	103.9	18.7
4.3	82.4	43.7	55.9	40.4	105.5	19.4
4.4	84.6	44.8	56.9	41.4	107.1	19.9
4.5	86.7	45.9	58.0	42.9	108.8	20.5
4.6	88.9	47.2	59.4	44.7	110.6	21.1
4.7	90.8	49.0	60.3	47.1	112.5	21.8
4.8	92.7	50.3	60.5	50.2	113.9	22.9
4.9	94.7	51.9	61.6	52.8	115.0	24.5
5.0	96.7	53.4	62.9	55.2	116.7	25.4

Tabla D.4: Resultados estadísticos modelo analítico MT

S <sub>a</sub> [g]	Desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico [cm]		Desplazamiento residual del apoyo elastomérico [cm]		Corte basal / Peso sísmico [%]	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ
0.1	0.7	0.0	0.0	0.0	12.0	0.9
0.2	1.4	0.1	0.0	0.0	24.0	1.9
0.3	2.5	0.6	0.6	0.5	31.5	1.3
0.4	3.6	0.8	1.3	0.9	35.1	1.7
0.5	5.8	1.6	2.5	1.6	37.3	2.3
0.6	6.3	2.1	2.7	1.5	38.9	3.5
0.7	6.8	1.9	3.4	1.8	41.8	3.9
0.8	7.8	2.1	4.3	2.3	44.3	4.1
0.9	8.6	2.0	3.9	3.1	47.0	5.2
1.0	9.8	1.9	3.4	2.7	49.7	6.3
1.0	10.7	3.0	4.3	4.5	52.0	6.8
1.2	11.6	3.7	4.7	4.9	53.6	6.7
1.3	13.7	9.2	7.2	10.7	55.3	7.5
1.4	14.2	8.1	6.5	9.4	58.1	8.2
1.5	16.8	11.7	6.2	6.5	59.4	8.1
1.6	19.7	14.5	7.9	9.5	62.9	9.5
1.7	22.5	16.9	10.3	14.4	64.9	10.1
1.8	22.5	17.6	10.4	15.5	67.0	11.0
1.9	24.6	17.6	12.3	16.7	68.6	11.3
2.0	26.1	18.0	14.0	16.8	68.7	9.9
2.1	28.4	18.2	15.7	16.9	70.2	8.9
2.2	29.5	19.1	15.1	18.2	71.6	9.8
2.3	29.4	17.7	14.9	14.5	74.4	10.5
2.4	31.5	18.1	16.6	14.6	75.8	10.1
2.5	32.7	17.6	15.4	15.3	77.4	11.3
2.6	36.2	19.2	17.1	16.1	77.5	10.9
2.7	39.3	24.2	18.0	23.1	80.2	10.2
2.8	40.0	24.2	20.2	18.2	81.8	11.0
2.9	44.3	24.5	24.2	17.5	84.0	11.5
3.0	47.3	30.6	27.1	24.0	85.2	11.9
3.1	49.0	32.2	28.4	25.7	86.7	12.4
3.2	51.3	34.3	32.2	28.0	85.2	12.3
3.3	56.5	36.2	37.1	32.0	86.8	13.0
3.4	59.3	38.2	38.1	35.3	89.1	13.3
3.5	62.5	39.5	42.7	37.8	91.2	13.9
3.6	66.4	42.1	43.9	41.3	93.1	14.8
3.7	69.5	42.3	45.2	42.6	95.0	15.6
3.8	70.7	42.9	47.3	42.8	97.1	15.9
3.9	74.3	45.3	48.3	47.4	99.2	16.5
4.0	78.5	48.8	50.6	52.6	100.9	17.3
4.1	79.5	47.7	50.0	51.4	102.8	17.9
4.2	83.1	48.1	52.5	51.9	104.5	18.6
4.3	85.5	49.6	53.4	53.3	105.7	19.6
4.4	87.4	50.5	56.4	51.9	107.5	19.9
4.5	90.9	52.3	58.3	53.1	109.4	20.2
4.6	93.1	54.1	61.5	54.3	110.7	21.0
4.7	95.2	55.2	63.0	54.1	112.2	21.7
4.8	97.3	55.4	62.1	55.2	113.7	22.4
4.9	100.3	56.3	61.8	57.3	115.5	23.1
5.0	103.5	54.0	67.9	54.7	117.1	23.7

