

**UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA**  
**DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES**  
**VALPARAÍSO - CHILE**



**ESTUDIO DEL REFORZAMIENTO SÍSMICO DEL  
PASO SUPERIOR LO ECHEVERS EN SANTIAGO DE  
CHILE**

**LORENZO ARTURO ESCOBAR HURTADO**

Memoria para optar al título de  
**INGENIERO CIVIL**

Profesor Guía  
Ramiro Bazáez Gallardo

Febrero 2019

**UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA**  
**DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES**  
**VALPARAÍSO - CHILE**



**ESTUDIO DEL REFORZAMIENTO SÍSMICO DEL**  
**PASO SUPERIOR LO ECHEVERS EN SANTIAGO DE**  
**CHILE**

Memoria de Título presentada por  
**LORENZO ARTURO ESCOBAR HURTADO**

como requisito parcial para optar al título de

Memoria para optar al título de  
**INGENIERO CIVIL**

Profesor Guía  
Ramiro Bazález Gallardo

Febrero 2019

## **Agradecimientos**

Quiero agradecer a todos mis compañeros de carrera, con quienes estude y trabajé durante todo el transcurso de la carrera, en especial a mis amigos Francisco, Valeria, José Miguel, Matías y Diego. También, agradecer a Alberto, con quien trabajé durante el desarrollo de este estudio, y a todos aquellos quienes me ayudaron directamente con su desarrollo.

Además, agradezco a mi profesor guía Ramiro Bazález, por la oportunidad brindada para desarrollar esta memoria y por su compromiso. También a mi comisión evaluadora, por su tiempo y dedicación.

Finalmente, agradezco a las personas más importantes en el transcurso de mi carrera: mi familia, en especial a mis papas, los principales responsables de que me encuentre actualmente titulándome de Ingeniero Civil; y a mi novia Constanza, por su apoyo incondicional durante mis años en la universidad y durante el desarrollo de esta memoria de título.

## Resumen

Las redes viales son fundamentales tras un evento sísmico, pues permiten el accionar de los diferentes sistemas de respuesta del país ante emergencias o desastres naturales. Sin embargo, es reconocido que los puentes son un elemento vulnerable de la red vial, como se vio reflejado en el terremoto de Maule del 2010, donde de un total de aproximadamente 1.200 puentes de la red vial se reportaron cerca de 300 puentes con daños y una veintena sufrió la caída de sus vanos. Por este motivo, surge la necesidad de aplicar medidas de reparación y reforzamiento sísmico a estructuras existentes, las que producto del pasar de los años pierden parte de su capacidad estructural.

En este estudio se comparó la respuesta del Paso Superior Lo Echevers en su condición anterior al terremoto de Maule, en donde sufrió graves daños y el colapso de sus vanos, con la situación posterior a la implementación de medidas de reparación y reforzamiento. Con el objetivo de evaluar las medidas de reparación y reforzamiento sísmico llevadas a cabo en puentes chilenos luego del terremoto de Maule (2010). Las medidas de reforzamiento indicadas por el Ministerio de Obras Públicas de Chile consistieron principalmente en la incorporación de topes sísmicos de hormigón armado, barras sísmicas de acero y diafragmas de hormigón armado, como también aumentos en las longitudes de las mesas de apoyo.

Para evaluar la efectividad de las medidas de reparación, se realizaron análisis estáticos no lineales (pushover) y análisis dinámicos no lineales (tiempo-historia), donde en este último análisis se utilizaron registros sísmicos subductivos representativos del territorio nacional. Con la finalidad de evaluar el desempeño sísmico de la estructura, los resultados de cada análisis de la respuesta estructural, fueron comparados con niveles de daño de diferentes componentes críticos del puente.

Tras los análisis, se determinó la efectividad de las medidas de reforzamiento en reducir las demandas de desplazamiento en los apoyos elastoméricos. Sin embargo, la inclusión de topes sísmicos de hormigón armado generó un aumento en las demandas de las columnas. Por lo tanto, se hace fundamental disponer de un diseño adecuado tal que permita asegurar la integridad de estos elementos cuando se incorporen topes sísmicos que no actúen como fusibles sísmicos. A pesar de las reducciones en las demandas en los apoyos elastoméricos, aún se esperan daños en la estructura que varían entre moderado a severo.

## **Abstract**

The highway networks are fundamental after a seismic event since they allow for the rapid response of different systems. However, it is recognized that bridges represent a vulnerable component of the highway networks, as was reflected during the 2010 Maule earthquake, where of the approximately 1.200 bridges in the highway network, about 300 bridges were damaged and about 20 suffered unseating of spans. For this reason, there is a need to apply seismic repair and retrofit measures to existing structures, which as a result of the passing years lose part of their structural capacity.

In this study, the seismic response of the Lo Echevers overpass is compared in its condition prior to the Maule earthquake (2010), where it suffered serious damage and the collapse of its spans, with the situation after the implementation of repair and retrofit measures. With the objective of assessing the seismic repair and retrofit measures carried out on Chilean bridges after the Maule earthquake. The retrofit measures indicated by the Chilean Ministry of Public Works (MOP) consisted on adding reinforced concrete seismic stoppers, seismic bars and reinforced concrete diaphragms, as well as increasing seat-lengths.

To evaluate the effectiveness of the repair and retrofit measures, non-linear static analyses (pushover) and dynamic nonlinear analyses (time-history) were performed, where subduction seismic records representative of the national territory and damage states of different critical component of the bridge were used to evaluate the behavior of the structure.

After the analyzes, it was determined that the repair procedures were effective in reducing displacement demands in the elastomeric bearings. However, the inclusion of reinforced concrete seismic stops generated an increase in the demands of the columns. Despite reductions in the demands on elastomeric bearings, moderate to severe damage states are still expected in the structure.

# Tabla de contenidos

Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Objetivos.....	5
1.2.1 Objetivo General: .....	5
1.2.2 Objetivos Específicos: .....	5
1.3 Metodología.....	5
1.4 Alcance .....	6
Capítulo 2. Revisión de la literatura.....	7
2.1 Descripción de los componentes de un puente .....	7
2.2 Reforzamiento Sísmico de la Superestructura .....	12
2.2.1 Dispositivos de restricción .....	12
2.2.2 Dispositivos de absorción de choques .....	17
2.2.3 Dispositivos de disipación de energía o amortiguación .....	18
2.2.4 Dispositivos híbridos .....	24
2.3 Reforzamiento Sísmico de la Subestructura .....	25
2.3.1 Reforzamiento de vigas cabezal .....	25
2.3.2 Riostras restringidas al pandeo .....	26
2.4 Estado de la práctica de reforzamiento de puentes en Estados Unidos .....	27
2.5 Estado de la práctica de reforzamiento de puentes en Chile.....	30
Capítulo 3. Descripción y Modelación Computacional del Puente en Estudio.....	31
3.1 Ubicación .....	31
3.2 Modificaciones de la estructura tras el terremoto de Maule (2010) .....	32
3.3 Detalles de los componentes del PS Lo Echevers .....	34
3.4 Asignación de Masas .....	38
3.5 Fundaciones .....	39
3.5.1 Descripción del modelo utilizado para las fundaciones .....	39
3.5.2 Parámetros utilizados en OpenSees para definir las fundaciones.....	41
3.6 Superestructura .....	42
3.6.1 Descripción del modelo utilizado para la superestructura.....	42

3.6.2	Parámetros utilizados en OpenSees para definir la superestructura .....	42
3.7	Placa de apoyo elastomérica .....	43
3.7.1	Descripción del modelo utilizado para las placas de apoyo .....	43
3.7.2	Parámetros utilizados en OpenSees para definir las placas de apoyo .....	45
3.8	Topes sísmicos .....	46
3.8.1	Descripción del modelo utilizado para los topes sísmicos .....	46
3.8.2	Parámetros utilizados en OpenSees para definir los topes sísmicos .....	50
3.9	Barras sísmicas .....	57
3.9.1	Descripción del modelo utilizado para las barras sísmicas .....	57
3.9.2	Parámetros utilizados en OpenSees para definir las barras sísmicas.....	58
3.10	Junta de dilatación .....	59
3.10.1	Descripción del modelo utilizado para las juntas de dilatación.....	59
3.10.2	Parámetros utilizados en OpenSees para definir las juntas de dilatación.....	60
3.11	Cepas.....	60
3.11.1	Descripción del modelo utilizado para las cepas.....	60
3.11.2	Parámetros utilizados para definir las cepas.....	61
3.12	Estribos .....	66
3.12.1	Descripción del modelo utilizado para los estribos .....	66
3.12.2	Parámetros utilizados en OpenSees para definir los estribos .....	67
Capítulo 4.	Análisis y Discusión de Resultados.....	70
4.1	Propiedades dinámicas del PS Lo Echevers .....	70
4.1.1	Obtención de las propiedades dinámicas del puente usando modelos simplificados .....	70
4.1.2	Obtención de propiedades dinámicas con software SAP2000 .....	74
4.1.3	Obtención de propiedades dinámicas en software OpenSees.....	76
4.2	Comparación de propiedades dinámicas.....	78
4.3	Análisis estático no lineal .....	79
4.4	Análisis No-Lineal Tiempo Historia.....	81
4.4.1	Pseudo-espectro de aceleración de la norma chilena.....	81
4.4.2	Registros sísmicos sin escalar.....	82
4.4.3	Registros sísmicos escalados .....	84

4.5	Estados Límites .....	91
4.6	Discusión de Resultados .....	92
4.6.1	Desplazamientos asociados a los registros sin escalar .....	92
4.6.2	Desplazamientos asociados a los registros escalados.....	96
Capítulo 5.	Conclusiones.....	103
5.1	Limitaciones y Futuros Estudios.....	104
Referencias		105

# Índice de Figuras

Figura 1-1. Configuración típica de puentes chilenos de vigas pretensadas; (a) Diseños originales; (b) Estructuras sin diafragma; (c) Estructuras sin topes sísmicos .....	3
Figura 1-2. Colapso de PS Superior; (a) Tableros colapsados; (b) Tableros colapsado, donde se aprecia columnas sin daños; (c) Tope sísmico de acero dañado; (d) Topes sísmicos de acero y apoyos elastoméricos desplazados .....	4
Figura 2-1. Elementos principales de un puente.....	7
Figura 2-2. Tipos de secciones transversales de superestructura de hormigón armado, forma de construcción y largos adecuados.....	8
Figura 2-3. Alternativas de fundaciones; (a) Zapatas; (b) Zapatas sobre bloques; (c) sistema pila-pilote, (d) Sistema pila-pilote con pilote de mayor diámetro; (e) y (f) Zapatas sobre pilotes .....	9
Figura 2-4. Placa de apoyo elastomérica .....	9
Figura 2-5. Configuraciones de cepa (a) Columna simple; (b) Columna múltiple; (c) Columna conectada .....	10
Figura 2-6. Tipos de conexiones superestructura y estribo .....	11
Figura 2-7. Extensores de apoyo; (a) Ménsulas de hormigón armado o metálicos; (b) Tubo metálico que permite desplazamiento; (c) Viga metálica unida a las vigas .....	12
Figura 2-8. Diagrama de colector .....	13
Figura 2-9. Tope sísmico de hormigón armado en estribo .....	13
Figura 2-10. Soporte de apoyo usado en placa de apoyo elastomérica en puente en el estado de Indiana, EEUU.....	14
Figura 2-11. Tope sísmico de acero en PS Lo Echevers luego del terremoto del Maule (2010) .....	14
Figura 2-12. (a) Dispositivo de restricción uniendo vigas adyacentes; (b) Dispositivo de restricción uniendo vigas con viga cabezal .....	15
Figura 2-13 (a) Relación fuerza-deformación dispositivo de Acero; (b) Relación esfuerzo-deformación de SMA .....	16
Figura 2-14. Comparación entre desplazamiento relativos de junta .....	17
Figura 2-15. Esquema de ubicación de SAD en un puente .....	17
Figura 2-16. Sección transversal de junta de dilatación modular.....	18
Figura 2-17. Dispositivo de disipación metálico.....	19
Figura 2-18. Ejemplo de dispositivo de disipación metálico tipo panel de corte.....	19

Figura 2-19. Relación fuerza-deformación de BRB.....	20
Figura 2-20. (a) Partes de un BRB; (b) Secciones del núcleo del BRB .....	20
Figura 2-21. Modelo en software SAP2000 del puente Las Mercedes con BRB .....	21
Figura 2-22. Esquema representativo de BRB en diafragmas dúctiles bidireccionales; (a) Vista General del puente; (b) Dirección transversal; (c) Dirección longitudinal .....	21
Figura 2-23. Dispositivo de amortiguación SMA; (a) Partes del dispositivo; (b) Dispositivo bajo acción lateral.....	22
Figura 2-24. Disipador viscoelástico .....	22
Figura 2-25. Dispositivo de amortiguación viscoso .....	23
Figura 2-26. Dispositivo MR.....	24
Figura 2-27. Activación de un fluido magneto reológico.....	24
Figura 2-28. Configuraciones de dispositivos híbridos; (a) Configuración I; (b) Configuración II; (c) Configuración III.....	25
Figura 2-29. Esquema del dispositivo de amortiguación híbrido.....	25
Figura 2-30. Reforzamiento sísmico del cabezal con hormigón externo .....	26
Figura 2-31. Resultados experimentales de ensayos; (a) Marco con reforzamiento sísmico tipo BRB;.....	27
Figura 2-32. Dispositivos de restricción metálicos; (a) Primer reforzamiento en estado de Tennessee, EEUU;.....	28
Figura 2-33. Dispositivo de amortiguación viscoso en puente “Poplar Street Complex”, estado de Missouri .....	28
Figura 2-34. (a) Topes laterales de hormigón en puente (SR59 over I40), estado de Tennessee; (b) Topes laterales de acero (Chambers Chapel Road), estado de Tennessee...	28
Figura 2-35. (a) Extensores de apoyos en el estado de Tennessee; (b) Extensores de apoyo en puente, estado de Missouri; (c) Colectores en puente “Poplar Street Complex”, estado de Missouri .....	29
Figura 2-36. Reforzamiento sísmico del cabezal; (a) Barras postensadas en puente “Poplar Street Complex”, estado de Missouri; (b) Reforzamiento de corte, confinando extremos del cabezal con placas metálicas en puente “Poplar Street Complex”, estado de Illinois.....	29
Figura 2-37. Reforzamiento estructural de viga en estado de Missouri, EEUU; (a) Encamisado de hormigón; (b) Encamisado de acero.....	29
Figura 2-38. Disipadores viscosos en Puente Amolana .....	30

