



UNIVERSIDAD TÉCNICA
FEDERICO SANTA MARÍA

Departamento de Obras Civiles

DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES ESVIADOS QUE INCORPORAN SISTEMAS DE DISIPACIÓN SÍSMICA MULTIDIRECCIONAL BASADOS EN ELEMENTOS U-SHAPED

Memoria de Título presentada por

Fernando Javier Barriuso Herrera

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

y el grado de

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía

Ramiro Andrés Gabriel Bazáez Gallardo

Octubre de 2022

TITULO DE LA TESIS:

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES ESVIADOS QUE
INCORPORAN SISTEMAS DE DISIPACIÓN SÍSMICA
MULTIDIRECCIONAL BASADOS EN ELEMENTOS U-SHAPED**

AUTOR:

Fernando Javier Barriuso Herrera

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el **Grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería** Civil de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Ramiro Bazález Gallardo

Claudio Sepúlveda

Rodrigo Astroza

Valparaíso, Chile, noviembre de 2022

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por su constante apoyo y cariño, al esfuerzo por darme una buena educación y estabilidad. A mis padres María Luisa y Fernando, quienes siempre estuvieron para mí como también mis hermanas Francisca y Florencia. Así como agradecer las oportunidades y facilidades que tuve a lo largo de mi desarrollo, las que fueron un privilegio sobre todo en un país tan desigual como Chile. Por otro lado, agradecer a mis amigos del colegio y a las nuevas amistades que forme durante mi paso en la universidad, por su apoyo y cariño. Especialmente a mi pareja Arlette Silva, quien estuvo incondicionalmente acompañándome durante este proceso.

Agradecer también a la universidad, a sus funcionarios y profesores, quienes han dado lo mejor de sí en sus respectivas profesiones. Especialmente el profesor Dr. Ramiro Bazález Gallardo, quien fue un guía fundamental en el desarrollo de esta tesis y ha sido un pilar en el fin de mi proceso formativo. También, agradezco el apoyo otorgado por el Sr. Paul Gálvez y la Sra. Alejandra, quienes fueron indispensables en la campaña experimental realizada.

Finalmente, agradezco el apoyo para la realización de esta investigación a través de las becas internas otorgadas por nuestra universidad, como también al proyecto de iniciación FONDECYT 11180882.

Resumen

Chile es un país caracterizado por tener una longitud muy superior a su ancho. Lo anterior genera que la conectividad vial esté compuesta por una arteria principal llamada "Ruta 5", la cual recorre de norte a sur nuestro país sorteando diversos accidentes topográficos. Dentro de esta red vial predominan los puentes esviados por su capacidad de adaptarse a caminos previamente construidos y geometrías complicadas. Estos puentes tienden a ser sísmicamente más vulnerables, ya que pueden desarrollar un mecanismo de rotación en planta del tablero, lo que aumenta los giros y, como consecuencia, se generan mayores desplazamientos relativos entre subestructura y superestructura.

Posterior al terremoto de Maule 2010 (8.8 Mw), se evidenciaron fallencias importantes en los puentes esviados chilenos, por lo que, para disminuir su vulnerabilidad sísmica, nuevas especificaciones de diseño sísmico fueron incorporadas en el Manual de Carreteras. A pesar de incluir nuevas especificaciones para puentes esviados, estas apuntan a satisfacer niveles de desempeño asociados a la prevención del colapso. Investigaciones recientes han demostrado que niveles de desempeño asociados a mantener los puentes operacionales no se estarían cumpliendo [1]. Esto es significativo en puentes viales considerados como esenciales o críticos, los cuales, por su importancia dentro de una red vial, deben permanecer operacionales después de un terremoto. Debido a lo anterior y con el objetivo de lograr un adecuado comportamiento de este tipo de puentes, en esta investigación se propone la incorporación de sistemas de disipación sísmica multidireccional basados en elementos U-Shaped.

El objetivo de este trabajo es estudiar el desempeño sísmico de puentes esviados que representen el inventariado de puentes chilenos en su condición con y sin disipadores. Para lograr lo anterior, en la investigación se genera una muestra representativa de puentes chilenos mediante análisis estadísticos, y luego la muestra es sometida a análisis tiempo-historia mediante la metodología multiple stripe analysis (MSA) para evaluar el efecto de la incorporación de sistemas de disipación de energía. Para esto, se generan modelos tridimensionales no lineales en el software OpenSEES para cada uno de los puentes en estudio, para posteriormente generar curvas de fragilidad. También, se evaluó la influencia de: (1) Fuerza de fluencia del disipador, (2) Comportamiento histerético del disipador, (3) Ductilidad de diseño del disipador y (4) Topes sísmicos y ubicación del disipador.

Finalmente, los resultados del estudio permiten concluir que la inclusión de disipadores multidireccionales mejora considerablemente la respuesta global de los puentes. Más aún, se observó que el desempeño sísmico de los puentes que incorporan disipadores multidireccionales queda limitado por 2 factores principalmente: (1) la capacidad lateral de las cepas y (2) la inclusión de disipadores en estribos, donde esto último es determinante para cumplir con las condiciones de diseño.

Abstract

Chile is a country characterized by having a length much greater than its width. Because of that, our road connectivity consists of a main route called "Ruta 5", which runs from north to south throughout our country, bypassing various topographic accidents. Within this road network, skewed bridges predominate due to their ability to adapt to previously built roads and complicated geometries. These bridges tend to be more seismically vulnerable, since they can develop an in-plane rotation mechanism, which increases rotation, thus, generates greater relative displacements between the substructure and superstructure.

After the 2010 Maule earthquake (8.8 Mw), significant deficiencies were found in Chilean skewed bridges. Thus, to reduce their seismic vulnerability, new seismic design specifications were incorporated into the Bridge Design Manual. These new specifications for skewed bridges aim to meet performance levels associated with collapse prevention. Recent research has shown that performance levels associated with maintaining operational bridges are not being met [1]. This is significant in highway bridges considered essential or critical, which due to their importance within a road network, must remain operational after an earthquake. Due to these reasons and to achieve an adequate behavior of this type of bridge, this research proposes the incorporation of multidirectional seismic dissipation systems based on U-Shaped dampers.

The objective of this work is to study the seismic performance of skewed bridges with and without multidirectional dampers. With that aim, a representative sample of Chilean bridges is generated through statistical analysis, and then the samples are subjected to time-history analysis using the multiple stripe analysis (MSA) methodology to evaluate the effect of including energy devices. For this, three-dimensional non-linear models are generated in the OpenSEES software for each of the bridges under study, to subsequently generate fragility curves. Also, the influence of: (1) Dampers' yield strength, (2) Hysteretic behavior of the damper, (3) Design ductility of the damper and (4) Shear keys and location of the damper were evaluated.

Finally, the results of the study allow us to conclude that the inclusion of multidirectional dampers considerably improves the global response of bridges. Moreover, it was observed that the seismic performance of bridges with multidirectional dampers are mainly influenced by 2 factors: (1) the lateral capacity of columns in bents and (2) the inclusion of devices in abutments, where the latter is decisive to comply with the Design Criteria proposed in this study.

Contenidos

Introducción	11
Motivación.....	11
Relevancia de la Investigación	13
Objetivos	14
Objetivo General	14
Objetivos Específicos.....	14
Metodología de la Investigación	14
Capítulo 1	17
1 Estado del Arte.....	17
1.1 Desempeño de sistemas de disipación sísmica en puentes	17
1.1.1 Sistemas de protección en puentes	17
1.1.2 Dispositivos de restricción.....	17
1.1.3 Dispositivos de disipación de energía.....	19
1.2 Sistemas de disipación multidireccional.....	23
1.3 Vulnerabilidad Sísmica.....	25
1.3.1 Estados de daño.....	25
1.3.2 Curvas de fragilidad analíticas	26
Capítulo 2	29
2 Sistema de protección sísmica: Multi-directional U-Shaped dampers.....	29
2.1 Aspectos generales.....	29
2.2 Ensayos en laboratorio.....	30
2.3 Calibración en ANSYS	33
2.4 Calibración elemento MSS.....	35
Capítulo 3	37
3 Descripción de Muestras y Diseño del Sistema de Disipación.....	37
3.1 Aspectos generales.....	37
3.2 Casos de Estudio	39
3.3 Descripción y modelación no lineal	43
3.3.1 Aspectos generales	43
3.3.2 Superestructura	45
3.3.3 Subestructura: Cepas.....	48
3.3.4 Fundaciones	48
3.3.5 Subestructura: Estribos	49
3.3.6 Resistencia pasiva del suelo	49
3.3.7 Impacto con la pared del estribo	49
3.4 Selección de Registros Sísmicos	50
3.4.1 Espectro objetivo	53
3.4.2 Selección de registros	53

3.5	Estados límite	55
3.6	Diseño del sistema de protección	56
3.7	Verificación de diseño del disipador	60
Capítulo 4		63
4	Análisis y Discusión de Resultados	63
4.1	Evaluación de la efectividad del sistema de disipación	63
4.2	Influencia de la incorporación de disipadores en estribos	73
4.3	Análisis de sensibilidad	74
4.3.1	Caso de estudio.....	74
4.3.2	Efecto de la fuerza de fluencia del disipador	75
4.3.3	Influencia del disipador histerético: con o sin recentreo	78
4.3.4	Efecto de la ductilidad de diseño del disipador	81
4.3.5	Efecto de topes sísmicos e inclusión de disipador en estribos	83
Capítulo 5		86
5	Conclusiones.....	86
5.1	Estudios Futuros.....	87
Capítulo 6		89
6	Referencias	89
Capítulo 7		96
7	Anexos	96
7.1	Ajuste de función de distribución en propiedades geométricas	96
7.2	Selección de registros	102

Índice de Figuras

Figura 1.1-1. Evolución de protección en puentes.....	11
Figura 1.1-2. (a) Esquema de puente esviado y (b) mecanismo de rotación libre [3].....	12
Figura 1.1-3. Metodología de evaluación de efectividad en el uso de disipador en puentes esviados	16
Figura 1.1-1. (a) Topes sísmicos [4], (b) Cables de acero [5] y (c) Instalación de SMA o FRP [13]	19
Figura 1.1-2. (a) Riostras restringidas al pandeo (BRB) [8], (b) Disipadores tubulares [8] y (c) Disipador en forma de X [8].....	21
Figura 1.1-3. (a) Barras sísmicas [20] y (b) Disipadores friccionales [18]	22
Figura 1.1-4. Sistemas de disipación basados en elementos U-Shaped [7]	23
Figura 1.2-1. (a) Sistema MTHD [26], (b) Sistema MLSR [27] y (c) Sistema MLUPD [28].....	24
Figura 2.1-1. Detalle de la ubicación del sistema de protección propuesto	29
Figura 2.1-2. Sistema de protección sísmica multidireccional basada en elementos U-Shaped	30
Figura 2.2-1. Sistema de carga (a) en el laboratorio, (b) representación y (c) variables analizadas [8]	30
Figura 2.2-2. Curvas de histéresis al variar la altura (H)	31
Figura 2.2-3. Curvas de histéresis al variar el espesor (t)	32
Figura 2.2-4. Curvas de histéresis al variar el ancho (B)	32
Figura 2.3-1. (a) Modelo en Ansys de un U-Shaped y (b) Comparación del primer ciclo del ensayo A5720G	34
Figura 2.3-2. (a) Modelo en Ansys del sistema completo y (b) registro de carga	35
Figura 2.4-1. Curva material (a) cinemático y (b) isotrópico	36
Figura 2.4-2. Calibración elemento MSS (a) desplazamiento unidireccional y (b) desplazamiento bidireccional circular	36
Figura 3.1-1. Procedimiento de diseño	38
Figura 3.2-1. Mecanismo de rotación en puentes esviados [52]	41
Figura 3.2-2. Razón de aspecto para la muestra de puentes	42
Figura 3.3-1. Esquema general de modelación	44
Figura 3.3-2. Calibración de barras sísmicas desarrollada por Aldea [1].	48
Figura 3.4-1. Modos de vibración principales para el PS Las Mercedes.....	52
Figura 3.4-2. Espectros condicionados y espectros de aceleración de registros seleccionados para cada franja.....	54
Figura 3.6-1. Relación Fuerza – Desplazamiento (a) sistema paralelo elastómero-disipador y (b) sistema puente completo	56
Figura 3.6-2. Procedimiento de diseño de un disipador metálico	57
Figura 3.6-3. Diseño del disipador multidireccional	59

Figura 3.7-1. (a) Boxplot verificación del diseño, (b) Deformación por corte máxima en PL1, (c) Deformación por corte máxima en PL2, (d) Deformación por corte máxima en PL3	62
Figura 4.1-1. Fragilidad por estado de daño	64
Figura 4.1-2. Comparación entre curvas de fragilidad	65
Figura 4.1-3. Curvas de Fuerza-Desplazamiento puentes de menor desempeño (a) Cepas y (b) Estribos.....	69
Figura 4.1-4. Curvas de Fuerza-Desplazamiento puentes de mejor desempeño (a) Cepas y (b) Estribos.....	70
Figura 4.1-5. (a) Index vs Altura de Columnas (b) Index vs Esviaje, (c) Index vs Largo de Vano y (d) Index vs Razón de aspecto	72
Figura 4.2-1. Ductilidad de puentes que incluyen disipador en estribos para PL1, PL2 y PL3	74
Figura 4.3-1. Esquema PS Las Mercedes	75
Figura 4.3-2. Curvas de fragilidad variando la fuerza de fluencia del disipador	76
Figura 4.3-3. Diagramas fuerza-desplazamiento para elementos ubicados en cepas, considerando la variación en la fuerza de diseño del disipador	77
Figura 4.3-4. Curvas de histéresis materiales de recentreo y metálicos	78
Figura 4.3-5. Curvas de fragilidad variando el comportamiento histerético del disipador	79
Figura 4.3-6. Curvas de fragilidad de desplazamiento residual.....	80
Figura 4.3-7. Desplazamiento relativo residual para el nivel de desempeño PL3.....	80
Figura 4.3-8. Curvas de fragilidad variando la ductilidad del disipador	81
Figura 4.3-9. Diagramas fuerza-desplazamiento en cepas	82
Figura 4.3-10. Curvas de fragilidad variando topes sísmicos y disipador en estribos.....	84
Figura 4.3-11. Verificación del diseño variando topes sísmicos y disipador en estribos	85
Figura 7.1-1. Ajuste propiedad Ancho de tablero.....	97
Figura 7.1-2. Ajuste propiedad Diámetro de columnas.....	97
Figura 7.1-3. Ajuste propiedad Espesor de tablero.....	98
Figura 7.1-4. Ajuste propiedad Esviaje	98
Figura 7.1-5. Ajuste propiedad Altura de columnas	99
Figura 7.1-6. Ajuste propiedad Largo de vanos	99
Figura 7.1-7. Ajuste propiedad Número de columnas.....	100
Figura 7.1-8. Ajuste propiedad Número de Vanos.....	100
Figura 7.1-9. Ajuste propiedad Número de vigas.....	101

Índice de Tablas

Tabla 2.3-1. Parámetros luego de calibración	33
Tabla 2.4-1: Parámetros material Steel4	36
Tabla 3.2-1. Funciones de distribución de parámetros geométricos	39
Tabla 3.2-2. Selección de muestras de puentes	40
Tabla 3.3-1. Parámetros viga tipo N-151	45
Tabla 3.3-2. Parámetros para las placas de apoyo elastoméricas	46
Tabla 3.3-3. Parámetros curva trilineal topes externos	46
Tabla 3.3-4. Parámetros geométricos de estribos	49
Tabla 3.4-1. Resultados amenaza sísmica	51
Tabla 3.4-2. Periodos fundamentales – Matriz de Puentes	52
Tabla 3.5-1. Estados límites para los EDPs considerados	55
Tabla 3.6-1. Comparación de f_y requerido por periodo de retorno	58
Tabla 3.6-2. Diseño del dissipador sísmico	59
Tabla 3.6-3. Resumen de niveles de desempeño	60
Tabla 4.1-1. Ancho de franjas para cada nivel de desempeño	63
Tabla 4.1-2. Modelos de puentes con menor Index	66
Tabla 4.1-3. Modelos de puentes con mayor Index	67
Tabla 4.2-1. Modelos de puentes con 3 vanos utilizados	73
Tabla 4.3-1. Geometría caso de estudio – PS Las Mercedes	74
Tabla 4.3-2. Casos de estudio para topes y dissipadores en estribos	83
Tabla 7.2-1. Registros seleccionados para franja 1	104
Tabla 7.2-2. Registros seleccionados para franja 2	105
Tabla 7.2-3. Registros seleccionados para franja 3	106
Tabla 7.2-4. Registros seleccionados para franja 4	107

Introducción

MOTIVACIÓN

En el año 2010 ocurrió uno de los eventos sísmicos más grandes de la última década, el cual corresponde al sismo del 27 de febrero de 2010 de magnitud de momento (M_w) 8,8. Este evento afectó una zona de 700 por 200 km (Norte-Sur y Este-Oeste), perjudicando gravemente a Chile. Este terremoto causó daño a muchas estructuras civiles, donde un claro ejemplo sería el colapso del edificio "Alto Río" en la ciudad de Concepción, región de Biobío. Junto con esto, la infraestructura vial chilena fue severamente dañada con costos de reparación estimados de 850 millones de dólares [2]. Cualquier daño a la infraestructura vial luego de un evento sísmico, como a los puentes, impacta a la sociedad limitando la comunicación terrestre. En Chile, la conectividad vial está dada principalmente por la ruta 5, por lo que cualquier interrupción en esta ruta es indeseable.

Producto del terremoto del Maule del 2010, se evidenció una serie de vulnerabilidades en los puentes chilenos. En estudios tales como Hube et al. [2] se describe el daño observado en algunos puentes de Santiago y Concepción. Hube et al. atribuyeron estos problemas a la evolución constructiva de los puentes luego de ser concesionados. Inicialmente, los puentes chilenos poseían topes sísmicos, tanto internos como externos, barras sísmicas y diafragma (Figura 1.1-1 c). Con el paso del tiempo, desaparecieron los diafragmas al igual que los topes internos (Figura 1.1-1 b), llegando posteriormente a puentes que tampoco poseían barras sísmicas, y los topes, históricamente de hormigón armado, fueron reemplazados por topes de acero (Figura 1.1-1 a), los cuales debían suplir tanto la misión de los topes tradicionales (limitar desplazamientos trasversales) como el objetivo de las barras sísmicas (limitar desplazamientos verticales).

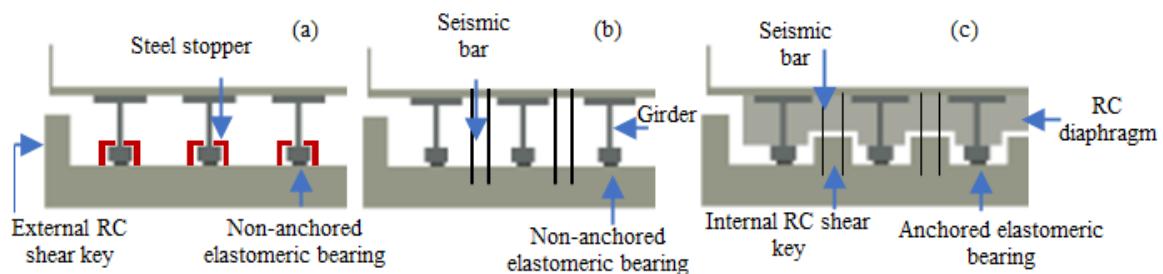


Figura 1.1-1. Evolución de protección en puentes

Dentro de las tipologías de puentes principales observadas en Chile, encontramos los puentes esviados los cuales corresponden a puentes que presentan un ángulo distinto de 90° respecto a su eje longitudinal y el eje definido por los apoyos del sistema estructural del tablero tal como se presenta en Figura 1.1-2 (a), estos puentes son ampliamente utilizados por su versatilidad para

ajustarse a topografías complejas. Los puentes previamente descritos son susceptibles a presentar rotaciones excesivas del tablero, provocando la caída de la superestructura tal como se indica en el trabajo de Kawashima et al. [3]. Este fenómeno puede ser medido con la razón de aspecto entre el ancho y el largo del tablero en función del ángulo de esviaje. Muchos de los puentes chilenos esviados que resultaron dañados durante el evento sísmico mencionado, se encontraban en esta condición y sufrieron rotaciones excesivas del tablero. Este fenómeno se puede entender mejor debido a la geometría de este tipo de puentes, donde su tablero toma una forma romboidal y al generarse rotaciones las esquinas pueden impactar los estribos generando efectos de rotación libre como se observa en Figura 1.1-2 (b).

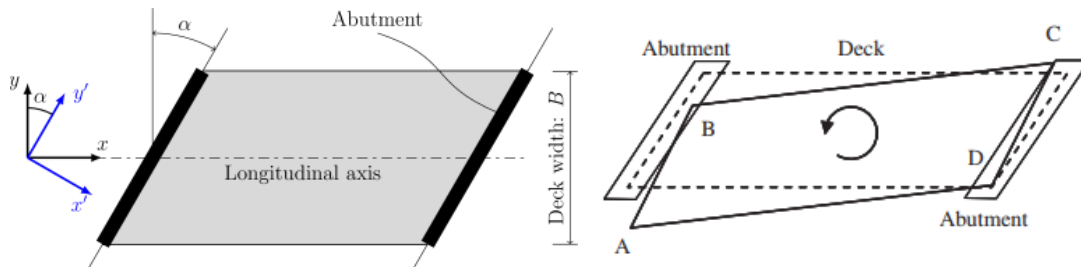


Figura 1.1-2. (a) Esquema de puente esviado y (b) mecanismo de rotación libre [3]

Producto de los daños evidenciados, el Manual de Carreteras fue modificado [4] y una sección acerca de nuevos criterios para el diseño sísmico de puentes fue agregada. Entre las modificaciones plasmadas en el Manual se encuentra que los nuevos puentes deben poseer mayores longitudes de apoyo, topes sísmicos intermedios de hormigón armado, vigas travesaño que conformen un diafragma rígido con la superestructura, barras sísmicas y anclaje en los elastómeros, entre otros como se aprecia en la Figura 1.1-1 (c). Sin embargo, los puentes esviados en general son más susceptibles a sufrir rotaciones en planta del tablero, las que pueden crecer enormemente si se pierde el apoyo entre la superestructura y la subestructura al considerar la componente vertical de los registros sísmicos. Estas grandes rotaciones tienen como consecuencia mayores desplazamientos horizontales relativos entre la superestructura y la subestructura que pueden llegar incluso a valores que alcancen la longitud de apoyo del tablero, llevando a la caída de los vanos, razón por la cual se considera una mayor vulnerabilidad en los puentes esviados que la observada en puentes rectos.

De la mano con mejorar la normativa actual se incorpora la posibilidad de incluir nuevos elementos resistentes a los puentes. Dentro de la revisión realizada por Shrestha et al. [5] se encuentran 2 calificaciones de sistemas para restringir el movimiento lateral de la estructura. El primero corresponde a los denominados "Restrainers" que buscan reducir el desplazamiento relativo entre dos elementos, y los "Disipadores" que como su nombre indica buscan disipar energía evitando que los componentes conectados se dañen. Dentro de la última calificación destacan los disipadores metálicos que a través de la fluencia del material logran disipar energía [6]. Uno de los problemas

presentes en estos elementos es que, generalmente, trabajan en una dirección, por lo que para afrontar la bidireccionalidad de los sismos se deben generar arreglos de estos elementos.

Dadas estas razones, es necesario el desarrollo de un sistema de disipación multidireccional que permita mejorar la respuesta estructural de puentes ante eventos sísmicos, permitiendo una continuidad operacional para sismos de baja y mediana intensidad, y que evite los estados de daño severos y de colapso para sismos de alta intensidad. Para lograr esto, en esta tesis se evalúa la efectividad de incorporar un sistema de disipación multidireccional compuesto por elementos U-Shaped. Este sistema, como se mencionó, está compuesto por elementos U-Shaped los cuales son placas de acero plegadas en forma de “U” que poseen curvas histeréticas estables [7]. El sistema permite concentrar el daño en componentes que son fácilmente reemplazables (elementos en forma de U), los cuales tienen un coste menor que reparar elementos estructurales, y a la vez protege a los componentes principales de la estructura al controlar la respuesta global del puente.

RELEVANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

Este trabajo se enmarca dentro del proyecto FONDECYT de iniciación N° 11180882, titulado: “Improving the Seismic Resilience of Skewed Highway Bridges with Energy Dissipation Devices”, el cual busca mediante el marco metodológico de la ingeniería sísmica basada en el desempeño desarrollar y evaluar la efectividad de incorporar sistemas multidireccionales de disipación de energía en base a elementos U-Shaped, en puentes esviados. En específico, en esta tesis se presenta la calibración experimental-numérica de disipadores en forma de U, para luego proveer resultados numéricos del comportamiento de puentes esviados en su condición sin disipador y con disipador, como también curvas de fragilidad que permiten la evaluación de la efectividad en el uso del sistema de disipación en puentes representativos del inventario de puentes chilenos. Por otro lado, este trabajo también contribuye a mejorar los modelos de puentes llevados a cabo en el grupo de investigación de puentes de la USM, donde los modelos desarrollados previamente en el proyecto fueron de tipo “Espina” (Spine Model), modelo en el cual las propiedades de la superestructura (tablero y vigas longitudinales) se condensan en un único elemento equivalente. Mientras que en este trabajo la modelación del tablero fue de tipo “Grilla”, permitiendo caracterizar de mejor forma la rotación del tablero. También, este trabajo es un aporte a la modelación del sistema de disipación multidireccional propuesto, el cual fue modelado mediante el uso de un elemento tipo MSS de la librería del software OpenSEES.

OBJETIVOS

Objetivo General

Evaluar la influencia de incorporar sistemas de disipación sísmica multidireccional basados en elementos U-Shaped, en el desempeño sísmico de puentes esviados chilenos. Para tales efectos, se compara el comportamiento de los puentes con y sin sistemas de disipación.

Objetivos Específicos

Los objetivos específicos se separan en 2 grupos, en los primeros 2 objetivos se busca la obtención de una muestra de puentes representativa del inventario de puentes chilenos, y la caracterización del sistema de protección. Mientras que los objetivos restantes consisten en estudiar y analizar el comportamiento de la matriz de puentes con y sin protección sísmica.

1. Caracterizar el comportamiento del sistema de disipación mediante ensayos experimentales y numéricos.
2. Selección de una muestra representativa de puentes chilenos mediante métodos estadísticos.
3. Estimar el comportamiento sísmico de puentes esviados representativos de Chile, mediante la ejecución de análisis tiempo-historia no lineales.
4. Desarrollar curvas de fragilidad para puentes esviados en su condición con disipadores y sin disipadores multidireccionales.
5. Análisis de sensibilidad de los resultados ante variaciones de algunos parámetros de los modelos.
6. Evaluar la efectividad del uso de dispositivos de disipación de energía multidireccionales para evitar la caída de la superestructura.

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

A continuación, se presenta la metodología de esta investigación, la cual queda esquematizada en la Figura 1.1-3.

- Revisar el estado del arte de los puentes esviados en Chile, al igual que interiorizarse en sistemas de disipación sísmica, principalmente, aquellos relacionados a elementos U-Shaped dampers, los cuales son los elementos a utilizar en el sistema de disipación sísmica. También, familiarizarse con programas de análisis no lineal, como OpenSEES y ANSYS.
- Analizar y revisar el inventario de puentes chilenos disponible, obteniendo diferentes parámetros geométricos de una base de datos de 128 puentes a los cuales se les ajustan funciones de distribución mediante la metodología de mínimos cuadrados.

- Obtener curvas de amenaza mediante el uso del software OpenQuake, obteniendo los parámetros requeridos para generar espectros de media condicionada, y a partir de estos espectros seleccionar 30 registros sísmicos para cada franja.
- Analizar los resultados experimentales de los elementos U-Shaped, los cuales se realizarán en conjunto con Jorge González [8] en las dependencias de LEMCO.
- Seleccionar una muestra de 30 puentes de forma aleatoria mediante la metodología del hipercubo latino, esta selección se realiza a partir de las funciones de distribución ajustadas de base de datos de puentes chilenos.
- Obtener y calibrar los parámetros de un modelo numérico en OpenSEES del sistema de disipación multidireccional. Este ajuste se realizó con los resultados obtenidos de un elemento tipo *Multiple Shear Spring (MSS)* y el material *Steel4*, los cuales a su vez fueron comparados con los resultados obtenidos en ANSYS.
- Diseñar las propiedades requeridas del sistema de disipación para cada puente de la muestra, utilizando la metodología propuesta en el trabajo de Xiang et al. [9].
- Análisis tiempo-historia utilizando la metodología “Multi Stripe Analysis”, un método analítico para obtener curvas de fragilidad. En esta metodología se realizaron análisis en cuatro franjas asociadas a los 4 periodos de retorno definidos en la tesis.
- Verificar el diseño realizado y obtener curvas de fragilidad tanto para la condición con y sin disipadores. Estas curvas son comparadas evaluando la efectividad del uso de sistemas de disipación multidireccional para evitar la caída de la superestructura.
- Análisis de sensibilidad en parámetros como la fuerza de fluencia y ductilidad utilizada en el proceso de diseño del disipador, y el tipo de material utilizado en el elemento tipo MSS.

ESTADO DEL ARTE

1.1 Desempeño de sistemas de disipación sísmica en puentes

1.1.1 Sistemas de protección en puentes

A lo largo de los años, se han desarrollado diversos sistemas de protección sísmica para mejorar el comportamiento estructural de los puentes. En tiempos recientes destacan los sistemas multidireccionales, sistemas que como su nombre indica trabajan en más de una dirección. En grandes rasgos existen dos corrientes para la protección de puentes, a través de elementos que restringen el desplazamiento relativo o elementos que disipan energía. En ambos casos se busca limitar los daños y concentrarlos en los dispositivos que fueron diseñados especialmente para eso.

1.1.2 Dispositivos de restricción

La finalidad de estos dispositivos es limitar los desplazamientos relativos excesivos que pudiesen producirse entre la subestructura y la superestructura. Algunos de estos son:

Topes sísmicos: Son los elementos de restricción más comunes en los puentes chilenos, estos corresponden a bloques de hormigón armado o elementos de acero que restringen los desplazamientos transversales de las vigas longitudinales. Un esquema del sistema se presenta en Figura 1.1-1 (a). Los topes han sido caracterizados en diversos estudios [10] [11].

Cables y barras de acero: Son los elementos más comunes para reforzar puentes debido a su bajo costo [5]. Fueron implementados en puentes de Estados Unidos luego del terremoto de San Francisco en 1971, el desempeño de estos fue observado en los terremotos de Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Kobe (1995), siendo estos efectivos para prevenir el colapso de los vanos. Sin embargo, al diseñarse para permanecer en el rango elástico no logran disipar una cantidad adecuada de energía, esto se traduce en fuerzas de gran magnitud que pueden dañar elementos estructurales contiguos como las columnas, disipando energía mediante rotulación plástica de ellas. Además, no

poseen una buena capacidad de deformación. Un esquema del sistema se presenta en Figura 1.1-1 (b).

Dispositivos de aleaciones con memoria de forma (SMA): La principal característica de estos dispositivos es la capacidad de recentreo, donde debido a la estructura cristalina del material que los componen pueden volver a su forma original. Por otra parte, son materiales muy susceptibles a la temperatura y poseen un alto costo económico producto de una difícil fabricación.

En el trabajo de DesRoches et al. [12] se realizaron comparaciones entre dispositivos SMA de Nitinol, cables de acero y disipadores tanto metálicos como viscoelásticos, con el fin de reducir el impacto entre vanos adyacentes en puentes con múltiples vanos discontinuos con tableros tipo cajón. Esto se realizó a través de un análisis de sensibilidad considerando dos parámetros: razón de periodo entre las dos vigas adyacentes y razón de ductilidad de desplazamiento, encontrando que los disipadores viscoelásticos y SMA previenen la ocurrencia de aperturas residuales debido a su capacidad de recentreo. Por otro lado, los cables de acero resultan ser los menos efectivos debido al comportamiento solo a tensión que poseen, combinado con la fluencia, lo cual resulta en una acumulación de desplazamiento residual y disminución de la efectividad. Un esquema del sistema se presenta en Figura 1.1-1 (c).

Dispositivos de restricción de polímero reforzado: Estos dispositivos se componen de polímeros con fibras reforzadas (FRP), cuya principal motivación corresponde a la alta resistencia a la tracción y la versatilidad que presentan. Una de sus ventajas consiste en la fácil fabricación e instalación, esta se realiza aplicando adhesivos en la superficie, evitando así la perforación del hormigón a diferencia de los métodos tradicionales. Otra de sus ventajas es que a diferencia de otros sistemas de reforzamiento estos son de fácil inspección, ya que no se encuentran al interior de las vigas. Saiidi et al. [13] realizaron una comparación de los desplazamientos relativos conformado por tres materiales: metálicos, SMA y FRP. En el estudio se determinó que el dispositivo metálico fallaba rápidamente, mientras que los elementos en base a SMA y FRP presentaron menores deformaciones, y mayor integridad a través del tiempo.

La principal desventaja de este material es su elevado costo en comparación con el acero, también posee un coeficiente de expansión térmica distinta a la del hormigón armado, como también degradación y rotura prematura de las fibras frente al accionar del fuego. Sin embargo, la razón principal del poco uso en puentes es debido a su comportamiento lineal hasta la falla, sin deformaciones plásticas, reduciendo la ductilidad del elemento, lo que se traduce en una falla de tipo frágil [5]. Un esquema del sistema se presenta en Figura 1.1-1 (c).