Tabla D.5: Resultados estadísticos modelo analítico MBT

S <sub>a</sub> [g]	Desplazamiento relativo máximo del apoyo elastomérico [cm]		Desplazamiento residual del apoyo elastomérico [cm]		Corte basal / Peso sísmico [%]	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ
0.1	0.7	0.0	0.0	0.0	11.9	0.9
0.2	1.3	0.1	0.0	0.0	23.8	1.7
0.3	2.4	0.5	0.5	0.5	31.9	1.2
0.4	3.4	0.7	1.2	0.8	35.2	1.5
0.5	5.4	1.4	2.2	1.4	37.7	2.2
0.6	6.1	2.0	2.6	1.5	39.2	3.7
0.7	6.6	1.9	3.2	1.9	41.9	3.9
0.8	7.7	2.0	4.3	2.1	44.0	3.9
0.9	8.2	2.0	3.8	2.8	47.3	5.4
1.0	9.3	1.7	3.2	3.1	50.1	7.2
1.0	10.2	2.4	3.7	3.6	52.7	7.3
1.2	11.9	4.5	5.6	6.2	54.7	8.5
1.3	12.8	7.1	5.7	8.8	55.2	7.7
1.4	14.4	10.2	7.4	11.4	57.3	7.7
1.5	15.3	9.0	5.6	5.4	60.1	7.6
1.6	17.0	11.7	6.5	7.9	63.4	9.2
1.7	18.2	12.5	8.2	10.6	65.8	10.2
1.8	20.7	15.0	10.1	14.4	67.2	10.7
1.9	23.0	16.1	12.2	17.1	68.5	11.2
2.0	24.1	16.5	12.7	16.8	70.0	10.2
2.1	26.2	17.0	14.9	16.9	71.3	9.4
2.2	28.2	18.2	16.2	18.6	72.2	9.8
2.3	29.9	19.1	16.7	18.1	74.1	10.3
2.4	30.8	18.3	16.7	18.5	75.6	10.3
2.5	33.9	19.2	19.7	18.1	77.4	10.2
2.6	36.2	22.4	20.3	22.1	79.2	12.0
2.7	37.7	25.3	21.1	22.8	81.2	11.7
2.8	40.2	24.9	20.8	23.3	83.4	12.2
2.9	41.3	22.9	21.6	19.9	84.3	12.4
3.0	44.2	24.7	24.9	20.8	87.2	12.6
3.1	45.5	27.4	26.6	23.6	86.7	13.5
3.2	47.1	29.1	29.9	24.8	87.0	12.2
3.3	50.5	31.1	34.4	26.5	87.3	12.5
3.4	55.5	35.1	39.0	30.0	88.8	13.2
3.5	58.8	37.6	42.4	33.8	91.1	14.1
3.6	62.9	39.0	41.4	37.4	92.5	14.7
3.7	65.6	39.5	40.2	39.8	94.5	15.2
3.8	67.6	39.5	45.9	39.6	97.3	14.9
3.9	69.5	39.6	46.3	40.3	98.6	16.2
4.0	72.2	40.4	48.6	41.3	100.4	17.0
4.1	75.8	43.4	51.6	44.2	102.4	17.6
4.2	78.6	44.8	52.2	46.9	104.0	18.4
4.3	80.3	43.6	52.4	46.1	105.8	18.9
4.4	82.3	44.8	52.6	47.4	107.5	19.1
4.5	85.1	46.1	55.7	46.8	109.2	19.8
4.6	88.4	46.7	58.8	46.4	110.4	20.6
4.7	90.9	47.0	58.4	48.4	112.3	20.9
4.8	94.1	46.7	59.7	49.3	113.8	21.8
4.9	96.1	47.8	61.6	49.6	115.2	22.6
5.0	98.1	49.3	62.4	51.8	116.8	23.3