Figura 2-39. Puente Miraflores, Vespucio Norte; (a) Situación posterior al terremoto de Maule (2010); (b) Reparaciones de estructura, que incorporaron extensores de apoyo, topes sísmicos de hormigón armado y diafragmas .....	30
Figura 3-1. Ubicación PS Lo Echevers .....	31
Figura 3-2. Vista lateral PS Lo Echevers .....	32
Figura 3-3. PS Lo Echevers; (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta .....	32
Figura 3-4. Comparación de modificaciones realizadas al PS Lo Echevers; (a) Condición original; (b) Condición reforzada .....	33
Figura 3-5 Junta elastomérica entre la superestructura y estribos; (a) Condición original; (b) Condición reforzada, (Unidades en [cm]) .....	34
Figura 3-6. Losa de continuidad entre los tableros; (a) Condición original; (b) Condición reforzada .....	34
Figura 3-7. Sección transversal de viga cabezal del PS Lo Echevers; (a) Condición original; (b) Condición reforzada.....	35
Figura 3-8. Placa de apoyo elastomérica del PS Lo Echevers en su condición original .....	35
Figura 3-9. Placa de apoyo elastomérica del PS Lo Echevers en su condición reforzada ...	36
Figura 3-10. Topes sísmicos metálicos en el PS Lo Echevers en su condición original .....	36
Figura 3-11. Topes sísmicos de hormigón armado y Barras sísmicas del PS Lo Echevers en su condición reforzada ubicada en; (a) Estribo; (b) Cepa .....	36
Figura 3-12. Dimensiones de las fundaciones ubicadas en los estribos del PS Lo Echevers; (a) Vista en planta; (b) Vista lateral.....	37
Figura 3-13. Dimensiones de fundaciones ubicadas en las cepas del PS Lo Echevers; (a) Vista en planta; (b) Vista lateral .....	37
Figura 3-14. Representación de masas en columnas y superestructura en modelo del software OpenSees .....	39
Figura 3-15. Representación del modelo en software OpenSees para las fundaciones en las cepas del PS Lo Echevers .....	39
Figura 3-16. Relación fuerza-deformación del material Elastic de la librería del software OpenSees .....	40
Figura 3-17. Relación fuerza-deformación de material que representa a placa de apoyo elastomérica .....	43
Figura 3-18. Representación de placas de apoyo elastoméricas en cepa de PS Lo Echevers en el software OpenSees.....	44
Figura 3-19. Representación del modelo en software OpenSees para las placas de apoyo elastoméricas en los estribos del PS Lo Echevers .....	44

Figura 3-20. Ubicación de placas de apoyo elastomérica .....	45
Figura 3-21. Relación fuerza-deformación del material Steel01 de la librería del software OpenSees .....	45
Figura 3-22. Relación fuerza-deformación del material Hysteretic de la librería del software OpenSees .....	47
Figura 3-23. Relación fuerza-deformación del material ElasticPPGap de la librería del software OpenSees .....	47
Figura 3-24. Relación fuerza-deformación de topes sísmicos internos.....	48
Figura 3-25. Comparación entre relación fuerza-deformación de la llave de corte externa	49
Figura 3-26. Tope sísmico de acero del PS Lo Echevers en su condición original.....	51
Figura 3-27. Tope sísmico de acero del PS Independencia en su condición original .....	51
Figura 3-28. Relación fuerza-deformación del tope sísmico de acero .....	52
Figura 3-29. Relación fuerza-deformación del material auxiliar asociado al grupo de apoyos B1; (a) M1 para los elementos internos; (b) M2 para los elementos externos.....	52
Figura 3-30. Relación fuerza-deformación del material auxiliar asociado al grupo de apoyos B2; (a) M3 para los elementos internos; (b) M4 para los elementos externos.....	53
Figura 3-31. Representación en cepa del tope sísmico y placa de apoyo elastomérica en dirección transversal para la condición original del PS Lo Echevers.....	53
Figura 3-32. Representación en estribo del tope sísmico y placa de apoyo elastomérica en dirección transversal para la condición original del PS Lo Echevers.....	54
Figura 3-33. Relación fuerza-deformación del material auxiliar asociado al grupo de apoyos B1; (a) M7 para los elementos internos; (b) M8 para los elementos externos.....	55
Figura 3-34. Relación fuerza-deformación del material auxiliar asociado al grupo de apoyos B2; (a) M9 para los elementos internos; (b) M10 para los elementos externos.....	55
Figura 3-35. Representación del modelo usado en cepas para los topes sísmicos y placas de apoyo elastoméricas en dirección transversal para la condición reforzada .....	56
Figura 3-36. Representación del modelo usado en estribos para los topes sísmicos y placas de apoyo elastoméricas en dirección transversal para la condición reforzada .....	56
Figura 3-37. Relación fuerza-deformación para los topes sísmicos externos .....	57
Figura 3-38 Representación en estribo del tope sísmico y placa de apoyo elastomérica en dirección transversal en PS Lo Echevers.....	57
Figura 3-39. Modelo constitutivo de barras sísmicas .....	58
Figura 3-40. Relación fuerza-deformación de barras sísmicas.....	59

Figura 3-41. Relación fuerza-deformación del material ImpactMaterial de la librería del software OpenSees .....	60
Figura 3-42. Representación del efecto de la junta de dilatación en estribo .....	60
Figura 3-43. Representación del conjunto columna-viga cabezal de cepa para el PS Lo Echevers.....	61
Figura 3-44. Secciones transversales de elementos; (a) Tipo columna; (b)Tipo viga cabezal .....	61
Figura 3-45. Relación fuerza-deformación del material “Concreet02” de la librería del software OpenSees .....	62
Figura 3-46. Relación fuerza-deformación del material “Steel02” de la librería del software OpenSees .....	63
Figura 3-47. Representación general de la cepa en el modelo del PS Lo Echevers para la condición original .....	64
Figura 3-48. Representación general de la cepa en el modelo del PS Lo Echevers para la condición reforzada .....	65
Figura 3-49. Resistencia longitudinal en estribo .....	66
Figura 3-50. Relación fuerza-deformación de la presión pasiva del relleno .....	67
Figura 3-51. Representación del aporte de presión pasiva del relleno en el modelo de los estribos.....	68
Figura 3-52. Representación general del estribo en el modelo del PS Lo Echevers para la condición original .....	68
Figura 3-53. Representación general del estribo en el modelo del PS Lo Echevers para la condición reforzada .....	69
Figura 4-1. Modelo simplificado que representa la superestructura y subestructura del puente en la condición original; (a) Dirección longitudinal; (b) Dirección transversal.....	70
Figura 4-2. Modelo simplificado que representa la superestructura y subestructura del puente en la condición reforzada; (a) Dirección longitudinal; (b) Dirección transversal .....	72
Figura 4-3. Modelo del PS Lo Echevers en software SAP2000.....	74
Figura 4-4. Modos de vibrar de PS Lo Echevers en software SAP2000 para la condición original; (a) Condición estática; (b) Primer modo de vibrar; (c) Segundo modo de vibrar; (d) Tercer modo de vibrar .....	75
Figura 4-5. Modos de vibrar de PS Lo Echevers en software SAP2000 para la condición reforzada; (a) Condición estática; (b) Primer modo de vibrar; (c) Segundo modo de vibrar; (d) Tercer modo de vibrar.....	75
Figura 4-6. Modelo del PS Lo Echevers en software OpenSees en sus dos condiciones ....	76

Figura 4-7. Modos de vibrar del modelo en software OpenSees del PS Lo Echevers en su condición original; (a) Primer modo de vibrar; (b) Segundo modo de vibrar; (c) Tercer modo de vibrar .....	77
Figura 4-8. Modos de vibrar del modelo en software OpenSees del PS Lo Echevers en su condición reforzada; (a) Primer modo de vibrar; (b) Segundo modo de vibrar; (c) Tercer modo de vibrar.....	77
Figura 4-9. Esquema de carga puntual para la obtención de curva capacidad del PS Lo Echevers en ambas condiciones .....	79
Figura 4-10. Relación fuerza-deformación; (a) Superestructura; (b) Cepa .....	80
Figura 4-11. Pseudo-espectro de diseño .....	82
Figura 4-12. Espectro de Aceleración de los registros sísmicos con un amortiguamiento del 5% .....	84
Figura 4-13. Espectro de amenaza uniforme para la ciudad de Santiago.....	85
Figura 4-14. Espectros de aceleración asociados a 475 años; (a) Condición original; (b) Condición reforzada .....	88
Figura 4-15. Espectros de aceleración asociados a 1.000 años; (a) Condición original; (b) Condición reforzada .....	89
Figura 4-16. Espectros de aceleración asociados a 2.500 años; (a) Condición original; (b) Condición reforzada .....	90
Figura 4-17. Demanda de desplazamiento en los apoyos vs PGA; (a) Dirección longitudinal; (b) Dirección transversal .....	94
Figura 4-18. Demanda de desplazamiento máximos en la cepa vs el PGA de los espectros.....	95
Figura 4-19. Demanda de desplazamiento en los apoyos vs PGA de los espectros escalados al periodo de retorno de 475 años; (a) Dirección longitudinal; (b) Dirección transversal ...	98
Figura 4-20. Demanda de desplazamiento en los apoyos vs PGA de los espectros escalados al periodo de retorno de 1.000 años; (a) Dirección longitudinal (b); Dirección transversal	99
Figura 4-21. Demanda de desplazamiento en los apoyos vs PGA de los espectros escalados al periodo de retorno de 2.500 años; (a) Dirección longitudinal; (b) Dirección transversal .....	100
Figura 4-22. Demanda de desplazamiento máximos en la cepa vs el PGA de los espectros; (a) Periodo de retorno de 475 años; (b) Periodo de retorno de 1.000 años; (c) Periodo de retorno de 2.500 años .....	102

# Índice de Tablas

Tabla 1. Tabla de Resumen de distribución de daños para diferentes tipos de puente durante el terremoto del 2010 en Chile. ....	2
Tabla 2. Masa rotacional de columnas .....	38
Tabla 3. Masa rotacional de tableros .....	39
Tabla 4. Factor de corrección para zapatas rectangulares .....	41
Tabla 5. Factor de incrustación para zapatas .....	41
Tabla 6. Valores nominales del suelo según su SPT .....	42
Tabla 7. Rigidez de la zapata en las seis direcciones .....	42
Tabla 8. Propiedades geométricas de la superestructura .....	43
Tabla 9. Valores nominales de apoyo para la condición original.....	46
Tabla 10. Valores nominales del apoyo para la condición reforzada.....	46
Tabla 11. Capacidad de los topes sísmicos internos de hormigón armado .....	54
Tabla 12. Parámetros para la obtención de material constitutivo de barras sísmicas.....	59
Tabla 13. Propiedades de la sección transversal de viga cabezal.....	62
Tabla 14. Propiedades de la sección transversal de la columna .....	62
Tabla 15. Parámetros para representar las deformaciones de corte y torsionales en columnas .....	64
Tabla 16. Parámetros para representar las deformaciones de corte y torsionales en viga cabezal .....	64
Tabla 17. Rigidez y capacidad máxima del aporte longitudinal según el largo tributario asociado al elemento.....	67
Tabla 18. Periodo para el modelo simplificado de la condición original del PS Lo Echevers .....	73
Tabla 19. Periodo para el modelo simplificado de la condición reforzada del PS Lo Echevers .....	73
Tabla 20. Periodos del modelo del PS Lo Echevers en la condición original en el software SAP2000.....	74
Tabla 21. Periodos del modelo del PS Lo Echevers en la condición reforzada en el software SAP2000.....	74
Tabla 22. Periodos del modelo del PS Lo Echevers en su condición original, en software OpenSees .....	76

Tabla 23. Periodos del modelo del PS Lo Echevers en su condición reforzada, en software OpenSees .....	76
Tabla 24. Comparación periodos software SAP2000 vs software OpenSees .....	78
Tabla 25. Comparación de los periodos del software OpenSees vs los entregados por el modelo simplificado .....	78
Tabla 26. Parámetros para la obtención de espectro de diseño .....	82
Tabla 27. Parámetros de los registros sísmicos considerados para el análisis .....	83
Tabla 28. Valor de $SaT10$ del PS Lo Echevers .....	85
Tabla 29. Valores de $SaT1R$ del PS Lo Echevers .....	86
Tabla 30. Factor de amplificación $F_T$ del PS Lo Echevers .....	86
Tabla 31. PGA [g] de registros escalados para ambas condiciones .....	91
Tabla 32. Estados límites de la columna .....	92
Tabla 33. Estados límites de las placas de apoyo elastoméricas .....	92
Tabla 34. Promedio aritmético y desviación estándar de los desplazamientos máximos en los elementos tipo apoyo para los registros sin escalar .....	93
Tabla 35. Promedio aritmético y desviación estándar de los desplazamientos máximos en las columnas para los registros sin escalar .....	95
Tabla 36. Promedio aritmético de los desplazamientos máximos en los elementos tipo apoyo para los registros escalados .....	97
Tabla 37. Desviación estándar de los desplazamientos máximos en los elementos tipo apoyo para los registros escalados .....	97
Tabla 38. Promedio aritmético y Desviación estándar de los desplazamientos máximos en los extremos de las columnas .....	101

# Capítulo 1. Introducción

## 1.1 Motivación

Chile es uno de los países con mayor sismicidad del mundo, lo cual se ve plasmado en la ocurrencia de terremotos con una magnitud de momento ( $M_w$ ) mayor a 8,0 en los últimos años, como el terremoto del 2010 en Maule ( $M_w=8,8$ ), terremoto del 2014 en Iquique ( $M_w=8,2$ ) y el terremoto del 2015 en Illapel ( $M_w=8,3$ ). Estos terremotos, en su mayoría subductivos, se deben a que Chile se encuentra sobre la placa Sudamericana, cuyo borde occidental choca y genera zonas de subducción con las placas de Nazca y Antártica. Esto genera zonas de trabazón que, al momento de liberarse, ocasionan terremotos de gran magnitud. Debido a la alta recurrencia de este tipo de eventos sísmicos, es esencial asegurar el funcionamiento de la infraestructura del país, como lo son las redes viales, pues permiten el accionar de las redes de emergencia durante estos eventos.