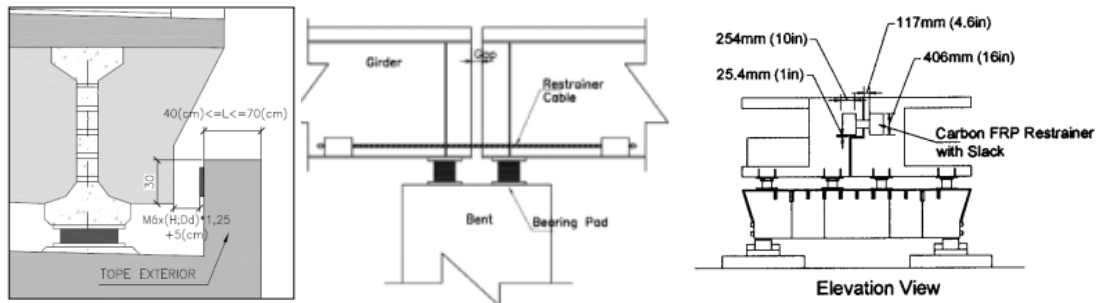


Figura 1.1-1. (a) Topes sísmicos [4], (b) Cables de acero [5] y (c) Instalación de SMA o FRP [13]

1.1.3 Dispositivos de disipación de energía

Como el nombre lo indica la finalidad de estos dispositivos es disipar energía y como consecuencia disminuir la respuesta (por ejemplo, desplazamientos relativos) que pudiesen producirse entre la subestructura y la superestructura. Algunos de estos son:

Riostras restringidas al pandeo: Sistemas compuestos por un núcleo de acero dúctil que tiene la finalidad de soportar la carga axial aplicada, y un manto de acero relleno de concreto que proporciona un apoyo lateral al núcleo previniendo el pandeo global. En la interfaz acero-concreto se dispone de una capa delgada de algún material con el fin de eliminar la transferencia de corte durante la elongación y contracción del núcleo, lo que da al núcleo la capacidad de contraerse y dilatarse libremente dentro del confinamiento del tubo [14]. Un esquema del sistema se presenta en Figura 1.1-2 (a).

En el trabajo de Celik y Bruneau [15] se proponen dos configuraciones de diafragmas bidireccionales dúctiles con riostras restringidas al pandeo, buscando disipar energía en puentes esviados de superestructura metálica. En el estudio se propusieron una serie de ecuaciones analíticas, las que posteriormente se validan a través de análisis pushover realizados en el software SAP2000, para determinar las fuerzas de corte en base al momento de fluencia en las riostras, desplazamiento y drifts de fluencia, relación de ductilidad del elemento con la ductilidad global, rigidez inicial del diafragma y energía disipada volumétrica por histéresis. A estos modelos se sumó un análisis de sensibilidad variando las dimensiones geométricas, como el ángulo de esviaje, espaciamiento entre vigas longitudinales [s], profundidad del diafragma [d] y longitud desde el interior del diafragma al punto de anclaje [a], además de los efectos bidireccionales del sismo.

Respecto al comportamiento sísmico de los diafragmas propuestos, el parámetro más incidente fue el ángulo de esviaje, el que se hace significativo cuando se supera los 30 grados. A pesar de que los cortes y la rigidez lateral decrece con el aumento del esviaje, los drifts aumentan considerablemente.

Disipadores tubulares: Son un tipo de disipadore metálico que consisten en tubos circulares de acero, que disipan energía mediante deformación a flexión. Entre este tipo de amortiguadores se encuentran los disipadores de tubo dual DPD y los disipadores de tubos relleno IPD. Mahjoubi y Maleki [16] estudiaron la efectividad del uso de estos dos dispositivos con el fin de minimizar los impactos entre el tablero y los estribos en puentes con aislación sísmica, proponiendo un modelo simplificado de un puente y ajustando el comportamiento de estos disipadores a modelos trilineales, concluyendo que ambos son efectivos para el fin que fueron diseñados, y que la efectividad de estos depende de la longitud de diseño. Un esquema del sistema se presenta en Figura 1.1-2 (b).

Disipadores en forma de X: Son disipadores metálicos que disipan energía por medio de histéresis. Un disipador de este tipo fluye a una fuerza determinada y luego sufre el proceso de endurecimiento del acero. Estos disipadores aseguran que la sección fluya prácticamente al mismo tiempo en toda su altura, con el fin de lograr una mejor y uniforme disipación de energía. Estos elementos se instalan conectados a la viga longitudinal y a la vez a la viga cabezal en sentido transversal. Este disipador puede deformarse en ambos sentidos (dirección transversal) y así poder restringir el desplazamiento que experimentan las vigas longitudinales producto de eventos sísmicos. A partir de pruebas experimentales de los disipadores, se concluyó que estos disipadores exhiben una disipación de energía por histéresis estable, y que la relación de fuerza-deformación puede ser modelada con un modelo bilineal que considere el endurecimiento del acero [17]. Un esquema del sistema se presenta en Figura 1.1-2 (c).

En el trabajo de Xiang y Li [18] se investiga de manera analítica 3 dispositivos de restricción transversal para un puente típico de China: topes de hormigón, disipadores de acero y disipadores de fricción. Posteriormente Xiang et al. [19], genera modelos a escala, con el objetivo de comparar el comportamiento sísmico transversal sin dispositivos de restricción, concluyendo que, si el puente no posee dispositivos de restricción transversal, se produce un deslizamiento entre los apoyos y las vigas longitudinales, y una consecuente aislación de la cepa. Sin embargo, si las demandas sísmicas son altas, esto podría producir el colapso. Por otro lado, al aumentar la fluencia de los dispositivos de restricción, se controlan los desplazamientos de los apoyos, pero aumentan las demandas de desplazamiento de las columnas. Si los dispositivos de restricción son diseñados apropiadamente, las demandas en las cepas pueden verse reducidas con respecto a si se diseñaran como topes de hormigón armado. A modo de ejemplo, para el mismo nivel de desempeño, los disipadores de acero y fricción producen menor demanda sísmica en las cepas que los topes sísmicos debido a su mayor capacidad de disipación de energía. Es más, los dispositivos de acero en forma de X se consideran los más eficientes, debido a que los desplazamientos residuales que se producen en los apoyos son menores que los obtenidos con los otros dispositivos gracias al efecto del endurecimiento que presentan estos elementos.

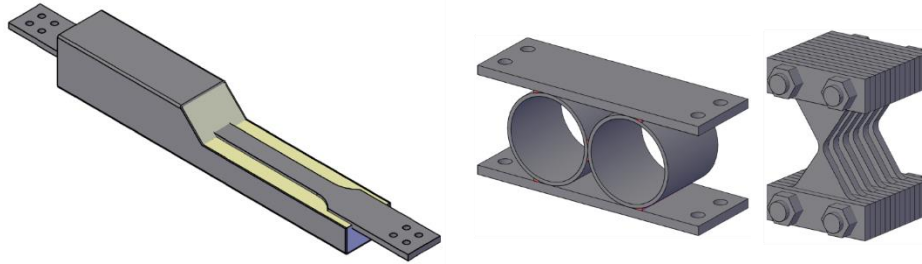


Figura 1.1-2. (a) Riostras restringidas al pandeo (BRB) [8], (b) Disipadores tubulares [8] y (c) Disipador en forma de X [8]

Barras sísmicas: Comúnmente utilizadas en Chile con el fin de limitar los desplazamientos verticales producidas por eventos sísmicos. El uso de apoyos elastoméricos flexibles en dirección horizontal implica en muchos casos un incremento en la flexibilidad vertical, lo que puede traducir en una potencial amplificación del movimiento vertical al considerar esta componente del sismo, y una posible pérdida de apoyo de la superestructura al combinarla con la componente horizontal del sismo. Estas se deben diseñar para soportar una aceleración vertical del tablero igual a $AVT \cdot S$, donde S es el coeficiente del suelo y AVT corresponde a la aceleración vertical del tablero, la que depende de la zona sísmica. Además, las barras deben resistir una tracción máxima de 0,7 veces la tensión de fluencia [4], con el objetivo de restringir que la barra fluya. Un esquema del sistema se presenta en Figura 1.1-3 (a).

En el trabajo de Martínez et al. [20] se proponen curvas de fragilidad para puentes rectos chilenos basándose en un modelo analítico de dos dimensiones generado en OpenSEES. En el estudio se determina el efecto de las barras sísmicas, topes laterales de acero y longitud de la mesa de apoyo en el comportamiento transversal de puentes chilenos. Además, se presenta un modelo constitutivo para las barras sísmicas a partir de resultados experimentales. Para el estudio paramétrico de las barras sísmicas se consideran 3 configuraciones: M (modelo sin barras sísmicas), MB (Modelo con barras sísmicas) y MBx4 (modelo con 4 veces el área de barras sísmicas). A partir de las curvas de fragilidad para las tres configuraciones, se puede apreciar que, para niveles bajos de daño la contribución de las barras es despreciable, mientras que para niveles más altos de demanda estos elementos empiezan a aportar al comportamiento transversal del puente, reduciendo limitadamente la probabilidad de falla. Más limitado aún, cuando se consideran topes laterales de acero. Se debe tener en cuenta que el estudio realizado fue hecho para barras sísmicas sin diafragma.

Disipadores friccionales: Estos sistemas disipan energía transformando la energía cinética a calor a través de la fricción. En el trabajo de Xiang y Li [18], se utiliza un dispositivo de fricción Sumitomo (Sumitomo Metal Industries Limited, Japan). Este amortiguador consiste en una serie de cuñas y resortes comprimidos, donde los resortes transmiten carga a las cuñas y las cuñas actúan unas contra otras para proporcionar una fuerza normal a las láminas de fricción. Luego, las láminas de fricción pueden deslizarse directamente sobre las interfaces de acero. Estos dispositivos son

calificados como dispositivos de disipación de energía dependientes del desplazamiento. La relación fuerza-deformación puede ser aproximada a un modelo elastoplástico perfecto. Un esquema del sistema se presenta en Figura 1.1-3 (b).

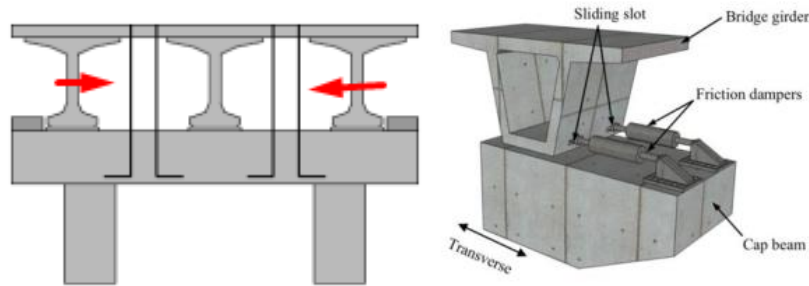


Figura 1.1-3. (a) Barras sísmicas [20] y (b) Disipadores friccionales [18]

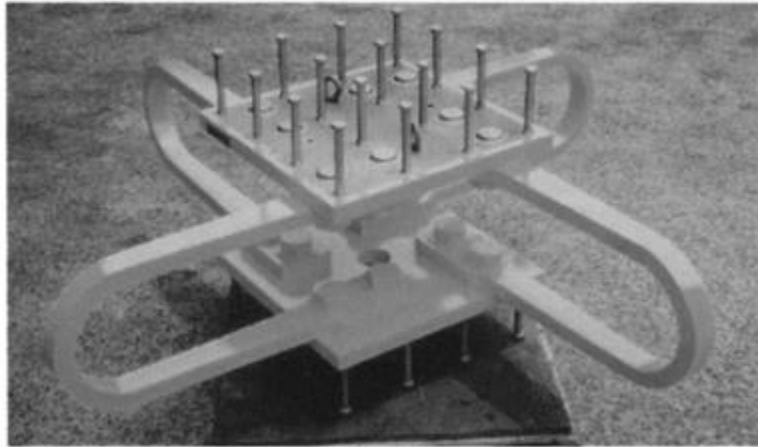
Amortiguadores viscoelásticos: Estos dispositivos son construidos a partir de copolímeros y materiales elastómericos. Disipan energía mediante la deformación a corte, siendo amortiguadores dependientes de la velocidad. En el trabajo de Andrawes y DesRoches [12], se comparó los disipadores viscoelásticos con otros dispositivos de reforzamiento sísmico (Cables de acero, SMA y disipadores metálicos), concluyendo que éstos eran efectivos en reducir los desplazamientos relativos entre vigas adyacentes. Sin embargo, en estos elementos la fuerza está directamente relacionada con la frecuencia del desplazamiento relativo, más que con la longitud de abertura de la junta, lo que dificulta su diseño.

Por otra parte, en el trabajo de Chang [21] evidencia una desventaja que se relaciona con la temperatura que alcanza el elemento debido a los ciclos de amortiguación, lo que reduce la rigidez y capacidad de disipación de energía de manera significativa. Symans et al. [22] concluyeron que es bastante probable la falla de estos disipadores debido a que poseen una baja capacidad de deformación última.

Amortiguadores de fluido viscoso: Son dispositivos compuestos por cilindros huecos llenos de fluido, generalmente en base a silicona. El fluido es forzado a pasar a altas velocidades a través de orificios en las cercanías del pistón, generando fricción entre la cabeza del pistón y las partículas del fluido, lo cual disipa energía en forma de calor, factor relevante cuando el dispositivo se ve obligado a actuar frente a un gran desplazamiento en un corto periodo de tiempo [23]. En el trabajo de Shinozuka et al. [24] se demostró la efectividad del uso de estos amortiguadores en la limitación del desplazamiento relativo en las juntas de estribos y entre vigas, en mitigar la demanda de ductilidad hacia la subestructura y en reducir las fuerzas de impacto. Sin embargo, una limitación de estos dispositivos es que requieren una inspección periódica del líquido responsable de disipar la energía [22].

U-Shaped Dampers: Estos dispositivos corresponden a placas de acero plegadas dando una forma de U al perfil de donde procede su nombre "U-Shaped". Estos perfiles fueron ensayados por Susuki

et al. [7], quienes observaron que estos dispositivos presentaban un comportamiento estable cuando eran sometidos tanto a cargas aplicadas en su dirección principal, a 45° o perpendicular a esta. Esta característica es claramente una ventaja versus otros disipadores metálicos que actúan solo en una dirección, a esto se le suma su fácil fabricación y bajo costo. En la Figura 1.1-4 se presentan sistemas de aislamiento desarrollados por Nippon Steel Corporation y compuestos por elementos U-Shaped.



4-element damper unit

Figura 1.1-4. Sistemas de disipación basados en elementos U-Shaped [7]

Posteriormente, Baird et al. [25], a partir de una investigación paramétrica de estos elementos, genera recomendaciones en la modelación del disipador, y fórmulas para estimar el comportamiento en base a las características geométricas del elemento y las propiedades del material. Las fórmulas propuestas por Baird et al. [25] permiten estimar la fuerza de fluencia del elemento, la rigidez inicial y el factor R requerido para su modelación a través del modelo constitutivo de Ramberg-Osgood.

1.2 Sistemas de disipación multidireccional

Hasta el momento los sistemas que se han presentado están pensados para trabajar en una dirección principal, donde para enfrentar la bidireccionalidad del sismo se propone instalarlos en direcciones perpendiculares como era el caso de las riostras restringidas al pandeo. Dado que los sismos actúan en más de una dirección, es requerido el desarrollo de sistemas más pertinentes y una solución a este problema serían los sistemas de disipación multidireccional. A continuación, se presentan algunos sistemas de disipación multidireccional.

Disipador MTHD: Uno de estos sistemas es el denominado Multi-directional Torsional Hysteretic Damper (MTHD), el cual fue desarrollado por Milani et al. [26]. Este sistema consta de 8 rieles conectados por un disipador de energía (elementos cilíndricos de acero) los cuales se encuentran dispuestos alrededor de un núcleo (columna central). Los rieles permiten el desplazamiento y giro de la conexión superior, induciendo torsión en los elementos de cilíndricos de acero, lo cual permite que el sistema presente curvas de histéresis estables. La gran ventaja a diferencia de los sistemas

mencionados anteriormente es que las piezas de sacrificio o elementos disipadores luego de un evento pueden ser inspeccionados y reemplazados con facilidad, sin la necesidad de reemplazar todo el sistema. En la Figura 1.2-1 se presenta un esquema del sistema.

Disipador MLSR: Posteriormente Guo et al. [27] desarrollaron un sistema similar tipo multi-level spring restrainer (MLSR) que se compone a través de 8 rieles conectados a una columna central. Sin embargo, en vez de utilizar un elemento disipador, en los rieles incorporan resortes encargados de restringir el desplazamiento. En el estudio se realizó un modelo de elementos finitos en el programa OpenSEES de un puente curvo, donde se concluyó que el sistema mejora el comportamiento de la estructura evitando el impacto y la caída de la superestructura. En la Figura 1.2-1 se presenta un esquema del sistema.

Disipador MLUPD: Recientemente se ha desarrollado otro tipo de multi-level unseating prevention device (MLUPD) [28], el cual posee una serie de resortes de diferentes diámetros dentro de un pistón. Este sistema actúa en la conexión viga-columna, por lo que, desplazamientos relativos entre la columna y la viga comprimirían este pistón, y en el caso de presentar giro estos resortes también incorporarían rigidez rotacional. En el trabajo se incluye una guía de diseño, y se verificó la efectividad del sistema para evitar la caída de la superestructura a través de ensayos y análisis numéricos. Se observó que al incorporar el sistema MLUPD el comportamiento sísmico global del puente en estudio mejoró en todos los casos. En la Figura 1.2-1 se presenta un esquema del sistema.

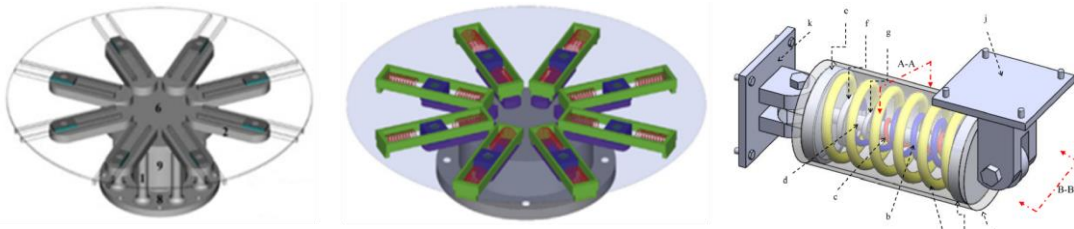


Figura 1.2-1. (a) Sistema MTHD [26], (b) Sistema MLSR [27] y (c) Sistema MLUPD [28]

1.3 Vulnerabilidad Sísmica

Para estudiar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras se implementará la metodología de curvas de fragilidad. Estas curvas representan la probabilidad condicional de que un parámetro de demanda estructural (EDP – Engineering Demand Parameter) exceda cierto estado límite o estado de daño para una determinada intensidad del movimiento sísmico (IM – Intensity Measure).

1.3.1 Estados de daño

Estos estados son determinados a través de parámetros de demanda estructural o EDP, los cuales representan el estado de algún componente o del sistema. En la revisión del estado del arte desarrollada por Stefanidou et al. [29] se destacan 3 elementos principales a la hora de evaluar el estado de daño de un puente: Columnas, placas de apoyo elastoméricas y estribos. También se indican 4 estados de daño: Leve, moderado, severo y colapso, tal como se definen en el software Hazus [30].

Columnas

Las columnas son elementos críticos, ya que se encargan de transmitir las solicitaciones desde la superestructura a las fundaciones, dándole soporte al puente. Ante eventos extremos, las columnas pueden presentar daño debido a las fuerzas de corte provenientes del impacto del tablero con los topes sísmicos en puentes simplemente apoyados. En la literatura encontramos la identificación del daño en las columnas con EDPs como drift, utilizado ampliamente como en los trabajos de Banerjee [31], Kwon [32] y López [33]. También, se utiliza la ductilidad de desplazamiento como en los trabajos de Choi [34] y López [33].

Placas de Apoyo Elastoméricas

Los elastómeros corresponden al elemento que representa la interfaz entre la superestructura y la subestructura. Cuando un evento sísmico se produce, los elastómeros transmiten el corte a la subestructura y acomodan el movimiento relativo del tablero y la subestructura, es por esta razón que los elastómeros son un claro indicador del estado de daño global de los puentes. Fallos de estos elementos pueden conllevar a la caída del vano y desplazamientos residuales no deseados. En la literatura encontramos la identificación del daño en las placas de apoyo elastoméricas mediante la estimación de la deformación por corte que sufren, lo cual ha sido propuesto por diversos autores, tales como Nielson [35] y Stefanidou [36].

Estribos

Tal como las columnas, los estribos se encargan de dar continuidad y soporte al puente, siendo un elemento indispensable de la estructura. Ante eventos extremos, al igual que las columnas, estos pueden dañarse severamente producto del impacto con el tablero en puentes simplemente apoyados. En la literatura se identifica el daño en estribos utilizando como EDP el desplazamiento de éste [36] - [37].

1.3.2 Curvas de fragilidad analíticas

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad condicional de que una estructura exceda cierto estado límite dado un nivel de intensidad. Existen diversos métodos para la obtención de estas curvas, cuya elección depende principalmente de la información disponible. En la revisión del estado del arte de Billah et al. [38] se detallan metodologías como: (1) Curvas de fragilidad basadas en la opinión de expertos, (2) Curvas de fragilidad empíricas, (3) Curvas de fragilidad experimentales y (4) Curvas de fragilidad analíticas. Esta última metodología es detallada a continuación.

Este método es muy útil cuando no se posee daños post terremoto, o cuando se requiere estudiar la vulnerabilidad de estructuras considerando la incertidumbre en sus propiedades como a la amenaza a la cual se encuentran expuestas.

Es posible generar curvas de fragilidad analíticas empleando distintos métodos, que varían según la complejidad del estudio y tiempo disponible. Dentro de los métodos existentes se abordarán: Análisis elástico espectral, análisis no lineal estático, análisis no lineal tiempo-historia, análisis dinámico incremental (IDA) y análisis de franjas múltiples (MSA) como se detallan en [38] y [39].

Análisis elástico espectral

Consiste en la utilización de un modelo lineal elástico representando la estructura, donde la respuesta sísmica es calculada a partir de un análisis lineal espectral, para diferentes valores del parámetro indicador de intensidad sísmica. Una vez calculada la demanda y capacidad de cada elemento estructural, se calculan razones de capacidad/demanda y se relacionan con un determinado estado límite de daño, para diferentes niveles de demanda sísmica. Con esto, se genera una matriz de probabilidades de daño con las que se construyen las curvas de fragilidad. Este método es sencillo y certero, siempre y cuando, se espere que la estructura permanezca en el rango lineal.

Análisis Estático No Lineal

Similar al método anterior, pero en este caso la capacidad de la estructura se calcula mediante un análisis pushover, y la demanda se estima a través de un espectro mediante el cálculo de un amortiguamiento efectivo. La máxima respuesta de la estructura ante algún evento sísmico se calcula mediante la intersección del espectro de capacidad y el de demanda, aquí se puede introducir la incerteza de la capacidad y demanda graficando distribuciones en torno a las curvas de demanda y capacidad. Este método fue desarrollado en base a las recomendaciones del ATC40 [40]. Sin embargo, este método carece de definición de los tipos de estructuras de puentes y de una estimación de un amortiguamiento histerético efectivo, el cual juega un rol crucial en la evaluación del desempeño sísmico.

Dada su simplicidad ha sido utilizado por varios autores como: Mander & Basoz [41], Banerjee & Shinozuka [31], entre otros.

Análisis Dinámico No Lineal (Tiempo-Historia)

Este método ha sido utilizado ampliamente en la literatura debido a que es el método más confiable. Sin embargo, es muy exigente computacionalmente. Dentro de la literatura fue utilizado por: Billah et al. [42], Choi et al. [34], entre otros. En este método es posible considerar la no linealidad geométrica y de los materiales con tal de predecir el comportamiento ante grandes desplazamientos y las cargas de colapso bajo cargas dinámicas.

En este método, en primer lugar, es necesario realizar una selección de registros que efectivamente represente la sismicidad del lugar de emplazamiento de la estructura y capture las incertezas asociadas. Sin embargo, la cantidad de registros a utilizar y la forma en que se seleccionan es aún un tema de debate entre los investigadores. Una vez seleccionados los registros sísmicos, se deben generar modelos de los puentes considerando variaciones geométricas, estructurales y en las propiedades de los materiales.

Luego, los modelos desarrollados son enlazados aleatoriamente con diferentes registros sísmicos, para luego realizar análisis no lineal tiempo historia para cada una de las muestras estructura-registro. La componente de la demanda máxima que se considera crítica para la vulnerabilidad de la estructura se registra en cada muestra. A través de la respuesta peak y una medida de intensidad apropiada, un modelo de demanda sísmica probabilístico (PSDM – Probabilistic Seismic Demand Model) puede ser generado utilizando análisis de regresión o el método de máxima verosimilitud. Los estados límites de capacidad de los diferentes componentes estructurales pueden ser definidos basados en la opinión de expertos o investigaciones experimentales o analíticas. Relacionando el modelo de capacidad con el PSDM, se pueden desarrollar las curvas de fragilidad para los diferentes componentes estructurales y estados límites considerados. Las principales desventajas asociadas a este tipo de análisis corresponden, en primer lugar, al supuesto que se realiza al ajustar la demanda sísmica a una distribución probabilística y, en segundo lugar, a la necesidad de utilizar varios registros sísmicos, ya que ambas condicionales se traducen en un alto costo computacional.

Análisis Dinámico Incremental (IDA – Incremental Dynamic Analysis)

La metodología IDA utiliza el procedimiento anteriormente descrito en la sección “Análisis Dinámico No Lineal” correspondiendo a un caso particular de este, pero con la finalidad de reducir el número de registros sísmicos a utilizar, para lo cual los registros son escalados incrementalmente, y a distintos niveles de intensidad se realizan una serie de análisis. Estos niveles de intensidad son seleccionados para cubrir el rango completo de respuestas estructurales, desde el comportamiento elástico, a la fluencia y posterior inestabilidad dinámica, o hasta que algún estado límite de falla ocurra. Esta técnica fue desarrollada por Luco & Cornell [43], posteriormente una serie de autores han preferido esta metodología por sobre el método NLTHA. Sin embargo, el escalamiento incremental de una gran cantidad de registros sísmicos podría llevar en ciertas ocasiones a costos

computacionales aún mayores que el método NLTHA. Por otro lado, la gran ventaja de este método es que no se necesita asumir una distribución de probabilidades para la demanda sísmica.

La metodología es similar a NLTHA, pero las respuestas de los EDP para los componentes estructurales seleccionados deben ser determinadas para cada uno de los factores de escala utilizado en los registros sísmicos. A partir de los resultados del IDA se pueden generar curvas de fragilidad, ya sea calculando la ocurrencia de falla a cada estado límite para cada nivel de intensidad del registro sísmico, o estimando la función de densidad de probabilidad de la medida de intensidad para los registros sísmicos en que el umbral de algún estado límite es excedido [44]. Este método es comúnmente utilizado para evaluar la fragilidad al colapso de estructuras. Sin embargo, una de las falencias de este método es que la selección, el número y el escalado de los registros sísmicos son una variable que pueden llegar a una sobre o subestimación de la vulnerabilidad de la estructura en análisis [45].

Análisis de Múltiples Franjas (MSA – Multiple Stripe Analysis)

Este método es similar al IDA, y como su nombre lo sugiere, consiste en un grupo de análisis no lineales realizados en un número determinado de franjas, las cuales deben ser definidas a diferentes niveles de una medida de intensidad. En este caso, a diferencia del análisis IDA, cada franja posee un set único de registros [46]. En otras palabras, un análisis de franja consiste en análisis estructurales para un conjunto de registros sísmicos escalados a una medida de intensidad común. Los niveles de intensidad son seleccionados a modo de cubrir todos los estados de daño considerados en el estudio. La principal diferencia con los análisis IDA radica en que en los análisis MSA se seleccionan registros para cada franja, lo cual permite capturar de mejor forma las diversas características de los registros, y diferenciar entre movimientos de baja y alta intensidad [47]. Adicionalmente, posee la ventaja de reducir la cantidad de cómputo sin perjudicar la precisión, siempre y cuando, se definan correctamente las franjas a analizar. Sin embargo, tiene la desventaja de requerir una base de datos que posea una gran cantidad de registros sísmicos a diferencia de los análisis IDA.

CAPÍTULO 2

SISTEMA DE PROTECCIÓN SÍSMICA: MULTI-DIRECCIONAL U-SHAPED DAMPERS

2.1 Aspectos generales

En la literatura, los disipadores en forma de U (U-Shaped) han sido ampliamente estudiados y han demostrado un comportamiento histerético estable. Además, poseen la ventaja de tener una fácil fabricación y bajo costo [7].

Sin embargo, dada la naturaleza multidireccional de los eventos sísmicos, es necesario implementar sistemas que prevengan los posibles daños producidos por estos eventos. Para solucionar esta problemática, en la actualidad, se han propuesto sistemas multidireccionales generalmente compuestos por un arreglo radial de elementos de sacrificio. En base a esto, se propone la generación de un sistema multidireccional en base a elementos U-Shaped, permitiendo una fácil instalación, inspección y bajo costo. El sistema de protección propuesto consiste en un arreglo radial de elementos U-Shaped, En la Figura 2.1-1 se presenta un esquema de la instalación del sistema y en la Figura 2.1-2 se muestra en detalle la configuración del sistema.

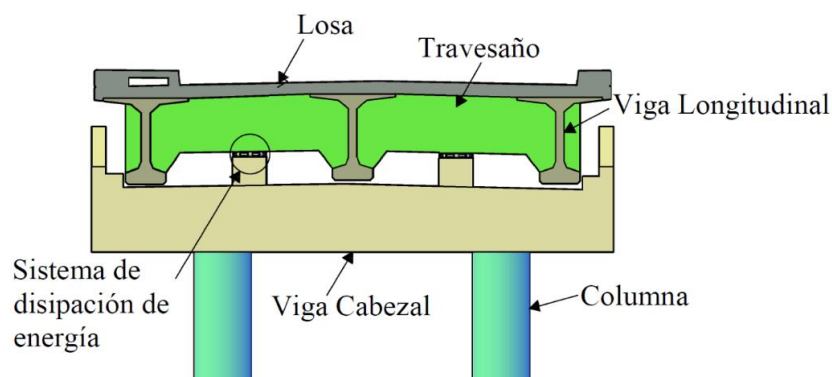


Figura 2.1-1. Detalle de la ubicación del sistema de protección propuesto

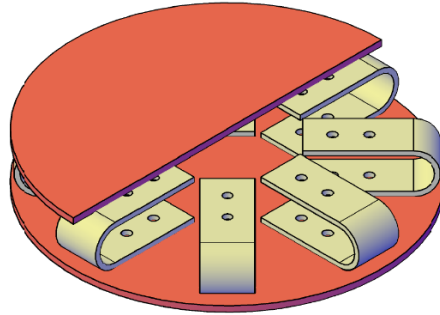


Figura 2.1-2. Sistema de protección sísmica multidireccional basada en elementos U-Shaped

Este sistema será modelado a través del elemento *Multiple Shear Spring (MSS)* definido en la librería de OpenSEES. Este elemento se encuentra ubicado entre vigas longitudinales y reemplaza las barras de anclaje vertical (barras sísmicas). El elemento *MSS* consiste en un arreglo radial de resortes axiales basado en el trabajo de Wada [48]. En este trabajo cada resorte representa un elemento U-Shaped, el cual fue modelado a través del material Steel4 [49]. Dado que los resortes son solo axiales y no representan el comportamiento perpendicular de los elementos U-Shaped, se decidió calibrar la fuerza axial de los resortes para que se ajuste a los resultados de un modelo realizado en el software ANSYS [50], el cual fue calibrado con ensayos de elementos U-Shaped [8].

2.2 Ensayos en laboratorio

Para la realización de los ensayos se utilizó una prensa hidráulica MTS unidireccional, en la cual se instaló una estructura de acero que contiene a los elementos U-Shaped. En la Figura 2.2-1 (a) se presenta el sistema instalado en laboratorio y en (b) se presenta un esquema del sistema. El principio de este sistema consiste en que el cajón inferior se desplaza verticalmente mientras que el marco superior permanece estático, generando un desplazamiento relativo entre las bases de los elementos U-Shaped. Las variables que se analizaron se presentan en la figura Figura 2.2-1 (c), las corresponde a la altura del elemento (H), el ancho (B), el espesor (t) y el tipo de acero de fabricación. Adicionalmente se instalaron los U-Shaped en 0° y 90° .

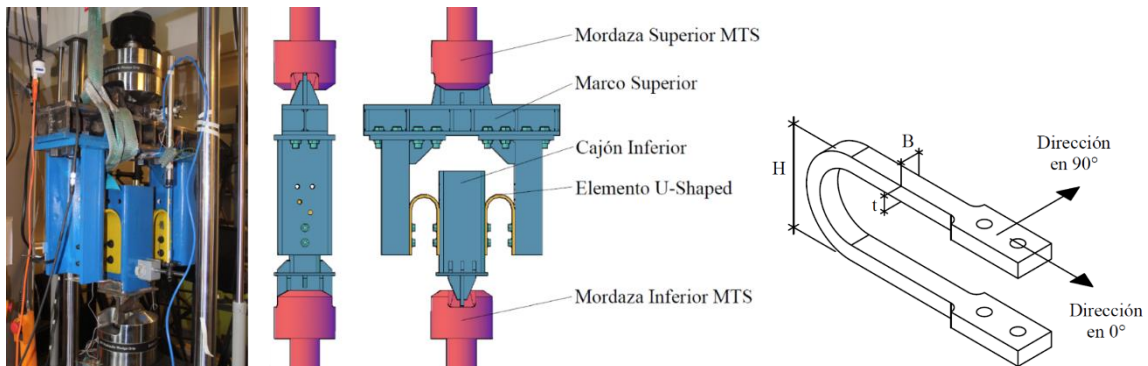


Figura 2.2-1. Sistema de carga (a) en el laboratorio, (b) representación y (c) variables analizadas [8]

En la Figura 2.2-2 se presenta la influencia de la altura del elemento U-Shaped en las características de la curva de histéresis, los valores de altura evaluados corresponden a 75, 100 y 125 mm. El desplazamiento fue normalizado respecto al desplazamiento máximo a modo de facilitar las comparaciones entre curvas. Se observa que las curvas son estables con una fuerza de fluencia constante, y que al disminuir la altura del disipador la fuerza y rigidez aumentan. En la Figura 2.2-3 se presenta la influencia del espesor en las curvas de histéresis, los valores de espesor evaluados corresponden a 12, 10 y 8 mm. Se observa que al aumentar el espesor la fuerza también aumenta. Finalmente, en la Figura 2.2-4 se presenta la influencia del ancho en las curvas de histéresis, los valores de ancho evaluados corresponden a 150, 100 y 75 mm. Se observa un comportamiento igual al de hacer variar el espesor, donde al aumentar el ancho la fuerza y rigidez del disipador también aumenta. Los detalles sobre la campaña experimental y sus resultados se pueden encontrar en la tesis de González [8].