## Anexo E: Código en OpenSees del Modelo Analítico

### E.1 Código principal

```
#####
# TimeHistory - Modelo Paso Inferior Las Mercedes - Ruta 5 Sur, ByPass Rancagua #
# ===== #
# AMG - Abril - 2015||Unidades: N, m, seg #
#####

wipe all;#

# Inputs#
set Geometry LM_Geometry.tcl;# Geometria#
set Materials LM_Materials.tcl;# Materiales#
set Elements LM_Elements.tcl;# Elementos#
set Recorders LM_Recorders_IDA.tcl;# Resultados a guardar#

set T1 0.6701; # Periodo 1 del puente para amortiguamiento de Rayleigh#
set T3 0.1162; # Periodo 3 del puente para amortiguamiento de Rayleigh#

set Registro {
RegistroCuricoNS.txt
RegistroCuricoEW.txt
RegistroHualaneL.txt
RegistroHualaneT.txt
RegistroLlolleoL.txt
RegistroLlolleoT.txt
RegistroMaipuNS.txt
RegistroMaipuEW.txt
RegistroPenalolenNS.txt
RegistroPenalolenEW.txt
RegistroSantiagoCentroL.txt
RegistroSantiagoCentroT.txt
RegistroVinaCentroNS.txt
```

RegistroVinaCentroEW.txt

}; # Registros en cm/seg^2#

set dT {0.01 0.01 0.005 0.005 0.005 0.005 0.01 0.01 0.01 0.01 0.005 0.005 0.01  
0.01};#

set nPts {18001 18001 28811 28811 24923 24923 16701 16701 17101 17101 41000  
41000 12502 12502};#

set ScaleF {1.72704 1.76818 0.96028 1.54111 1.76869 1.31046 0.90970 0.85135 2.47486 2.46264  
3.25233 2.25488 1.24211 0.81811};#

set p 10;#

set fmin\_IDA 1.0; # factor inicial del IDA#

set df\_IDA 0.1; # incremento del factor del IDA#

set fmax\_IDA 1.0; # factor maximo del IDA#

# Outputs#

# Desplazamientos nodales y fuerzas de elementos según Recorders#

#####

set dataDir LM\_IDA\_Original\_Results; # Nombre de la carpeta donde guardar los resultados

file mkdir \$dataDir; # Crea la carpeta de los resultados

set StartTime [clock clicks -milliseconds];

set IDA\_factor \$fmin\_IDA;

for {set i 1} {\$i<[expr int(((\$fmax\_IDA-\$fmin\_IDA)/\$df\_IDA+1)]} {incr i} {

lappend IDA\_factor [expr {round(((\$fmin\_IDA+\$i\*\$df\_IDA)\*100)/100.)}]

}

set nfallas 0;

foreach IDA \$IDA\_factor {

puts "=====";

puts " IDA factor = \$IDA ";

set Fail {};

```

set a 0;

foreach Registrofile $Registro dTR $dT nPtsR $nPts SF $ScaleF {

# 1. Settings Iniciales del Modelo
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3;# Numero de dimensiones del modelo y gdl por nodo

# 2. Model Geometry
source $Geometry

# 3. Materials Properties
source $Materials

# 4. Elements
source $Elements

# 5. Recorders
source $Recorders

# 6. Registro Sismico
set Amp [expr 0.01*$IDA*$SF];
timeSeries Path 1 -dt $dTR -filePath $Registrofile -factor $Amp;
pattern UniformExcitation 1 1 -accel 1;

# 7. Amortiguamiento de Rayleigh (periodo 1 y 3)
set w1 [expr 2*$pi/$T1];# primera frecuencia
set w3 [expr 2*$pi/$T3];# tercera frecuencia
set damp 0.02;# amortiguamiento
set a0 [expr 2*$damp*$w1*$w3/($w1+$w3)];# constante a0
set a1 [expr 2*$damp/($w1+$w3)];# constante a1
rayleigh $a0 0.0 $a1 0.0;# amortiguamiento de Rayleigh

# 8. Propiedades del Analisis
constraints Plain; # ConstraintHandler
numberer Plain; # DOF_Numberer