Los puentes son obras de infraestructura fundamentales dentro de una red vial, ya que proveen una solución que permite la conexión de comunidades, evitando accidentes geográficos. Es reconocido que los puentes corresponden al componente más vulnerable y de mayor costo de construcción en las redes viales. Además, juegan un papel importante en la economía del país, ya que permiten el transporte y comunicación de centros urbanos, permitiendo la prestación de servicios y el desarrollo productivo. Por esta razón es prioritario asegurar su funcionamiento bajo cualquier circunstancia, ya que daños o colapsos suponen una amenaza para la población y la economía del país.

Durante el terremoto de Maule (2010), aproximadamente 300 puentes resultaron dañados y unos 20 colapsaron, gran parte de los puentes dañados eran de hormigón armado con vigas pretensadas, como se muestra en la Tabla 1 (Schanack, Valdebenito, & Alvial, 2012). Además, las fallas típicas registradas en los puentes fueron daños en la conexión superestructura-subestructura, lo que se tradujo en daños en apoyos, topes sísmicos y barras sísmicas. Estudios posteriores atribuyeron la mayor parte del daño observado a las rotaciones excesivas que sufrieron los tableros, rotaciones que en ocasiones incluso provocaron el colapso de vanos (Buckle, Hube, Chen, Yen, & Arias, 2012).

Tabla 1. Tabla de Resumen de distribución de daños para diferentes tipos de puente durante el terremoto del 2010 en Chile.

FUENTE: Adaptación de (Schanack, Valdebenito, & Alvial, 2012)

Tipo de puente	Número de puentes	Drift en Tablero	en Colapso de Tablero	Daños en Topes sísmicos	en Asentamiento del estribo	Daños en anclajes sísmicos	Daños en Estribos	Daños en Cepa	Daños en Tablero	Daños en Apoyos
Puente con apoyo simple, compuesto por vigas de hormigón pretensado	54 (68%)	21 (39%)	6 (11%)	36 (67%)	6 (11%)	14 (26%)	-	4 (7%)	31 (57%)	11 (20%)
Puente con apoyo simple por vigas de hormigón armado	2 (3%)	-	-	-	1 (50%)	-	-	-	-	-
Puente compuesto simplemente apoyado	13 (16%)	5 (38%)	4 (31%)	2 (15%)	5 (38%)	3 (23%)	1 (8%)	2 (15%)	2 (15%)	5 (38%)
Puente con vigas continuas de hormigón pretensado	2 (3%)	-	-	2 (100%)	2 (100%)	1 (50%)	-	-	-	-
Puente con vigas continuas de hormigón armado	2 (3%)	-	-	-	1 (50%)	-	-	-	-	-
Puente compuesto por vigas continuas	1 (1%)	1 (100%)	-	1 (100%)	-	-	-	1 (100%)	1 (100%)	1 (100%)
Puente tipo Gerber	2 (3%)	2 (100%)	-	-	-	-	2 (100%)	2 (100%)	-	-
Puente de losa	4 (5%)	-	-	1 (25%)	1 (25%)	-	1 (25%)	-	-	-
<b>Total</b>	<b>80</b>	<b>29 (36%)</b>	<b>10 (13%)</b>	<b>42 (53%)</b>	<b>4 (25%)</b>	<b>18 (23%)</b>	<b>4 (5%)</b>	<b>9 (11%)</b>	<b>34 (43%)</b>	<b>17 (21%)</b>

Esta tabla es en base a 80 puentes dañados.

Además, se determinó que gran parte de los puentes dañados no poseían diafragmas o dispositivos que permitieran restringir los desplazamientos transversales de la superestructura. La ausencia de diafragmas y topes sísmicos en los puentes chilenos se debe a que a través de los años se fueron eliminando estos elementos en la construcción de puentes, especialmente durante la llegada de las concesionarias en la década del 90, con el objetivo de reducir costos y tiempo de construcción de estas obras. Esto se puede apreciar en que los puentes chilenos construidos antes de 1990 presentan una configuración como se muestra en la Figura 1-1(a), para luego evolucionar a una normativa que permitía un diseño como se muestra en la Figura 1-1(c), en donde se aprecia como fueron eliminados el diafragma y los topes sísmicos (Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, & Kosa, 2011).

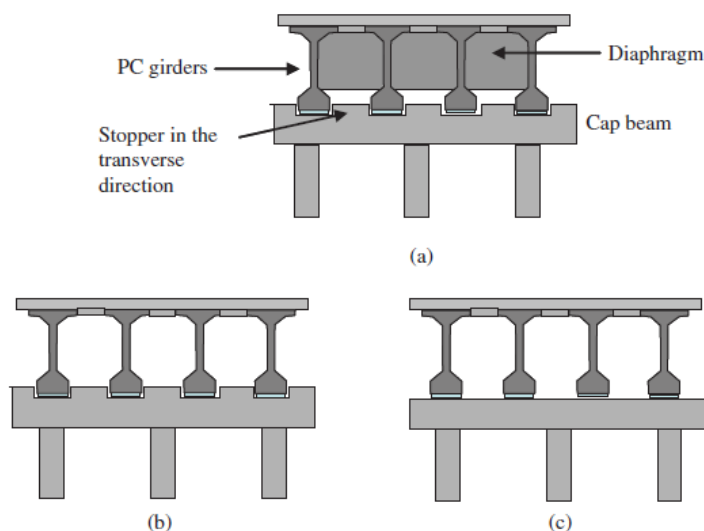


Figura 1-1. Configuración típica de puentes chilenos de vigas pretensadas; (a) Diseños originales; (b) Estructuras sin diafragma; (c) Estructuras sin topes sísmicos

FUENTE: (Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, & Kosa, 2011)

Debido a los daños observados en los puentes, la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas (MOP) se vio obligada a actualizar las normas de diseño sísmico de puentes. Para ello, como primera medida de reparación para las estructuras dañadas o colapsadas, se planteó la necesidad de incorporar dispositivos de restricción transversal, diafragmas y aumentos en las mesas de apoyo. Estas medidas fueron incluidas en un documento publicado en Julio del 2010, donde en una primera versión se plantearon las siguientes disposiciones sísmicas a implementar de manera inmediata (MOP, 2010):

- Modificaciones en el ancho mínimo de la mesa de apoyo.
- Nuevas exigencias a tableros esviados.
- Modificaciones en el diseño sísmicos de apoyos, juntas de dilatación, barras sísmicas, topes sísmicos internos y externos, y estribos.
- Nuevas exigencias en el diseño de pasarelas.

En los meses posteriores al terremoto del 2010, varios puentes dañados fueron reparados siguiendo los nuevos criterios sísmicos del MOP. Por esta razón, se plantea en este estudio la necesidad de analizar la efectividad de las medidas propuestas por el Ministerio de Obras Públicas, comparando la condición original de un puente con su condición reforzada. Para

ello se tomará como puente representativo al puente Lo Echevers, el cual durante el Terremoto del 2010 sufrió el colapso de sus vanos, como se muestra en la Figura 1-2. Este puente poseía una estructura sin diafragma, sin barras sísmicas y con una mesa de apoyo y topes sísmicos que resultaron insuficientes, pues durante el terremoto, sufrió el giro de la superestructura, provocando que las vigas se alejaran de su mesa de apoyo y colapsaran, falla que se observó también en otros puentes (Buckle, Hube, Chen, Yen, & Arias, 2012).



Figura 1-2. Colapso de PS Superior; (a) Tableros colapsados; (b) Tableros colapsado, donde se aprecia columnas sin daños; (c) Tope sísmico de acero dañado; (d) Topes sísmicos de acero y apoyos elastoméricos desplazados

FUENTE: (Buckle, Hube, Chen, Yen, & Arias, 2012)

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo General:

El objetivo principal de esta memoria es realizar un estudio del reforzamiento sísmico del paso superior (PS) Lo Echevers, a través de análisis no lineal y una metodología basada en desempeño, en la cual se comparan niveles de daño alcanzados para la condición original y reforzada de la estructura ante distintos niveles de amenaza sísmica, determinando así las mejoras que conlleva esa última condición.

### 1.2.2 Objetivos Específicos:

- Realizar una descripción general e identificar las ventajas y desventajas de los diferentes tipos de reforzamiento sísmico utilizados en puentes, que tengan como finalidad mitigar los desplazamientos laterales de la estructura durante un evento sísmico, y que se ubiquen entre la superestructura y subestructura.
- Generar un modelo de elementos finitos del PS Lo Echevers utilizando el software de análisis estructural OpenSees (OpenSees, 2013). Este modelo debe ser capaz de representar el comportamiento no lineal de la estructura a través de metodologías de modelación presentes en la literatura.
- Utilizar registros sísmicos reales para simular el comportamiento de la estructura mediante análisis dinámico no lineal (tiempo-historia). Los registros sísmicos serán escalados a partir de espectros de amenaza uniforme para la ciudad de Santiago, asociados a diferentes periodos de retorno.
- Comparar la respuesta estructural del PS Lo Echevers con la presencia de topes sísmicos de acero con respecto a los topes de hormigón armado, elementos presentes en ambas condiciones (original y reforzada).
- Comparar la condición original del puente con la condición reparada sísmicamente a través de estados límites de distintos elementos. De esta manera, se espera tener una base de comparación que permita evaluar y/o verificar las mejoras inducidas por las reparaciones realizadas.

## 1.3 Metodología

Para lograr los objetivos enumerados en la sección anterior, se realiza una breve descripción de los diferentes tipos de reforzamiento sísmico, detallando algunos ejemplos a nivel nacional e internacional. Luego se procede a generar el modelo computacional de ambas condiciones (original y reforzada) del PS Lo Echevers utilizando el software OpenSees (OpenSees, 2013), siguiendo los procedimientos descritos en el estado del arte de modelos numéricos de puentes generados en el software mencionado.

Una vez generados los modelos en el software OpenSees, se procede a realizar análisis tiempo-historia, considerando siete registros sísmicos obtenidos durante el terremoto de Maule (2010). Estos registros serán además escalados, considerando como espectros objetivos los espectros de amenaza uniforme para la ciudad de Santiago, para periodos de retorno de 475, 1.000 y 2.500 años, respectivamente. Con estos resultados, se procede a verificar la efectividad de las medidas de reparación y reforzamiento implementados por el Ministerio de Obras Públicas, luego del colapso de la estructura durante el terremoto de Maule (2010).

## 1.4 Alcance

La información presentada en esta memoria está organizada de la siguiente manera.

1. Capítulo 2, “Revisión de la literatura”. En este capítulo, se realiza una breve descripción de los componentes de un puente, y los diferentes tipos de reforzamiento sísmico empleados en puentes, junto con aplicaciones en Estados Unidos y Chile.
2. Capítulo 3, “Descripción y Modelación Computacional del Puente en Estudio”. En este capítulo, se describen las características geométricas y estructurales del PS Lo Echevers en sus dos condiciones; es decir, en la condición original y reforzada. Además, se presentan en detalle los supuestos y procedimientos para realizar la modelación de diversos componentes del puente en el software de análisis estructural OpenSees.
3. Capítulo 4, “Análisis y Discusión de Resultados”. En este capítulo, se detalla el procedimiento de escalamiento aplicado a los siete registros seleccionados, considerando como registros objetivos los espectros de amenaza uniforme para la ciudad de Santiago de Chile. Además, se presentan los resultados obtenidos, junto con los estados límites alcanzados tanto para la condición original del puente como para la condición reparada.
4. Capítulo 5, “Conclusiones”. En este capítulo se presentan las conclusiones del estudio, como también recomendaciones y comentarios para futuros trabajos.

## Capítulo 2. Revisión de la literatura

En esta sección se presentan técnicas y dispositivos utilizados para el reforzamiento sísmico de puentes. Las medidas de reforzamiento son agrupadas según la zona del puente que afectan principalmente. Para ello, se realiza una descripción de los diferentes tipos de reforzamiento sísmico utilizados tanto en la superestructura como en la subestructura, junto con ventajas y desventajas que conllevan estos procedimientos. Además, se indican algunos ejemplos de reforzamiento sísmico llevados a cabo en puentes nacionales e internacionales.

### 2.1 Descripción de los componentes de un puente

Debido a que esta memoria se enfoca en el estudio del comportamiento sísmico de puentes y sus componentes, es fundamental identificar y conocer los principales componentes que lo conforman, como se ilustra en la Figura 2-1, considerando solo los elementos que se encuentran en el puente de estudio. Los puentes se pueden dividir en dos grandes zonas, la superestructura y subestructura. La superestructura tiene como principal objetivo soportar cargas, tales como cargas de peso propio, debido al viento, a los sismos, y principalmente, al paso de vehículos y transeúntes, las cuales son transmitidas a la subestructura. Además, esta zona de los puentes, puede tener variadas secciones transversales, como se indica en la Figura 2-2, la cual responde a las necesidades del medio en relación al tipo de vía que albergará, el tipo de vehículo que circulará, la magnitud de las cargas y de la zona sísmica en la que se ubica, entre otros factores. Mientras que la subestructura, corresponde a la zona de la estructura compuesta por las columnas, vigas cabezal, fundaciones y estribos, y que tiene como principal función distribuir las cargas provenientes de la superestructura al suelo o entorno.

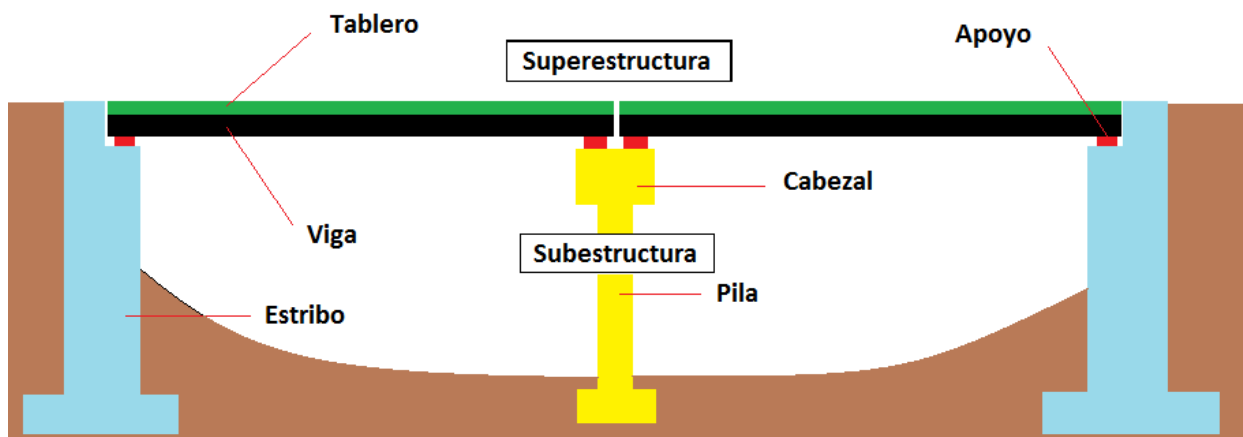


Figura 2-1. Elementos principales de un puente  
FUENTE: Elaboración propia


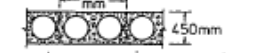
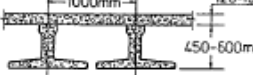




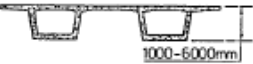

TYPE	EXAMPLE	CONSTRUCTION	SPAN RANGE
Solid Slab		In Situ	5-15m (15-50 ft)
Voided Slab		Precast	6-15m (20-50ft)
Inverted-Tee		Precast T In Situ Slab	12-24m (40-80ft)
I-Beam		Precast I In Situ Slab	12-35m (40-120ft)
Double-Tee		In Situ	25-40m (80-130ft)
Single-Spine Box Girder		Precast or In Situ	30-200m (100-650ft)
Multi-Cell Box Girder		Precast or In Situ	30-100m (100-330ft)
Twin-Spine Box Girder		Precast or In Situ	30-200m (100-650ft)
Rectangular Box		Precast or In Situ	30-150m (100-300ft)

Figura 2-2. Tipos de secciones transversales de superestructura de hormigón armado, forma de construcción y largos adecuados

FUENTE: (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

En cuanto a los componentes más relevantes de estas estructuras, agrupadas en la superestructura y subestructura, es posible identificar los siguientes elementos.