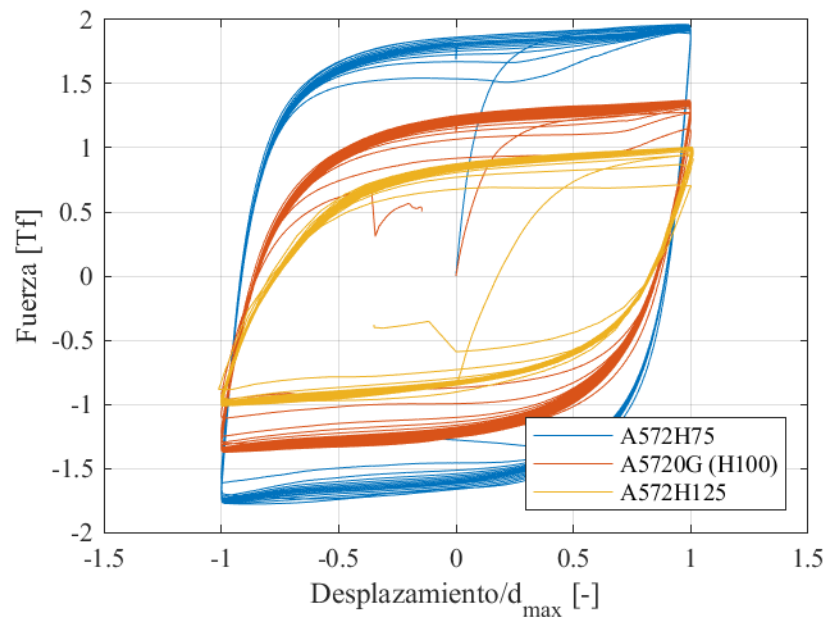


Figura 2.2-2. Curvas de histéresis al variar la altura (H)

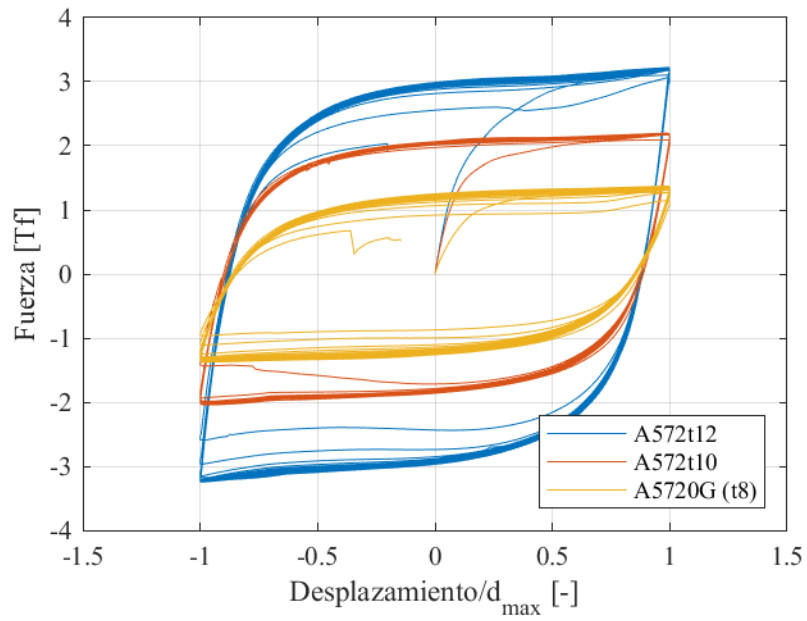


Figura 2.2-3. Curvas de histéresis al variar el espesor (t)

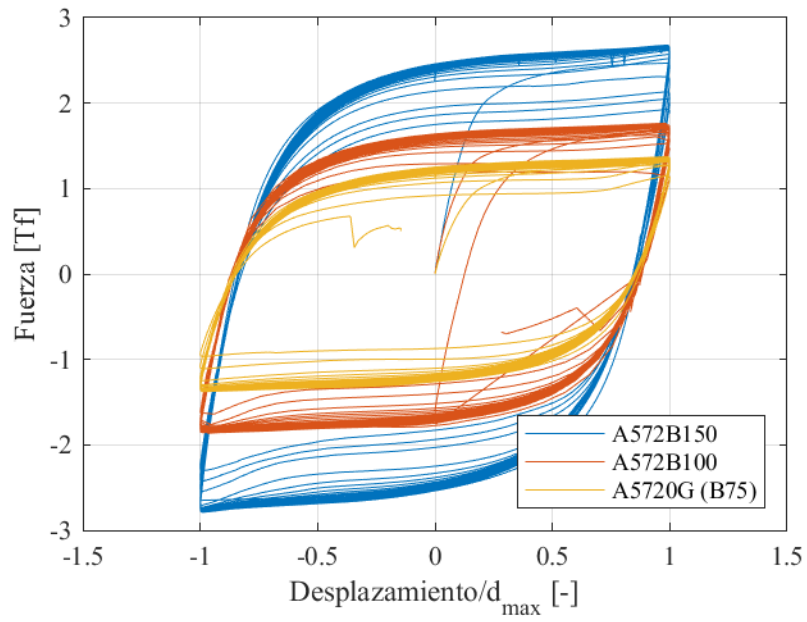


Figura 2.2-4. Curvas de histéresis al variar el ancho (B)

2.3 Calibración en ANSYS

Con el objetivo de ajustar los resultados de las simulaciones numéricas con los resultados experimentales, se realizó una calibración de ciertos parámetros del modelo en ANSYS conformado por un solo U-Shaped como se presenta en la Figura 2.3-1 (a). Los parámetros considerados son el módulo de elasticidad del acero (E_s), los valores de C_k y γ_k del modelo de endurecimiento cinemático, y el parámetro ν del modelo de endurecimiento isotrópico. Los resultados de la calibración para el acero A572 se presentan en la Tabla 2.3-1 y en la Figura 2.3-1 (b) se presenta la comparación del primer ciclo del ensayo A5720G. Los detalles del modelo en ANSYS de los disipadores U-Shaped se pueden encontrar en la tesis de González [8].

Finalmente, se procede a generar un modelo del sistema completo con el objetivo de calibrar nuestro sistema completo modelado en OpenSEES. Este modelo está compuesto por 8 U-Shaped de acero A572 con una altura de 100 mm, un ancho de 75 mm y un espesor de 10 mm, el modelo fue sometido a una historia de carga incremental unidireccional y una circular con amplitud máxima de 25 mm. En Figura 2.3-2 (a) se presenta el modelo completo desarrollado en Ansys y en (b) el registro de carga que fue sometido.

Tabla 2.3-1. Parámetros luego de calibración

Parámetro	Valor
E_s [MPa]	105000
γ_k [-]	0.4
C_k [MPa]	60
ν [-]	1

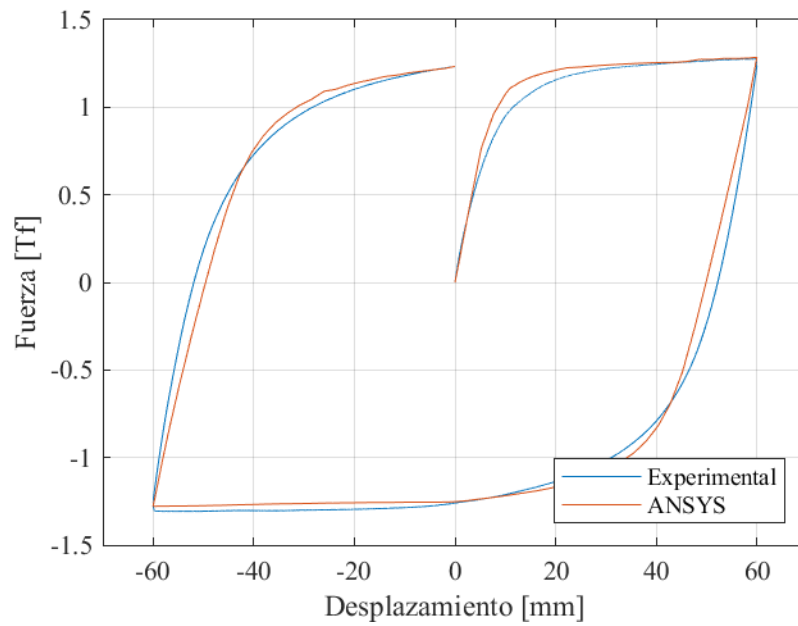
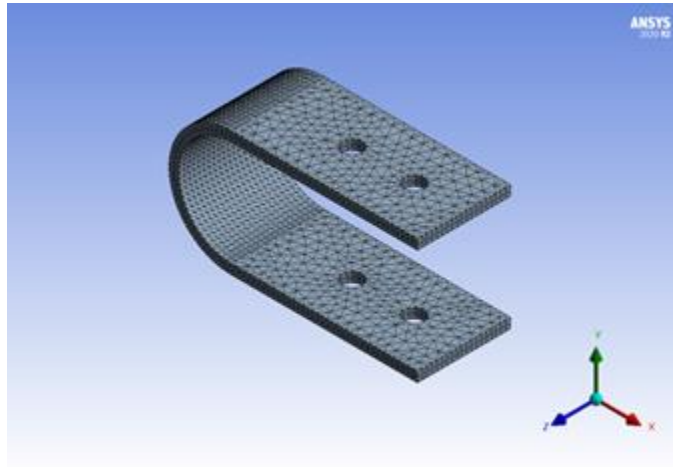


Figura 2.3-1. (a) Modelo en Ansys de un U-Shaped y (b) Comparación del primer ciclo del ensayo A5720G

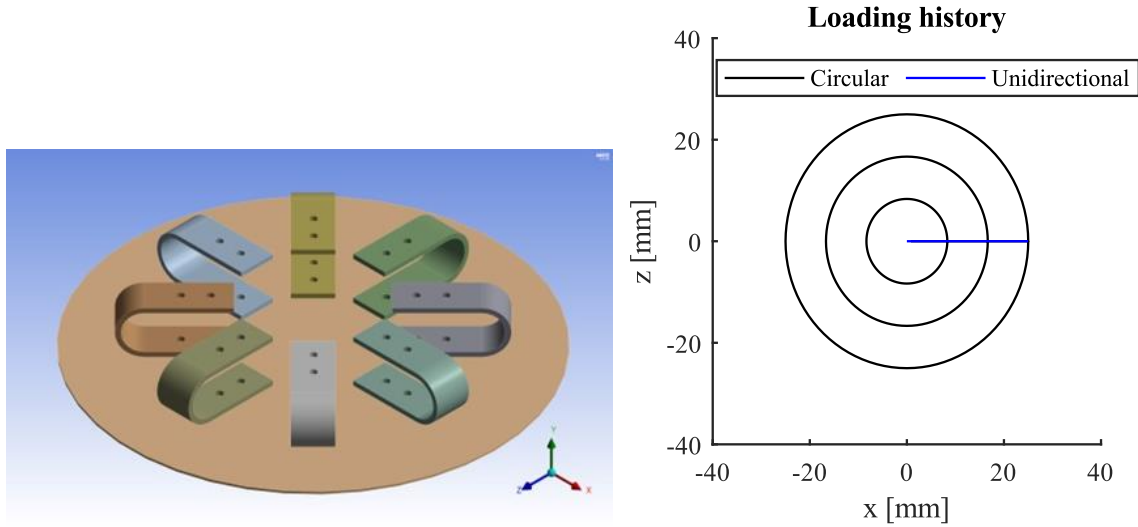


Figura 2.3-2. (a) Modelo en Ansys del sistema completo y (b) registro de carga

2.4 Calibración elemento MSS

La calibración se realizó a través de una rutina de optimización en base al algoritmo PatternSearch de MatLab. Esta rutina busca minimizar el error cuadrático medio entre las curvas de fuerza-desplazamiento obtenidas en ANSYS y OpenSEES encontrando mínimos locales, por lo que se generan 3 vectores iniciales aleatorios dentro de un rango definido. El elemento MSS será modelado con el material Steel4, el cual representa el comportamiento cinemático mediante el modelo de Menegotto-Pinto y el comportamiento isotrópico del acero. En este procedimiento de optimización se definió variar la razón de endurecimiento de ambos comportamientos (b_k , b_i , b_s), al igual que los parámetros de control del rango de transición elástico a endurecimiento (R_0 , R_i) y el parámetro que especifica la transición entre el endurecimiento inicial y saturado. En la Figura 2.4-1 se presentan esquemas con los parámetros que definen ambos comportamientos. A estos parámetros se les definió un intervalo de valores esperados a modo de evitar obtener valores irreales durante el proceso de optimización. A partir de dicho procedimiento, los valores de los parámetros para el material Steel4 que minimizan la función objetivo se presentan en la Tabla 2.4-1 y en la Figura 2.4-2 se aprecia una comparación entre los resultados del modelo de ANSYS y OpenSEES de la fuerza del sistema para un movimiento unidireccional y uno bidireccional. De los resultados se observó una diferencia de un 9% en la energía disipada para la historia de carga unidireccional y un 12% para la historia de carga circular, en cuanto a la fuerza máxima se observó una diferencia de un 7% para ambas historias de carga y en la rigidez inicial se observó una diferencia de 13% para ambas historias de carga.

Tabla 2.4-1: Parámetros material Steel4

Parámetro	Valor	Rango
bk	0.015	[0,0.05]
R0	95	[0,100]
bi	0.03	[0,0.05]
ρi	0.0002	[0,0.05]
bl	0	[0,0.05]
Ri	10	[0,100]

Donde:

- b_k, b_i, b_l : Razón de endurecimiento.
- R_0, R_i : Control transición rango elástico a endurecimiento.
- ρ_i : Especifica la intersección entre las asíntotas de endurecimiento saturado e inicial.

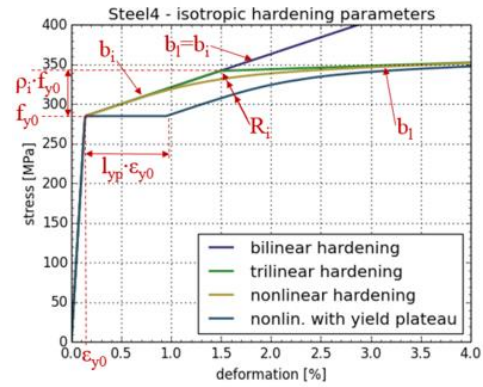
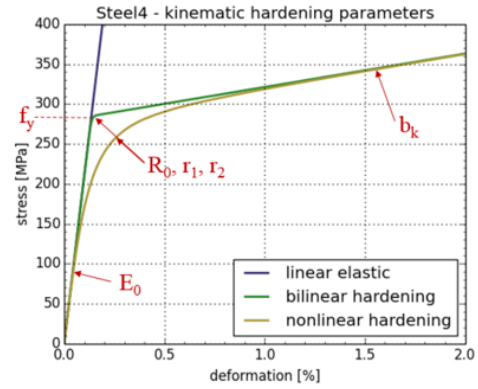


Figura 2.4-1. Curva material (a) cinemático y (b) isotrópico

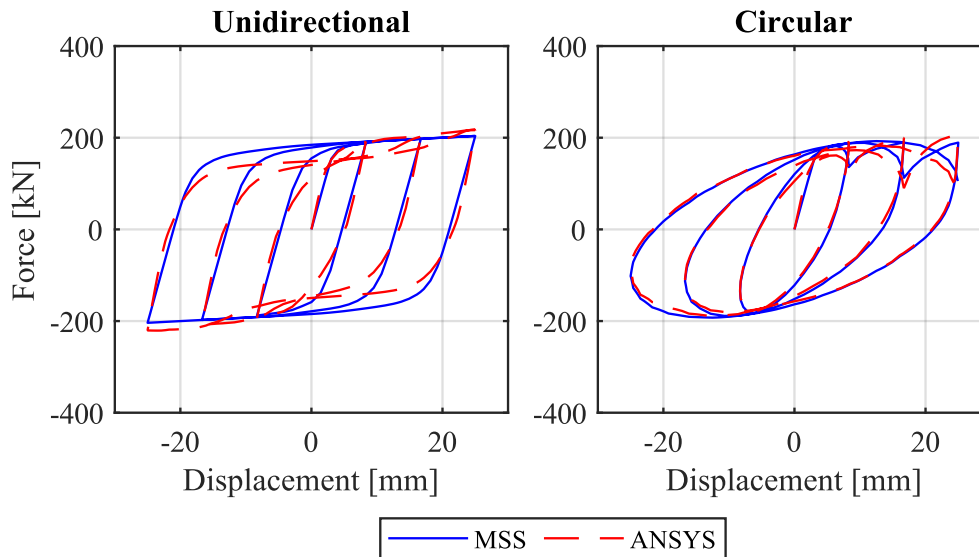


Figura 2.4-2. Calibración elemento MSS (a) desplazamiento unidireccional y (b) desplazamiento bidireccional circular

DESCRIPCIÓN DE MUESTRAS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISIPACIÓN

3.1 Aspectos generales

En este capítulo se define el procedimiento de diseño y evaluación de los puentes con y sin sistemas de disipación multidireccional. Cabe destacar que el procedimiento de diseño se enmarca en la metodología de diseño sísmico basado en el desempeño (PBEE por sus siglas en inglés), como se ilustra en la Figura 3.1-1. Para ello, en primera instancia, es necesario definir los casos de estudio junto con sus principales características y propiedades. Luego, se realiza un estudio de amenaza sísmica y se seleccionan registros sísmicos compatibles con espectros objetivos. De manera paralela, se definen niveles de desempeño y probabilidades de daño permitidas en el diseño de los disipadores, para luego, definir y estimar valores iniciales para las variables de diseño de los disipadores. La siguiente etapa consiste en realizar análisis estructurales que permitan estimar la respuesta de parámetros de interés, usualmente denominados parámetros de demanda estructural (EDPs) para el sistema con y sin sistema de disipación. Finalmente, se procede a realizar un análisis de los daños de los casos de estudio, con el objetivo de verificar las probabilidades de daño establecidas inicialmente en el diseño.

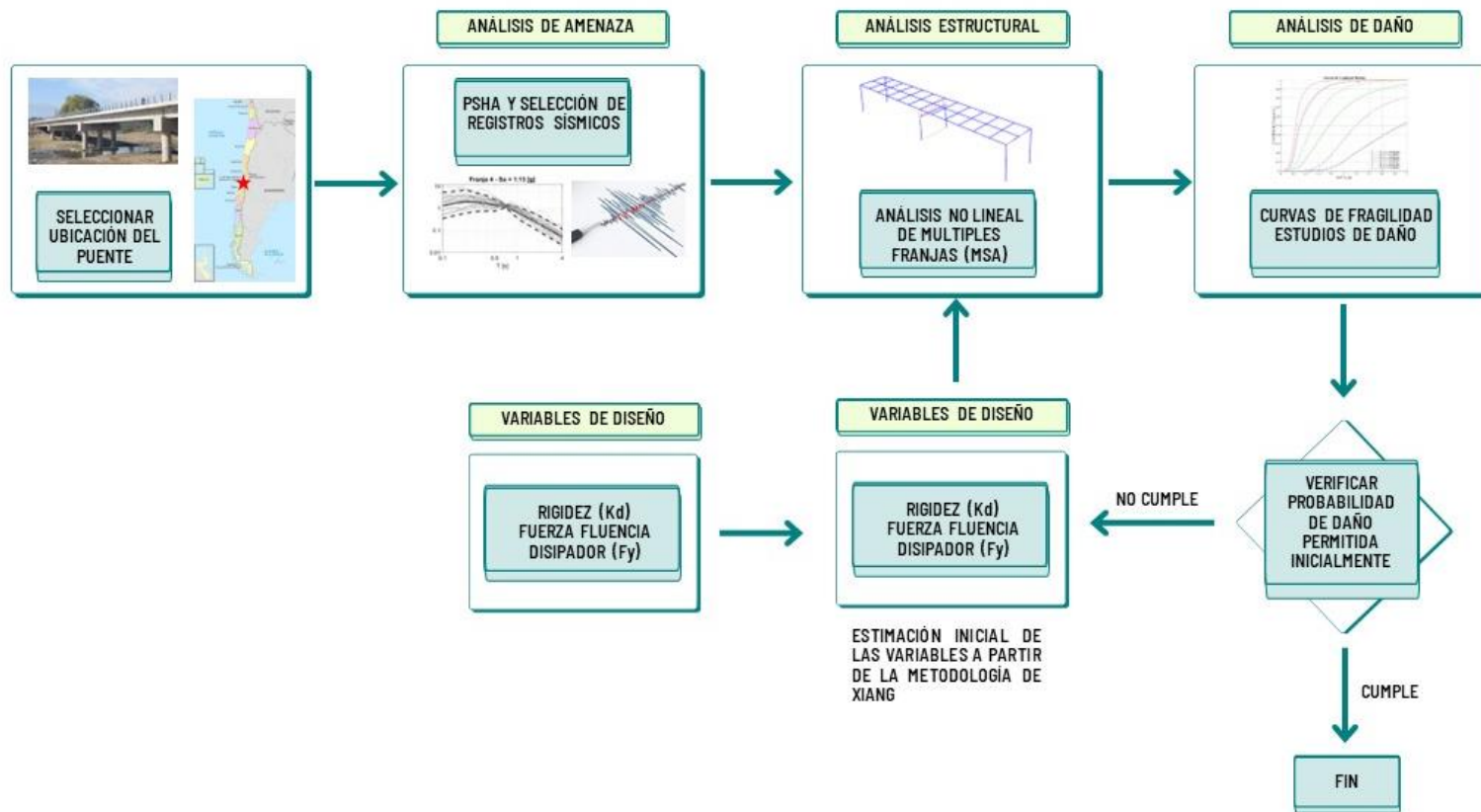


Figura 3.1-1. Procedimiento de diseño

3.2 Casos de Estudio

Los casos de estudio a analizar corresponden a una matriz de 30 puentes generados de forma aleatoria a partir de una base de datos de 128 puentes chilenos. Para la generación de esta matriz, se ajustaron funciones de distribución a los siguientes parámetros geométricos: (1) Número de vanos (Vanos), (2) Número de columnas (Ncol), (3) Número de vigas (Nvigas), (4) Esviaje (Esviaje), (5) Altura de Columnas (Hcol), (6) Diámetro de Columnas (Dcol), (7) Longitud del Vano (Lvano), (8) Espesor de Losa (Elosa) y (9) Ancho del Tablero (Atab). Estos parámetros son resumidos en la Tabla 3.2-1. Para mayores detalles sobre los histogramas y los ajustes realizados revisar anexo 7.1.

Tabla 3.2-1. Funciones de distribución de parámetros geométricos

Parámetro	Función de distribución	Par1	Par2
Número de vanos [-]	Geométrico	0.22	-
Número de columnas [-]	Poisson	3.77	-
Número de vigas [-]	Poisson	3.93	-
Esviaje [°]	Normal	25.50	12.92
Altura de Columnas [cm]	Weibull	603.50	4.36
Diámetro de Columnas [cm]	LogNormal	4.81	0.164
Longitud del Vano [cm]	Gamma	7.14	390.9
Espesor de Losa [cm]	Normal	20.95	2.00
Ancho del Tablero [cm]	Gamma	11.84	99.44

- Distribución Geométrica: Par1 corresponde al parámetro “p”
- Distribución Poisson: Par1 corresponde al parámetro “λ”
- Distribución Normal: Par1 corresponde al parámetro “μ” y Par2 a “σ”
- Distribución Weibull: Par1 corresponde al parámetro “α” y Par2 a “λ”
- Distribución Gamma: Par1 corresponde al parámetro “α” y Par2 a “λ”

Otras consideraciones del modelo corresponden a (1) Materialidad de hormigón G50 para vigas pretensadas y G20 para otros elementos, (2) Configuración de topes de hormigón armado tanto internos como externos, (3) Presencia de diafragma (4) Viga tipo N-151. Por otro lado, el número de vanos y columnas se acotó a un máximo de 5 y mínimo 2, el número de vigas a un máximo de 5 y mínimo de 3; y la longitud del vano a un máximo de 3800 [cm] y mínimo de 1000 [cm].

Para poder extraer una matriz de 30 puentes de modo aleatorio en base a las funciones de distribución previamente definidas, se hizo uso de la metodología del hipercubo latino. Este método estadístico permite crear muestras a partir de un procedimiento aleatorio estratificado. La estimación

es asintóticamente normal y la varianza es menor que la obtenida utilizando un muestreo aleatorio simple [51]. A través de este método se extrajeron 30 puentes, donde sus propiedades geométricas son presentadas en centímetros en la Tabla 3.2-2.

Tabla 3.2-2. Selección de muestras de puentes

N° Modelo	Vanos [-]	Ncol [-]	Nvigas [-]	Esviaje [°]	Hcol [cm]	Dcol [cm]	Lvano [cm]	Elosa [cm]	Atab [cm]
1	5	4	5	33.7	600	110	3800	23	1040
2	5	2	4	3.5	630	120	1380	21	770
3	3	3	3	15.4	450	130	1760	25	530
4	2	4	5	51.2	580	100	3130	17	1010
5	3	4	5	25.6	480	130	3630	25	1060
6	4	5	5	27.3	670	130	1890	22	1040
7	5	4	4	46.5	400	110	2160	22	780
8	3	5	5	9.5	780	140	1940	18	1010
9	5	2	3	34.6	660	130	2390	23	520
10	2	4	4	39.2	320	110	1510	22	780
11	4	3	4	18.3	740	130	3420	21	770
12	2	5	5	13.0	670	120	1090	19	1020
13	5	5	5	28.0	630	170	3800	20	1030
14	2	5	5	14.6	730	100	1000	22	1040
15	2	3	3	11.6	550	140	3660	22	520
16	2	5	5	19.1	490	120	3800	24	1050
17	5	5	5	21.5	410	100	2300	19	1020
18	2	3	3	7.3	840	150	2950	21	520
19	2	2	4	30.9	700	140	2100	21	770
20	4	4	4	25.1	220	100	3480	19	770
21	2	3	5	59.6	610	100	2840	22	1040
22	2	5	5	16.7	590	110	2960	23	1040
23	4	2	3	41.6	510	120	3800	20	510
24	4	2	3	30.0	570	150	2450	20	510
25	5	4	5	32.0	500	110	3800	21	1030
26	3	3	5	20.2	540	120	2530	20	1030
27	5	3	3	23.3	350	160	3200	18	510
28	4	5	5	9.9	520	110	2710	20	1030
29	5	2	3	37.8	430	120	3280	20	510
30	3	4	4	21.8	370	140	2690	19	770

Como se mencionó con anterioridad, los puentes esviados dada su geometría son más propensos a presentar rotaciones en planta del tablero, lo que puede traducirse en mayores desplazamientos relativos entre la superestructura y la subestructura. Este mecanismo, esquematizado en la Figura 3.2-1, consiste en que las fuerzas de impacto entre el tablero y el estribo generan un momento que provoca que la superestructura rote en su plano alrededor de su centro de gravedad. Una vez que el mecanismo comienza a actuar, el puente puede continuar rotando sin necesidad de que existan nuevos impactos si se cumple la condición **(3-1)**. En la Figura 3.2-2, se evaluó la razón de aspecto de los 30 puentes. Como se muestra en el gráfico, 15 de los 30 puentes pertenecientes a la muestra presentarán la condición de rotación libre, lo que significa que podrán seguir rotando sin la necesidad de nuevos impactos.

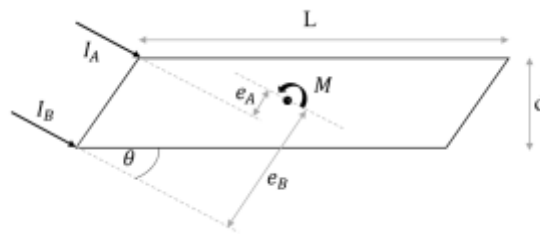


Figura 3.2-1. Mecanismo de rotación en puentes esviados [52]

$$2d/L < \sin (2\theta) \quad (3-1)$$

- d: Ancho del tablero.
- L: Largo del vano.
- θ : Ángulo de esviaje.

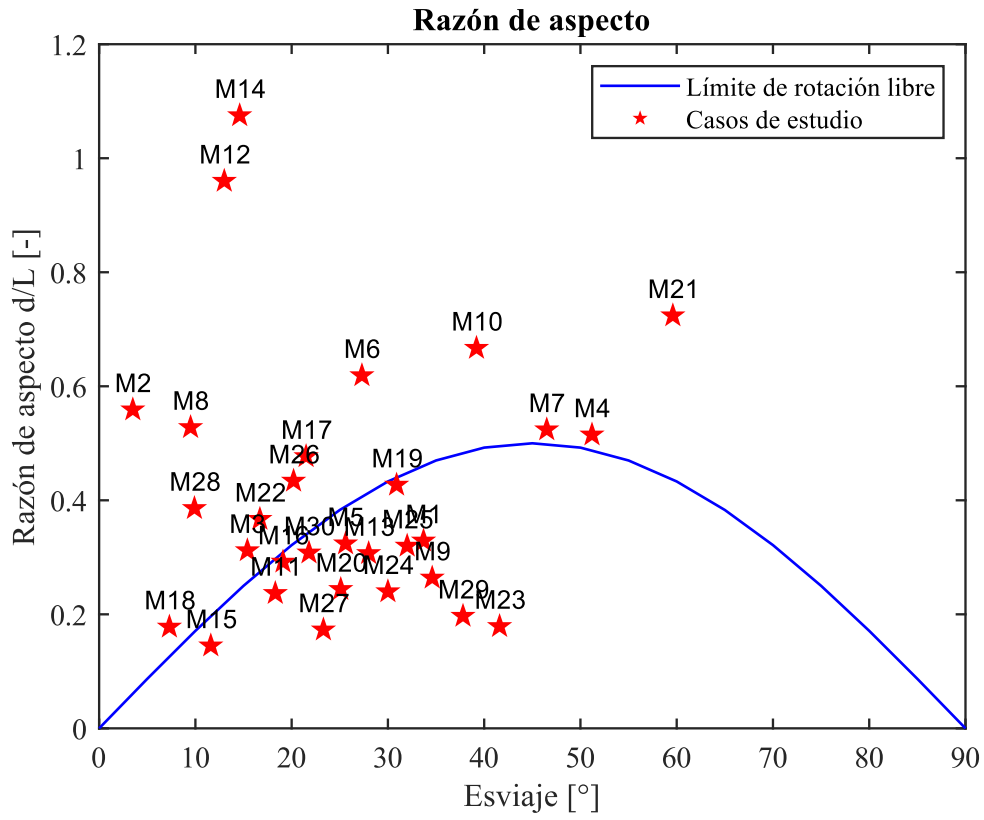


Figura 3.2-2. Razón de aspecto para la muestra de puentes

3.3 Descripción y modelación no lineal

3.3.1 Aspectos generales

A continuación, se presentan los aspectos generales de la modelación no lineal, la cual fue realizada en el software OpenSEES [53]. El modelo corresponde a un modelo tridimensional de elementos finitos, considerando la no linealidad de los materiales y el comportamiento histerético de los principales elementos estructurales del puente (por ejemplo: columnas, estribos, placas de apoyo elastoméricas, entre otros). El modelo fue realizado a partir de una modificación al modelo de Aldea [1]. Las modificaciones que se realizaron consistieron en transformar el modelo que representaba al tablero, el cual consideraba inicialmente un modelo de “Espina (Spine Model)” a un modelo de “Grilla (Grillage Model)”. En este último, la superestructura se modela considerando cada viga como un elemento longitudinal con una losa colaborante y, a través, de elementos transversales se representa la interacción entre vigas producto del tablero, generando así una grilla. Este cambio fue realizado debido a la importancia de capturar de la forma más realista posible la rotación del tablero, ya que como se señaló en la Introducción de esta tesis, este efecto es determinante para establecer si un puente esviado entra en el estado de rotaciones libres. Otra modificación importante que se realizó fue la inclusión de un elemento tipo MSS el cual representa el sistema de disipación de energía multidireccional que se propone instalar entre vigas. En la literatura no hay precedentes del uso de este elemento para modelar disipadores. Sin embargo, como se indicará más adelante el comportamiento que se logra mediante el uso de este elemento es muy cercana a la observada en ensayos experimentales. Cabe destacar que el modelo es del tipo paramétrico, lo que nos permite realizar modificaciones en la geometría de los puentes y de esta forma considerar la totalidad de la muestra seleccionada.

Los puentes en estudio corresponden a una selección de 30 puentes representativos de la tipología chilena. La selección de las muestras se realiza mediante el método del hipercubo latino, considerando una base de datos de 128 puentes chilenos, a la cual se ajustó funciones de distribución para las siguientes propiedades geométricas: número de vanos, de vigas y columnas, ángulo de esviaje, altura de columnas, diámetro de columnas, largo de vano y espesor de losa. Cabe mencionar que la configuración de los topes sísmicos (inclusión de topes internos y externos de hormigón), presencia de diafragma, presencia de barras sísmicas, vigas tipo N-151 y propiedades de las placas de apoyo elastoméricas se dejaron fijas en la selección.