```

```

system    FullGeneral; # SystemOfEqn/Solver
test      EnergyIncr 1.e-006 1000;# Convergence Test
algorithm  Newton;      # SolutionAlgorithm
integrator Newmark 0.5 0.25; # Integrator
analysis  Transient; # analysisType

# 9. Analysis
set nPtsA [expr $nPtsR*$p];
  set dtA [expr $dTR/$p];
  set tFinal [expr $nPtsA*$dtA];
  set tCurrent [getTime];
  set ok 0;

  while {$ok == 0 && $tCurrent < $tFinal} {

    algorithm Newton; set ok [analyze 1 $dtA];

    if {$ok != 0} {algorithm ModifiedNewton; set ok [analyze 1 $dtA]};
    if {$ok != 0} {algorithm NewtonLineSearch; set ok [analyze 1 $dtA]};
    if {$ok != 0} {algorithm KrylovNewton; set ok [analyze 1 $dtA]};
    if {$ok != 0} {algorithm SecantNewton; set ok [analyze 1 $dtA]};
    if {$ok != 0} {algorithm BFGS; set ok [analyze 1 $dtA]};

    set tCurrent [getTime];
  }

  if {$ok != 0} {incr nfallas; incr a; append Fail "\n $Registfile"};

wipe
wipeAnalysis
}
if {$a > 0} {puts " ANALYSIS FAILED for IDA $IDA: $Fail"
} else {puts " ANALYSIS SUCCESS"}
}

```

```

set EndTime [clock clicks -milliseconds];
set Time [expr ($EndTime-$StartTime)/(60*60*1000.0)];
set Timehr [expr {int($Time)}];
set Timemin [expr {int(($Time-$Timehr)*60)}];
set Timeseg [expr {int(((($Time-$Timehr)*60-$Timemin)*60)});

puts "=====";
puts " Tiempo Total = $Timehr hr $Timemin min $Timeseg seg";
puts " El modelo ha fallado $nfallas veces";

```

## E.2 Código que define la geometría del modelo

```

#####
#           Model Geometry           #
#####

# 1. Variables Geométricas (tres vigas - dos columnas)
# -----
set dc2.500;# [m] - distancia a las columnas
setdv3.650;# [m] - separación entre vigas
seth17.569;# [m] - altura al centro de la viga cabezal (1+6+1.138/2)
seth28.138;# [m] - altura al borde superior de la viga cabezal (1+6+1.138)
sethae0.034;# [m] - altura apoyo elastomérico en la cepa
sethv1.510;# [m] - altura viga
setdb12.417;# [m] - distancia a la barras sísmicas 1
setdb21.233;# [m] - distancia a la barras sísmicas 2

# Cálculo de Variables
seth3[expr $h2+$hae];# [m] - altura al borde superior del apoyo elastomérico
seth4[expr $h3+$hv];# [m] - altura al tablero superior

# 2. Coordenadas Nodales
# -----
# Nivel 0
node 1 -$dc 0.0;

```

node 2 \$dc 0.0;

# Nivel 1

node 3-\$dv \$h1;

node 4-\$dc \$h1;

node 5-\$db1 \$h1;

node 6-\$db2 \$h1;

node 70.0 \$h1;

node 8\$db2 \$h1;

node 9\$db1 \$h1;

node 10\$dc \$h1;

node 11\$dv \$h1;