- Fundaciones: Estas cumplen el objetivo de transmitir las solicitaciones provenientes de la estructura hacia el suelo. Las fundaciones pueden ser de distintos tipos, entre las más comunes se encuentran zapatas, zapatas apoyadas en bloques o en pilotes, sistemas pila-pilote, como se muestra en la Figura 2-3. Además, estas se seleccionan según los requisitos de carga, condiciones del suelo y dificultades topográficas.

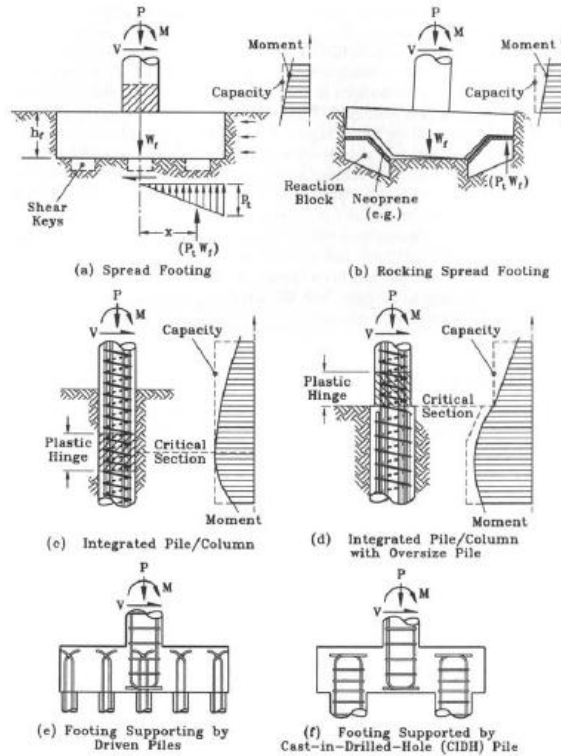


Figura 2-3. Alternativas de fundaciones; (a) Zapatas; (b) Zapatas sobre bloques; (c) sistema pila-pilote; (d) Sistema pila-pilote con pilote de mayor diámetro; (e) y (f) Zapatas sobre pilotes

Fuente: (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

- Placas de apoyo elastoméricas: Elemento de uso común en puentes viales, las que están compuestas por láminas de goma o neopreno y placas de acero intercaladas, como se indica en la Figura 2-4. En ocasiones, se dispone una barra de acero, tipo anclaje, que une los elementos con la viga cabezal y con la viga travesaño, con el objetivo de impedir el deslizamiento de la placa durante eventos sísmicos (Imbsen & Nutt, 1981).

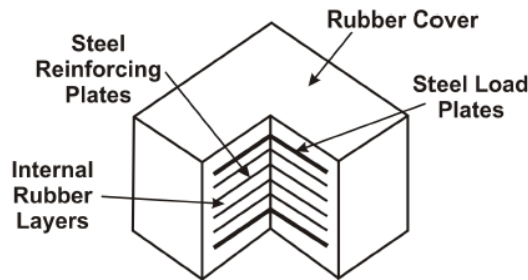


Figura 2-4. Placa de apoyo elastomérica

FUENTE: (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

- Topes sísmicos: Elementos que se incorporan en las vigas cabezales con la finalidad de restringir los desplazamientos transversales de la superestructura, y de esta manera evitar la caída de vanos. La filosofía actual de diseño sísmico en Chile, exige que

estos elementos se diseñen con una capacidad menor a las columnas (MOP, 2017), con la finalidad de evitar daños excesivos en las columnas.

- Cepas : Elemento que conecta las fundaciones con la superestructura, compuesto por las columnas y viga cabezal del puente. Pueden estar conformadas por una, dos o múltiples columnas, como se indica en la Figura 2-5.

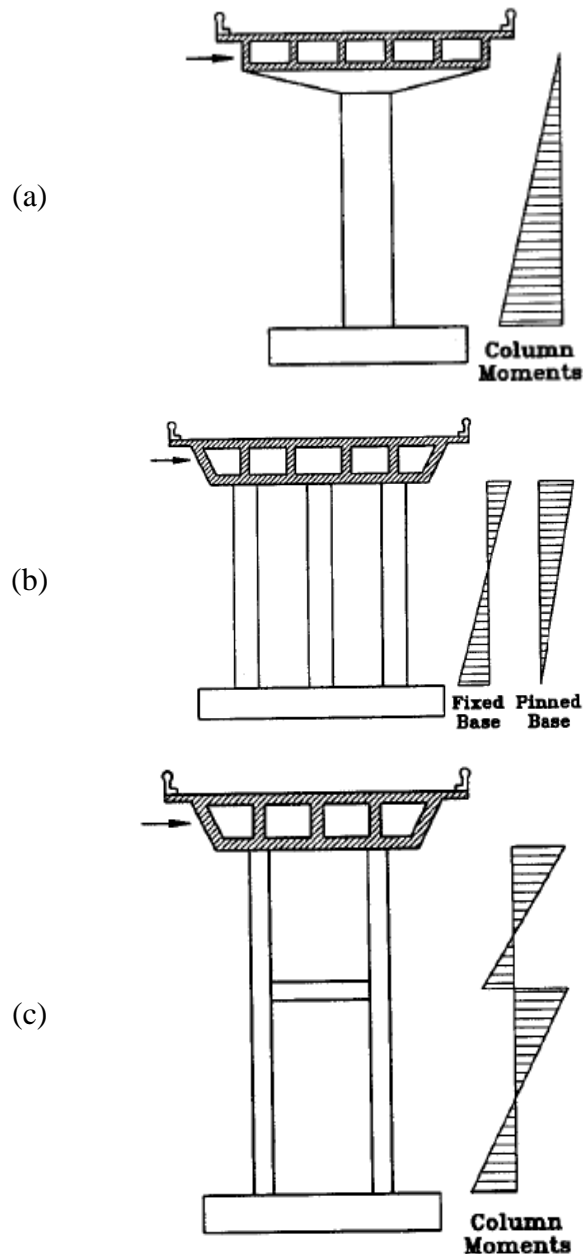


Figura 2-5. Configuraciones de cepa (a) Columna simple; (b) Columna múltiple; (c) Columna conectada  
FUENTE: (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

- Estribos: Elemento que interactúa directamente con el suelo, y tiene como finalidad dar soporte vertical a la estructura y brindar conexión a las vías de acceso. Dependiendo de las condiciones del suelo, el tamaño del puente, los desplazamientos esperados y la elección del enfoque de la resistencia sísmica, es posible utilizar diferentes tipos de conexiones entre el estribo y la superestructura, tales como conexiones monolíticas o no monolíticas, como se indica en la Figura 2-6.

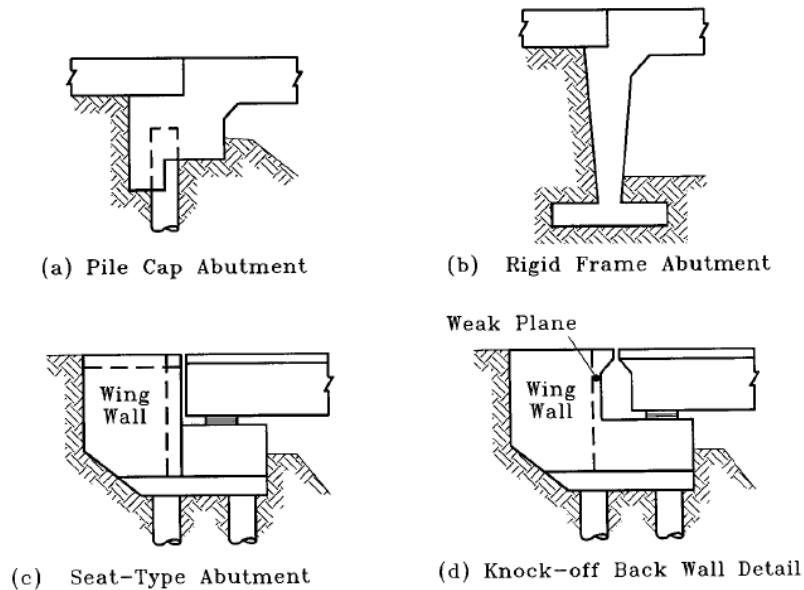


Figura 2-6. Tipos de conexiones superestructura y estribo

FUENTE: (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

## 2.2 Reforzamiento Sísmico de la Superestructura

El reforzamiento sísmico en la superestructura tiene como objetivo evitar la caída de los vanos, mitigando los movimientos relativos y fuerzas de impacto generadas en la interfaz superestructura-subestructura durante un evento sísmico. Existen variados elementos que cumplen este objetivo, entre los que se encuentran el aumento de la longitud de la zona de apoyo de vigas longitudinales para evitar su caída, dispositivos de restricción, dispositivos de amortiguación de choques, juntas de dilatación modulares, dispositivos de disipación de energía y dispositivos híbridos. Estos dispositivos se describen brevemente a continuación.

### 2.2.1 Dispositivos de restricción

Dispositivos de gran uso para prevenir el colapso del tablero del puente. Estos dispositivos son instalados entre vigas longitudinales o entre el estribo y las vigas, con el objetivo de reducir el desplazamiento relativo entre la superestructura y subestructura. Además, constan con un simple procedimiento de instalación y de bajo costo (Priestley, Seible, & Calvi, 1996).

#### 2.2.1.1 Extensores de apoyo

Dispositivos generalmente simples y de una instalación de bajo costo, que tiene por objetivo ampliar la mesa de apoyo de la superestructura para disminuir el riesgo de caída de los tableros, a través de ménsulas de hormigón o de acero, como se indica en la Figura 2-7(a), instalación de elementos metálicos que unen las vigas de la superestructura, como se indica en la Figura 2-7(b), y el uso de una viga metálica que funciona de apoyo en caso que una de las vigas pretensadas pierda su mesa de apoyo, como se indica en la Figura 2-7(c).

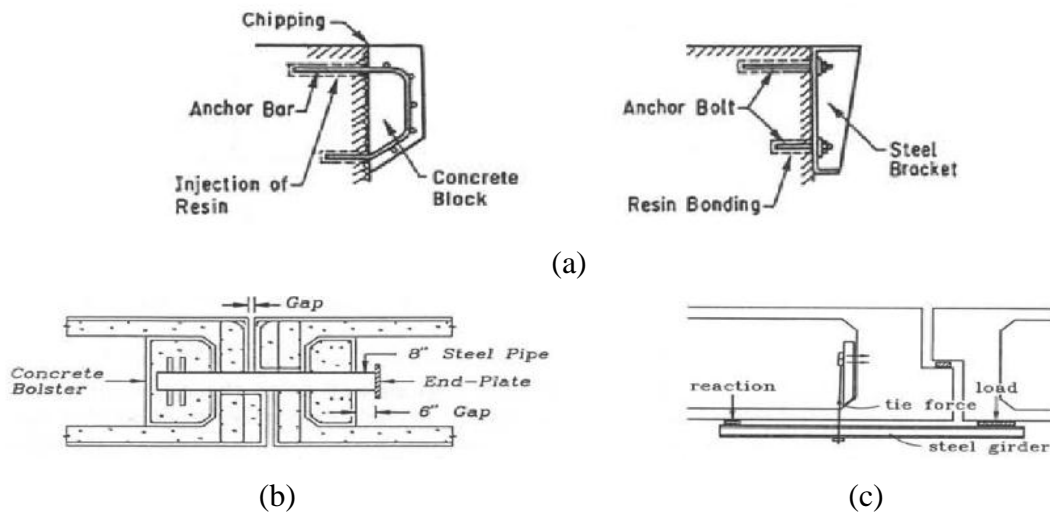


Figura 2-7. Extensores de apoyo; (a) Ménsulas de hormigón armado o metálicas; (b) Tubo metálico que permite desplazamiento; (c) Viga metálica unida a las vigas

FUENTE: (Priestley, Seible, & Calvi, 1996) [a-b] (Caltrans, Seismic Design Criteria, 2013)[c]

### 2.2.1.2 Colectores

Son dispositivos metálicos, como se muestra en la Figura 2-8, apernados a la viga cabezal o estribos del puente, en zonas donde no hay espacios suficientes para el uso de extensores de apoyo o exista una distancia entre la subestructura y la superestructura mayor a 15 [cm] debido al uso de apoyos de una gran altura, permitiendo disminuir las caídas de la superestructura y proporcionar una mayor meseta de apoyo.