En la Figura 3.3-1 se presenta un esquema del modelo general mediante una vista en corte, en planta y un detalle en 3D de una cepa. En cada esquema se indica cómo se modela cada elemento y están acompañadas de las curvas de comportamiento de los diferentes materiales y elementos, los que se detallarán posteriormente.

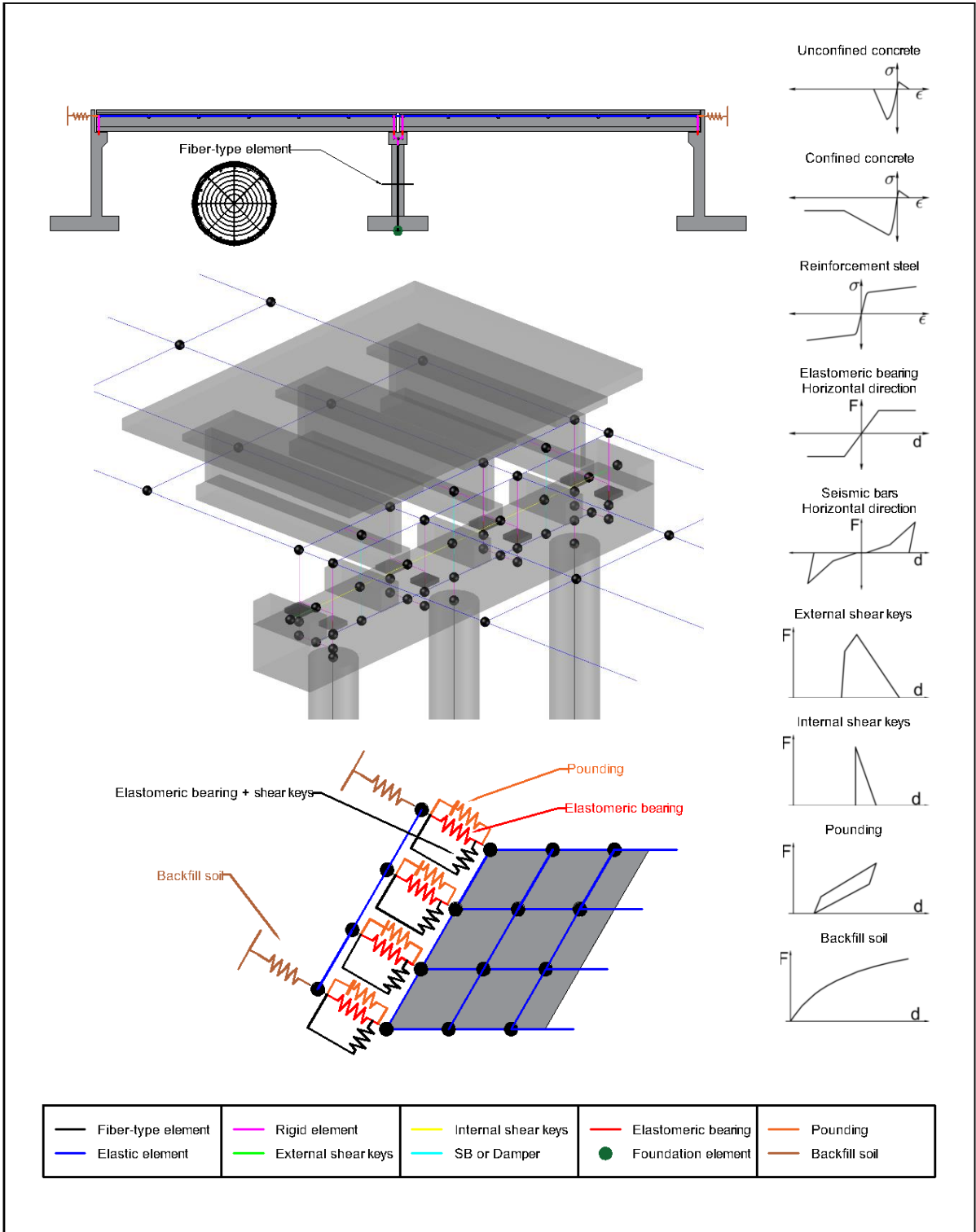


Figura 3.3-1. Esquema general de modelación

3.3.2 Superestructura

3.3.2.1 Tablero y vigas longitudinales

Tanto el tablero como las vigas longitudinales son representadas a través de elementos con comportamiento elástico lineal, considerando propiedades de la sección compuesta, esto se debe a que no se espera que tengan incursión en el rango no lineal [54]. Los parámetros geométricos de la sección compuesta son determinados mediante el uso de un código parametrizado en OpenSEES, donde el parámetro J se obtiene mediante la ecuación (3-2). Como se mencionó con anterioridad se utiliza una viga tipo N-151, donde en la Tabla 3.3-1 se especifican los parámetros geométricos. Las expresiones para representar las masas traslacionales y rotacionales se obtuvieron a partir de las recomendaciones de Aviram [55].

$$J = \frac{A^4}{40 * I_p} \text{ AASHTO C4.6.2.2.1 - 2} \quad (3-2)$$

Donde:

- A : Área de la sección transformada de la viga [cm^2].
- I_p : Inercia polar de la sección transformada de la viga [cm^4].

Tabla 3.3-1. Parámetros viga tipo N-151

Área [cm^2]	5100
I_y [cm^4]	2750292
I_z [cm^4]	16606134

Esto se traduce en la utilización de elementos *Elastic Beam Column*, con los cuales se modelará la superestructura, utilizando los parámetros presentados en la Tabla 3.3-1 y considerando un hormigón tipo G50. Por lo tanto, la grilla está conformada por elementos de línea, los cuales son divididos longitudinalmente en seis elementos cada vano. Cada elemento longitudinal representará una viga longitudinal con su respectiva sección compuesta, mientras que los elementos transversales representan la interacción entre vigas, producto del tablero.

3.3.2.2 Apoyos Elastómericos

Las placas de apoyo elastoméricas corresponden a placas no ancladas con el objetivo de reflejar la condición de los puentes que sufrieron daños durante el terremoto del 2010. Este tipo de apoyo se modelan a través de elementos *Flat Slider Bearing*. El comportamiento al corte de las placas de apoyo se modela según las recomendaciones de Steelman [56], utilizando el modelo de fricción de Coulomb. La respuesta vertical queda caracterizada por un elemento axial elástico que sólo permite compresión del elemento, a través de un material *Elastic No Tension* de la librería de OpenSEES,

según las recomendaciones de Yazdani [57]. El comportamiento a torsión y flexión se asumieron elásticos según Yazdani [57], mediante materiales *Elastic* de la librería de OpenSees. En la Tabla 3.3-2 se resumen las propiedades utilizadas para las placas de apoyo elastoméricas, las cuales se obtuvieron de un caso de estudio correspondiente al Paso superior Las Mercedes. Este caso de estudio será detallado en la sección 4.3.

Tabla 3.3-2. Parámetros para las placas de apoyo elastoméricas

Gs [Mpa]	1.3
Ab [cm ²]	1500
hr [cm]	2.5
Kb [kN/m]	7800

3.3.2.3 Topes de hormigón armado

Los topes externos de hormigón armado son modelados a través de elementos *Zero Length*, con un material hysterético que representa al comportamiento fuerza vs deformación del tope, en serie con un material *ElasticPPGap* que representa el espacio entre la superestructura y el tope externo. El material hysterético o *Hysteretic Material* representa una relación fuerza vs deformación trilineal, la que fue propuesta por Goel y Chopra [11]. En la Tabla 3.3-3 se presenta un resumen de los parámetros utilizados para definir los 3 puntos de la curva trilineal propuesta por Goel y Chopra.

Tabla 3.3-3. Parámetros curva trilineal topes externos

Vy [kN]	689
Vn [kN]	721
Vs [kN]	0
uy [cm]	0.66
un [cm]	0.72
um [cm]	3.69

Mientras que los topes internos de hormigón son modelados a partir de las recomendaciones de Megally [58] y Ramanathan [59]. En este caso, el comportamiento está definido por la capacidad a corte del tope y por su deformación máxima, la que corresponde al espacio libre entre el tope y la superestructura más 8.9 [cm]. La capacidad máxima del tope es calculada a partir de la ecuación (3-3), donde F corresponde a 0.75 para topes ubicados en las cepas y 1.2 en estribos. Mientras que la capacidad de corte de la viga es determinada con la ecuación (3-4).

$$P_{cap} = F * V_{viga} \quad (3-3)$$

$$V_{viga} = n \left(0,93 * \sqrt{f'c} * (0,8 * D)^2 * \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 + A_g} + \frac{A_v * f_y * 0,8 * D}{s}} \right) \quad (3-4)$$

Donde:

- n: Número de columnas por viga cabezal.
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero A630-420H [kgf/cm²].
- D: Diámetro de la columna [cm].
- N_u : Carga axial de la columna [kgf].
- A_g : Área de la sección transversal de la columna [cm²].
- A_v : Área del refuerzo transversal de la columna [cm²].
- s: Espaciamiento del refuerzo transversal [cm].

3.3.2.4 Barras Sísmicas

En estos elementos se modela el comportamiento vertical con un material *ElasticPPGap*, que solo incorpora el comportamiento en tensión de las barras. Por otra parte, para modelar el comportamiento transversal o al corte de las barras Aldea [1] llevó a cabo una calibración de los resultados experimentales de Martínez [20], con el fin de tener los parámetros de un material histerético que representara el comportamiento fuerza vs deformación de las barras, con la condición de que la rigidez inicial del material fuese del mismo orden de magnitud que la rigidez elástica de la barra.

La calibración se realizó para cuatro ensayos experimentales donde se minimizó el error cuadrático medio y se presentan en la Figura 3.3-2. Para mayores detalles de los parámetros se recomienda revisar el trabajo de Aldea [1].

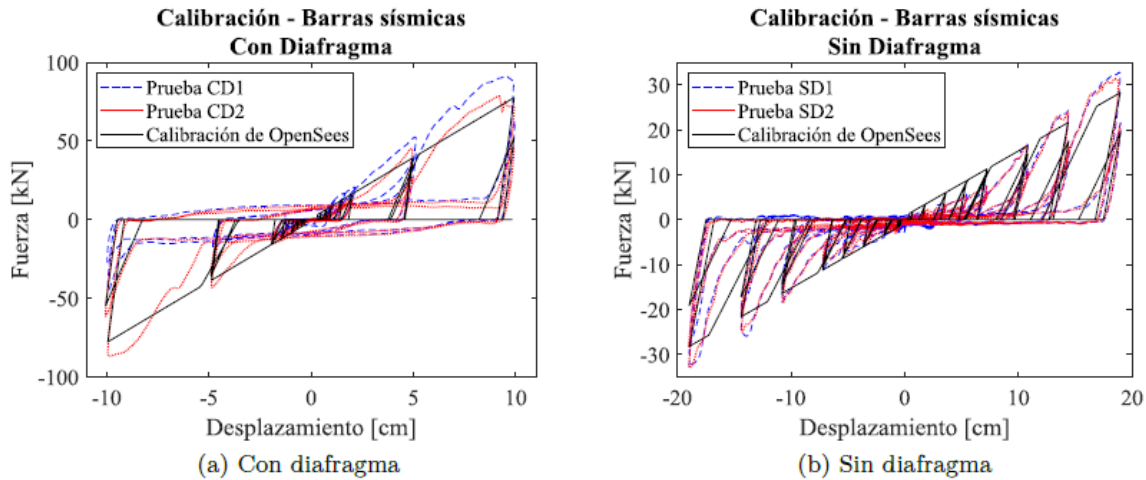


Figura 3.3-2. Calibración de barras sísmicas desarrollada por Aldea [1].

3.3.3 Subestructura: Cepas

3.3.3.1 Columnas y viga cabezal

Las columnas son modeladas utilizando elementos no lineales *Force Beam Column* con 5 puntos de integración. Para modelar las columnas se utilizan secciones tipo fibra, donde la modelación tanto del núcleo de hormigón armado (confinado) como el recubrimiento (no confinado) se realiza mediante el material *Concrete02*, el cual se basa en el modelo de Mander. Mientras que, la modelación del acero de refuerzo se realiza con el material *Steel02*, el cual se basa en el modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto.

Los parámetros no lineales para representar a los materiales previamente mencionados se obtuvieron a partir de la calibración realizada por Escobar [60] y Vega [61]. A las secciones de fibra, también se les incorporó efectos de deformación por corte y torsión, de acuerdo con las recomendaciones de Kaviani et al. [54], utilizando el elemento *Section Aggregator*. Los cálculos de estas se encuentran en la memoria de Escobar [62].

Por otra parte, las vigas cabezales son modeladas mediante elementos *Elastic Beam Column* con sus respectivas propiedades geométricas y un hormigón tipo G20.

3.3.4 Fundaciones

Para el estudio se consideraron fundaciones superficiales para reflejar las condiciones del caso de estudio PS Las Mercedes. Estas fundaciones fueron modeladas siguiendo las recomendaciones del trabajo de Gazetas [63], para lo cual se utilizaron elementos *Zero Length* que representan resortes traslacionales y rotacionales en todas las direcciones. El comportamiento horizontal de las fundaciones se asume bilineal mediante el material *Steel01*, mientras que el comportamiento en las otras direcciones se asume elástico y se modela utilizando el material *Elastic*.

3.3.5 Subestructura: Estribos

Para el estudio se consideró la sección transversal del estribo presente en el caso de estudio PS Las Mercedes, el cual corresponde a un estribo transparente. Para representar el muro del estribo, se utilizan elementos verticales elásticos con las propiedades correspondientes a la sección transversal del estribo, las cuales son resumidas en Tabla 3.3-4. Por otra parte, la resistencia pasiva del suelo y el impacto estribo-superestructura se modelan mediante materiales no lineales.

Tabla 3.3-4. Parámetros geométricos de estribos

Ancho Estribo [cm]	880
Altura Muro Espaldar [cm]	185
Altura Muro Frontal [cm]	145

3.3.6 Resistencia pasiva del suelo

La resistencia del suelo es modelada a través de elementos *Zero Length* en conjunto con un material hiperbólico (*HyperbolicGap Material*), siguiendo las recomendaciones de Shamsabadi [64] y Caltrans [65] para estribos independientes autoestables. Estos elementos son modelados perpendiculares al largo del estribo.

3.3.7 Impacto con la pared del estribo

El impacto entre estribo y tablero se modela con elementos *Zero Length* definido por un material de impacto que utiliza el modelo de Hertz modificado por Muthukumar [66]. Al igual que la resistencia pasiva del suelo el impacto también actúa en dirección perpendicular al largo del estribo.

Para mayores detalles sobre la modelación de cada elemento estructural y las fórmulas utilizadas para la determinación de sus parámetros, se recomienda consultar el trabajo de Aldea [1].

3.4 Selección de Registros Sísmicos

Para la metodología de análisis MSA – *Multi Stripe Analysis*, es común utilizar espectros condicionados (CS – Conditional Spectrum) o de media condicionada (CMS – Conditional Mean Spectrum) [67], los cuales como su nombre lo indica proponen condicionar los valores espectrales a los periodos de interés. De este modo, limitar la presencia de valores espectrales altos en todos los periodos como ocurre con los espectros de amenaza uniforme (UHS – Uniform Hazard Spectrum). En MSA se define un CS para cada franja, y luego se realiza una selección de registros por cada CS, por lo que, los registros seleccionados pueden diferir entre franjas. Con este procedimiento las curvas de fragilidad no requieren escalar demasiado los registros.

Se obtuvo curvas de amenaza sísmica para diferentes periodos de retorno, los que representan cada franja utilizada. Se definieron cuatro franjas asociadas a 100 – 475 – 975 – 2475 años de periodo de retorno, equivalentes a 40, 10, 5 y 2 % de probabilidad de excedencia en 50 años y se consideró un suelo tipo II (según Idini et al [68]), con un V_{s30} de 600 [m/s]. Estos resultados son resumidos en Tabla 3.4-1, donde se observa un valor espectral de 0.28 [g], 0.61 [g], 0.81 [g] y 1.13 [g] para los periodos de retorno de 100, 475, 975 y 2475 años respectivamente. En la

Tabla 3.4-2 se presentan los 3 periodos principales de la muestra de puentes, los cuales se componen por dos modos traslacionales (transversal y longitudinal) y un modo rotacional, a modo de ejemplo se utilizó el PS Las Mercedes para representar la forma de los modos como se presenta en la Figura 3.4-1. A pesar de que en promedio la muestra presenta un periodo fundamental de 0.6 [s] (principalmente producto de un tamaño de elastómero fijo), se define un periodo objetivo de 0.7 [s] el cual es más representativo para el inventario de puentes chilenos. Con la ayuda del software Openquake [69] se obtuvo las curvas de amenaza para determinar las ordenadas espectrales asociadas al periodo objetivo y periodos de retorno definidos. Adicionalmente, se obtuvo las desagregaciones para cada periodo de retorno, información que será necesaria para la construcción de los espectros condicionados y la posterior selección de registros.

Tabla 3.4-1. Resultados amenaza sísmica

Periodo de retorno [años]	Sa [g] (Tn=0.7 [s])	M	R [km]
100	0.28	7.70	89.59
475	0.61	7.93	79.35
975	0.81	8.01	76.66
2475	1.13	8.09	74.17

Tabla 3.4-2. Periodos fundamentales – Matriz de Puentes

Puente	T ₁ [s]	T ₂ [s]	T ₃ [s]	Puente	T ₁ [s]	T ₂ [s]	T ₃ [s]	Puente	T ₁ [s]	T ₂ [s]	T ₃ [s]
1	0.708	0.673	0.645	11	0.672	0.612	0.599	21	0.652	0.640	0.615
2	0.415	0.386	0.378	12	0.422	0.362	0.354	22	0.690	0.618	0.607
3	0.461	0.411	0.410	13	0.663	0.632	0.576	23	0.645	0.624	0.578
4	0.615	0.610	0.605	14	0.440	0.390	0.378	24	0.509	0.467	0.457
5	0.718	0.635	0.626	15	0.684	0.629	0.618	25	0.667	0.637	0.602
6	0.504	0.445	0.438	16	0.754	0.685	0.672	26	0.583	0.513	0.512
7	0.462	0.433	0.422	17	0.488	0.447	0.443	27	0.540	0.528	0.481
8	0.544	0.447	0.446	18	0.689	0.594	0.589	28	0.573	0.508	0.507
9	0.528	0.500	0.485	19	0.552	0.518	0.511	29	0.553	0.543	0.502
10	0.426	0.397	0.396	20	0.591	0.550	0.528	30	0.544	0.486	0.480

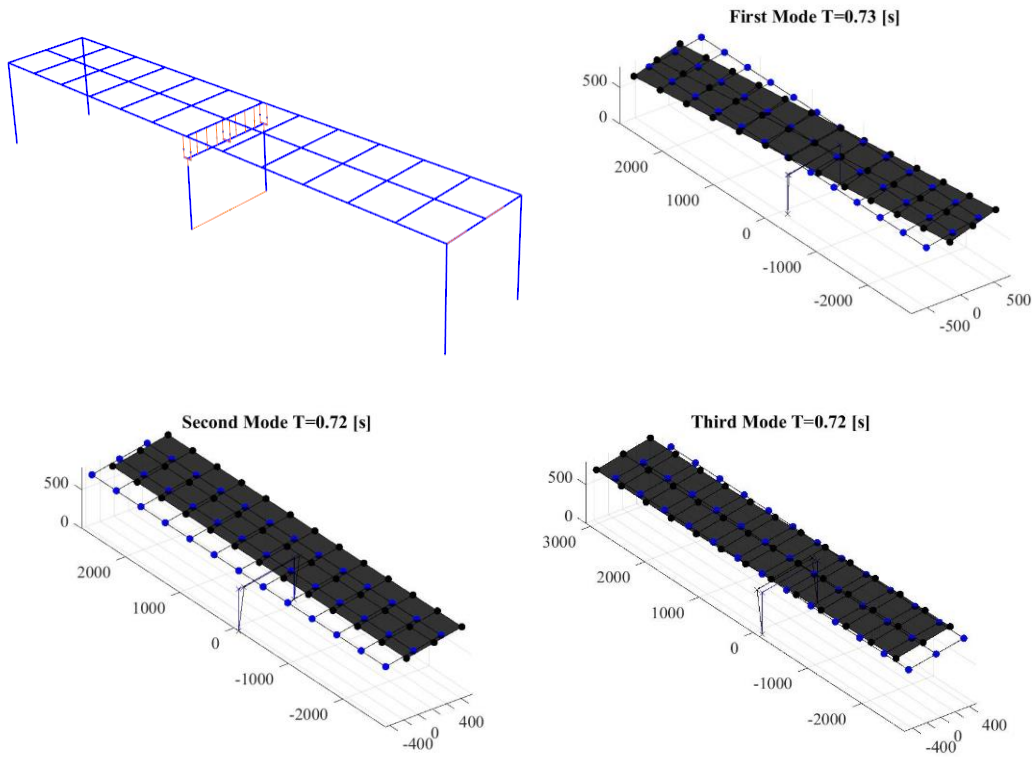


Figura 3.4-1. Modos de vibración principales para el PS Las Mercedes.

3.4.1 Espectro objetivo

Para cada franja se definieron espectros condicionados de acuerdo con la metodología propuesta por Baker [67] con los que se realizará la selección de registros. En las ecuaciones (3-5) y (3-6) se presentan las expresiones para obtener el espectro condicionado.

$$CS(T_i) = A_m(T_i) \cdot e^{\varepsilon(T^*)\rho(T^*,T_i)\sigma(T_i)\sqrt{1-\rho(T^*,T_i)^2}} \quad (3-5)$$

$$\varepsilon_H(T^*) = \frac{\ln(A_{cond}) - \ln(A_m(M, R, T^*))}{\sigma(T^*)} \quad (3-6)$$

- $CS(T_i)$: Espectro condicionado horizontal para el periodo T_i .
- T^* : Periodo condicionante.
- A_m : Valor medio de la aceleración espectral.
- σ : Desviación estándar de la aceleración espectral.
- ρ : Coeficiente de correlación de aceleración espectral.

El valor medio (A_m) y la desviación estándar (σ) de la aceleración espectral se obtuvieron de la Ground Motion Prediction Equations (GMPE) de Idini et al [68], quienes propusieron esta GMPE a partir de registros chilenos. Los coeficientes de correlación espectral fueron obtenidos de Candia et al [70], quienes al igual que Idini et al. obtuvieron estos coeficientes a partir de registros chilenos.

3.4.2 Selección de registros

La selección de registros se realizó con la metodología propuesta por Baker and Lee [71]. Para este proceso se utilizó la base de datos de SIBER-RISK [72] que cuenta con eventos sísmicos chilenos desde 1985 hasta la actualidad. La selección de registros se limitó a eventos interplaca y se seleccionaron 30 registros para cada franja, limitando el factor de escala a 4 y de este modo reducir el sesgo inducido al escalar registros [73]. A los registros seleccionados se les realizó una corrección de línea base y se les aplicó un filtro de Butterworth entre 0.05 – 50 [Hz]. En la Figura 3.4-2 se presenta la media geométrica de los espectros de los registros seleccionados, y espectros condicionados asociados a cada franja.

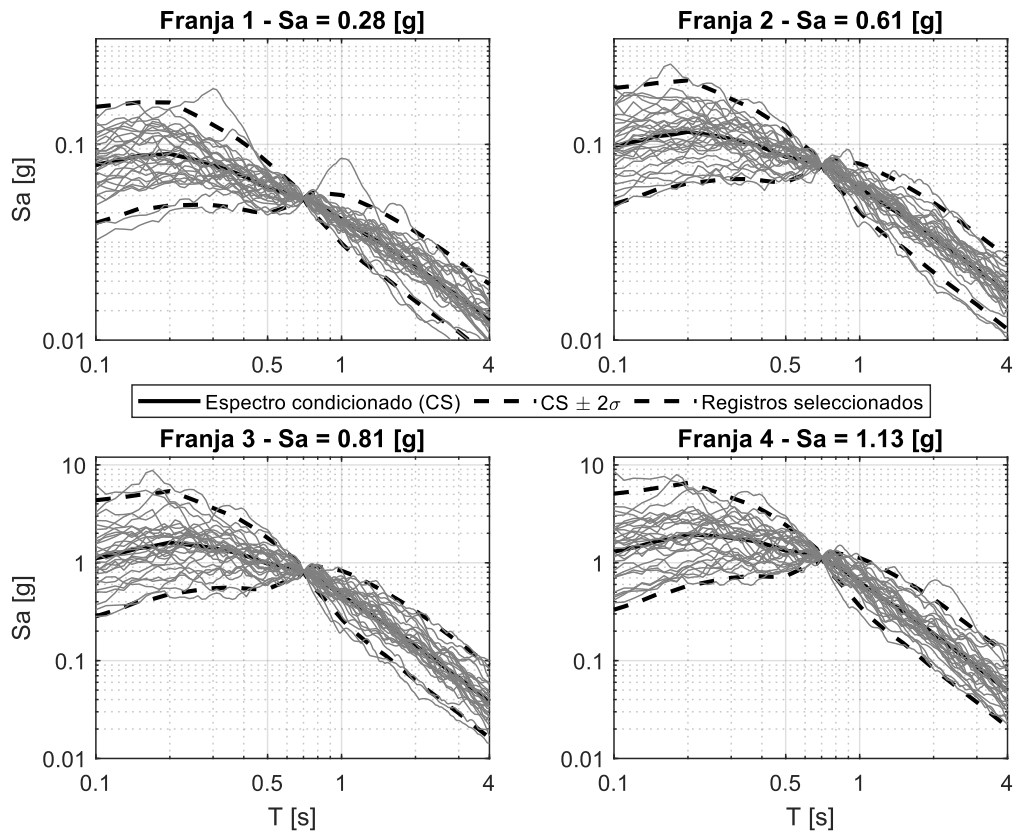


Figura 3.4-2. Espectros condicionados y espectros de aceleración de registros seleccionados para cada franja.

3.5 Estados límite

Un estado límite representa una condición que, de ser superada, el componente o sistema estructural deja de cumplir su función prevista. En este contexto, para cuantificar el daño en los puentes, se deben definir estados límites para parámetros de demanda estructural (EDPs) de interés. En otras palabras, se deben identificar los elementos estructurales de los cuales se cuantificará el daño. Luego del terremoto del 2010 se evidenció que las columnas permanecieron en el rango elástico y que el daño se concentró en la interfaz entre la superestructura-subestructura. Por esta razón, para este estudio, se decidió evaluar el daño en base a la deformación por corte de las placas de apoyo elastoméricas y al desplazamiento relativo máximo observado entre superestructura y subestructura, como se detalla en la Tabla 3.5-1. Estos estados límite fueron definidos en base a los valores establecidos por Nielson [35], los cuales consideran una distribución lognormal. Se definieron 3 estados límites, donde el estado Completamente operacional (PL1), como su nombre lo indica, el puente y sus componentes deben asegurar estar completamente operacional inmediatamente luego de un terremoto. Esto implica que, debe haber una mínima incursión no lineal y de desplazamientos residuales. En el estado Operacional (PL2), el servicio se debe asegurar para vehículos de emergencia y el daño debe ser reparable, por lo que, se espera limitado comportamiento no lineal en componentes del puente. Finalmente, en el estado de Seguridad de vida (PL3) se esperan deformaciones permanentes, al igual que incursiones no lineales de las componentes; esto implica la necesidad de reparaciones mayores. Las curvas de fragilidad fueron obtenidas a partir de la ecuación (3-7), utilizando el teorema de probabilidades totales y asumiendo distribución lognormal.

$$F_{DS}(IM) = P[DS|IM] = \int P[DS|EDP(IM)]f(EDP|IM)dEDP \quad (3-7)$$

Tabla 3.5-1. Estados límites para los EDPs considerados

EDP	PL1: Completamente operacional		PL2: Operacional		PL3: Seguridad de vida	
	Mediana	Dispersión	Mediana	Dispersión	Mediana	Dispersión
Máx. Desplazamiento entre subestructura y superestructura [cm]	-	-	-	-	20	0.46
Máx. Deformación por corte en elastómeros [%]	100	0.25	250	0.46	-	-
Desplazamiento residual subestructura y superestructura [-] *	-	-	-	-	15.24	0.46

* Criterio propuesto para AASHTO [74]. Esta EDP es utilizado en la sección de análisis de sensibilidad para evaluar la influencia de la utilización de materiales con capacidad de recentreo (sección 4.3.3)

3.6 Diseño del sistema de protección

Los disipadores histeréticos se diseñaron siguiendo el procedimiento simplificado propuesto por Xiang et al. [9], teniendo así, como objetivo el encontrar la rigidez inicial, junto con la fuerza de fluencia de este elemento, para poder cumplir con el desempeño esperado para el puente. Para el diseño, por cada cepa, se considera que los elastómeros forman un sistema en paralelo con los disipadores, y estos, un sistema en serie con la cepa, tal como se muestra en la Figura 3.6-1, obtenida del trabajo de Xiang. Para la modelación se considera un comportamiento bilineal para los elastómeros y disipadores, y lineal para las cepas donde se asume que las fuerzas transferidas a las cepas no serán suficientes para generar que estas entren al rango no lineal.

El procedimiento de diseño se presenta en la Figura 3.6-2, donde F_{yb} corresponde al valor de fuerza transversal total de los apoyos elastoméricos en las cepas, K_b y Δ_y es la rigidez inicial a corte y desplazamiento de los apoyos respectivamente. K_p corresponde a la rigidez lateral de la subestructura, S_a es la ordenada espectral para el periodo principal del sistema y S_i es la ordenada espectral asumida del sistema incluyendo disipador, F_{ydi} es la fuerza de fluencia total del disipador, K_{di} es la rigidez inicial del disipador y K_{toti} es la rigidez total equivalente de la cepa considerando disipador.

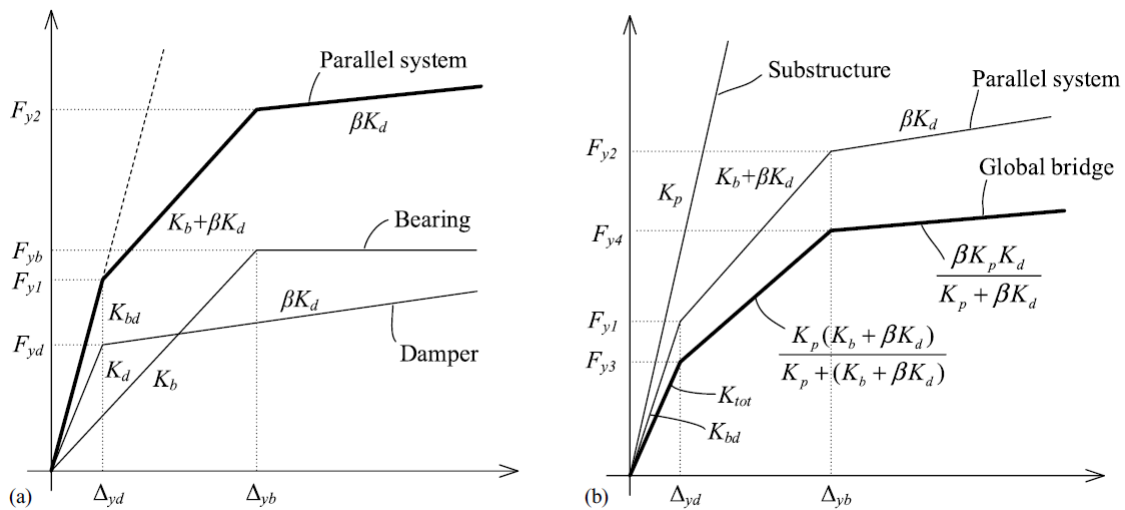


Figura 3.6-1. Relación Fuerza – Desplazamiento (a) sistema paralelo elastómero-disipador y (b) sistema puente completo

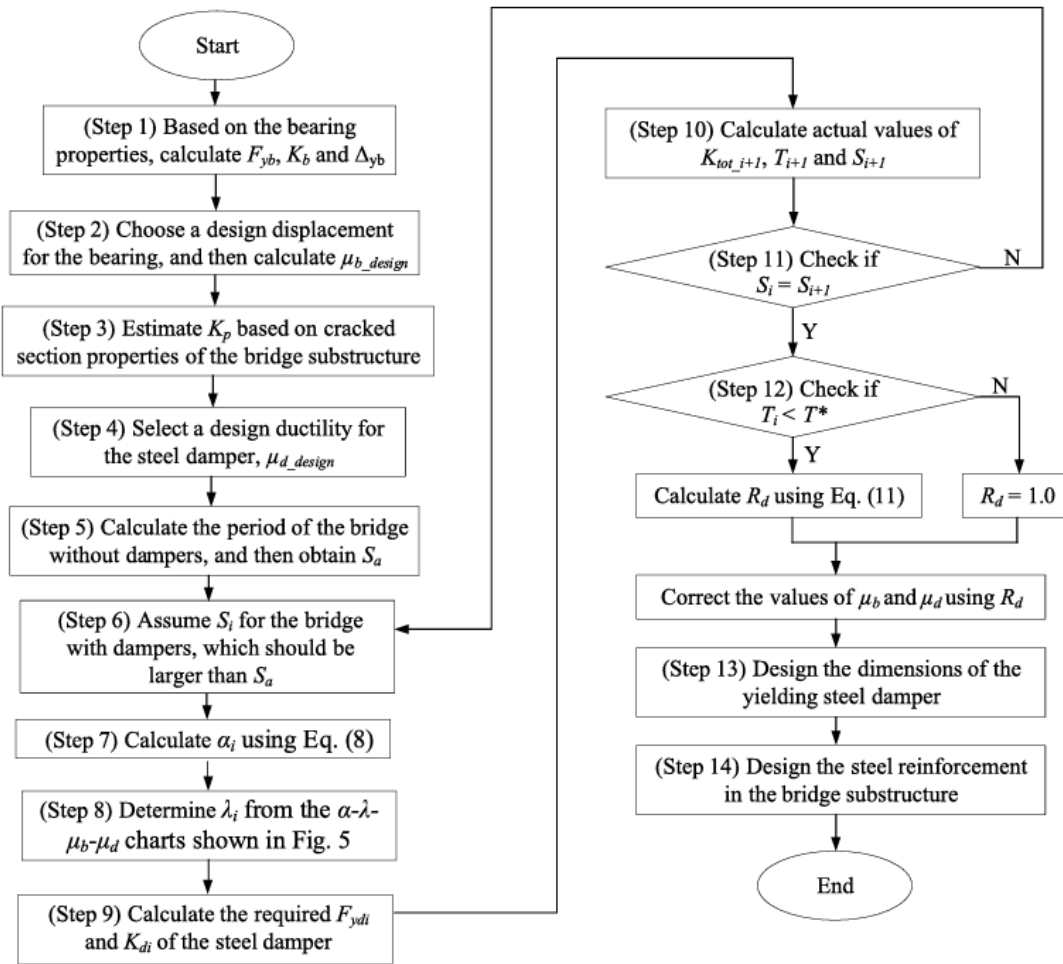


Figura 3.6-2. Procedimiento de diseño de un disipador metálico

Dado que el disipador planteado pretende actuar en todas las direcciones, se propone diseñar los disipadores en dos direcciones ortogonales y considerar la fuerza total del sistema como la suma de las fuerzas requeridas por dirección. Esta decisión implica que el parámetro F_{yd} final corresponde a la suma de F_{yd} determinado por el diseño en la dirección transversal y longitudinal del puente. Se evaluó la fuerza requerida por disipador considerando un disipador entre cada viga para los niveles de desempeño PL1 y PL2, donde la ductilidad de diseño en elastómeros considerada fue de 1.0 y 2.5 respectivamente. Mientras que, la ductilidad de diseño del disipador fue de 3.0 y 6.0, y se utilizó como espectro de aceleraciones al CMS para un periodo de retorno de 100 y 975 años respectivamente. En la Tabla 3.6-1 se presentan los valores de fuerza de fluencia requerido por disipador (f_y) para los periodos de retorno PL1 y PL2. Se observa que la fuerza requerida por el sistema es dominada por el periodo de retorno de 975 años, esto se puede deber a que el estudio contempla solo un tipo de suelo.