# Nivel 2

node 12-\$dv \$h2;

node 13-\$db1 \$h2;

node 14-\$db2 \$h2;

node 150.0 \$h2;

node 16\$db2 \$h2;

node 17\$db1 \$h2;

node 18\$dv \$h2;

# Nivel 3

node 19-\$dv \$h3;

node 200.0 \$h3;

node 21\$dv \$h3;

# Nivel 4

node 22-\$dv \$h4;

node 23-\$db1 \$h4;

node 24-\$db2 \$h4;

node 250.0 \$h4;

node 26\$db2 \$h4;

node 27\$db1 \$h4;

node 28\$dv \$h4;

## # 3. Condiciones de Borde

# -----

fix 1 1 1 1; # empotramiento en la base

fix 2 1 1 1; # empotramiento en la base

fix 19 0 1 1; # desplazamiento vertical y giro en nodo superior del apoyo elastomerico

fix 20 0 1 1; # desplazamiento vertical y giro en nodo superior del apoyo elastomerico

fix 21 0 1 1; # desplazamiento vertical y giro en nodo superior del apoyo elastomerico

fix 22 0 1 1; # desplazamiento vertical y giro en el tablero de la losa

fix 23 0 1 1; # desplazamiento vertical y giro en el tablero de la losa

fix 24 0 1 1; # desplazamiento vertical y giro en el tablero de la losa

fix 25 0 1 1; # desplazamiento vertical y giro en el tablero de la losa

fix 26 0 1 1; # desplazamiento vertical y giro en el tablero de la losa

fix 27 0 1 1; # desplazamiento vertical y giro en el tablero de la losa

fix 28 0 1 1; # desplazamiento vertical y giro en el tablero de la losa

## # 4. Masas Nodales (valores sacados de planilla Excel)

# -----

set Ml 117900.0;# [kg] - masa losa

set Mv 98000.0;# [kg] - masa vigas

set Mcar 12285.0;# [kg] - masa carpeta

set Mb 2500.0;# [kg] - masa barandas

set Mvc 40203.0;# [kg] - masa viga cabezal:  $(1.138*1.6*9.2)*2400$ set Mcol 22620.0;# [kg] - masa columnas:  $(0.5^2*pi*6.0)*2400*2$ 

set M3 [expr \$Ml+\$Mcar+\$Mb+\$Mv/2];# [kg] - masa nivel 3

set M2 [expr \$Mv/2];# [kg] - masa nivel 2

set M1 [expr \$Mvc+\$Mcol/2];# [kg] - masa nivel 1

set M3pn [expr \$M3/7];# [kg] - M3 por nodo

set M2pn [expr \$M2/3];# [kg] - M2 por nodo

set M1pn [expr \$M1/9];# [kg] - M1 por nodo

```

# Asignación de Masas
# M3
mass 22 $M3pn $M3pn 1.e-9;
mass 23 $M3pn $M3pn 1.e-9;
mass 24 $M3pn $M3pn 1.e-9;
mass 25 $M3pn $M3pn 1.e-9;
mass 26 $M3pn $M3pn 1.e-9;
mass 27 $M3pn $M3pn 1.e-9;
mass 28 $M3pn $M3pn 1.e-9;

# M2
mass 19 $M2pn $M2pn 1.e-9;
mass 20 $M2pn $M2pn 1.e-9;
mass 21 $M2pn $M2pn 1.e-9;

# M1
mass 3 $M1pn $M1pn 1.e-9;
mass 4 $M1pn $M1pn 1.e-9;
mass 5 $M1pn $M1pn 1.e-9;
mass 6 $M1pn $M1pn 1.e-9;
mass 7 $M1pn $M1pn 1.e-9;
mass 8 $M1pn $M1pn 1.e-9;
mass 9 $M1pn $M1pn 1.e-9;
mass 10 $M1pn $M1pn 1.e-9;
mass 11 $M1pn $M1pn 1.e-9;