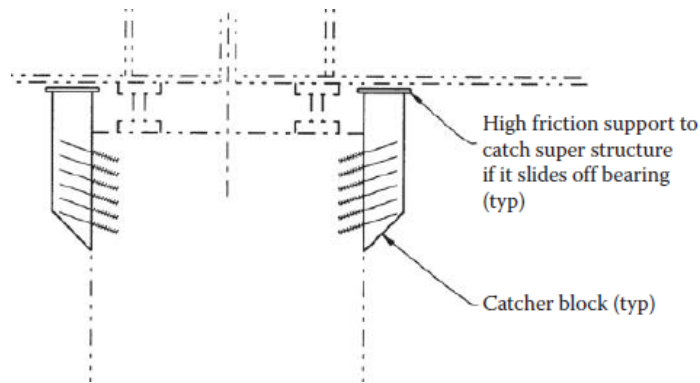


Figura 2-8. Diagrama de colector  
FUENTE: (Chen & Duan, 2014)

### 2.2.1.3 Topes laterales de hormigón

Estos elementos de hormigón armado, también conocidos como llaves de corte (shear keys en inglés), en ocasiones se instalan como un tipo de reforzamiento sísmico en las cepas o estribos, como se indica en Figura 2-9. Los topes pueden ser internos o externos, es decir pueden ubicarse de manera interna entre las vigas, o de manera externa, en los extremos de las cepas o estribos. La función principal de los topes es reducir el desplazamiento transversal del tablero, previniendo así la caída de la superestructura. Además, transfieren los esfuerzos de corte generados por la fuerza inercial de la superestructura a la subestructura.



Figura 2-9. Tope sísmico de hormigón armado en estribo

FUENTE: <http://www.jlsingenieria.cl/repuracion-paso-superior-lo-echevers/> 28/11/2018 23:12 hrs.

Liu y Chang (2006) determinaron que era importante, al momento del diseño de los topes, considerar el espacio que existirá entre el dispositivo y las vigas del puente, y su capacidad máxima, lo que determina el nivel de carga que serán capaces de transferir a las cepas, concluyendo como la disminución del espacio y el aumento de la carga de diseño, genera un mayor daño en las columnas de la cepa, debido a la mayor transferencia de carga que se genera.

#### 2.2.1.4 Topes laterales de acero

Dispositivos metálicos fijados en la parte superior del cabezal y a los costados de los apoyos, como se muestra en la Figura 2-10, que cumplen el objetivo de transferir cargas desde la superestructura a la subestructura, reduciendo las posibilidades de daño en los apoyos.



Figura 2-10. Soporte de apoyo usado en placa de apoyo elastomérica en puente en el estado de Indiana, EEUU  
FUENTE: (Wright, DesRoches, & Padgett, 2010)

Estos dispositivos han sido ampliamente utilizados en Chile, sin embargo, durante el terremoto de Maule (2010), no fueron capaces de brindar la resistencia requerida para evitar el colapso de la superestructura, como se muestra en la Figura 2-11 (Hube, Santa María, & Villalobos, 2010).



Figura 2-11. Tope sísmico de acero en PS Lo Echevers luego del terremoto del Maule (2010)  
FUENTE: <http://www.jlsingenieria.cl/repacion-estructuras-vespucio-norte/> 08/07/2018 21:50

### 2.2.1.5 Dispositivos de restricción metálicos

Dispositivos metálicos conformados por cables que unen la superestructura y subestructura, diseñados para permanecer en el rango elástico, pues durante un evento sísmico se espera solo utilizar su capacidad de limitar los desplazamientos, y que la energía sísmica se libere por la articulación plástica de las columnas (Shrestha, Hao, & Bi, 2017).

Los dispositivos pueden estar dispuestos entre vigas (pretensadas o postensadas), o entre la superestructura y subestructura, como se indica en la Figura 2-12(a) y Figura 2-12(b), respectivamente, siendo esta última condición recomendada para aquellas estructuras en la que las fuerzas inducidas por el dispositivo a la viga cabezal no generen daños (Shrestha, Hao, & Bi, 2017).

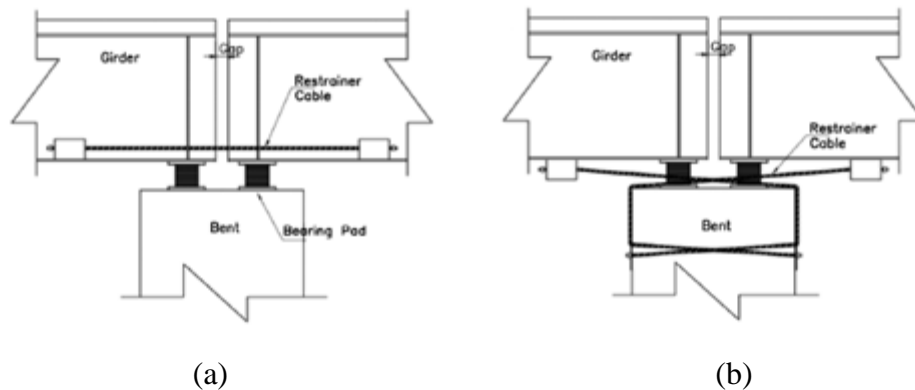


Figura 2-12. (a) Dispositivo de restricción uniendo vigas adyacentes; (b) Dispositivo de restricción uniendo vigas con viga cabezal

FUENTE: (Shrestha, Hao, & Bi, 2017)

Sin embargo, como estos dispositivos son diseñados para permanecer en el rango elástico, exige la instalación de una gran cantidad de dispositivos para limitar las demandas de desplazamiento, lo cual puede inducir solicitaciones no consideradas en otros componentes del puente. (Shrestha, Hao, & Bi, 2017).

### 2.2.1.6 Dispositivos de restricción de aleaciones con memoria de forma

En los últimos años, se han creado dispositivos de restricción a base de materiales “inteligentes”, uno de ellos corresponde a la familia de aleaciones con memoria de forma, SMA (shape memory alloys) por sus siglas en inglés. Material que puede recuperar su condición inicial, sin deformaciones residuales, una vez se le aplique calor o se remuevan las cargas actuantes. (Shrestha & Hao, 2015).

Esta capacidad de recuperar su forma original, representa una gran ventaja con respecto a dispositivos de acero, en los cuales es reconocido que una vez que entran en el rango inelástico están afectados a deformaciones residuales, tal como se muestra en la Figura 2-13(a). Por el contrario, el dispositivo SMA al entrar al rango no lineal alcanza su capacidad máxima a una deformación entre el 6 y 8%, para luego decrecer hasta alcanzar su condición original, como se ilustra en la Figura 2-13(b).

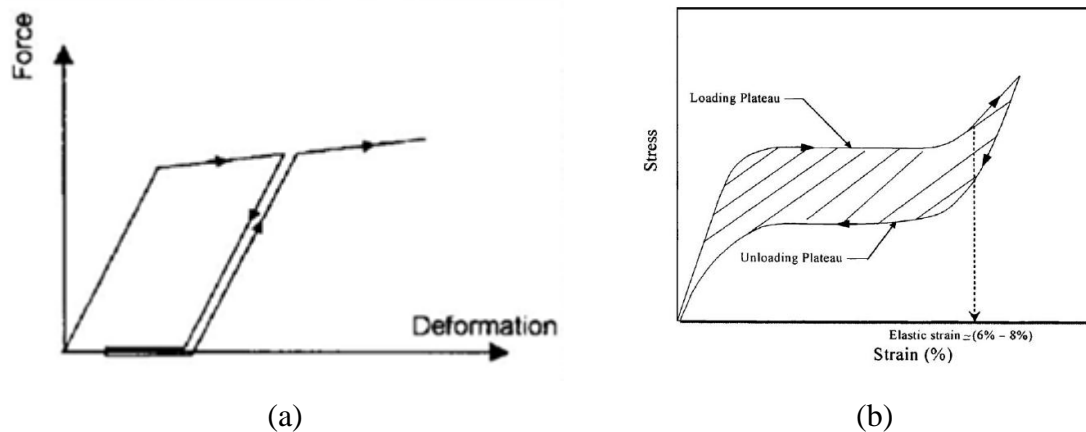


Figura 2-13 (a) Relación fuerza-deformación dispositivo de Acero; (b) Relación esfuerzo-deformación de SMA

FUENTE: (Andrawes & DesRoches, 2007a)

Andrawes y DesRoches (2007a) realizaron ensayos con la finalidad de comparar el comportamiento de dispositivos de restricción metálicos con dispositivos de SMA, determinando que estos últimos son más efectivos en la limitación de la abertura de juntas. Sin embargo, se determinó que su capacidad de disipación de energía es aproximadamente el 27% de la energía disipada por un dispositivo metálico, lo cual se debe a su relación constitutiva. A pesar de lo anterior, la capacidad de recentrado de los dispositivos SMA es más eficaz en la limitación del desplazamiento relativo de las juntas.

### 2.2.1.7 Dispositivos de restricción de polímeros reforzado

Otra opción para la construcción de dispositivos de restricción corresponde al uso de materiales de alta resistencia, representados por polímeros de fibras reforzados, FRP (fiber reinforced polymer) por sus siglas en inglés. Este material, como su nombre lo indica, está compuesto básicamente por polímeros, material que ofrece ventajas sobre los metales por su facilidad de fabricación e instalación, la cual se realiza aplicando adhesivos en la superficie, lo que evita la perforación del hormigón. Además, por lo general los dispositivos de reforzamiento sísmico se ubican en el interior de las vigas, a diferencia de los FRP que son visibles, lo que facilita su inspección (Shrestha, Hao, & Bi, 2017)

En el trabajo realizado por Johnson y otros (2006) se presenta una comparación de los desplazamientos relativos alcanzados en una junta, obtenidos al usar tres tipos de dispositivos de restricción: (1) dispositivo metálico; (2) en base a SMA; y (3) a un material FRP con fibras de vidrio (GFRP). Los autores determinaron que el dispositivo metálico alcanzó la falla en un menor número de ciclos de carga que el resto, principalmente debido a que la junta alcanzó deformaciones relativas mayores que al utilizar los otros dispositivos, como se muestra en la Figura 2-14.

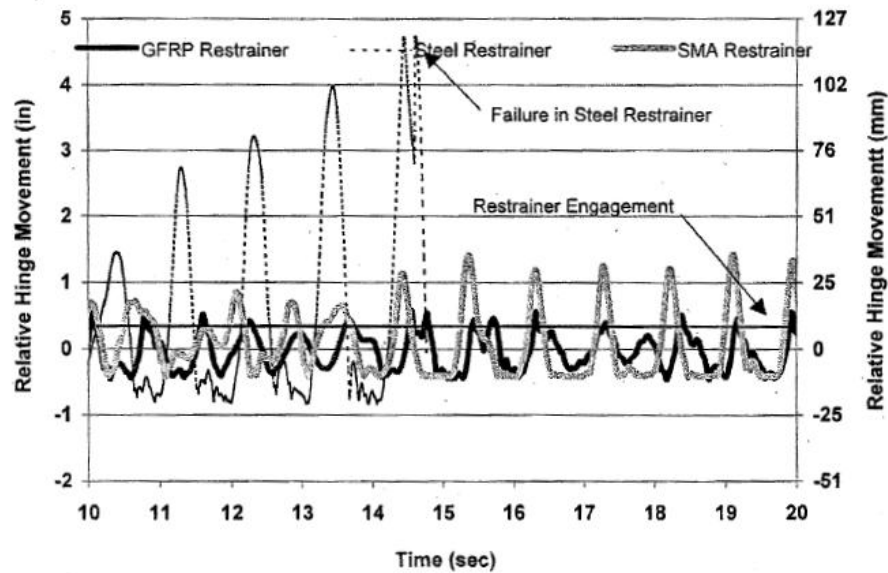


Figura 2-14. Comparación entre desplazamiento relativos de junta

FUENTE: (Johnson, Saiidi, & Maragakis, 2006)

A pesar de limitar los desplazamientos de mejor manera que los dispositivos de acero, los dispositivos FRP poseen un elevado costo de fabricación en comparación con el acero. Además, el FRP posee un coeficiente de expansión térmica diferente que el concreto, lo cual puede generar desprendimiento del dispositivo por cambios de temperatura, una degradación prematura de las fibras frente a altas temperaturas y un comportamiento casi lineal hasta la falla, es decir, sin deformaciones plásticas, lo que se traduce en bajos niveles de ductilidad, generando una falla frágil al momento de la rotura del elemento (Castillo-Barahona, 2010).

### 2.2.2 Dispositivos de absorción de choques

Durante los eventos sísmicos, se generan movimientos en las juntas de la superestructura, lo que inevitablemente conlleva a impactos entre distintos elementos del puente. Para evitar los daños de impacto que se puedan generar en las superficies de contacto, investigadores han propuesto insertar una capa delgada de un material elástico como dispositivo de absorción de choques, SAD (shock absorbing devices) por sus siglas en inglés (Shrestha, Hao, & Bi, 2017).

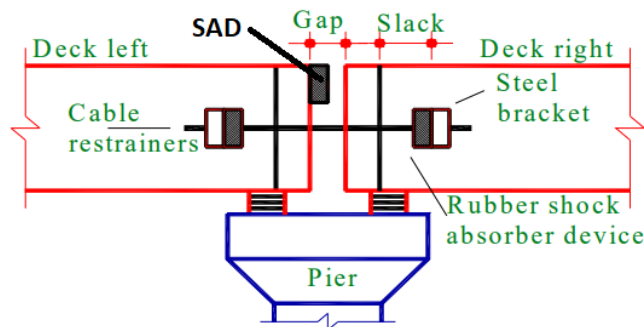


Figura 2-15. Esquema de ubicación de SAD en un puente

FUENTE: (Abdel, 2009)

Es muy probable que estos dispositivos durante un evento sísmico resulten dañados, lo que obliga a su reparación o reemplazo, por lo que Li, Mao, Li y Zhao (2011) propusieron un dispositivo en base a aleaciones de memoria de forma SMA, SMAPR (shape memory alloy pseudo-rubber) por sus siglas en inglés, lo que redujo en gran cantidad las deformaciones residuales.

### 2.2.2.1 Juntas de dilatación modulares

Las juntas de dilatación modular, MEJ (modular expansion joint) por sus siglas en inglés, se conectan en cada uno de sus bordes a las vigas del puente. El interior de las MEJ consiste en vigas transversales (center beams) que descansan sobre estribos (yokes), los cuales a su vez deslizan sobre barras de soporte longitudinales (support bar) como se muestra en la Figura 2-5. Adicionalmente, el interior de las juntas modulares está protegido del exterior gracias a perfiles de sellado (seal), que se conectan a las vigas exteriores.

Estos dispositivos originalmente fueron diseñados para permitir la expansión térmica de los tableros, aunque Chouw y Hao (2008) propusieron su uso como un dispositivo para mitigar el impacto entre componentes adyacentes. Chouw y Hao, además, analizaron el ancho mínimo del dispositivo para evitar el impacto entre las vigas, dimensión crítica en el diseño del elemento, ya que permite asegurar su integridad y de los demás componentes durante un evento sísmico.