En la

Tabla 3.6-2 se presentan los valores de fuerza y desplazamiento de fluencia requeridas por cepa para cada dirección, considerando la instalación de un disipador entre cada viga y utilizando como espectro de aceleraciones al CMS para un periodo de retorno de 975 años. La dirección x corresponde a la dirección transversal al puente, mientras que la dirección y corresponde a la dirección longitudinal, finalmente, los resultados son resumidos en la Figura 3.6-3. Debido a que se utilizó un elastómero único para la muestra de puentes, se observa una baja variabilidad en el desplazamiento de fluencia requerido. También, se observa que todos los puentes de la muestra requieren de la instalación de un sistema de protección.

Tabla 3.6-1. Comparación de fy requerido por periodo de retorno

Puente	fy [kN] PL1	fy [kN] PL3	Puente	fy [kN] PL1	fy [kN] PL3	Puente	fy [kN] PL1	fy [kN] PL3
1	239.1	396.6	11	208.4	338.8	21	126.1	219.3
2	39.3	82.2	12	30.5	55.0	22	203.3	329.5
3	147.1	208.5	13	327.3	485.6	23	317.3	491.6
4	166.2	268.4	14	11.3	37.6	24	203.8	292.1
5	337.1	549.9	15	345.6	525.8	25	281.9	438.3
6	127.8	201.2	16	334.4	520.3	26	170.7	264.1
7	178.4	255.0	17	161.1	242.6	27	291.6	405.9
8	105.2	166.5	18	216.8	350.6	28	187.3	289.6
9	182.6	298.1	19	135.5	223.7	29	291.8	448.0
10	103.0	138.5	20	310.3	444.3	30	224.4	223.2

Tabla 3.6-2. Diseño del disipador sísmico

Puente	Fyx [kN]	Fyy [kN]	dy [mm]	Puente	Fyx [kN]	Fyy [kN]	dy [mm]	Puente	Fyx [kN]	Fyy [kN]	dy [mm]
1	747.2	839.2	5.7	11	449.4	566.9	5.4	21	480.7	396.5	5.3
2	86.7	159.9	4.6	12	108.3	111.6	4.4	22	599.3	718.8	5.3
3	209.1	207.9	4.6	13	968.3	973.9	5.5	23	491.6	491.6	5.5
4	547.6	525.8	5.2	14	57.5	92.8	4.5	24	290.8	293.4	4.8
5	1114.5	1085.0	5.7	15	513.9	537.7	5.4	25	847.3	905.8	5.6
6	388.8	399.9	4.8	16	993.3	1087.7	5.7	26	504.3	552.0	5.1
7	382.1	382.9	4.8	17	480.6	489.8	4.8	27	401.6	410.2	5.0
8	312.8	353.3	4.7	18	299.4	401.7	5.2	28	537.1	621.2	5.1
9	292.8	303.5	5.0	19	322.3	348.9	4.9	29	443.6	452.5	5.2
10	208.3	207.3	4.4	20	661.8	670.9	5.2	30	341.4	328.2	5.0

Damper Design

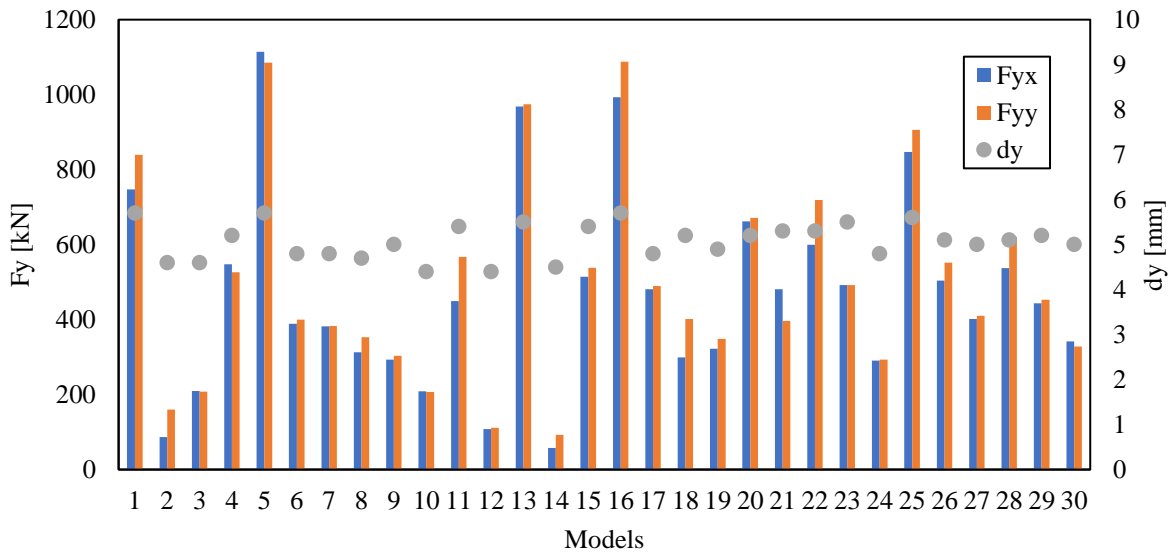


Figura 3.6-3. Diseño del disipador multidireccional

La verificación del diseño se realizó siguiendo una analogía con el estudio de Pang [75], donde se definió una probabilidad de excedencia para todos los niveles de desempeño. Es decir, se determinó la cantidad de registros sísmicos que excedían el parámetro de daño máximo admisible para cada nivel de desempeño y se verificó que esta cantidad no superara la probabilidad de excedencia definida. En este caso, se propuso que los niveles de desempeño PL1 y PL2 se verifican con una probabilidad de excedencia máxima de 30% y PL3 con una probabilidad de excedencia de 10%. En la Tabla 3.6-3 se resumen las probabilidades de daño permitidas.

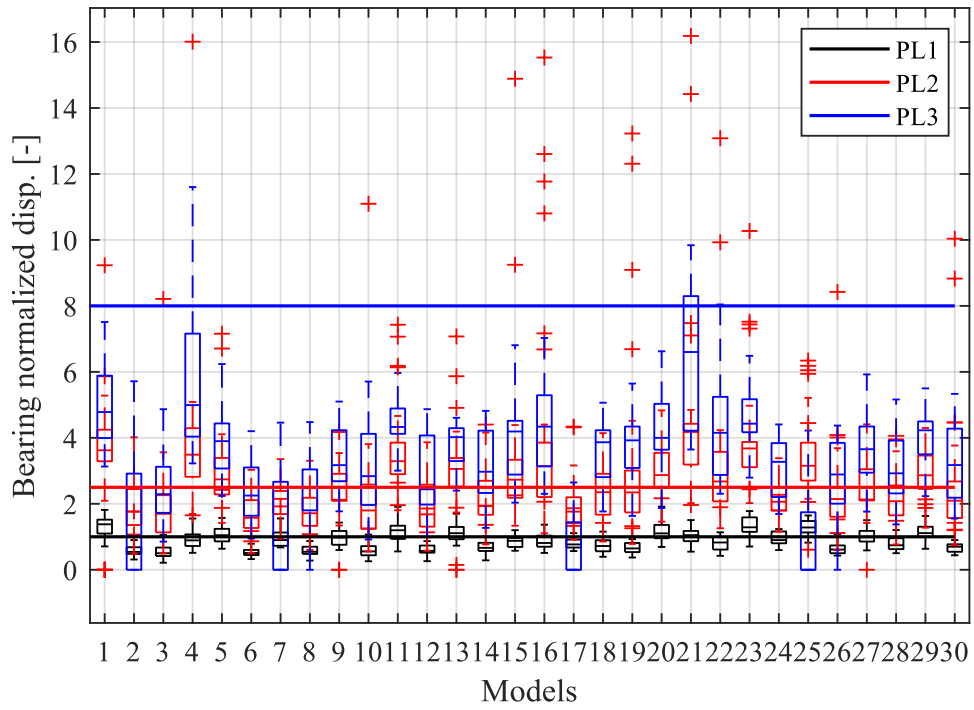
Tabla 3.6-3. Resumen de niveles de desempeño

Periodo de retorno [años]	Nivel de Desempeño	Probabilidad de Excedencia
100	PL1: Completamente Operacional	30 [%]
975	PL2: Operacional	30 [%]
2475	PL3: Seguridad de Vida	10 [%]

3.7 Verificación de diseño del disipador

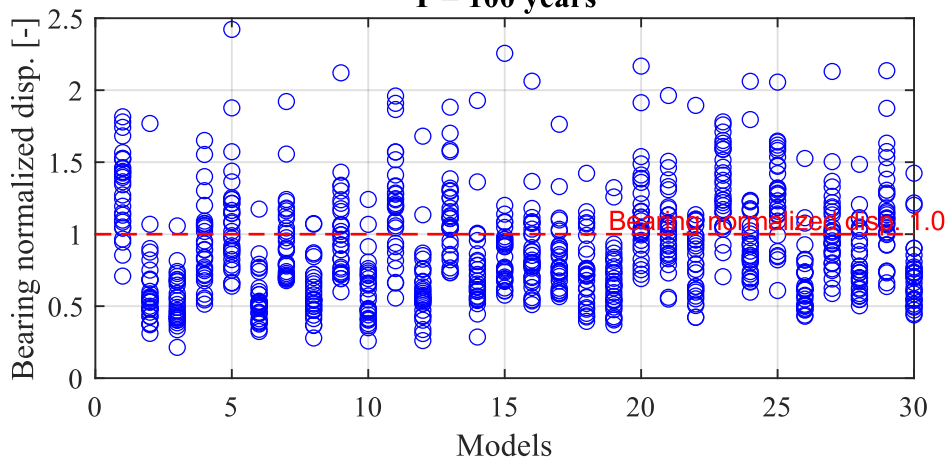
El diseño de los disipadores se verifica comprobando las probabilidades de no excedencia para los 3 niveles de desempeño propuestos con anterioridad. Para la amenaza asociada a un periodo de retorno de 100 años observamos una excedencia de 36% para la condición con disipador y un 66% para la condición sin disipador, mientras que para un periodo de retorno de 975 años se obtuvo una excedencia de 49% y un 85%, respectivamente. Finalmente, para un periodo de retorno de 2475 años las probabilidades de daño son de 4% y 28% respectivamente. Cabe destacar que este análisis solo considera los disipadores sobre las cepas y no considera disipadores en los estribos. Teniendo lo anterior en consideración, se observa que incorporar solo disipadores en las cepas no es suficiente para cumplir con los niveles de desempeño PL1 y PL2. Sin embargo, entre la condición con disipador y sin disipador podemos observar una gran disminución de las probabilidades de excedencia, pudiendo cumplir con el nivel de desempeño PL3. En la Figura 3.7-1 (a) se presentan a través de un diagrama de boxplot las distribuciones de los valores de EDP máximos por modelo para cada nivel de desempeño, mientras que en (b), (c) y (d) se presenta un resumen de los valores de EDP máximos por registro para cada modelo para los niveles de desempeño PL1, PL2 y PL3 respectivamente.

Con el objetivo de evaluar la influencia de incluir disipadores en estribos, en la sección 4.2 se realiza un análisis de un subset, compuesto por 4 puentes que incluyen disipadores en estribos. A pesar de haber demostrado la necesidad de incluir disipadores en estribos, este trabajo evaluará las curvas de fragilidad para el set de puentes solo considerando disipadores en cepas.

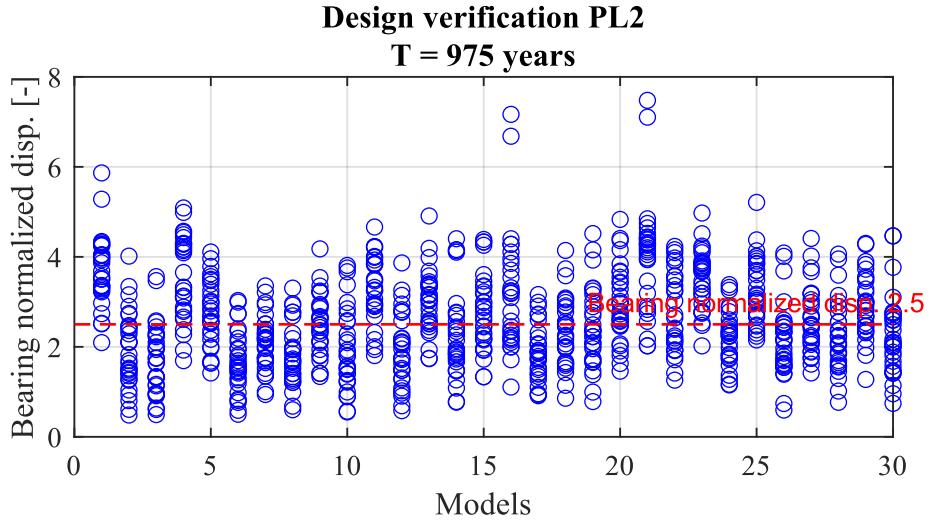


(a)

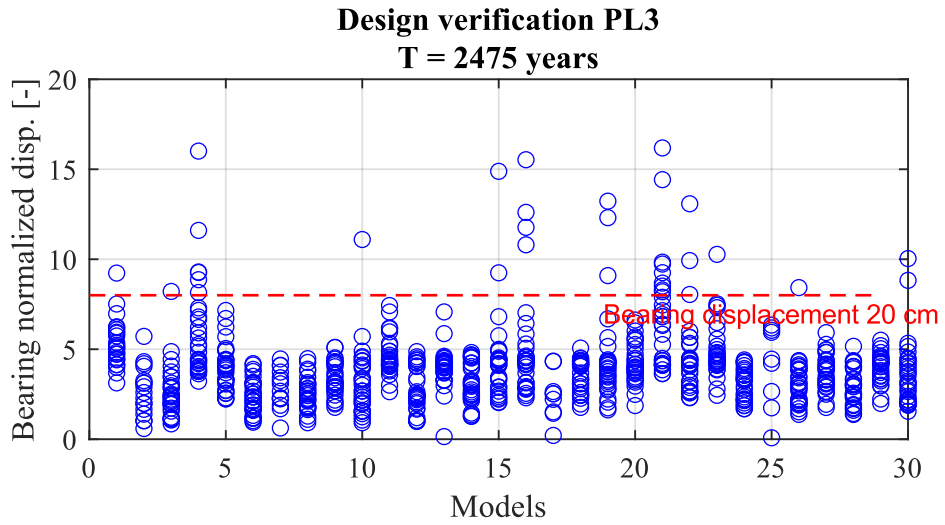
**Design verification PL1
T = 100 years**



(b)



(c)



(d)

Figura 3.7-1. (a) Boxplot verificación del diseño, (b) Desplazamiento normalizado máximo en PL1, (c) Desplazamiento normalizado máximo en PL2, (d) Desplazamiento normalizado máximo en PL3

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 Evaluación de la efectividad del sistema de disipación

A partir de los análisis tiempo-historia realizados para cada puente tanto en su condición sin disipador como con disipador, se determinó la curva de fragilidad del puente más frágil y el puente menos frágil para cada nivel de daño, al igual que la media de las curvas de fragilidad mediante el procedimiento descrito en sección 3.5. En la Figura 4.1-1 se presentan las curvas de fragilidad por estado de daño para la condición sin disipador y con disipador, mientras que en Figura 4.1-2 se presenta un resumen de las curvas de fragilidad media de ambas condiciones. Se pudo observar que los puentes sin disipador presentan una tendencia a poseer un menor desempeño que los puentes con disipador para todos los estados de daño, con una diferencia entre la media de las curvas de fragilidad (diferencia entre los valores de $S_a(0.7s)$ con una probabilidad de excedencia de 50%) con y sin disipador de 40, 52 y 44 [%] para PL1, PL2 y PL3, respectivamente. También, se pudo observar que al incorporar un sistema de disipación la dispersión de las curvas de fragilidad aumenta, lo que hace inferir que hay puentes que se benefician más que otros de las características del disipador. Se observa un ancho de banda (que corresponde a la diferencia de $S_a(0.7s)$ entre la curva de fragilidad menor y mayor para un determinado valor de excedencia) de 0.16 [g] para una probabilidad de excedencia de 60%, de 0.45 [g] para 50% y 0.38 [g] para 10% en PL1, PL2 y PL3, respectivamente. En la Tabla 4.1-1 se presentan los anchos de franja para cada nivel de desempeño en ambas condiciones.

Tabla 4.1-1. Ancho de franjas para cada nivel de desempeño

Nivel de Desempeño	Condición sin Disipador	Condición con Disipador
PL1 (60%)	0.34 [g]	0.50 [g]
PL2 (50%)	0.43 [g]	0.87 [g]
PL3 (10%)	0.65 [g]	1.03 [g]

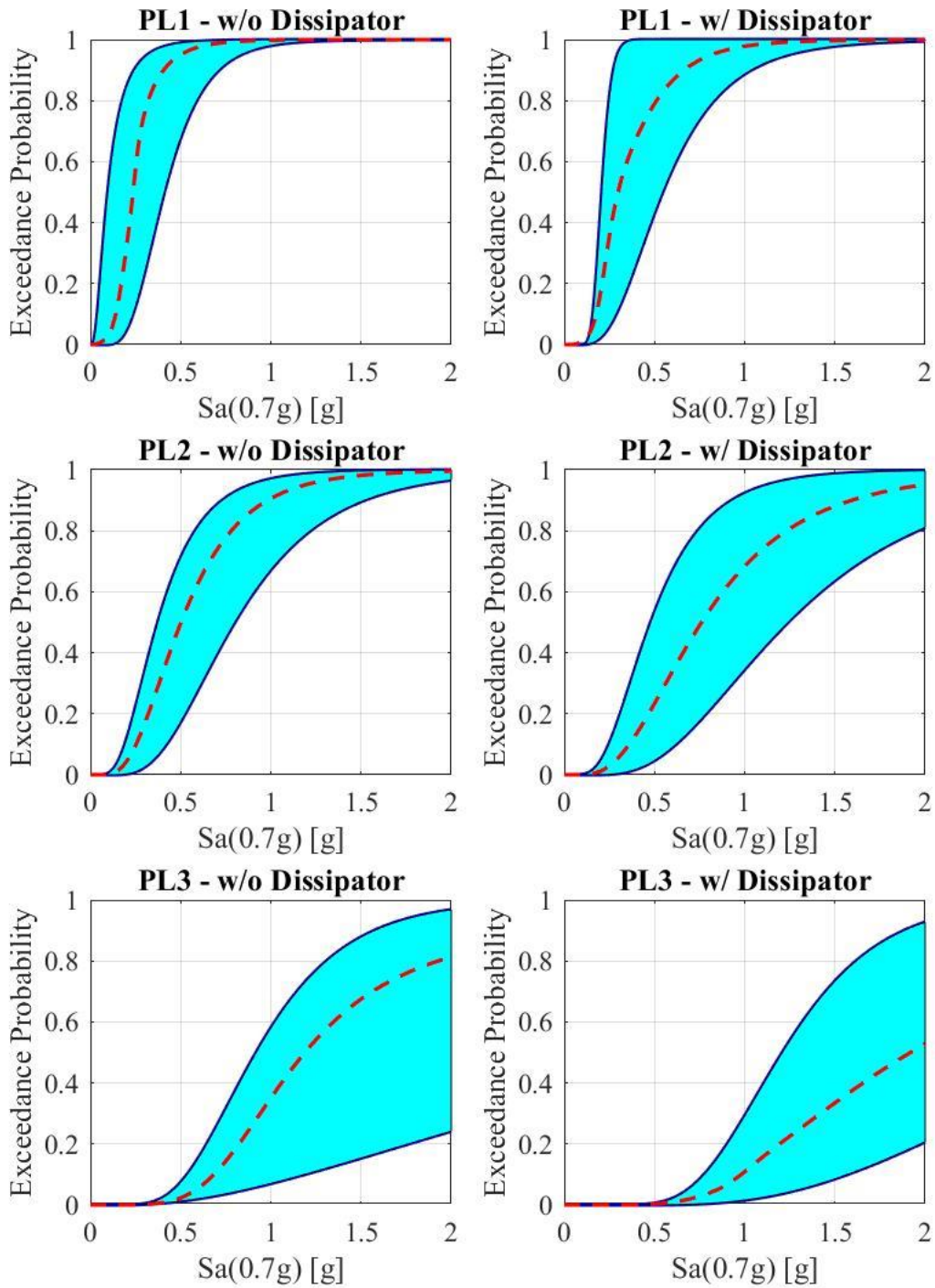


Figura 4.1-1. Fragilidad por estado de daño

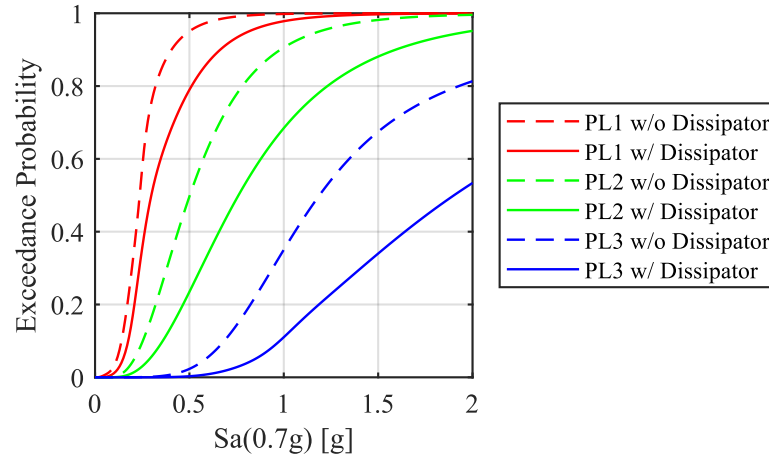


Figura 4.1-2. Comparación entre curvas de fragilidad

Para entender mejor el efecto del disipador en los puentes y porqué este aporta más en algunos puentes que en otros, se define el índice Index que evalúa la diferencia porcentual de la media de la curva de fragilidad del puente con y sin disipador. Con Index representado en la ecuación (4-1), se identificaron los puentes cuya curva de fragilidad se ve menor y mayormente desplazada. Para considerar suficientes incursiones no lineales es que se propuso determinar los index para el nivel de desempeño PL2. Los 6 modelos con menor índice son resumidos en la Tabla 4.1-2 y los con mayor índice en

Tabla 4.1-3.

$$Index = \frac{\mu_{Con\ Disipador} - \mu_{Sin\ Disipador}}{\mu_{Sin\ Disipador}} * 100 \quad (4-1)$$

Tabla 4.1-2. Modelos de puentes con menor Index

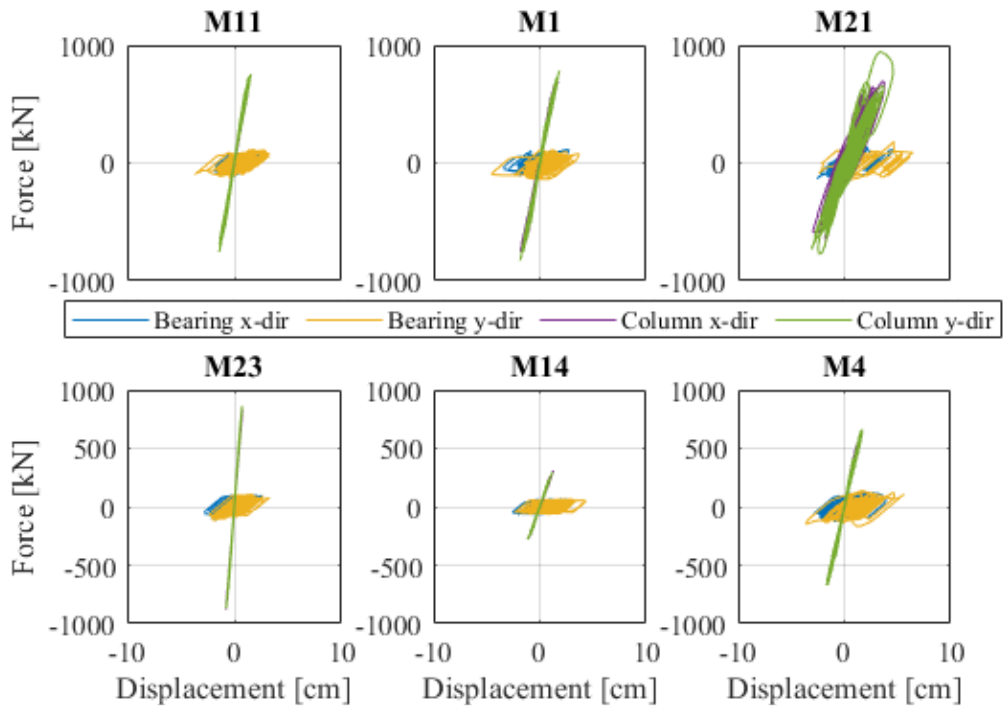
Nº Modelos	Vanos [-]	Ncol [-]	Nvigas [-]	Esviaje [°]	Hcol [cm]	Dcol [cm]	Rotación	Index [%]
M11	4	3	4	18.3	740	130	Libre	14.9
M1	5	4	5	33.7	600	110	Libre	18.2
M21	2	3	5	59.6	610	100	No Libre	18.6
M23	4	2	3	41.6	510	120	Libre	20.0
M14	2	5	5	14.6	730	100	No Libre	23.8
M4	2	4	5	51.2	580	100	No Libre	27.5

Tabla 4.1-3. Modelos de puentes con mayor Index

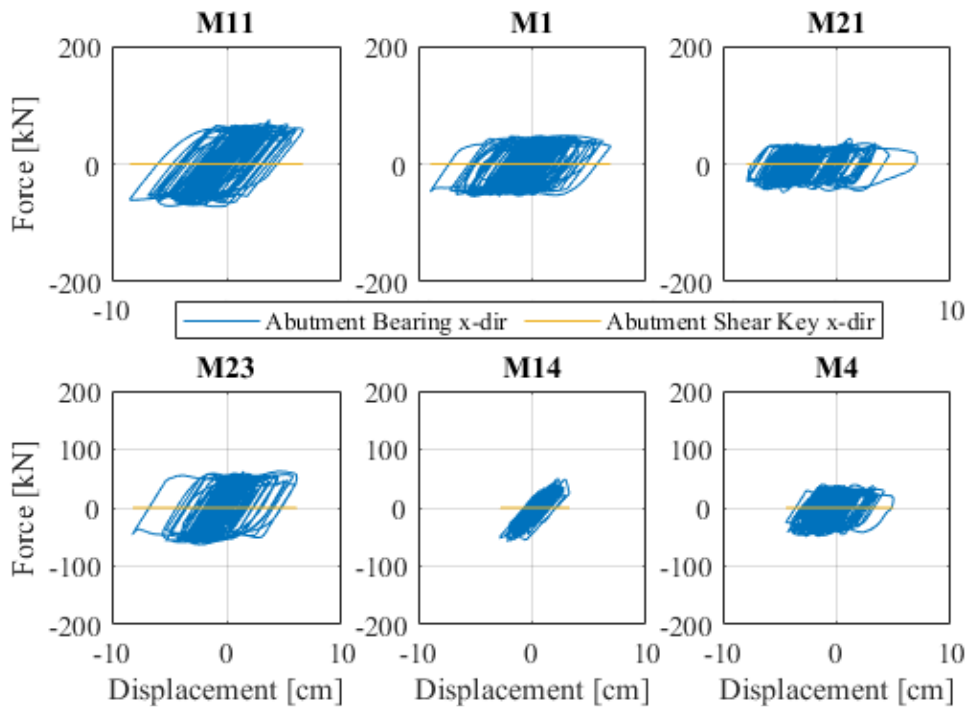
Nº Modelos	Vanos [-]	Ncol [-]	Nvigas [-]	Esviaje [°]	Hcol [cm]	Dcol [cm]	Rotación	Index [%]
M30	3	4	4	21.8	370	140	Libre	71.4
M28	4	5	5	9.9	520	110	No Libre	72.2
M26	3	3	5	20.2	540	120	No Libre	75.0
M5	3	4	5	25.6	480	130	Libre	79.5
M3	3	3	3	15.4	450	130	No libre	86.7
M6	4	5	5	27.3	670	130	No Libre	110.2

Buscando entender de mejor forma porqué hay puentes que su desempeño mejora significativamente al incluir disipadores y otros no, se analizó la respuesta fuerza-desplazamiento en cepas y estribos de los puentes que incluyen disipador presentados con anterioridad en la Tabla 4.1-2 y

Tabla 4.1-3. Estas curvas se muestran en Figura 4.1-3 y Figura 4.1-4, donde se presenta el comportamiento de elastómeros, columnas y topes sísmicos. Se puede apreciar que para los puentes con menor Index, las columnas tienden a salir del rango elástico producto del aumento de la transferencia de corte a la subestructura por la inclusión del disipador. También, se observa que estos puentes poseen desplazamientos relativos mayores en los elastómeros de estribos que en los de cepas, lo que indica que estos puentes con disipadores sufren de rotaciones del tablero. Ambos problemas podrían ser subsanados considerando una verificación de la capacidad de la columna asegurando la permanente linealidad de esta y la inclusión de disipadores en los estribos.