```

## E.2 Código Materiales

```

#####
#Materials Properties#
#####

# 1. Set Variables de los Elementos del Puente
# -----
# Barra Sísmica

```

```

set hl 1.410;# [m] - altura libre
set d_sb 0.022;# [m] - diámetro barra
set fy 336.0;# [MPa] - tensión de fluencia (1.20 fy nominal)
set gama1 0.07;# [-] - valor modelo constitutivo barra sísmica
set gama2 0.37;# [-] - valor modelo constitutivo barra sísmica
set xA1.0;# [-] - factor amplificación del area
# Viga Cabezal y Columnas
set fc 20.0;# [MPa] - resistencia característica hormigón (H25 infraestructura)
set d_c 1.000;# [m] - diámetro columna
set h_vc 1.138;# [m] - altura viga cabezal
set b_vc 1.600;# [m] - ancho viga cabezal
# Apoyo Elastomérico
set l1_ae 0.500;# [m] - largo
set l2_ae 0.300;# [m] - ancho
set h_ae 0.034;# [m] - alto
set G_ae 1300.0;# [kPa] - módulo de corte de la goma
set N_ae 377.0;# [kN] - fuerza vertical en el apoyo
set e_pa 0.003;# [m] - espesor placas de acero
set n_pa 3.000;# [-] - cantidad placas de acero
# Viga Longitudinal - Losa
set K_vl 16200.0;# [kN/m]- rigidez transversal (SAP: 16192 [kN/m])
# Cacho Rígido
set a_cr 5.000;# [-] - factor amplificación inercia del cacho rígido
# Otras
set pi 3.1416;# [-] - valor aproximado de Pi

# 2. Columna
# -----
set A_c [expr $pi*$d_c**2/4];# [m^2] - área de la columna
set E_c [expr 4700*sqrt($fc)*1e+6];# [Pa] - módulo de elasticidad de la columna
set Iz_c[expr $pi*$d_c**4/64];# [m^4] - inercia de la columna

# 3. Viga Cabezal
# -----
set A_vc [expr $b_vc*$h_vc];# [m^2] - área de la viga cabezal

```

```

set E_vc $E_c;# [Pa] - módulo de elasticidad de la viga cabezal
set Iz_vc [expr $b_vc*$h_vc**3/12];# [m^4] - inercia de la viga cabezal

# 4. Viga Longitudinal - Losa
# -----
set K_vl [expr $K_vl*1e+3];# [N/m] - rigidez

set matTagBeam 1;
uniaxialMaterial Elastic $matTagBeam $K_vl;

# 5. Cacho Rígido
# -----
set A_cr 1.0;# [m^2] - área del cacho rígido
set E_cr $E_c;# [Pa] - módulo de elasticidad del cacho rígido
set Iz_cr [expr $a_cr*$Iz_vc];# [m^4] - inercia del cacho rígido

# 6. Apoyo Elastomérico
# -----
set A_ae [expr $l1_ae*$l2_ae];# [m^2] - área apoyo elastomérico
set hr [expr $h_ae-$n_pa*$e_pa];# [m] - altura efectiva de la goma
set S_ae [expr $N_ae/$A_ae*1e-3];# [MPa] - tensión en el apoyo
set mu_ae [expr 0.18+0.37/$S_ae];# [-] - coeficiente de roce (Steelman)
set Fy_ae [expr $mu_ae*$N_ae*1e+3];# [N] - fuerza de fluencia (mu*N)
set K_ae [expr $G_ae*$A_ae/$hr*1e+3];# [N/m] - rigidez inicial
set dy_ae [expr $Fy_ae/$K_ae];# [m] - desplazamiento de fluencia

set matTagBearing 2;
uniaxialMaterial ElasticPP $matTagBearing $K_ae $dy_ae;

# 8. Barra Sísmica
# -----
set fy [expr $fy*1e+6];# [Pa] - tensión de fluencia
set As_sb [expr $xA*$pi*$d_sb**2/4];# [m^2] - área barra sísmica
set d1_sb [expr 0.1*$hl];# [m] - d1 modelo constitutivo barra sísmica
set d2_sb [expr 0.35*$hl];# [m] - d2 modelo constitutivo barra sísmica