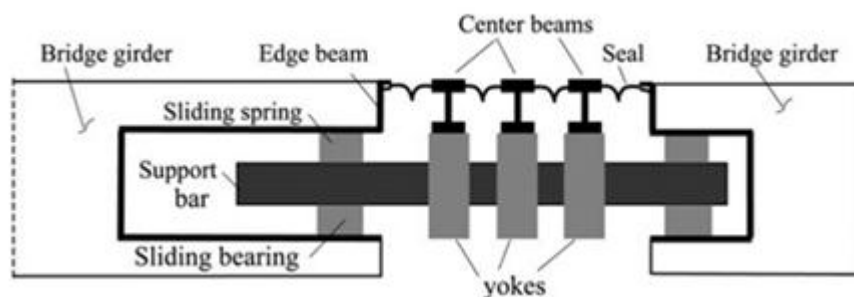


Figura 2-16. Sección transversal de junta de dilatación modular  
FUENTE: (Chouw & Hao, 2008)

### 2.2.3 Dispositivos de disipación de energía o amortiguación

A continuación, se describen aquellos elementos clasificados como dispositivos de amortiguación o disipadores. Estos elementos se clasifican, generalmente, según el material del que están compuestos y el principio que rige su funcionamiento.

#### 2.2.3.1 Dispositivos de disipación metálicos

Los dispositivos de disipación metálicos, como se muestra en la Figura 2-17, son elementos que disipan energía en función de las deformaciones alcanzadas, y en ocasiones exhiben relaciones de fuerza-deformación que se puede aproximar a una curva bilineal o trilineal. Además, es un dispositivo de bajo costo y con propiedades que se conservan a través del tiempo (Andrawes & DesRoches, 2007a).



Figura 2-17. Dispositivo de disipación metálico

FUENTE: (Elnashai, Gencturk, Kwon, Al-Qadi, & Hashash, 2010)

Deng y otros (2014) utilizaron dispositivos como se muestra en la Figura 2-18, llamados paneles de corte (shear panels), determinando que con un diseño adecuado, los dispositivos eran capaces de alcanzar grandes deformaciones, lo que aumentaba sus capacidades de disipación de energía. Sin embargo, uno de los principales inconvenientes de los dispositivos metálicos es que, al disipar energía, el material resulta con deformaciones remanentes, lo que obliga a su reemplazo o incluso en ocasiones puede generar daños en la superestructura (Shrestha, Hao, & Bi, 2017).

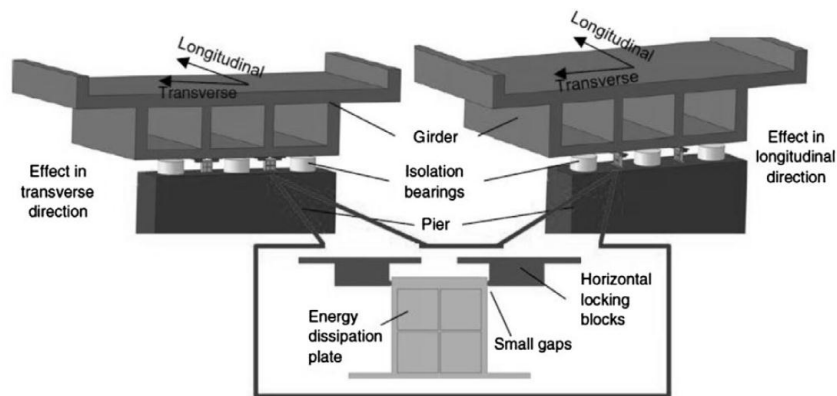


Figura 2-18. Ejemplo de dispositivo de disipación metálico tipo panel de corte

FUENTE: (Deng, Pan, Su, Ran, & Xue, 2014)

Además, se plantea el uso de riostras restringidas al pandeo, BRB (buckling-restrained braces) por sus siglas en inglés, las que se componen de un núcleo de acero dúctil, que tiene por objetivo transferir la fuerza axial y disipar la energía, y un sistema de confinamiento, el cual evita el pandeo del núcleo bajo compresión o de retención de pandeo. La participación de estos elementos, resulta en una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 2-19.

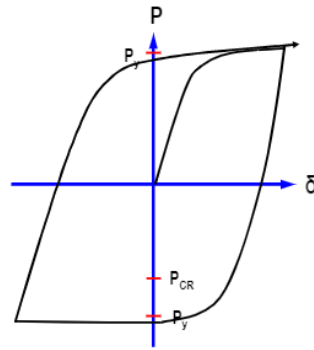


Figura 2-19. Relación fuerza-deformación de BRB  
 FUENTE: (Medalla, Peña, Hidalgo, & Bravo, 2015)

Las BRB cuentan con un mecanismo para restringir el pandeo de la riostra, generalmente, compuesto por un elemento de acero, el cual se rellena con mortero o concreto, como se muestra en la Figura 2-20(a). El núcleo de acero, a su vez, puede ser dividido en tres partes: (1) un segmento central confinado, donde se espera un alto nivel de fluencia del acero; (2) un segmento confinado de transición, donde se espera que el acero no fluya; y (3) un segmento no confinado de conexión a los otros elementos de la estructura, donde se espera un comportamiento primordialmente elástico, como se muestra en la Figura 2-20(b). El núcleo de acero es capaz de soportar la carga axial mientras que la zona exterior, gracias al concreto, proporciona arriostramiento al núcleo para prevenir el pandeo global. Además, se agrega generalmente una delgada capa de algún material en la interfaz acero-concreto para 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 (El-Bahey & Bruneau, 2011).

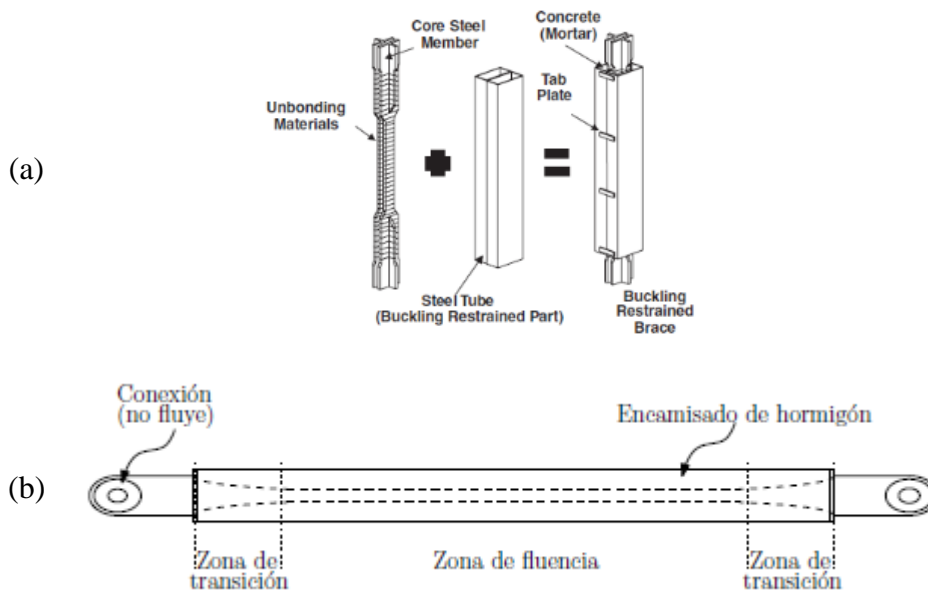


Figura 2-20. (a) Partes de un BRB; (b) Secciones del núcleo del BRB  
 FUENTE: (Tsai & Hsiao, 2008) [a] (Comicheo, 2018)[b]

Comicheo (2018) analizó el uso de BRB en puentes de hormigón armado chilenos, quien determinó, a través de modelos no lineales generados en el software SAP2000, como se muestra en la Figura 2-21, que al incluir estos dispositivos la respuesta de la estructura mejora. Esta mejora en la respuesta se debe a que el daño y disipación de energía se concentran en el dispositivo, lo que permite mantener los demás componentes del puente en el rango elástico o con mínimas incursiones no lineales. Además, es posible limitar los desplazamientos del tablero, previniendo así la caída de los vanos.

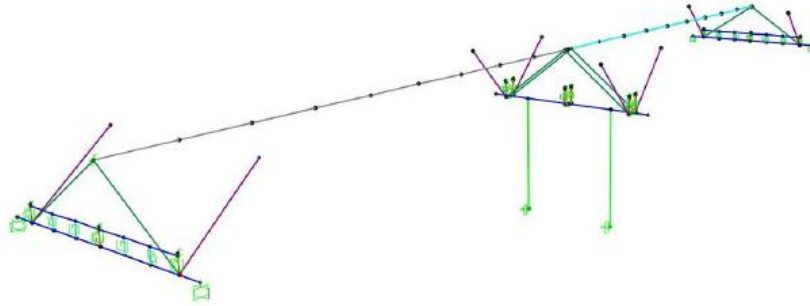


Figura 2-21. Modelo en software SAP2000 del puente Las Mercedes con BRB

FUENTE: (Comicheo, 2018)

Wei y Bruneau (2018) investigaron el uso de diafragmas dúctiles bidireccionales con BRBs, dispositivo modelado como se indica en la Figura 2-22, demostrando ser capaces de desarrollar los comportamientos dúctiles esperados, manteniendo la subestructura en el rango elástico.

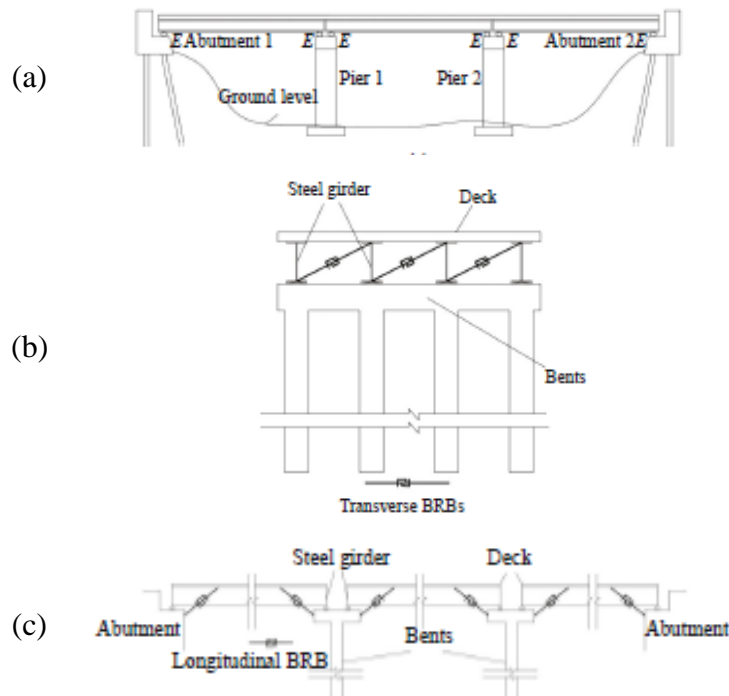


Figura 2-22. Esquema representativo de BRB en diafragmas dúctiles bidireccionales; (a) Vista General del puente; (b) Dirección transversal; (c) Dirección longitudinal

FUENTE: (Wei & Bruneau, 2018)

### 2.2.3.2 Dispositivos de amortiguación de SMA

Para eliminar las deformaciones remanentes observadas en los dispositivos de disipación metálicos, Choi y otros (2009) investigaron el uso de barras de SMA, como se muestra en la Figura 2-23. Los autores del estudio determinaron que, a pesar de tener un factor de amortiguación inferior a los dispositivos de acero, este nuevo dispositivo era capaz de reducir las aberturas de las juntas y las fuerzas de impacto, asegurando además su integridad frente a grandes deformaciones.

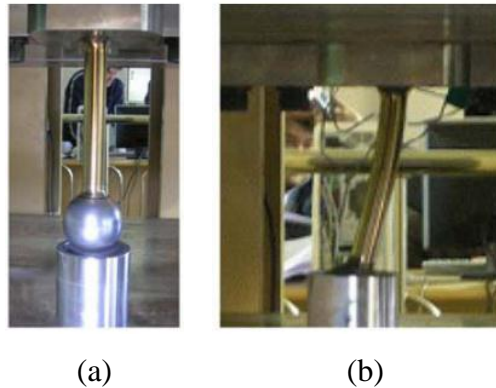


Figura 2-23. Dispositivo de amortiguación SMA; (a) Partes del dispositivo; (b) Dispositivo bajo acción lateral  
FUENTE: (Choi, Lee, & Choei, 2009)

### 2.2.3.3 Dispositivos de amortiguación viscoelásticos

Los dispositivos de amortiguación viscoelásticos, VE (viscoelastic) por sus siglas en inglés, son fabricados generalmente con polímeros o sustancias elastoméricas, como se muestra en la Figura 2-24. Los dispositivos están compuestos por capas de material VE intercaladas entre capas de acero, y disipan energía a través de las deformaciones por corte generadas en la zona donde se encuentra el material viscoelástico.

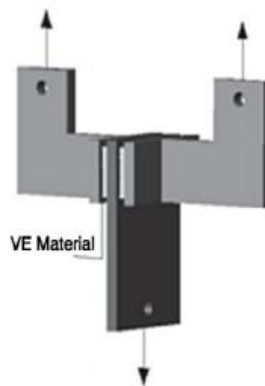


Figura 2-24. Disipador viscoelástico  
FUENTE: (Shrestha, Hao, & Bi, 2017)

Andrawes y DesRoches (2007a) compararon los dispositivos de amortiguación VE con otros dispositivos de reforzamiento sísmico utilizados para restringir el desplazamiento relativo en las juntas, concluyendo que estos dispositivos son efectivos. Sin embargo, las fuerzas

inducidas en los amortiguadores VE están directamente relacionadas con la frecuencia del desplazamiento, lo que dificulta su diseño.

Además, estos dispositivos, como fue evidenciado por Chang y otros (1993), están propensos a altos aumentos de temperatura, debido a los ciclos de carga y descarga generados durante un evento sísmico, lo cual puede reducir significativamente su rigidez y capacidad de disipación de energía.

#### 2.2.3.4 Dispositivos de amortiguación de fluido viscoso

Los amortiguadores de fluido viscoso, FVD (fluid viscous damper) por sus siglas en inglés, consisten en un cilindro hueco, relleno de un fluido en base a silicona, como se indica en la Figura 2-25. El fluido es forzado a fluir a altas velocidades, a través de orificios en los alrededores del pistón, generando flujos turbulentos que circulan a gran velocidad, lo que disipa energía en forma de calor. Este flujo, en ocasiones, puede resultar en el aumento significativo de la temperatura del dispositivo, por lo que se transforma en un factor relevante en el diseño (Makris, 1998).