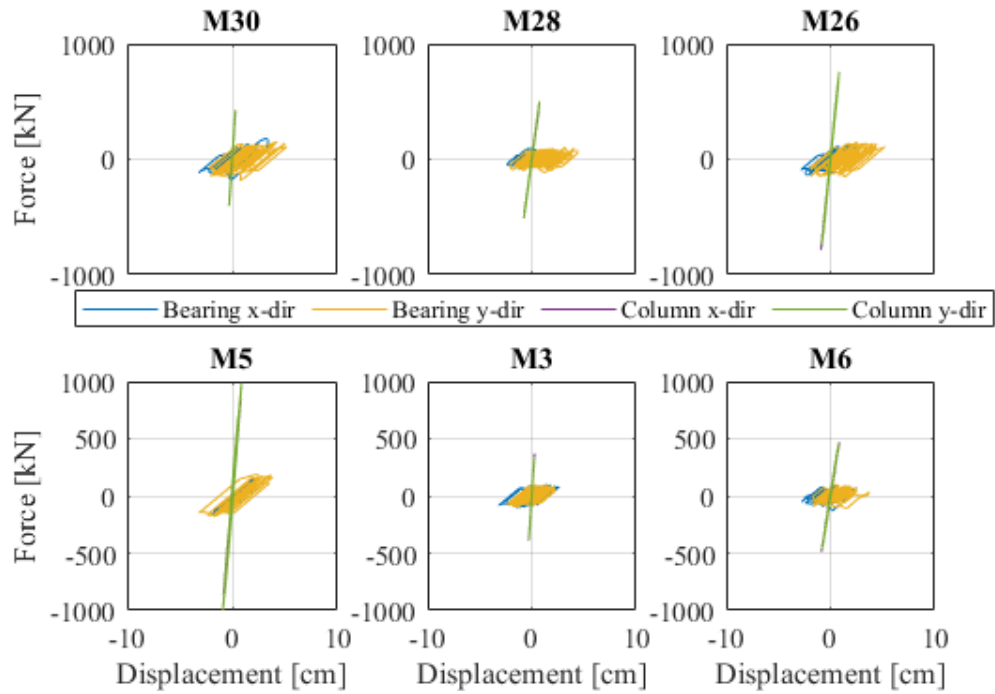


(a)

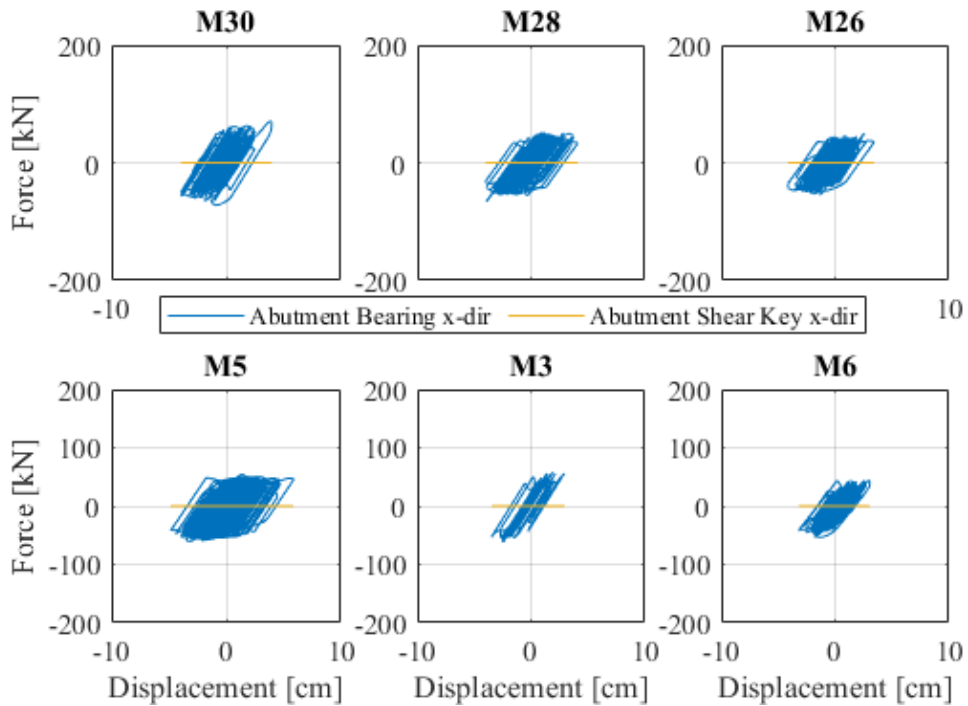


(b)

Figura 4.1-3. Curvas de Fuerza-Desplazamiento puentes de menor desempeño (a) Cepas y (b) Estribos



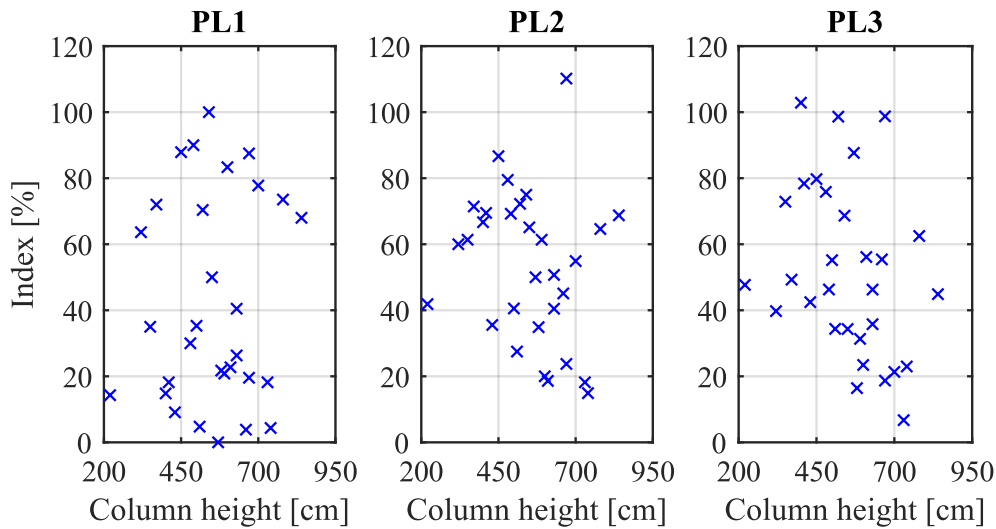
(a)



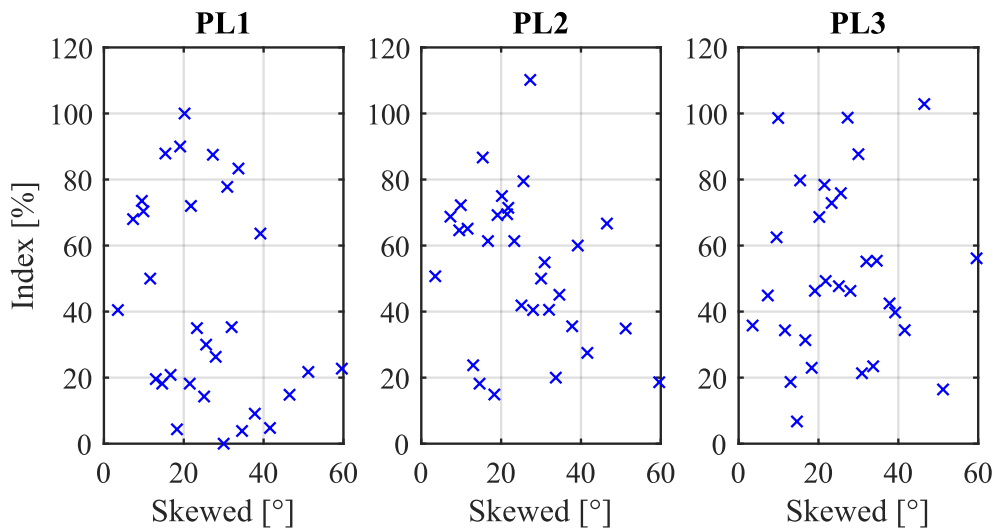
(b)

Figura 4.1-4. Curvas de Fuerza-Desplazamiento puentes de mejor desempeño (a) Cepas y (b) Estribos

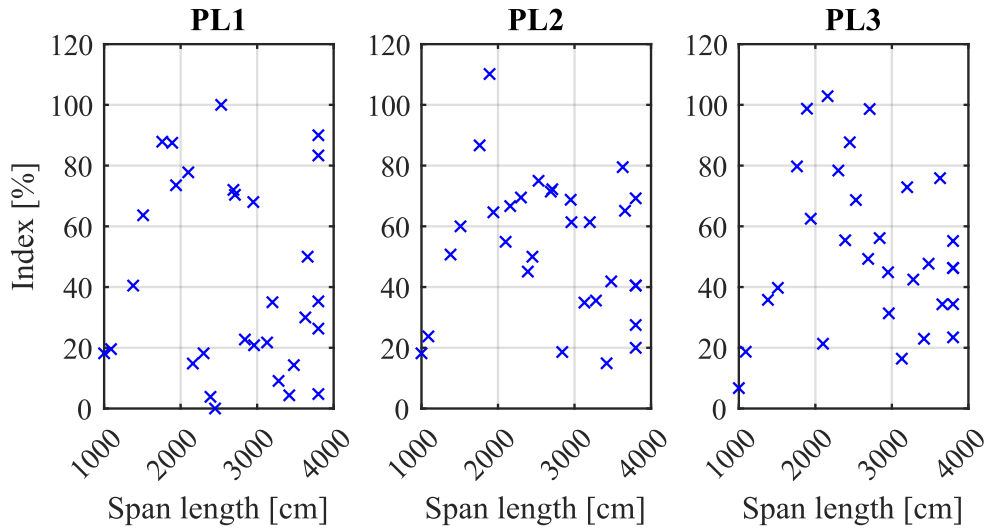
En la Figura 4.1-5 (a), se presenta la relación index vs altura de columnas donde no se logra apreciar una tendencia clara para ningún PL. En (b) se presenta la relación index vs esviaje donde no se aprecia una tendencia clara, sin embargo, se logra observar que los valores de index mayores ocurren bajo los 30° de esviaje. En (c) se presenta la relación index vs largo de vano con ninguna tendencia clara. Finalmente, en (d) se presenta la relación index vs razón de aspecto con ninguna tendencia clara.



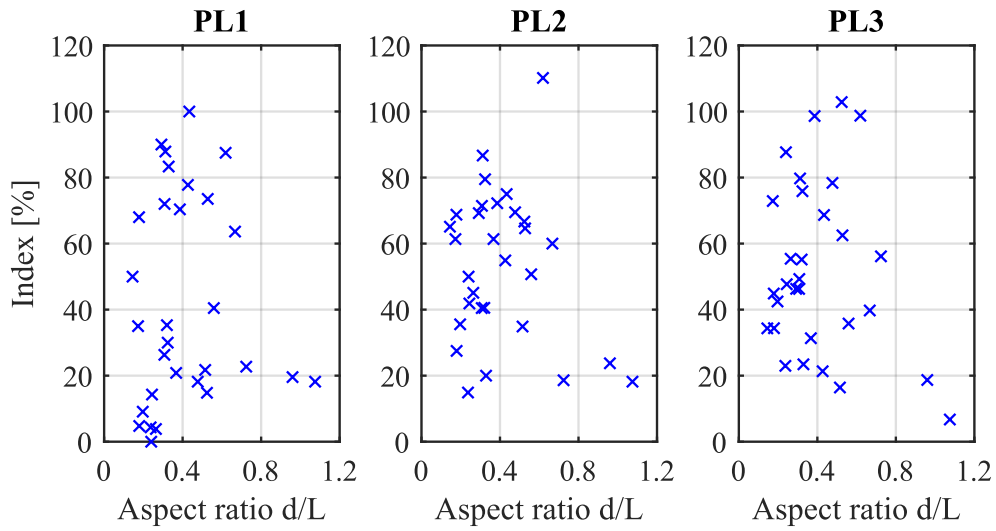
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.1-5. (a) Index vs Altura de Columnas (b) Index vs Esviaje, (c) Index vs Largo de Vano y (d) Index vs Razón de aspecto

4.2 Influencia de la incorporación de disipadores en estribos

Como se observó en la verificación del diseño del disipador multidireccional, no se cumplieron con las probabilidades de excedencia de los niveles de desempeño. Como es sabido los puentes esviados pueden presentar un mecanismo de rotación en planta, por lo que limitar este fenómeno es crucial, y se observó que solo incluir disipadores en cepas no es una solución suficiente. Por estas razones en esta sección se evalúa la influencia de incluir disipadores en los estribos, en adición a los disipadores ya presentes en cepas, para un subconjunto de la muestra de puentes, los cuales son resumidos en la Tabla 4.2-1. Este subconjunto corresponde a 4 puentes de 3 vanos. A estos puentes se les incluyen disipadores en ambos estribos de las mismas características que los determinados mediante el procedimiento propuesto por Xiang [9] para las cepas. En la Figura 4.2-1 se presentan gráficos tipo BoxPlot de las deformaciones por corte máximas observadas, obteniendo probabilidades de excedencia de 3%, 5% y 0% para los niveles de desempeño PL1, PL2 y PL3, respectivamente. También, se observa que la mejor respuesta la describe el modelo 3, lo que se condice con que es el puente con mayor valor de "Index". Estos resultados permiten indicar que al incluir disipadores en estribos se logra un aumento significativo del desempeño sísmico, pudiendo cumplir con las condiciones de diseño previamente descritas para todos los niveles de desempeño. Esta mejoría significativa del desempeño sísmico se puede atribuir a que el sistema multidireccional es capaz de reducir los desplazamientos relativos máximos de la interfaz superestructura-subestructura en estribos, y por consiguiente mejorar la respuesta global del puente. Es de suma importancia entender que los puentes sin la implementación de disipadores en estribos no son capaces de cumplir con las condiciones de diseño.

Tabla 4.2-1. Modelos de puentes con 3 vanos utilizados

Nº Modelos	Vanos [-]	Ncol [-]	Nvigas [-]	Esviaje [°]	Hcol [cm]	Dcol [cm]	Lvano [cm]	Elosa [cm]	Atab [cm]	Index [%]
3	3	3	3	15.4	450	130	1760	25	530	86.7
8	3	5	5	9.5	780	140	1940	18	1010	64.6
26	3	3	5	20.2	540	120	2530	20	1030	75.0
30	3	4	4	21.8	370	140	2690	19	770	71.4

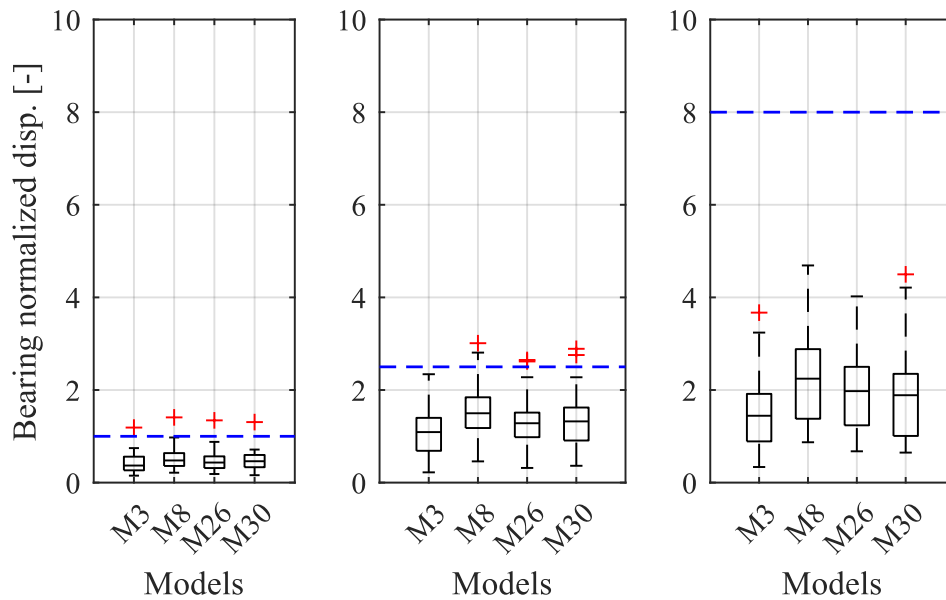


Figura 4.2-1. Ductilidad de puentes que incluyen disipador en estribos para PL1, PL2 y PL3

4.3 Análisis de sensibilidad

4.3.1 Caso de estudio

Para la realización de los análisis de sensibilidad se estudió un puente de 2 vanos, el cual corresponde al “PS Las Mercedes” ubicado en la ruta 5 sur Km. 75.971 (by-pass Rancagua). La condición que se propone estudiar contempla la inclusión de topes internos y externos de hormigón (los cuales no necesariamente se condicen con la condición real de este paso sobre nivel) y en la Tabla 4.3-1 se resumen las características geométricas principales de este puente y en la Figura 4.3-1 se presenta un esquema del puente.

Tabla 4.3-1. Geometría caso de estudio – PS Las Mercedes

Las Mercedes	Vanos	Ncol	Nvigas	Esviaje	Lcol	Dcol	Lvano	Elosa	Atab
	2	2	3	11.1	600	100	2700	22	937.5

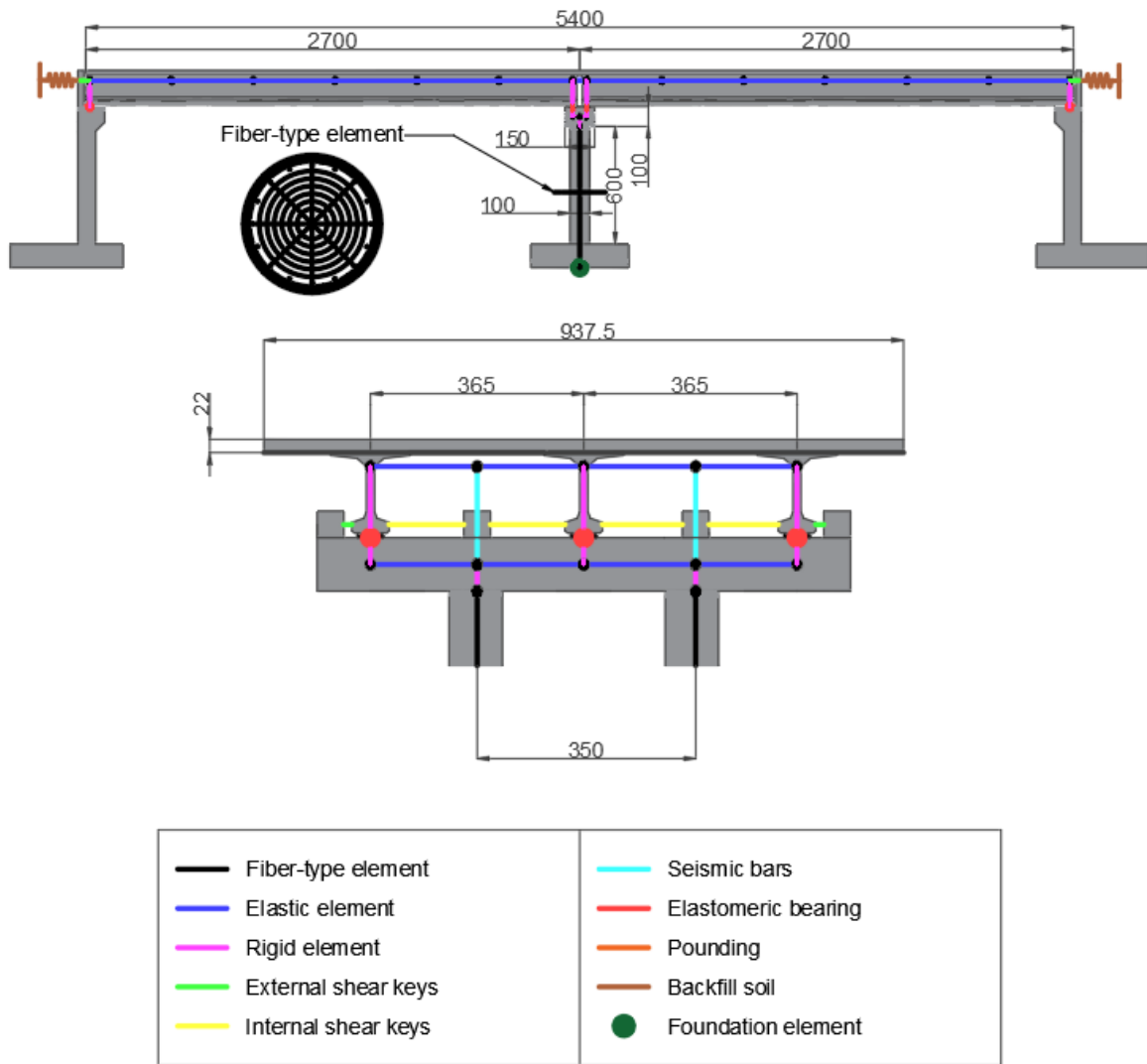


Figura 4.3-1. Esquema PS Las Mercedes

4.3.2 Efecto de la fuerza de fluencia del disipador

Se estudió el efecto de variar la fuerza de fluencia obtenida mediante la metodología propuesta por Xiang, se comparó la condición sin disipador con modelos que representan la fuerza del disipador como 0.5, 1 y 2 veces la fuerza de fluencia determinada siguiendo el procedimiento de diseño descrito con anterioridad. En la Figura 4.3-2 se observa que para todos los niveles de desempeño los puentes con disipador poseen un mejor comportamiento. Esta mejoría en el comportamiento es evaluada mediante la diferencia entre $S_a(0.7s)$ en su condición sin y con disipador para una probabilidad de un 50% de excedencia, excepto para PL3 que se evalúa para un 20%, ya que las curvas de fragilidad no logran desarrollarse antes de un valor de $S_a(0.7s)$ de 1 [g]. Los porcentajes de mejoría respecto a la curva de fragilidad sin disipador son resumidos en la Tabla 4.3-2. De los resultados se puede inferir que, para todos los niveles de desempeño al utilizar un disipador con una fuerza menor que la obtenida mediante el proceso de diseño, se obtiene un menor incremento del

desempeño sísmico. Sin embargo, es necesario destacar que al utilizar una fuerza de fluencia del disipador del doble de la fuerza determinada por diseño las columnas pueden verse perjudicadas por un exceso de corte, razón por la cual es necesario tener precaución. En la Figura 4.3-3 se presentan los diagramas de fuerza-desplazamiento en cepas para los 4 casos estudiados, considerando el registro Z2S2St3_150 (anexo 0). De la figura se observa una disminución de los desplazamientos máximos relativos en la interfaz superestructura-subestructura de 21%, 30% y 87% para 0.5, 1 y 2 veces la fuerza de fluencia, respectivamente. A pesar de que en el caso de $2.0F_y$ se logra una significativa disminución del desplazamiento relativo máximo, se aprecia que entre mayor es la fuerza del disipador también lo son las incursiones no lineales en las columnas.

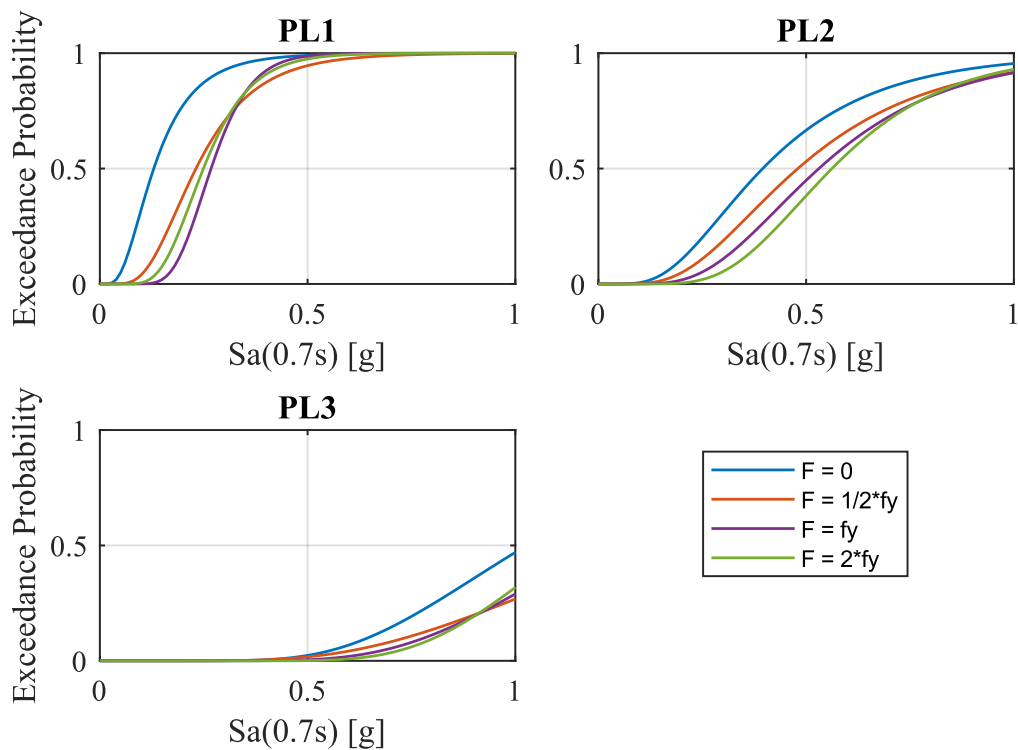


Figura 4.3-2. Curvas de fragilidad variando la fuerza de fluencia del disipador

Tabla 4.3-2. Diferencia porcentual entre condición sin y con disipador

	PL1 [%]	PL2 [%]	PL3 [%]
$1/2F_y$	77	20	18
F_y	108	33	20
$2F_y$	92	40	20

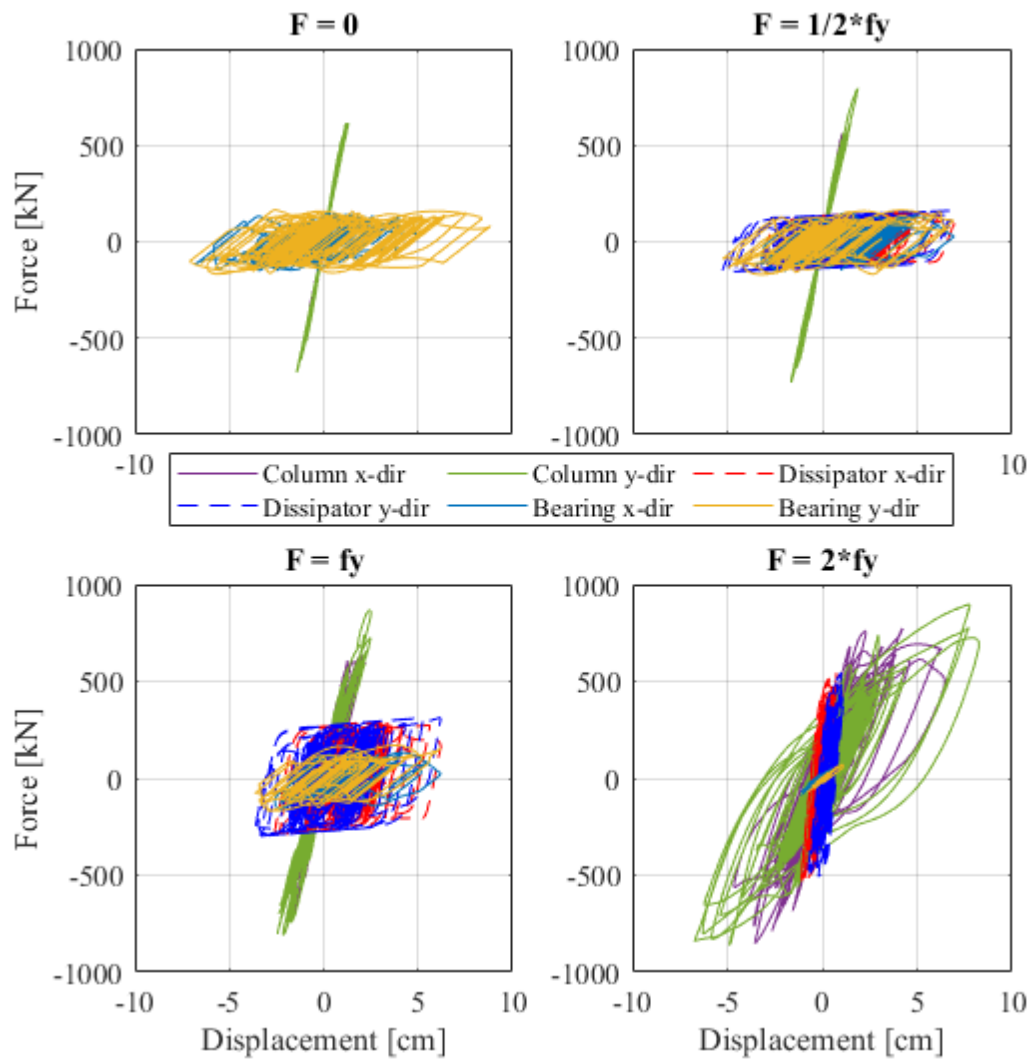


Figura 4.3-3. Diagramas fuerza-desplazamiento para elementos ubicados en cepas, considerando la variación en la fuerza de diseño del dissipador

4.3.3 Influencia del disipador histerético: con o sin recentreo

Es sabido que el desplazamiento residual es un buen indicador de daño en puentes, y es esencial limitar estos desplazamientos para asegurar la operación ininterrumpida en puentes críticos. Este EDP fue utilizado como criterio de reparación en puentes dañados luego del terremoto de 2010 [20]. Es por estas razones que, se estudió el efecto de modelar los resortes del elemento MSS con un material con características de recentreo que permitieran caracterizar el comportamiento superelástico que pueden presentar ciertas aleaciones (por ejemplo: las aleaciones con memoria de forma - Shape Memory Alloys, SMA). Para este estudio se consideraron SMA conformados por aleaciones de CuAlMn y FeMnAlNi definidos en el trabajo de Shrestha et al. [76] y Omori et al. [77]. Estos materiales fueron representados mediante el material *Self Centering* de la librería de OpenSEES, cuyos parámetros fueron definidos por Aldea [1]. En la Figura 4.3-4 se presentan las curvas fuerza-desplazamiento para los casos considerados.

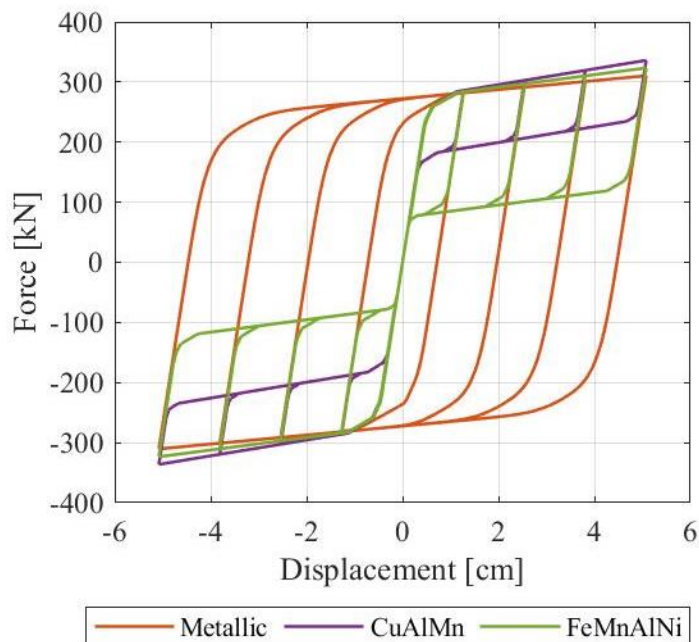


Figura 4.3-4. Curvas de histéresis materiales de recentreo y metálicos

Podemos observar en la Figura 4.3-5 que para todos los niveles de desempeño no hay una mayor diferencia entre las curvas de fragilidad con disipador independiente de su materialidad. Por otro lado, para poder observar la influencia de incluir materiales con capacidad de recentreo, se evaluará el criterio propuesto para AASHTO [74] de desplazamiento residual. Podemos observar que los mejores desempeños para el puente de estudio se logran con los modelos que incluyen un sistema de disipación con capacidad de recentreo, observando el mejor desempeño en el sistema que presenta una materialidad de CuAlMn, lo que es posible observar en la Figura 4.3-6. Junto con esto, se evaluó la diferencia porcentual de la curva de fragilidad asociada al desplazamiento residual con y sin disipador para una probabilidad de excedencia de 1%. De esta forma, se puede evitar superar

la intensidad de 1 [g], debido a que las curvas de fragilidad no logran desarrollarse dentro del intervalo de intensidad evaluadas por MSA. Se observó que para la aleación CuAlMn el desplazamiento lateral porcentual fue de 115% y para FeMnAlNi fue de 80%. En la Figura 4.3-7 se presentan las curvas de desplazamiento relativo en el tiempo asociado a un nivel de desempeño PL3 usando como ejemplo el registro Z2S2St4_150 (anexo 0). En dicha figura se observa como el desplazamiento máximo es prácticamente inalterado independiente del material utilizado, pero existe una reducción del desplazamiento relativo residual de 85% y 69% respecto al desplazamiento relativo residual en la condición sin disipador con CuAlMn y FeMnAlNi, respectivamente.