```

```

set F1_sb [expr $gama1*$As_sb*$fy];# [N] - F1 modelo constitutivo barra sísmica
set F2_sb [expr $gama2*$As_sb*$fy];# [N] - F2 modelo constitutivo barra sísmica
set dF_sb[expr $F2_sb-$F1_sb];
set dd_sb[expr $d2_sb-$d1_sb];
set K2_sb [expr $dF_sb/$dd_sb];
set Kd_sb [expr 15*$K2_sb];
set d0_sb 0.00001;
set F0_sb [expr $Kd_sb*$d0_sb];

set s1psb $F0_sb;# [N] - fuerza punto 0 positiva (otorga la rigidez de descarga)
set e1psb $d0_sb;# [m] - deformación punto 0 positiva (otorga la rigidez de descarga)
set s2psb $F1_sb;# [N] - fuerza punto 1 positiva del modelo constituto
set e2psb $d1_sb;# [m] - deformación punto 1 positiva del modelo constituto
set s3psb $F2_sb;# [N] - fuerza punto 2 positiva del modelo constituto
set e3psb $d2_sb;# [m] - deformación punto 2 positiva del modelo constituto
set s1nsb -$s1psb;# [N] - fuerza punto 0 negativa
set e1nsb -$e1psb;# [m] - deformación punto 0 negativa
set s2nsb -$s2psb;# [N] - fuerza punto 1 negativa
set e2nsb -$e2psb;# [m] - deformación punto 1 negativa
set s3nsb -$s3psb;# [N] - fuerza punto 2 negativa
set e3nsb -$e3psb;# [m] - deformación punto 2 negativa
set pinchXsb 0.90;# [-] - factor de pinching para el desplazamiento
set pinchYsb 0.00;# [-] - factor de pinching para la fuerza
set damage1sb 0.00000;# [-] - daño debido a la ductilidad (0.00002)
set damage2sb 0.25;# [-] - daño debido a la energía (0.10)

set matTagSeisBar 3;
uniaxialMaterial Hysteretic$matTagSeisBar $s1psb $e1psb $s2psb $e2psb $s3psb $e3psb $s1nsb
$e1nsb $s2nsb $e2nsb $s3nsb $e3nsb $pinchXsb $pinchYsb $damage1sb $damage2sb;
# uniaxialMaterial Elastic $matTagSeisBar [expr $F1_sb/$d1_sb]

```

## E.2 Código Elementos

```

#####
# Elements#

```

```
#####
```

```
set TransfTag 1;
```

```
geomTransf Linear $TransfTag; # Transformación de coordenadas
```

```
# 1. Columnas
```

```
# -----
```

```
element elasticBeamColumn 1 1 4 $A_c $E_c $Iz_c $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 2 2 10 $A_c $E_c $Iz_c $TransfTag
```

```
# 2. Viga Cabezal
```

```
# -----
```

```
element elasticBeamColumn 3 3 4 $A_vc $E_vc $Iz_vc $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 4 4 5 $A_vc $E_vc $Iz_vc $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 5 5 6 $A_vc $E_vc $Iz_vc $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 6 6 7 $A_vc $E_vc $Iz_vc $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 7 7 8 $A_vc $E_vc $Iz_vc $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 8 8 9 $A_vc $E_vc $Iz_vc $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 9 9 10 $A_vc $E_vc $Iz_vc $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 10 10 11 $A_vc $E_vc $Iz_vc $TransfTag
```

```
# 3. Cachos Rígidos Viga Cabezal
```

```
# -----
```

```
element elasticBeamColumn 11 3 12 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 12 5 13 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 13 6 14 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 14 7 15 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 15 8 16 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 16 9 17 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
```

```
element elasticBeamColumn 17 11 18 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
```

```
# 4. Apoyos Elastoméricos
```

```
# -----
```

```
element twoNodeLink 18 12 19 -mat $matTagBearing -dir 2 -doRayleigh
```

```
element twoNodeLink 19 12 19 -mat $matTagBearing -dir 2 -doRayleigh
```

```

element twoNodeLink 20 15 20 -mat $matTagBearing -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 21 15 20 -mat $matTagBearing -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 22 18 21 -mat $matTagBearing -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 23 18 21 -mat $matTagBearing -dir 2 -doRayleigh