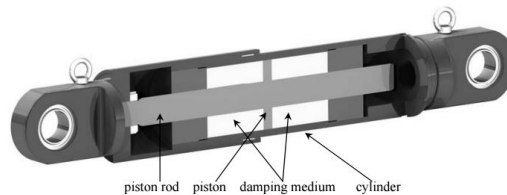


Figura 2-25. Dispositivo de amortiguación viscoso  
FUENTE: (Qian, Ding, Song, & Chen, 2012)

Shinozuka y otros (2000) demostraron la efectividad del uso de amortiguadores viscosos no lineales en los estribos o entre las vigas de un puente. En el estudio se demostró que los disipadores son capaces de limitar el desplazamiento relativo en las juntas, mitigar la demanda de ductilidad en la subestructura y reducir las fuerzas de impacto.

Una limitación de estos dispositivos, es que requieren una inspección periódica del líquido responsable de disipar la energía (Symans, y otros, 2008).

#### 2.2.3.5 Dispositivos de amortiguación magneto-reológico

Los dispositivos magneto reológicos, MR (magneto rheological) por sus siglas en inglés, corresponde a un dispositivo semi-activo, que poseen una configuración como se muestra en la Figura 2-26, donde el fluido MR, está compuesto por aceite y un porcentaje de partículas de acero, recubiertas con material anticoagulante. Cuando se encuentra inactivo el dispositivo, las partículas están dispersas por el fluido, sin embargo, una vez aplicado un campo magnético, estas se alinean, actuando como una barrera al flujo del fluido, como se muestra en la Figura 2-27.

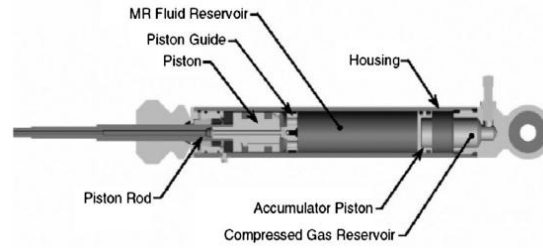


Figura 2-26. Dispositivo MR  
FUENTE: (Shrestha, Hao, & Bi, 2017)

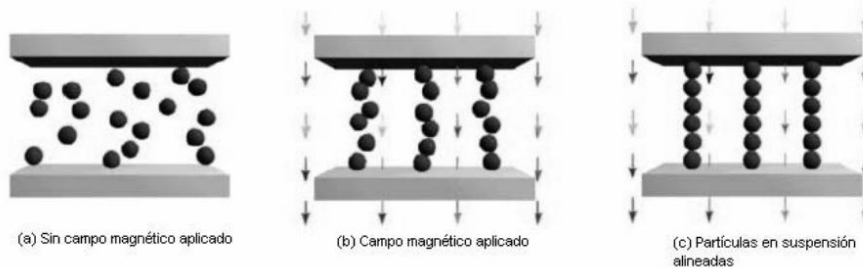


Figura 2-27. Activación de un fluido magneto reológico  
FUENTE: (Reyes, 2006)

Li y Yue (2006) analizaron el uso de dispositivos MR para controlar el impacto entre tableros en puentes elevados, donde concluyeron que al instalar los elementos entre la superestructura y subestructura, logran un mejor rendimiento, que instalándolo entre tableros adyacentes.

Una desventaja de los dispositivos semi-activos es que para su funcionamiento se requiere de una fuente de poder externa, aunque sea pequeña, la cual puede desactivarse para grandes eventos extremos. Además, el rendimiento del dispositivo es dependiente del tiempo de retardo de respuesta, y el algoritmo de control es de una gran complejidad, lo que dificulta sus aplicaciones en obras civiles (Shrestha, Hao, & Bi, 2017).

### 2.2.4 Dispositivos híbridos

Estos dispositivos consisten en el uso simultáneo de dos o más tipos de dispositivos, lo que conlleva en ocasiones un gran beneficio a la respuesta de la estructura. Este es el caso de lo propuesto por Zhu, Abe y Fujino (2004), quienes plantearon el uso simultáneo de dispositivos de restricción y absorción de choques, lo que generó un mejor control de los desplazamientos en las juntas de la superestructura y de las fuerzas de impacto generadas durante un evento sísmico.

Abdel (2009) investigó el comportamiento de tres configuraciones, como se muestra en la Figura 2-28, determinando que la capacidad de limitar los desplazamiento en la junta se ve acrecentada por la disposición simultánea de dispositivos de amortiguación SAD.

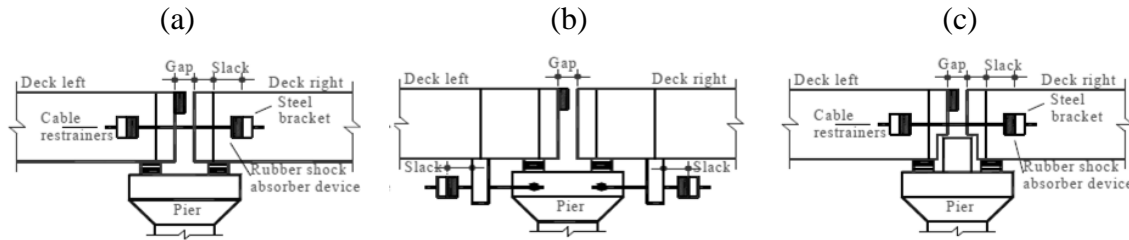


Figura 2-28. Configuraciones de dispositivos híbridos; (a) Configuración I; (b) Configuración II; (c) Configuración III  
FUENTE: (Abdel, 2009)

Shrestha y otros (2014) evaluaron el uso de dispositivos tipo SAD con dos tipos de dispositivos de restricción, de acero y de SMA, donde se determinó que los dispositivos de absorción disminuyen la distancia entre las juntas, lo cual prolonga la duración de los impactos y puede conllevar al aumento de los desplazamientos relativos, por lo que sugiere el uso de los dispositivos de restricción, los cuales mitigan los daños del impacto.

También se han propuesto otros dispositivos para mitigar los efectos de los desplazamientos en las juntas de la superestructura, a través de la combinación de dispositivos de restricción con dispositivos de amortiguación. Zhang y otros (2009) desarrollaron un dispositivo híbrido de control pasivo utilizando cables super-elásticos CuAlBe, los que no solo limitan el desplazamiento en la junta, sino que proporcionan una capacidad de recentrado, como se muestra en la Figura 2-29.

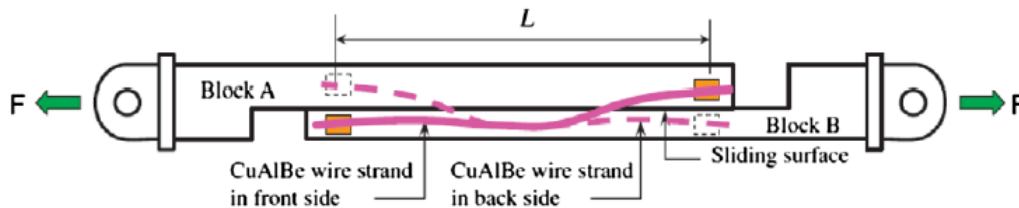


Figura 2-29. Esquema del dispositivo de amortiguación híbrido  
FUENTE: (Zhang, Hu, & Zhu, 2009)

## 2.3 Reforzamiento Sísmico de la Subestructura

Los dispositivos que se ubican en la subestructura tienen por objetivo mejorar el comportamiento sísmico de la estructura. Este objetivo se puede cumplir a través de distintos enfoques, entre los más destacados se puede encontrar el aumento de la resistencia y ductilidad de columnas y vigas cabezal, y la disminución de los desplazamientos de la subestructura a través de la inclusión de dispositivos externos. Existen variadas técnicas de reforzamiento que permiten cumplir con los objetivos enunciados anteriormente. Algunas de ellas son presentadas a continuación.

### 2.3.1 Reforzamiento de vigas cabezal

Las vigas cabezal cumplen la función de transmitir la carga de los apoyos a las columnas; sin embargo, en ocasiones estos componentes son diseñados de manera deficiente, por lo que es necesario aumentar las resistencias nominales a corte y flexión, a niveles que aseguren un buen comportamiento.

Durante fuertes eventos sísmicos, se espera la formación de rótulas plásticas en las columnas como una forma de disipación de energía propia de la estructura. Sin embargo, las normativas de diseño sísmico de puentes no aceptan la formación de rótulas en otros componentes o zonas del puente. Por lo anterior, cuando se espera una posible rótula en la viga cabezal se debe aumentar su capacidad, de tal manera de asegurar la formación de rótulas plásticas en las columnas.

Para mejorar la capacidad de la viga cabezal es posible usar barras postensadas, aplicación de refuerzo de corte externo, e incorporación de encamisados externos de hormigón, acero, o fibras poliméricas tipo FRP, como se muestra en la Figura 2-30 (Priestley, Seible, & Calvi, 1996).

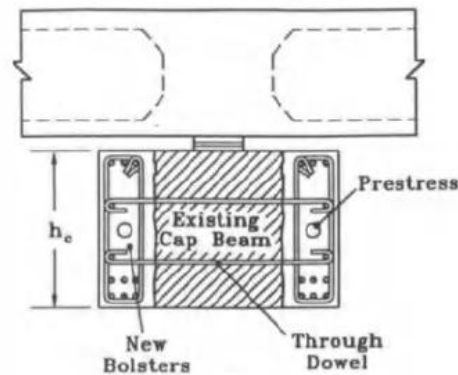


Figura 2-30. Reforzamiento sísmico del cabezal con hormigón externo  
FUENTE: (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

### 2.3.2 Riostras restringidas al pandeo

Bazález y Dusicka (2016) realizaron ensayos para demostrar que el uso de BRBs puede mejorar el desempeño sísmico de cepas de puentes, principalmente, reduciendo los daños en las columnas y viga cabezal. El efecto del reforzamiento a través de BRBs se ilustra claramente en la Figura 2-31, donde en la condición sin reforzamiento, se perdió el recubrimiento de la sección y se pandearon algunas barras de refuerzo longitudinal, a diferencia de los daños alcanzados en su condición reforzada, que son superficiales.

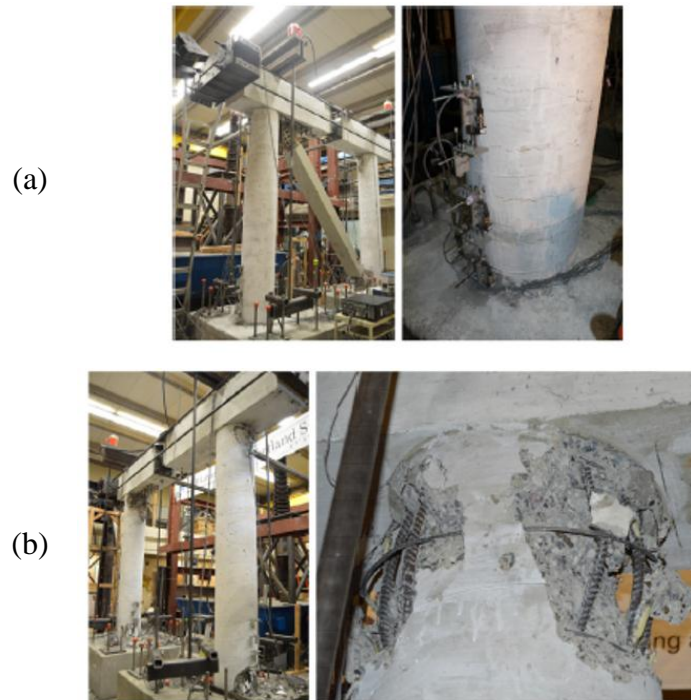


Figura 2-31. Resultados experimentales de ensayos; (a) Marco con reforzamiento sísmico tipo BRB;  
(b) Marco sin reforzamiento sísmico  
FUENTE: (Bazález & Dusicka, 2016)

## 2.4 Estado de la práctica de reforzamiento de puentes en Estados Unidos

En los últimos años, una gran cantidad de dispositivos de reforzamiento sísmico han sido propuestos por diversos autores (Choi, Lee, & Choei, 2009) (Li, Mao, Li, & Zhao, 2011) (Deng, Pan, Su, Ran, & Xue, 2014), de los que solo algunos han sido aplicados en puentes existentes, mientras que los demás, solo han quedado plasmados en artículos científicos o en modelos a menor escala, por lo que a continuación se detallan algunos de los dispositivos utilizados actualmente en el mundo.

Los primeros dispositivos en utilizarse fueron aquellos que tenían como objetivo reforzar la superestructura, en particular los dispositivos de restricción metálicos comenzaron a ser muy utilizados en Estados Unidos luego del terremoto de 1971 en San Francisco, y se logró demostrar su efectividad en los terremotos de Loma Prieta (1989) y Northridge (1994), siendo actualmente dispositivos de gran uso. Por ejemplo, en el estado de Tennessee han sido reforzados más de 200 puentes con este procedimiento, como se indica en la Figura 2-32(a) y un número similar de proyectos en estados del centro y sureste de Estados Unidos. También existen puentes reforzados en Illinois y Missouri con dispositivos de restricción metálicos de barras, como se indica en la Figura 2-32(b).



(a)

(b)

Figura 2-32. Dispositivos de restricción metálicos; (a) Primer reforzamiento en estado de Tennessee, EEUU; (b) Dispositivos de restricción metálicos de barras en puente, estado de Illinois, EEUU

FUENTE: (Wright, DesRoches, & Padgett, 2010)

Otra aplicación de reforzamiento sísmico de la superestructura se presentó en el puente “Poplar Street Bridge” en Missouri con el uso de un dispositivo de amortiguación viscoso, como se muestra en la Figura 2-33.



Figura 2-33. Dispositivo de amortiguación viscoso en puente “Poplar Street Complex”, estado de Missouri

FUENTE: (Wright, DesRoches, & Padgett, 2010)

Otras aplicaciones de reforzamiento sísmico también se presentan en Estados Unidos, como en el estado de Missouri y Tennessee, a través de topes laterales de hormigón y acero, extensores de apoyo y colectores, como se muestra en la Figura 2-34(a) a la Figura 2-35(c).