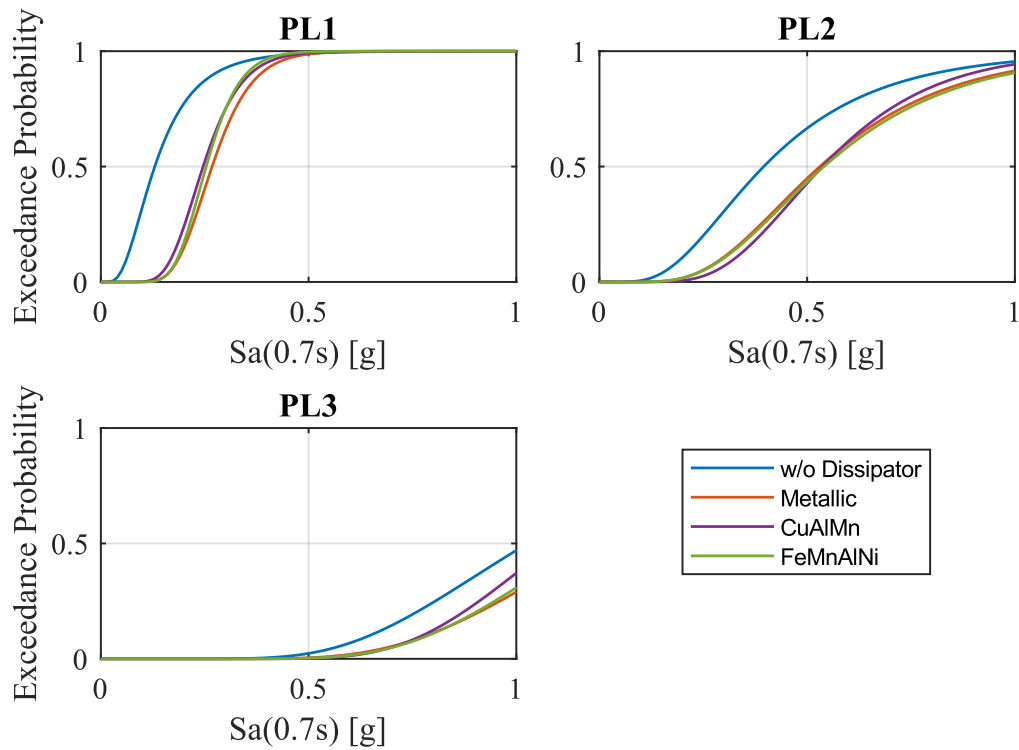


Figura 4.3-5. Curvas de fragilidad variando el comportamiento histerético del disipador

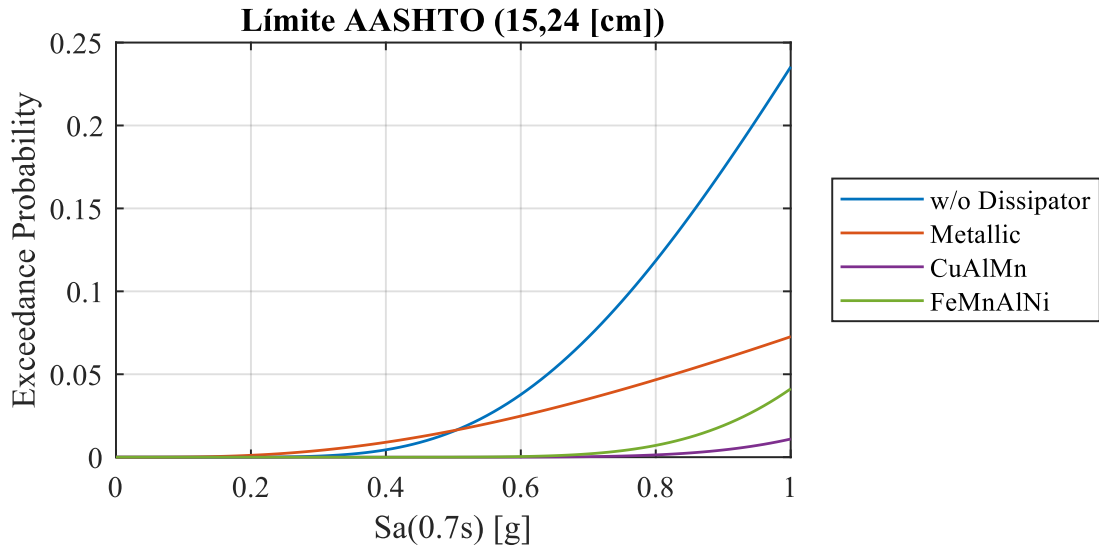


Figura 4.3-6. Curvas de fragilidad de desplazamiento residual

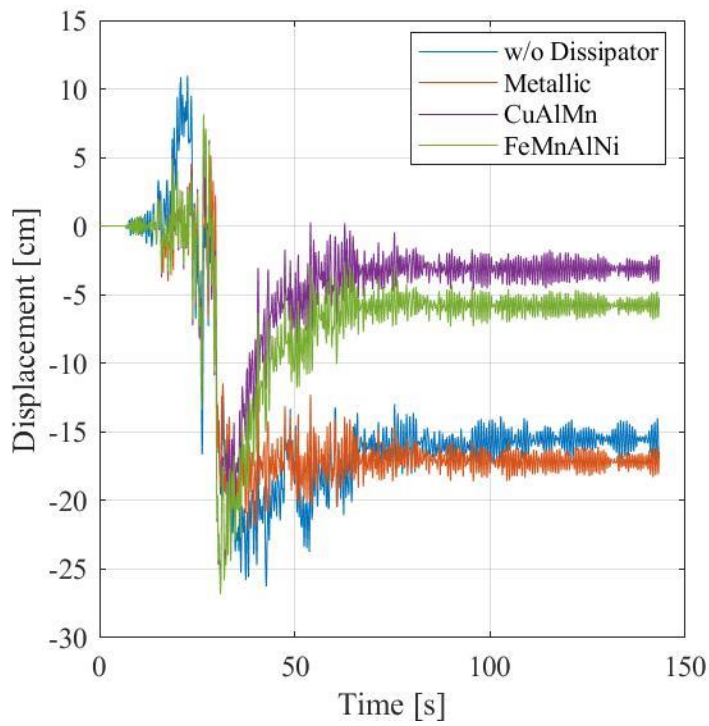


Figura 4.3-7. Desplazamiento relativo para el nivel de desempeño PL3

4.3.4 Efecto de la ductilidad de diseño del disipador

Se estudió el efecto de la ductilidad de diseño del disipador utilizada en el procedimiento de diseño propuesto por Xiang. En la Figura 4.3-8 se observa que las curvas de fragilidad no poseen mayores diferencias para todos los niveles de desempeño. Sin embargo, cuando analizamos el comportamiento de las columnas se observa que al disminuir la ductilidad del disipador se genera una mayor transferencia de corte a las columnas produciendo mayores incursiones no lineales. En la Figura 4.3-9 se presentan las curvas fuerza-desplazamiento en cepas para el registro Z2S2St3_150 (anexo 0), donde se observó una disminución del desplazamiento relativo máximo de 41%, 30% y 24% para las ductilidades de 5, 6 y 7, respectivamente. Estos resultados permiten indicar que el mejor desempeño sin realizar cambios a las columnas originales ocurre con una ductilidad del disipador de 6, en donde se logra disminuir los desplazamientos relativos entre subestructura y superestructura sin dañar las columnas.

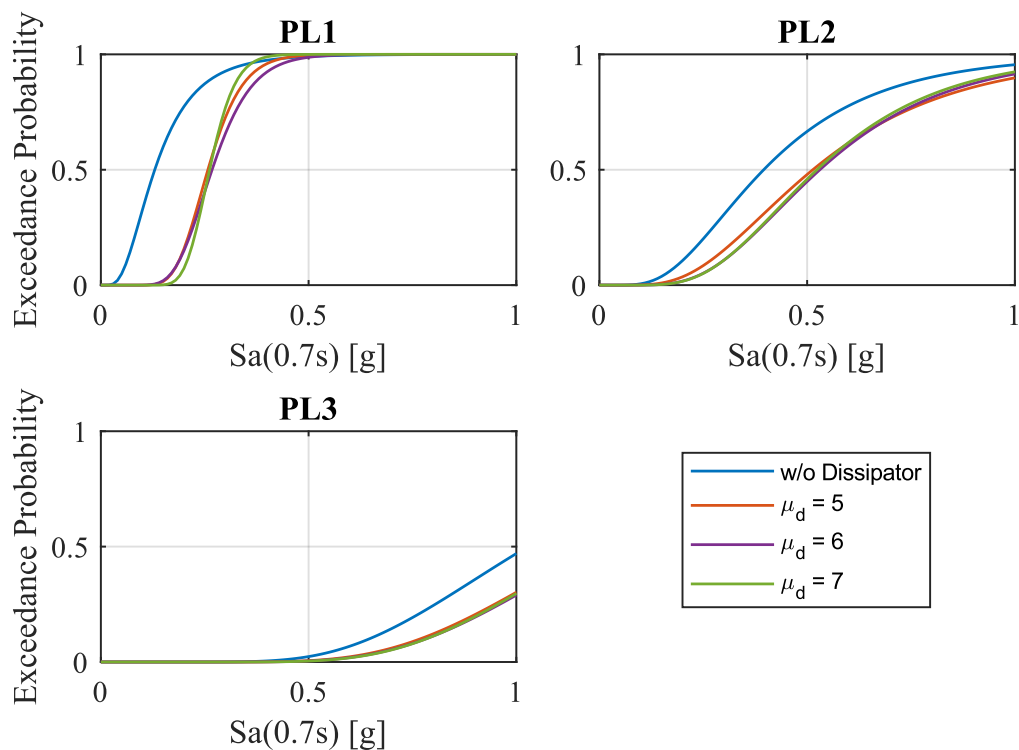


Figura 4.3-8. Curvas de fragilidad variando la ductilidad del disipador

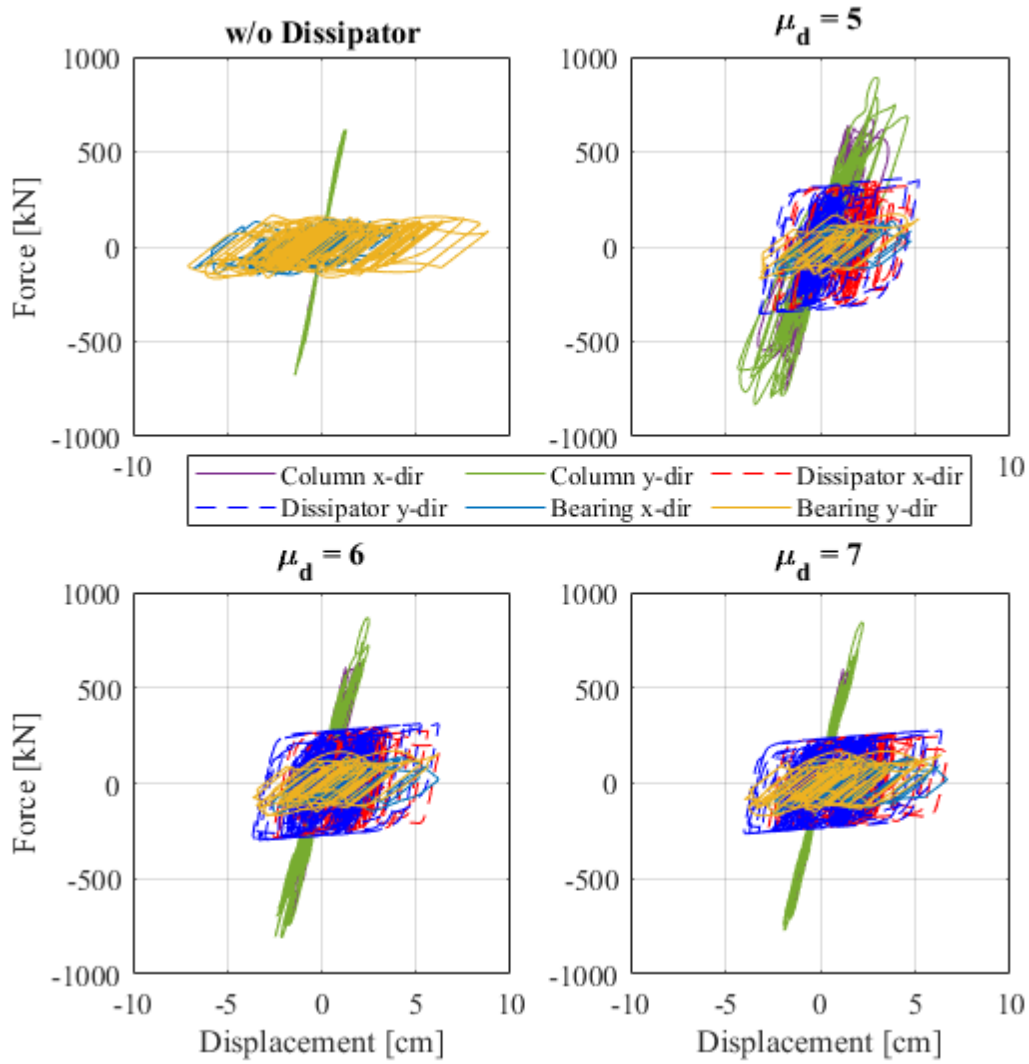


Figura 4.3-9. Diagramas fuerza-desplazamiento en cepas

4.3.5 Efecto de topes sísmicos e inclusión de disipador en estribos

Para evaluar el efecto de los topes sísmicos de hormigón armado en el comportamiento del puente y el efecto de incluir disipadores en los estribos se genera la matriz resumida en la Tabla 4.3-3, donde se propuso variar: (1) gap de topes exteriores de 10 cm (G10) o 30 cm (G30); (2) condición con tope internos (I), con tope externo (E), ambos (EI) o sin topes (-); y (3) condición con disipadores en los estribos (CE) o sin (-).

Tabla 4.3-3. Casos de estudio para topes y disipadores en estribos

Modelos	Gap [cm]	Disipador en Cepas	Disipador en Estribos	Topes Sísmicos
Sin disipador	10	No	No	Internos y Externos
G10EI	10	Si	No	Internos y Externos
G30E	30	Si	No	Solo Externos
G10CE	10	Si	Si	Sin Topes
G10ECE	10	Si	Si	Solo Externos
G10EICE	10	Si	Si	Internos y Externos
G30ECE	30	Si	Si	Solo Externos

Podemos observar en la Figura 4.3-10 que las curvas de fragilidad para la condición G30E y G10EI no difieren mucho y ambas son mejores que la condición sin disipador para los niveles de desempeño de PL1 y PL2, pero para PL3 podemos apreciar que en G30E se comporta similar a la condición sin disipador. También, podemos observar que al incluir disipadores en los estribos independiente del gap y de la presencia de topes a excepción de G10EICE, estos se comportan prácticamente iguales llegando a una mejoría de la media de la curva de fragilidad del 246% y 130% para PL1 y PL2, respectivamente, a diferencia de un 100% y 35% para la condición sin disipadores en estribos. El modelo G10EICE al incluir disipadores y ambos tipos de topes sísmicos implica una mayor transferencia de esfuerzos desde la superestructura a la subestructura, razón por la cual su curva de fragilidad mejora respecto a los modelos sin disipador en estribos, pero menos que los modelos G10CE, G10ECE y G30ECE.

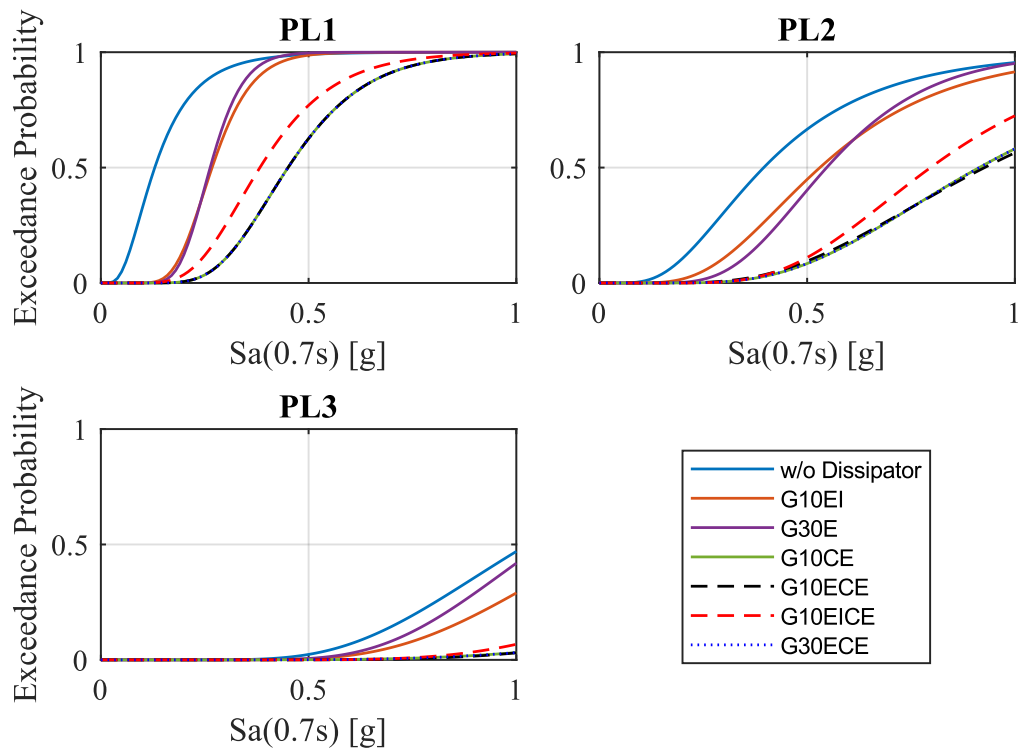


Figura 4.3-10. Curvas de fragilidad variando topes sísmicos y dissipador en estribos

En la Figura 4.3-11 se presenta el valor de deformación por corte máximo obtenidas por registro para cada nivel de desempeño, similar a lo realizado en el capítulo de verificación de diseño. De los gráficos boxplot se aprecia que para los niveles de desempeño PL1 y PL2 la condición sin dissipador tiene un 100% y 93.3% de excedencia. Por otra parte, el gap del tope externo y la existencia de topes interiores no hace mayor diferencia, observando una excedencia de 70% y 90% para los modelos G10EI y G30E en los niveles de desempeño PL1 y PL2, pero se observa diferencia en la dispersión de los valores de deformación en PL2. Mientras que, la inclusión del dissipador en estribos independiente del gap posee una excedencia de 3% y 17% en PL1 y PL2, respectivamente a excepción del modelo G10EICE que posee una excedencia de 10% y 30% respectivamente. Finalmente, en PL3 observamos para la condición sin dissipador un 40% de excedencia, mientras que un 16.7% y 33.3% para G10EI y G30E respectivamente, donde el tope exterior tiende a limitar los desplazamientos máximos, y finalmente se observa un 0% de excedencia para todos los modelos que incluyen dissipador en estribos. Estos resultados reafirman la necesidad de instalar dissipadores en estribos, y nos permiten concluir que al poseer dissipadores tanto en estribos como cepas, los topes no aportan en la mejoría del desempeño sísmico pero por temas de seguridad siempre es recomendable la instalación de al menos topes externos. También, se debe tener precaución con el aumento de demanda en los estribos, ya que afecta al desempeño del puente.

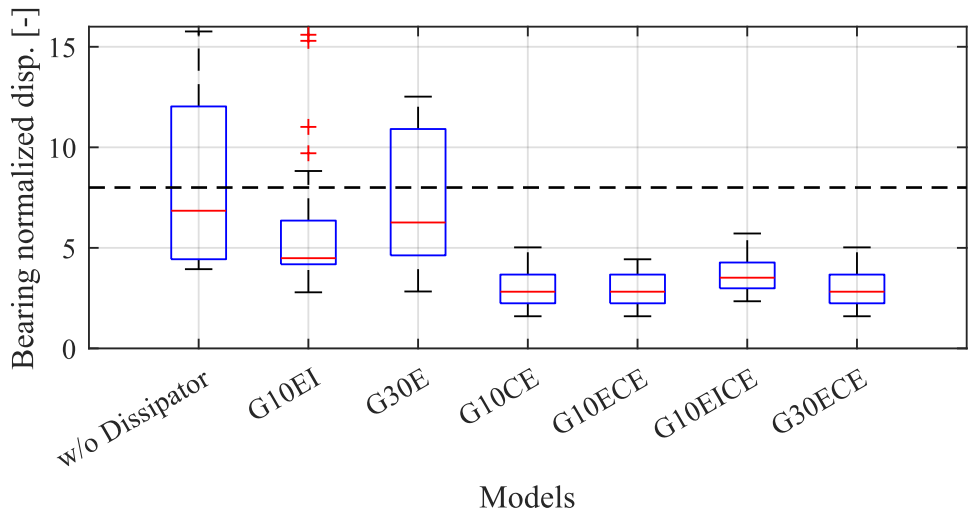
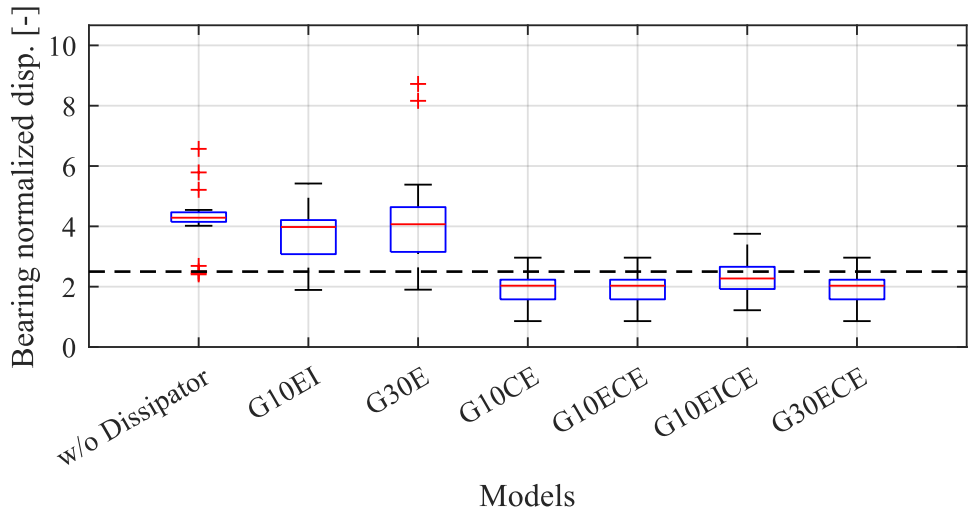
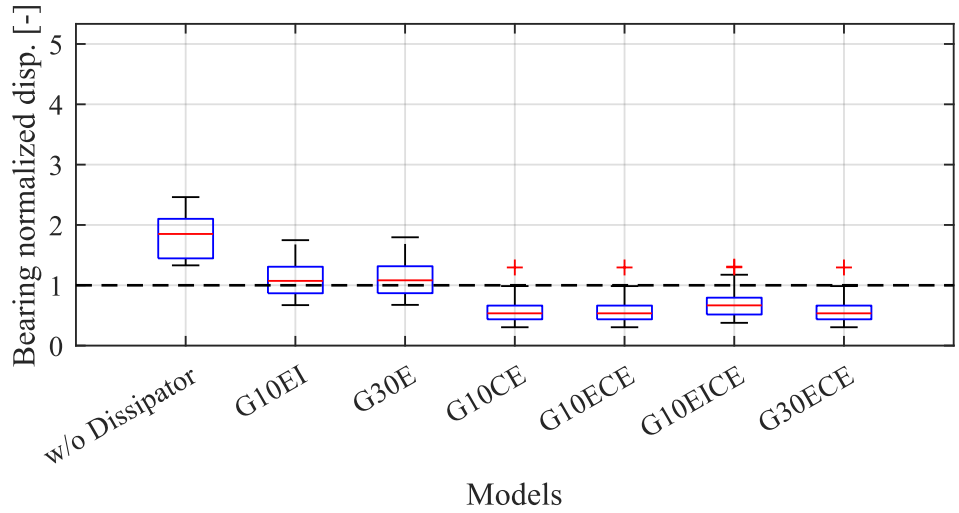


Figura 4.3-11. Verificación del diseño variando topes sísmicos y dissipador en estribos

CONCLUSIONES

En este estudio se calibró en base a resultados numéricos y experimentales, como también se modeló un disipador multidireccional en base a elementos U-Shaped. Por otra parte, se realizaron una serie de análisis dinámicos para evaluar el comportamiento sísmico de puentes representativos del inventario chileno. Con el objetivo de evaluar el comportamiento de estos puentes y el efecto en el desempeño al incluir disipadores, se elaboraron curvas de fragilidad, comparando las respuestas de los puentes sin disipador y con disipador, además de estudiar la sensibilidad de estas curvas ante una variación geométrica y de las propiedades del disipador. Los resultados de este estudio permiten obtener las siguientes conclusiones:

- De la calibración realizada, es posible concluir que el elemento MSS en conjunto del material Steel4, son capaces de representar correctamente el comportamiento del disipador multidireccional propuesto, donde se observaron errores menores al 15% respecto al modelo realizado en ANSYS.
- De la verificación del diseño, es posible observar diferencias en el comportamiento del puente al incluir disipadores solo en cepas, aumentando drásticamente el desempeño global del puente. Sin embargo, no se logra cumplir con los criterios de desempeño establecidos por el diseño, por lo que solo incluir disipadores en cepas no es una solución suficiente.
- Mientras que, al incluir disipadores en estribos es posible mejorar el desempeño de los puentes cumpliendo con todos los niveles de desempeño propuestos.
- De los análisis MSA, se aprecia que los puentes más favorecidos por la inclusión de disipadores consisten en puentes que sus columnas poseen una mayor capacidad de carga lateral, por lo que, el aumento en la demanda de corte producto del disipador no genera

incursiones no lineales perjudiciales. También se observa que la relación entre el índice “Index” y parámetros como altura de columnas, esviaje, largo de vano y razón de aspecto, no tienen una tendencia clara.

- De la variación en la fuerza de fluencia del disipador, se obtiene que utilizar fuerzas de fluencia elevadas sin la verificación previa de la capacidad de las columnas puede llevar incluso a peores desempeños que disipadores con fuerza de fluencia menor, esto es debido a las incursiones no lineales de las columnas.
- De la inclusión de materiales con capacidad de recentreo en el disipador, se observa que estos materiales pueden alcanzar desempeños similares a los alcanzados con la utilización de acero, limitando de forma similar el desplazamiento relativo máximo entre subestructura y superestructura. Sin embargo, en el puente de estudio, los materiales con capacidad de recentreo disminuyen los desplazamientos residuales un 77% en promedio, obteniendo el mejor comportamiento al utilizar una aleación de CuAlMn.
- De la variación en la ductilidad del disipador, se aprecia al igual que al variar la fuerza de fluencia, que esta conlleva a incursiones no lineales de las columnas para ductilidades bajas. Por lo que se recomienda verificar la capacidad a corte de las columnas antes de aumentar la fuerza de fluencia del disipador como también al disminuir su ductilidad.
- De la variación en el sistema de topes sísmicos y la inclusión de disipadores en estribos, se pudo apreciar que el comportamiento sísmico al nivel de desempeño PL3 para puentes que solo incluyen disipadores en cepas estará determinado por el gap del tope exterior, donde al aumentar su valor lleva a aumentar los valores de deformación por corte en elastómeros. Por otra parte, al incluir disipadores en estribos y cepas no es necesaria la utilización de topes internos e incluso se permite gap de topes externos mayores. Se recomienda al igual que en columnas, verificar la capacidad de la subestructura a estas nuevas solicitaciones en la interfaz.

5.1 Estudios Futuros

- Estudios futuros debiesen evaluar las curvas de fragilidad de la muestra completa bajo el efecto de la inclusión de disipadores en estribos, como también determinar una metodología de diseño de los disipadores en estribos. Finalmente, al igual que la verificación de la capacidad a corte de las columnas, se hace necesario evaluar las fuerzas que los disipadores generarían en los estribos y determinar cómo podrían afectarlos.

- Una debilidad de este estudio es que, por simplicidad, no se consideró como variable el tipo de apoyo elastomérico ni tampoco sus parámetros geométricos. Este elemento es crucial a la hora de definir el comportamiento sísmico del puente. Estudios futuros deben apuntar a incluir esta nueva variable, al igual que evaluar incluir la incertidumbre en parámetros mecánicos del puente como también la influencia del tipo de suelo y zona sísmica.

REFERENCIAS

- [1] S. C. Aldea Zapata, «Desempeño Sísmico de puentes esviados chilenos con y sin sistemas de disipación de energía,» Tesis de Postgrado, 2021.
- [2] M. Hube, H. Santa María y F. Lobos, «Preliminary analysis of the seismic response of bridges during the Chilean 27 February 2010 earthquake,» *Obras y Proyectos: Revista de Ingeniería Civil*, nº 8, pp. 48-57, 2010.
- [3] K. Kawashima, S. Unjoh, J.-I. Hoshikuma y K. Kosa, «Damage of Bridges due to the 2010 Maule, Chile, Earthquake,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 15, p. 1036–1068, 2011.
- [4] MOP, «Manual de Carreteras,» Ministerio de Obras Publicas, 2018.
- [5] B. Shrestha, H. Hao y K. Bi, «Devices for protecting bridge superstructure from pounding and unseating damages: an overview,» *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 13, nº 3, pp. 313-330, 2017.
- [6] T. T. Soong y G. F. Dargush, «Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering,» *Wiley*, 1997.
- [7] K. Susuki, E. Saeki y A. Watanabe, «Development of U-shaped steel damper for seismic isolation system,» *Nippon Steel Technical Report*, vol. 92, pp. 56-61, 2005.
- [8] J. Gonzalez, «Desarrollo y Caracterización del Comportamiento Cíclico de un Sistema de Disipación de Energía Multidireccional en Base a Elementos U-Shaped,» Tesis de postgrado, 2022.

- [9] N. Xiang, M. Alam y J. Li, «Yielding steel dampers as restraining devices to control seismic sliding of laminated rubber bearings for highway bridges: analytical and experimental study,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 24, nº 11, 2019.
- [10] F. Seible y P. Silva, Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments, University of California, San Diego: Department of Structural Engineering, 2001.
- [11] R. K. Goel y A. K. Chopra, «Role of shear keys in seismic behavior of bridges crossing,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 13, nº 4, p. 398–408, 2008.
- [12] B. Andrawes y R. DesRoches, «Comparison between shape memory alloy seismic restrainers and other bridge retrofit devices,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 12, nº 6, pp. 700-709, 2007.
- [13] M. S. Saiidi, R. Johnson y E. M. Maragakis, «Development, shake table testing, and design of FRP seismic restrainers,» *Journal of bridge engineering*, vol. 11, nº 4, pp. 499-506, 2006.
- [14] S. El-Bahey y M. Bruneau, «Buckling restrained braces as structural fuses for the seismic retrofit of reinforced concrete bridge bents,» *Engineering Structures*, vol. 33, nº 3, pp. 1052-1061, 2011.
- [15] O. C. Celik y M. Bruneau, «Seismic behavior of bidirectional-resistant ductile end diaphragms with buckling restrained braces in straight steel bridges,» *Engineering Structures*, vol. 31, nº 2, pp. 380-393, 2009.
- [16] S. Mahjoubi y S. Maleki, «Pipe dampers as passive devices for seismic control of isolated bridges,» *Structural Control and Health Monitoring*, vol. 24, nº 2, p. e1869, 2017.
- [17] N. Xiang, J. Li, Y. Xu y H. Tang, «Shake-table tests of a bridge model with different transverse unseating-prevention devices».
- [18] N. Xiang y L. Li, «Seismic Performance of Highway Bridges with Different Transverse Unseating- Prevention Devices,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 21, nº 9, p. 04016045, 2016.
- [19] N. Xiang, M. S. Alam y J. Li, «Shake table studies of a highway bridge model by allowing the sliding of laminated-rubber bearings with and without restraining devices.,» *Engineering Structures*, vol. 171, pp. 583-601, 2018.
- [20] A. Martínez, M. Hube y K. Rollins, «Analytical fragility curves for non-skewed highway bridges in chile,» *Engineering Structures*, vol. 141, pp. 530-542, 2017.

- [21] K. Chang, «Development of a design procedure for structures with added viscoelastic dampers,» de *Proc.*, ATC. Applied Technology Council, 1993.
- [22] M. Symans, F. Charney, A. Whittaker, M. Constantinou, C. Kircher, M. Johnson y R. McNamara, «Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, nº 1, pp. 3-21, 2008.
- [23] N. Makris, Y. Roussos, A. S. Whittaker y J. M. Kelly, «Viscous heating of fluid dampers. ii: Large-amplitude motions,» *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124, nº 11, pp. 1217-1223, 1998.
- [24] M. Shinozuka, M. Q. Feng, J. Kim, F. Negashima y H. Kim, «Mitigation of seismic pounding effect on bridges using dynamic restrainers,» *Smart Structures and Materials 2000: Damping and Isolation*, vol. 3989, pp. 377-387, 2000.
- [25] A. Baird, T. Smith, A. Palermo y S. Pampanin, «Experimental and numerical study of U-shaped flexural plate (UFP) dissipator,» de *NZSEE*, Christchurch, 2014.
- [26] A. S. Milani y M. Dicleli, «Systematic development of a new hysteretic damper based on torsional yielding,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 45, nº 6, pp. 845-867, 2016.
- [27] J.-j. Guo, J. Zhong, X.-z. Danga y W.-c. Yuan, «Seismic performance assessment of a curved bridge equipped with a new type spring restrainer,» *Engineering Structures*, vol. 151, pp. 105-114, 2017.
- [28] M. K. Hamzah y F. Hejazi, «The development of a multi-level unseating prevention device (MLUPD) for bridges,» *Structures*, vol. 26, pp. 814-844, 2020.
- [29] S. Stefanidou, E. Paraskevopoulos, V. Papanikolaou y A. Kappos, «An online platform for bridge-specific fragility analysis of as-built and retrofitted bridges.,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2022.
- [30] E. L. E. M. Hazus, Technical manual, Washington (DC): National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [31] S. Banerjee y M. Shinozuka, «Nonlinear static procedure for seismic vulnerability assessment of bridges,» *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 22, nº 4, p. 293–305, 2007.
- [32] O. S. Kwon y S. Elnashai, «Fragility analysis of a highway over-crossing bridge with consideration of soil–structure interactions,» *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 6, nº 1-2, pp. 159-178, 2010.

- [33] A. Lopez, P. Dusicka y R. Bazaez, «Performance of seismically substandard bridge reinforced concrete columns subjected to subduction and crustal earthquakes,» *Engineering Structures*, vol. 207, 2020.
- [34] E. Choi, R. DesRoches y B. Nielson, «Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones,» *Engineering Structures*, vol. 26, n° 2, p. 187–199, 2004.
- [35] B. G. Nielson, Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones, PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, December, 2005.
- [36] S. Stefanidou y A. Kappos, «Methodology for the development of bridge-specific fragility curves,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 46, pp. 73-93, 2017.
- [37] Y. Xie, Y. Huo y J. Zhang, «Development and validation of p-y modeling approach for seismic response predictions of highway bridges,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 46, pp. 585-604, 2017.
- [38] A. Billah y M. Alam, «Seismic fragility assessment of highway bridges: a state-of-the-art review,» *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 11, n° 6, pp. 804-832, 2015.
- [39] F. Jalayer y C. A. Cornell, «Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 38, n° 8, pp. 951-972, 2009.
- [40] S. ATC, «Evaluation and retrofit of concrete buildings,» ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [41] J. Mander y N. Basöz, «Seismic fragility curve theory for highway bridges,» de *Optimizing post-earthquake lifeline system reliability*, ASCE, 1999, p. 31–40.
- [42] A. Billah y M. Alam, «Seismic vulnerability assessment of a typical multi-span continuous concrete highway bridge in british columbia,» *Canadian Journal of Civil Engineering*, pp. Manuscript ID: CJCE-2013-0049R2, 2013.
- [43] N. Luco y C. Cornell, «Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-northridge smrf structure,» *Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering*, vol. 244, p. 1–12 Citeseer, 1998.
- [44] M. Bhuiyan y M. Alam, «Seismic vulnerability assessment of a multi-span continuous highway bridge fitted with shape memory alloy bars and laminated rubber bearings,» *Earthquake Spectra*, vol. 28, n° 4, p. 1379–1404, 2012.