```

#### # 5. Vigas Longitudinales

```

# -----
element twoNodeLink 24 19 22 -mat $matTagBeam -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 25 19 22 -mat $matTagBeam -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 30 20 25 -mat $matTagBeam -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 31 20 25 -mat $matTagBeam -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 36 21 28 -mat $matTagBeam -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 37 21 28 -mat $matTagBeam -dir 2 -doRayleigh

```

#### # 6. Barras Sísmicas

```

# -----
element twoNodeLink 26 13 23 -mat $matTagSeisBar -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 27 13 23 -mat $matTagSeisBar -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 28 14 24 -mat $matTagSeisBar -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 29 14 24 -mat $matTagSeisBar -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 32 16 26 -mat $matTagSeisBar -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 33 16 26 -mat $matTagSeisBar -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 34 17 27 -mat $matTagSeisBar -dir 2 -doRayleigh
element twoNodeLink 35 17 27 -mat $matTagSeisBar -dir 2 -doRayleigh

```

#### # 7. Cachos Rígidos Losa

```

# -----
element elasticBeamColumn 38 22 23 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
element elasticBeamColumn 39 23 24 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
element elasticBeamColumn 40 24 25 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
element elasticBeamColumn 41 25 26 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
element elasticBeamColumn 42 26 27 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag
element elasticBeamColumn 43 27 28 $A_cr $E_cr $Iz_cr $TransfTag

```

## E.2 Código Resultados

```
#####
#Recorders#
#####

set LengthString [string length $Registrofile];
set Registro_Name [string range $Registrofile 0 [expr $LengthString-5]];

# 1. Desplazamientos en X
set DN7 "Desp_Nodo7_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";
set DN14 "Desp_Nodo14_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";
set DN15 "Desp_Nodo15_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";
set DN20 "Desp_Nodo20_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";
set DN24 "Desp_Nodo24_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";
set DN25 "Desp_Nodo25_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";

recorder Node -file $dataDir/$DN7.txt -time -node 7 -dof 1 disp;
recorder Node -file $dataDir/$DN14.txt -time -node 14 -dof 1 disp;
recorder Node -file $dataDir/$DN15.txt -time -node 15 -dof 1 disp;
recorder Node -file $dataDir/$DN20.txt -time -node 20 -dof 1 disp;
recorder Node -file $dataDir/$DN24.txt -time -node 24 -dof 1 disp;
recorder Node -file $dataDir/$DN25.txt -time -node 25 -dof 1 disp;

# 2. Reaccion en la base
set F_Base1 "R_Base1_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";
set F_Base2 "R_Base2_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";

recorder Node -file $dataDir/$F_Base1.txt -time -node 1 -dof 1 reaction;
recorder Node -file $dataDir/$F_Base2.txt -time -node 2 -dof 1 reaction;

# 3. Fuerzas de elementos
set F20 "F20_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";
set F28 "F28_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";
set F46 "F46_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";
```

```
set F52 "F52_${Registro_Name}_IDA_${IDA}";
```

```
recorder Element -file $dataDir/$F20.txt -time -ele 20 globalForce;
```

```
recorder Element -file $dataDir/$F28.txt -time -ele 28 globalForce;
```

```
recorder Element -file $dataDir/$F46.txt -time -ele 46 globalForce;
```

```
recorder Element -file $dataDir/$F52.txt -time -ele 52 globalForce;
```