- [45] J. Baker, «Trade-offs in ground motion selection techniques for collapse assessment of structures,» *Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, p. 28–30, 2013.
- [46] F. Jalayer, *Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-Linear Dynamic Assessments*, Stanford University, 2003.
- [47] J. Baker, «Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis,» *Earthquake Spectra*, vol. 31, n° 1, pp. 579-599, 2015.
- [48] A. Wada y K. Hirose, «Building Frames Subjected to 2D Earthquake Motion,» *Seismic Engineering*, pp. 388-397, 1989.
- [49] Á. Zsarnóczyay y L. G. Vigh, «Steel4—A Versatile Uniaxial Material Model for Cyclic Nonlinear Analysis of Steel-Based Elements,» de *OpenSees Days*, Portugal, 2014.
- [50] P. C. Kohnke, «Ansys,» de *Finite Element Systems*, Berlin, Heidelberg., Springer, 1982, pp. 19-25.
- [51] M. Stein, «Large sample properties of simulations using Latin hypercube sampling,» *Technometrics*, vol. 29, n° 2, pp. 143-151, 1987.
- [52] W. Suiwen, «Effect of skew on seismic performance of bridges with seat-type abutments,» PhD thesis, 2016.
- [53] F. McKenna, G. L. Fenves y M. H. Scott, «Open system for earthquake engineering,» CA, University of California, Berkeley, 2000.
- [54] P. Kaviani, F. Zareian y E. Taciroglu, «Seismic behavior of reinforced concrete bridges with skew-angled seat-type abutments,» *Engineering Structures*, vol. 45, pp. 137-150, 2012.
- [55] A. Aviram, K. R. Mackie y B. Stojadinovic, «Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California,» Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [56] J. S. Steelman, L. A. Fahnestock, E. T. Filipov, J. M. LaFave, J. F. Hajjar y D. A. Foutch, «Shear and friction response of nonseismic laminated elastomeric bridge bearings subject to seismic demands,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18, n° 7, pp. 612-623, 2013.
- [57] T. Green, N. Yazdani, L. Spainhour y C. S. Cai, «Effect of bearing stiffness and skew angle on performance of precast concrete bridge,» *Transportation Research record*, vol. 1770, n° 1, pp. 27-33, 2001.

- [58] S. H. Megally, «Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments,» de *University of California*, San Diego, 2002.
- [59] K. Ramanathan, R. DesRoches y J. E. Padgett, «Analytical fragility curves for multispan continuous steel girder bridges in moderate seismic zones,» *Transportation Research Record*, vol. 2202, nº 1, pp. 173-182, 2010.
- [60] L. Hurtado, «Estudio del reforzamiento sísmico del paso superior lo echevers en santiago de chile,» Tesis de pregrado, 2019.
- [61] A. Vega, «Vulnerabilidad sísmica de puentes chilenos considerando el efecto de la duración de los registros sísmicos,» Tesis de postgrado, 2019.
- [62] L. A. E. Hurtado, «Estudio del reforzamiento sísmico del paso superior lo echevers en santiago de chile,» Tesis de pregrado, 2019.
- [63] G. Gazetas, Foundation Vibrations. In: *Foundation Engineering Handbook*, US: Springer, 1991.
- [64] A. Shamsabadi, «Three-dimensional nonlinear seismic soil-abutment-foundation-structure interaction analysis of skewed bridges,» University of Southern California, 2007.
- [65] S. Caltrans, «Caltrans seismic design criteria,» California Department of Transportation, Sacramento CA, 2013.
- [66] S. Muthukumar, «A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges,» PhD thesis, Georgia Institute of Technology, 2003.
- [67] J. W. Baker, «Conditional Mean Spectrum: tool for Ground-Motion Selection,» *J. Struct. Eng.*, vol. 137, nº 3, 2011.
- [68] B. Idini, F. Rojas, S. Ruiz y C. Pastén, «Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone,» *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 15, nº 5, 2017.
- [69] M. Pagani y e. al., «OpenQuake Engine: An Open Hazard (and Risk) Software for the Global Earthquake Model,» *Seismol. Res. Lett.*, vol. 85, pp. 692-702, 2014.
- [70] G. Candia, A. Poulos, J. C. de la Llera, J. G. F. Crempien y J. Macedo, «Correlations of Spectral Accelerations in the Chilean subduction zone,» *Earthq. Spectra*, vol. 36, nº 2, 2020.
- [71] J. W. Baker y C. Lee, «An Improved Algorithm for selecting Ground Motions to match a Conditional Spectrum,» *J. Earthq. Eng.*, vol. 22, pp. 708-723, 2018.

- [72] S. Castro, R. Benavente, J. Crempien, G. Candia y J. C. de la Llera, «A Consistently processed Strong Motion database for Chilean Earthquakes,» 2021.
- [73] H. Dávalos y E. Miranda, «Evaluation of the scaling factor bias influence on the probability of collapse using $S_a(T_1)$ as the intensity measure,» *Earthquake Spectra*, vol. 35, nº 2, pp. 679-702, 2019.
- [74] T. N. A. Press., «Proposed AASHTO Guidelines for Performance-Based Seismic Bridge Design,» National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine, Washington, DC, 2020.
- [75] W. Pang, D. Rosowsky, S. Pei y J. van de Lindt, «Simplified direct displacement design of six-story woodframe building and pretest seismic performance assessment,» *Journal of structural engineering*, vol. 136, nº 7, pp. 813-825, 2010.
- [76] K. Shrestha, Y. Araki, T. Nagae, Y. Koetaka, Y. Suzuki y T. Omori, «Feasibility of Cu-Al-Mn superelastic alloy bars as reinforcement elements in concrete beams,» *Smart Materials and Structures*, vol. 22, nº 2, 2013.
- [77] T. Omori, K. Ando, M. Okano, X. Xu, Y. Tanaka y I. Ohnuma, «Superelastic effect in polycrystalline ferrous alloys,» *Science*, vol. 333, nº 6038, pp. 68-71, 2011.
- [78] ODOT, «Bridge design and drafting manual - section 1 - design. Technical report,» Oregon Department of Transportation, 2017.

ANEXOS

7.1 Ajuste de función de distribución en propiedades geométricas

En las Figura 7.1-1 a Figura 7.1-9 se presentan los histogramas generados en base a la muestra de 128 puentes chilenos y las 3 mejores funciones de distribución que se ajustan, la selección de los mejores ajustes fue mediante la metodología de mínimos cuadrados. La decisión final en la selección de la función de distribución consiste en una inspección visual sobre los 3 mejores ajustes obtenidos para cada parámetro geométrico. Las propiedades número de vanos, número de vigas y número de columnas fueron ajustados a funciones de distribución discretas, mientras que, las propiedades altura de columnas, esviaje, largo de vano, diámetro de columnas, espesor de tablero y ancho de tablero fueron ajustadas a funciones de distribución continuas.

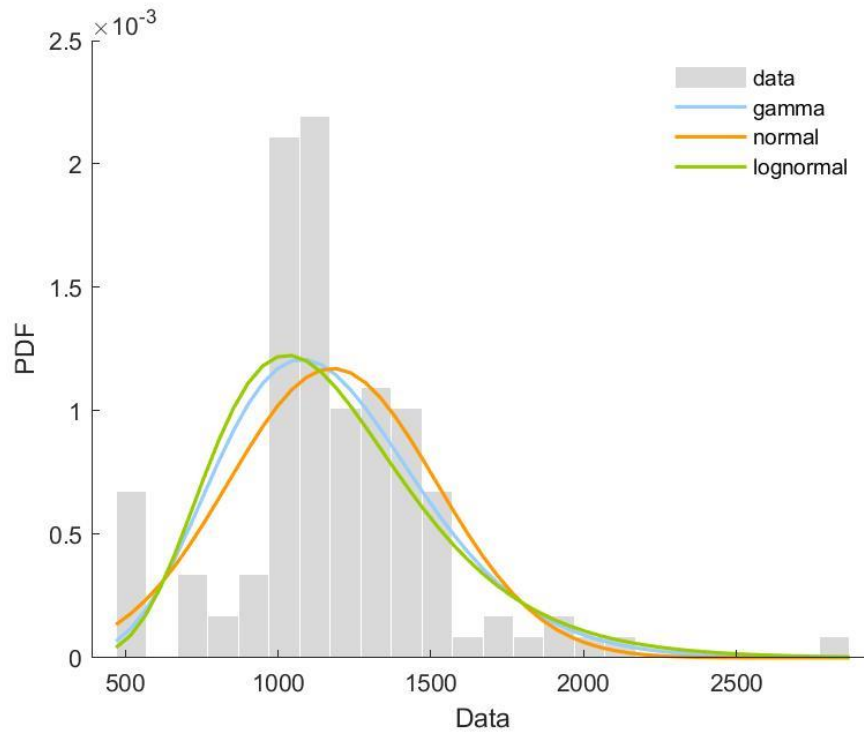


Figura 7.1-1. Ajuste propiedad Ancho de tablero

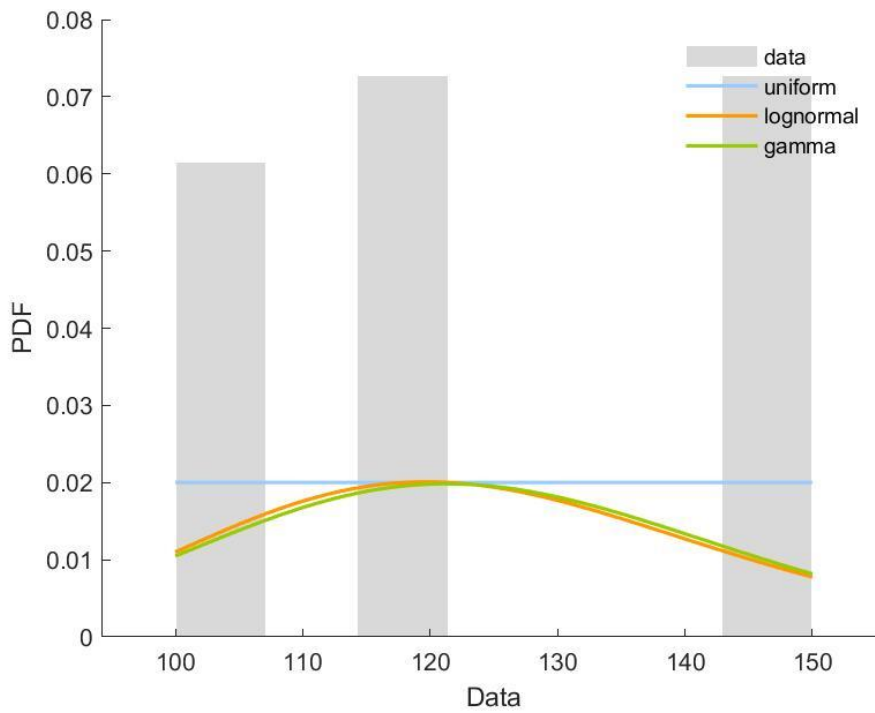


Figura 7.1-2. Ajuste propiedad Diámetro de columnas

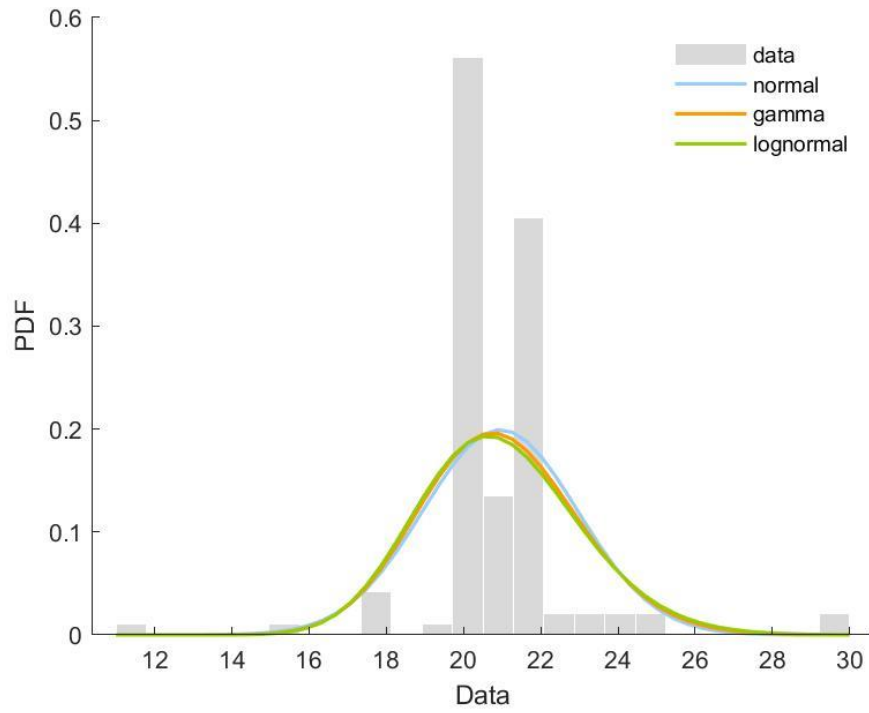


Figura 7.1-3. Ajuste propiedad Espesor de tablero

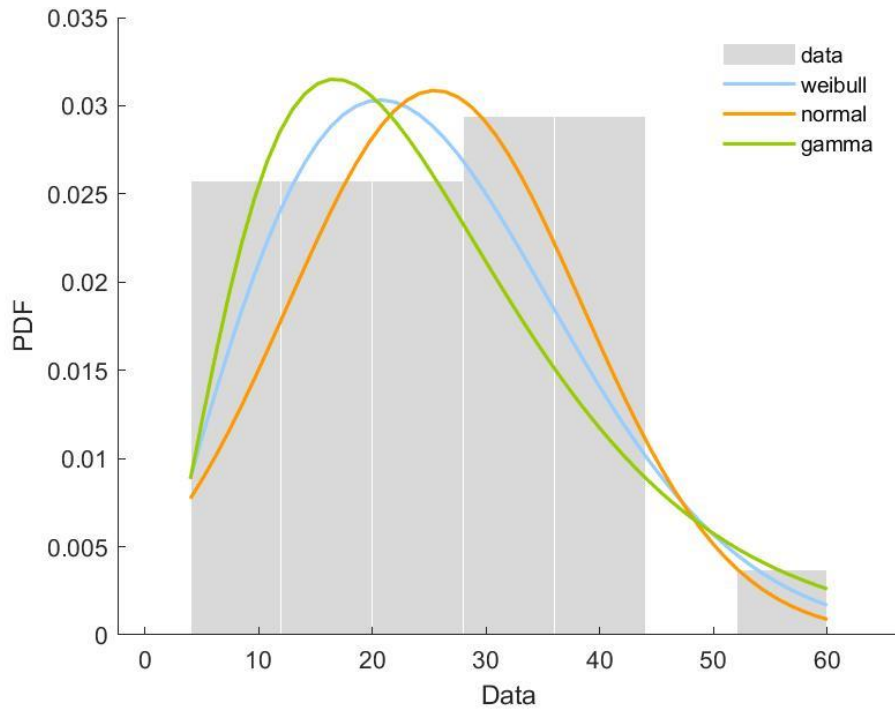


Figura 7.1-4. Ajuste propiedad Esviaje

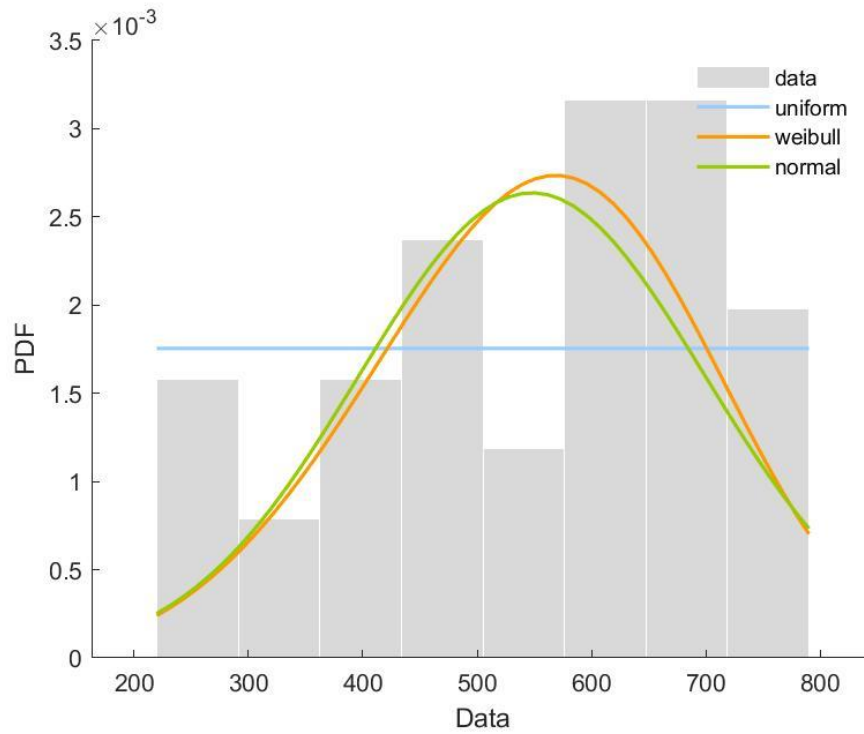


Figura 7.1-5. Ajuste propiedad Altura de columnas

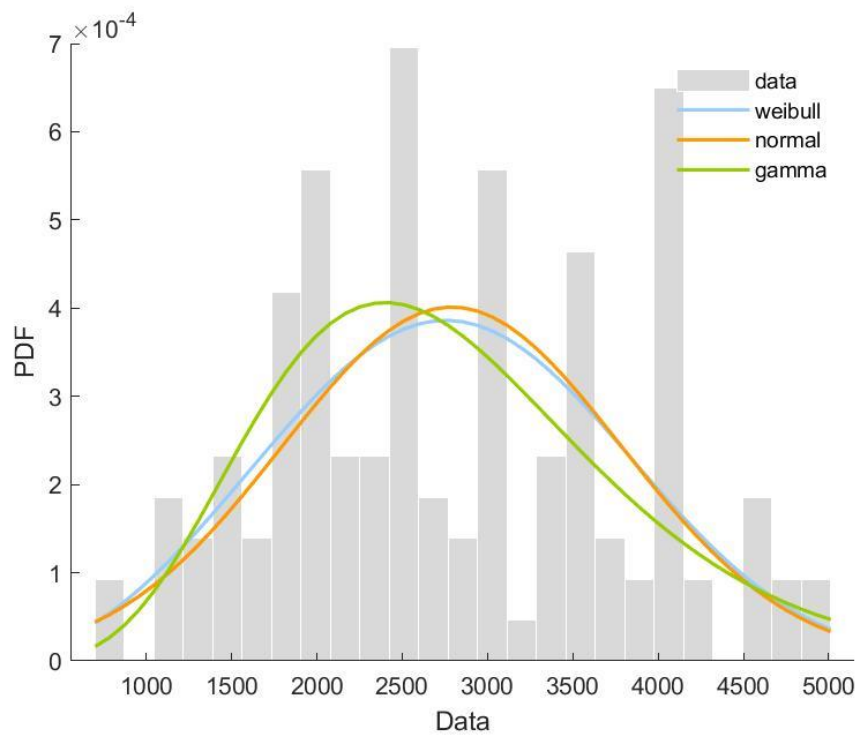


Figura 7.1-6. Ajuste propiedad Largo de vanos

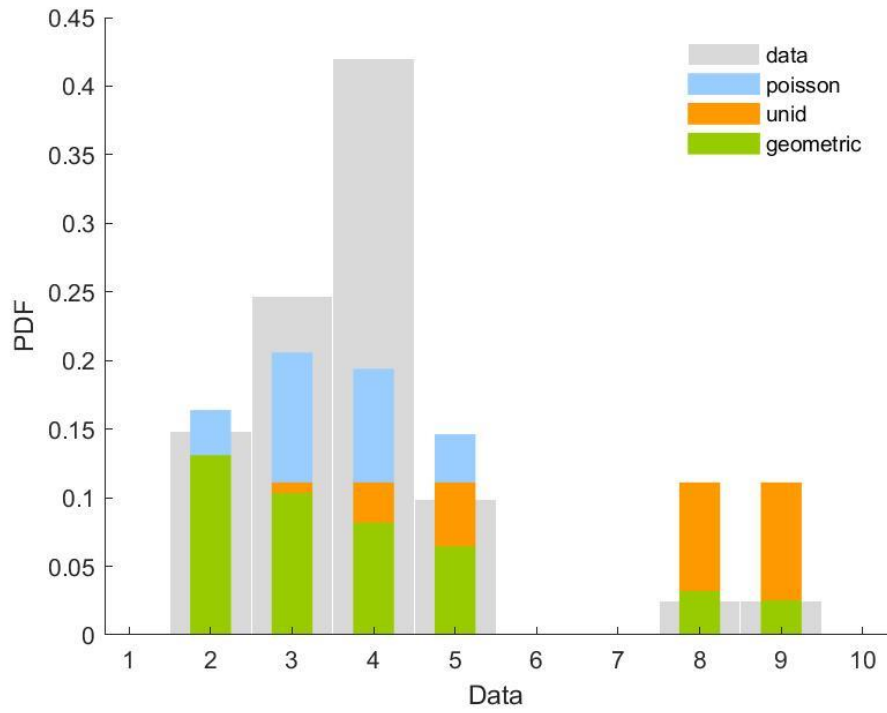


Figura 7.1-7. Ajuste propiedad Número de columnas

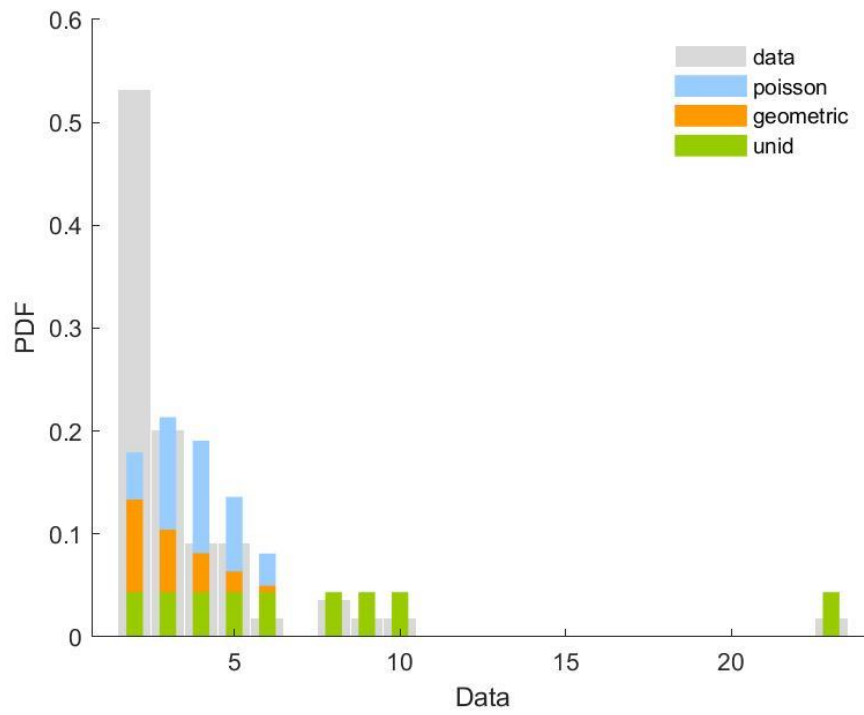


Figura 7.1-8. Ajuste propiedad Número de Vanos

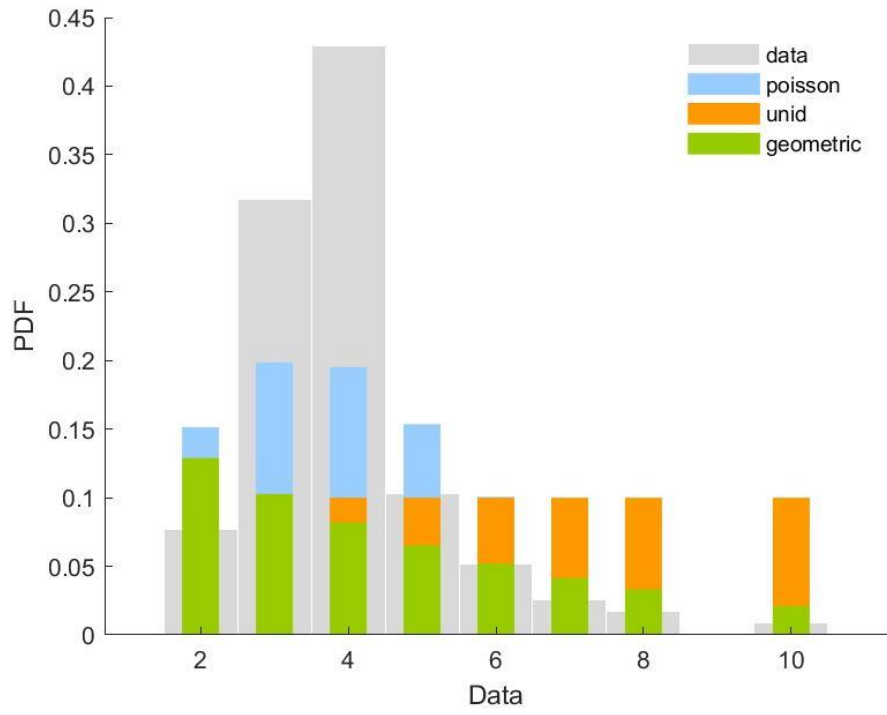


Figura 7.1-9. Ajuste propiedad Número de vigas

7.2 Selección de registros

En Tabla 7.2-1,

Tabla 7.2-2, Tabla 7.2-3 y

Tabla 7.2-4 se presentan los datos de los registros seleccionados para cada franja, indicando código utilizado, año, magnitud, nombre de la estación de obtención y PGA. Como fue indicado en este trabajo, los registros fueron obtenidos de la base de datos de SIBER-RISK [72].

Tabla 7.2-1. Registros seleccionados para franja 1

Código	Año	Mag (Mw)	Nombre estación	PGA [g]
Z2S2St1_8	1985	7.9	SERE02R	0.1
Z2S2St1_9	1985	7.9	MAUL04S	0.09
Z2S2St1_12	1985	7.9	VALP07S	0.26
Z2S2St1_14	1985	7.9	VALP11S	0.69
Z2S2St1_19	1985	7.9	MAUL03S	0.05
Z2S2St1_105	2007	5.9	MEJILLONES	0.06
Z2S2St1_148	2010	8.8	CONCEPCION CENTRO	0.34
Z2S2St1_153	2010	8.8	MATANZAS	0.31
Z2S2St1_154	2010	8.8	SANTIAGO CENTRO	0.26
Z2S2St1_159	2010	8.8	MAUL03R	0.45
Z2S2St1_160	2010	8.8	VALP06R	0.25
Z2S2St1_352	2014	8.2	T06A	0.23
Z2S2St1_479	2014	7.6	T09A	0.16
Z2S2St1_481	2014	7.6	T06A	0.17
Z2S2St1_490	2014	7.6	PB08	0.05
Z2S2St1_1207	2014	6.4	R10M	0.09
Z2S2St1_1986	2015	7.6	VA03	0.1
Z2S2St1_2031	2015	8.4	CO06	0.33
Z2S2St1_2032	2015	8.4	R12M	0.09
Z2S2St1_2046	2015	8.4	C11O	0.75
Z2S2St1_2048	2015	8.4	C22O	0.1
Z2S2St1_2049	2015	8.4	C01O	0.16
Z2S2St1_2052	2015	8.4	R19M	0.06
Z2S2St1_2055	2015	8.4	M11L	0.01
Z2S2St1_2066	2015	8.4	V01A	0.05
Z2S2St1_4314	2016	6	AC02	0.05
Z2S2St1_4785	2016	7.6	A02Y	0.02
Z2S2St1_5296	2017	6.9	R20M	0.09
Z2S2St1_5432	2017	5.8	R02M	0.01
Z2S2St1_7233	2019	6.7	AC04	0.02

Tabla 7.2-2. Registros seleccionados para franja 2

Código	Año	Mag (Mw)	Nombre estación	PGA [g]
Z2S2St2_2	1985	7.9	VALP02S	0.28
Z2S2St2_7	1985	7.9	RANC01S	0.14
Z2S2St2_15	1985	7.9	MAUL05S	0.15
Z2S2St2_18	1985	7.9	VALP13S	0.22
Z2S2St2_23	1985	7.1	RANC02S	0.06
Z2S2St2_37	2001	7.2	ARICA CHACALLUTA	0.06
Z2S2St2_100	2007	7.7	PUERTO PATACHE	0.08
Z2S2St2_104	2007	7.7	TOCOPILLA PUERTO	0.32
Z2S2St2_148	2010	8.8	CONCEPCION CENTRO	0.34
Z2S2St2_150	2010	8.8	CURICO	0.43
Z2S2St2_152	2010	8.8	VALP08R	0.42
Z2S2St2_154	2010	8.8	SANTIAGO CENTRO	0.26
Z2S2St2_160	2010	8.8	VALP06R	0.25
Z2S2St2_330	2014	8.2	T03A	0.56
Z2S2St2_331	2014	8.2	PB12	0.1
Z2S2St2_337	2014	8.2	TA01	0.18
Z2S2St2_338	2014	8.2	PB07	0.05
Z2S2St2_340	2014	8.2	T10A	0.71
Z2S2St2_352	2014	8.2	T06A	0.23
Z2S2St2_353	2014	8.2	T07A	0.55
Z2S2St2_490	2014	7.6	PB08	0.05
Z2S2St2_495	2014	7.6	T13A	0.36
Z2S2St2_2031	2015	8.4	CO06	0.33
Z2S2St2_2032	2015	8.4	R12M	0.09
Z2S2St2_2050	2015	8.4	C20O	0.24
Z2S2St2_2063	2015	8.4	R02M	0.03
Z2S2St2_3099	2015	6.8	V02A	0.03
Z2S2St2_4791	2016	7.6	LL01	0.01
Z2S2St2_7207	2019	6.7	MT03	0.01
Z2S2St2_7233	2019	6.7	AC04	0.02

Tabla 7.2-3. Registros seleccionados para franja 3

Código	Año	Mag (Mw)	Nombre estación	PGA [g]
Z2S2St3_7	1985	7.9	RANC01S	0.14
Z2S2St3_10	1985	7.9	MAUL02S	0.1
Z2S2St3_15	1985	7.9	MAUL05S	0.15
Z2S2St3_18	1985	7.9	VALP13S	0.22
Z2S2St3_100	2007	7.7	PUERTO PATACHE	0.08
Z2S2St3_105	2007	5.9	MEJILLONES	0.06
Z2S2St3_148	2010	8.8	CONCEPCION CENTRO	0.34
Z2S2St3_150	2010	8.8	CURICO	0.43
Z2S2St3_151	2010	8.8	HUALANE	0.41
Z2S2St3_153	2010	8.8	MATANZAS	0.31
Z2S2St3_158	2010	8.8	SANTIAGO PUENTE ALTO	0.26
Z2S2St3_159	2010	8.8	MAUL03R	0.45
Z2S2St3_160	2010	8.8	VALP06R	0.25
Z2S2St3_162	2010	8.8	VINA DEL MAR EL SALTO	0.34
Z2S2St3_330	2014	8.2	T03A	0.56
Z2S2St3_331	2014	8.2	PB12	0.1
Z2S2St3_337	2014	8.2	TA01	0.18
Z2S2St3_342	2014	8.2	PB04	0.03
Z2S2St3_351	2014	8.2	T05A	0.27
Z2S2St3_352	2014	8.2	T06A	0.23
Z2S2St3_353	2014	8.2	T07A	0.55
Z2S2St3_482	2014	7.6	T12A	0.11
Z2S2St3_490	2014	7.6	PB08	0.05
Z2S2St3_495	2014	7.6	T13A	0.36
Z2S2St3_2028	2015	8.4	MT01	0.02
Z2S2St3_2044	2015	8.4	R05M	0.04
Z2S2St3_2063	2015	8.4	R02M	0.03
Z2S2St3_3099	2015	6.8	V02A	0.03
Z2S2St3_4777	2016	7.6	AY01	0.03
Z2S2St3_4791	2016	7.6	LL01	0.01

Tabla 7.2-4. Registros seleccionados para franja 4

Código	Año	Mag (Mw)	Nombre estación	PGA [g]
Z2S2St4_1	1985	7.9	VALP10S	0.35
Z2S2St4_7	1985	7.9	RANC01S	0.14
Z2S2St4_10	1985	7.9	MAUL02S	0.1
Z2S2St4_15	1985	7.9	MAUL05S	0.15
Z2S2St4_17	1985	7.9	STGO01S	0.58
Z2S2St4_18	1985	7.9	VALP13S	0.22
Z2S2St4_100	2007	7.7	PUERTO PATACHE	0.08
Z2S2St4_148	2010	8.8	CONCEPCION CENTRO	0.34
Z2S2St4_150	2010	8.8	CURICO	0.43
Z2S2St4_151	2010	8.8	HUALANE	0.41
Z2S2St4_152	2010	8.8	VALP08R	0.42
Z2S2St4_153	2010	8.8	MATANZAS	0.31
Z2S2St4_154	2010	8.8	SANTIAGO CENTRO	0.26
Z2S2St4_157	2010	8.8	SANTIAGO PENALOLEN	0.29
Z2S2St4_159	2010	8.8	MAUL03R	0.45
Z2S2St4_160	2010	8.8	VALP06R	0.25
Z2S2St4_161	2010	8.8	VINA DEL MAR CENTRO	0.26
Z2S2St4_162	2010	8.8	VINA DEL MAR EL SALTO	0.34
Z2S2St4_330	2014	8.2	T03A	0.56
Z2S2St4_337	2014	8.2	TA01	0.18
Z2S2St4_342	2014	8.2	PB04	0.03
Z2S2St4_349	2014	8.2	T13A	0.3
Z2S2St4_352	2014	8.2	T06A	0.23
Z2S2St4_353	2014	8.2	T07A	0.55
Z2S2St4_485	2014	7.6	HMBCX	0.21
Z2S2St4_2027	2015	8.4	C23O	0.58
Z2S2St4_2028	2015	8.4	MT01	0.02
Z2S2St4_2044	2015	8.4	R05M	0.04
Z2S2St4_4777	2016	7.6	AY01	0.03
Z2S2St4_7207	2019	6.7	MT03	0.01