(a)

(b)



Figura 2-34. (a) Topes laterales de hormigón en puente (SR59 over I40), estado de Tennessee; (b) Topes laterales de acero (Chambers Chapel Road), estado de Tennessee

FUENTE: (Wright, DesRoches, & Padgett, 2010)

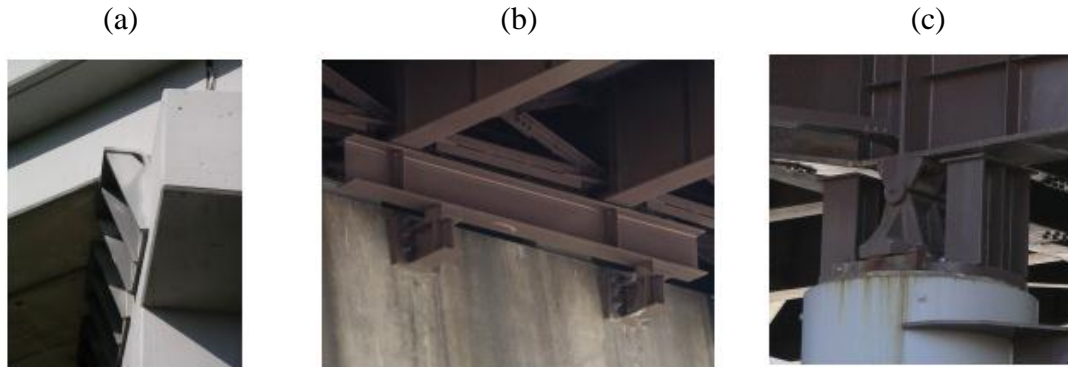


Figura 2-35. (a) Extensores de apoyos en el estado de Tennessee; (b) Extensores de apoyo en puente, estado de Missouri; (c) Colectores en puente "Poplar Street Complex", estado de Missouri  
FUENTE: (Wright, DesRoches, & Padgett, 2010)

Medidas de reforzamiento para aumentar la resistencia nominal del cabezal también se han aplicado en Estados Unidos, a través de técnicas como el uso de barras postensadas, uso de placas metálicas en los extremos del cabezal para aumentar la resistencia al corte de la unión viga-columna, o con un encamisado de hormigón o de acero en el cabezal, como se muestra en la Figura 2-36 y Figura 2-37.



Figura 2-36. Reforzamiento sísmico del cabezal; (a) Barras postensadas en puente "Poplar Street Complex", estado de Missouri; (b) Reforzamiento de corte, confinando extremos del cabezal con placas metálicas en puente "Poplar Street Complex", estado de Illinois  
FUENTE: (Wright, DesRoches, & Padgett, 2010)



Figura 2-37. Reforzamiento estructural de viga en estado de Missouri, EEUU; (a) Encamisado de hormigón; (b) Encamisado de acero  
FUENTE: (Wright, DesRoches, & Padgett, 2010)

## 2.5 Estado de la práctica de reforzamiento de puentes en Chile

El reforzamiento sísmico no ha sido utilizado a gran escala en los puentes chilenos, a pesar de tener una gran red vial y de poseer una historia de grandes eventos sísmicos. Actualmente existen solo algunos casos de puentes reforzados, que a continuación se detallan.

Por ejemplo, el Puente Amolana, ubicado en el tramo La Serena – Los Vilos de la ruta 5 Norte corresponde al puente más alto del país y cuenta con un sistema de cuatro amortiguadores viscoelásticos, como se muestra en la Figura 2-38, que actúan longitudinalmente absorbiendo las vibraciones sísmicas.



Figura 2-38. Disipadores viscosos en Puente Amolana

FUENTE: <http://www.cec.uchile.cl/~dicesco/amolana.html> 13/07/2018 23:04 hrs.

Por otra parte, se utilizaron técnicas de reparación y reforzamiento de puentes dañados y colapsados posterior al terremoto de Maule (2010), entre las que se incorporaron dispositivos de reforzamiento sísmico, como topes sísmicos internos de hormigón armado, extensores de mesa de apoyo en las cepas y estribos, incorporación de juntas de dilatación modulares.

El PS Miraflores, ubicado en Vespucio norte, cercano al PS Lo Echevers, sufrió el colapso de la superestructura durante el terremoto de Maule (2010), y en vista de su importancia, el Ministerio de Obras Públicas ordeno su reparación, incorporando dispositivos de reforzamiento sísmico, como se muestra en la Figura 2-39.

(a)



(b)



Figura 2-39. Puente Miraflores, Vespucio Norte; (a) Situación posterior al terremoto de Maule (2010); (b) Reparaciones de estructura, que incorporaron extensores de apoyo, topes sísmicos de hormigón armado y diafragmas

FUENTE: <http://www.jlsingenieria.cl/403/> 13/07/2018 23:04 hrs.

## Capítulo 3. Descripción y Modelación Computacional del Puente en Estudio

El puente en estudio es el paso superior (PS) Lo Echevers, ubicado en la Región Metropolitana, el cual sufrió el colapso durante el terremoto de Maule (2010). Por lo cual, el Ministerio de Obras Públicas exigió para su reparación la instalación de dispositivos, con el objetivo de mejorar su comportamiento frente a futuros eventos sísmicos.

En este capítulo se detalla la ubicación del puente en estudio, las características geométricas de sus componentes según la información entregada por el Ministerio de Obras Públicas, y los cambios efectuados tras el reforzamiento sísmico. Además, se detallan los parámetros necesarios para generar el modelo computacional del puente utilizando el software OpenSees (OpenSees, 2013), acrónimo de “Open System for Earthquake Engineering Simulation”, que corresponde a un entorno computacional de elementos finitos de uso gratuito. Los parámetros utilizados se basan en el estado del arte de modelación de puentes para evaluar su comportamiento sísmico.

### 3.1 Ubicación

El PS Lo Echevers son dos estructuras de hormigón armado, pertenecientes a la autopista Vespucio Norte, que fueron construidas en 1990 y se ubican en la comuna de Quilicura, Región Metropolitana, sobre la conexión entre el camino Lo Echevers y Vespucio Interior, como se muestra en la Figura 3-1.

Se analizará el tramo Este del PS Lo Echevers, como se muestra en la Figura 3-2, el cual posee un tablero de 9.200 [cm], que cuenta con tres vanos, los que están apoyados en cinco vigas travesaño, tipo pretensadas, las cuales descansan en dos conjuntos de cepas, como se muestra en la Figura 3-3(a) y Figura 3-3(c). El tablero posee además un ancho de 1.226 [cm] y un ángulo de esviaje de 33,17 [°], como se indica en la Figura 3-3(b).

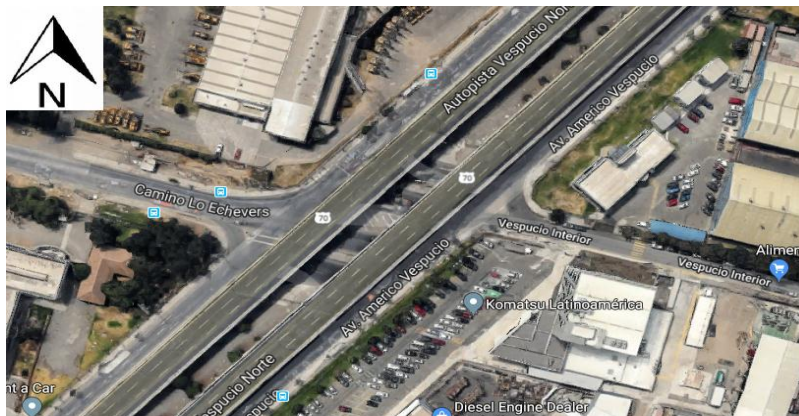


Figura 3-1. Ubicación PS Lo Echevers

FUENTE: (Google, 2005)



Figura 3-2. Vista lateral PS Lo Echevers  
FUENTE: (Google, 2005)

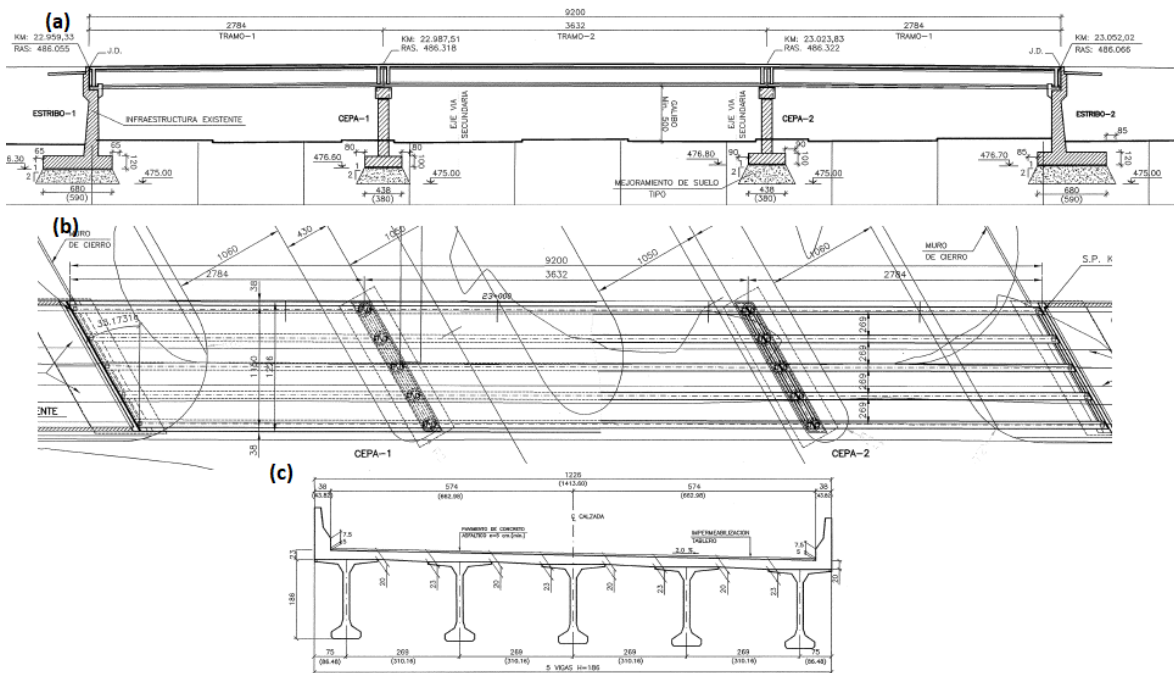


Figura 3-3. PS Lo Echevers; (a) Vista en elevación; (b) Vista en planta  
(Unidades en [cm])

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

### 3.2 Modificaciones de la estructura tras el terremoto de Maule (2010)

Durante el terremoto de Maule ( $M_w=8,8$ ) ocurrido el 27 de febrero del 2010, el puente dirección Este, sufrió el colapso del tablero, debido a la falla de los topes sísmicos de acero y la rotación del tablero (Hube, Santa María, & Villalobos, 2010).

Como este paso superior es un componente crítico de la red vial de la ciudad de Santiago, fue necesaria su pronta reparación, por lo que el Ministerio de Obras Públicas realizó un procedimiento de mejora estructural, que se extendió del 11 de marzo hasta el día 27 de octubre del 2010, la que implicó las siguientes modificaciones con respecto a la estructura original, como se muestra en la Figura 3-4.

- Aumento de la longitud de la viga cabezal y de su sección transversal, lo cual permitirá brindar una mayor mesa de apoyo a la superestructura, similar al procedimiento de reforzamiento detallado en la sección 2.3.
- Reemplazo de los topes sísmicos metálicos internos, por elementos de hormigón armado, tanto en las cepas como en los estribos, lo cual debiese disminuir las demandas transversales de la estructura y un aumento en las de la subestructura.
- Aumento de las dimensiones de las placas de apoyo elastoméricas.
- Incorporación de barras sísmicas verticales, las que se dispusieron en los topes sísmicos de hormigón armado, tanto en las cepas como estribos.
- Reposición de superestructura e incorporación de diafragmas rígidos, ubicados en la zona entre la cepa y la superestructura, entre las vigas travesaño.

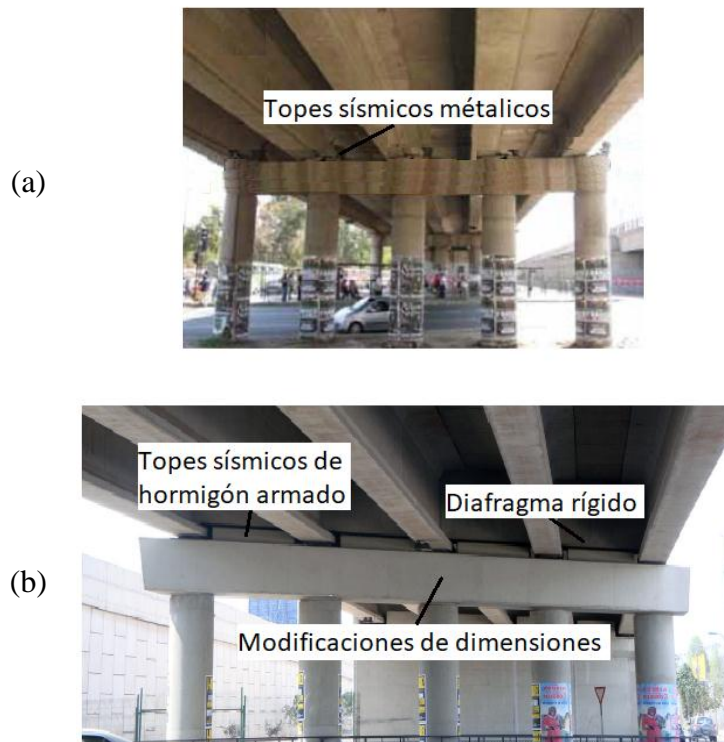


Figura 3-4. Comparación de modificaciones realizadas al PS Lo Echevers; (a) Condición original; (b) Condición reforzada

FUENTE: (Hube, Santa María, & Villalobos, 2010) [a] <http://www.jlsingenieria.cl/repuracion-paso-superior-lo-echevers/> 13/07/2018 12:15 [b]

### 3.3 Detalles de los componentes del PS Lo Echevers

A continuación, se detallan las dimensiones de los componentes más relevantes del PS Lo Echevers, dimensiones que son utilizadas al momento de determinar los parámetros característicos del modelo a implementar en el software OpenSees. Además, se detallan las modificaciones realizadas a la estructura, de acuerdo al reforzamiento sísmico planteado por el Ministerio de Obras Públicas.

En la zona entre la superestructura y los estribos, se encuentra una junta de dilatación de 8 [cm] de ancho en su condición original y 10 [cm] en su condición reforzada, como se indica en la Figura 3-5, mientras que en la zona entre vanos, se ubica una losa de continuidad para ambas condiciones, como se indica en la Figura 3-6.

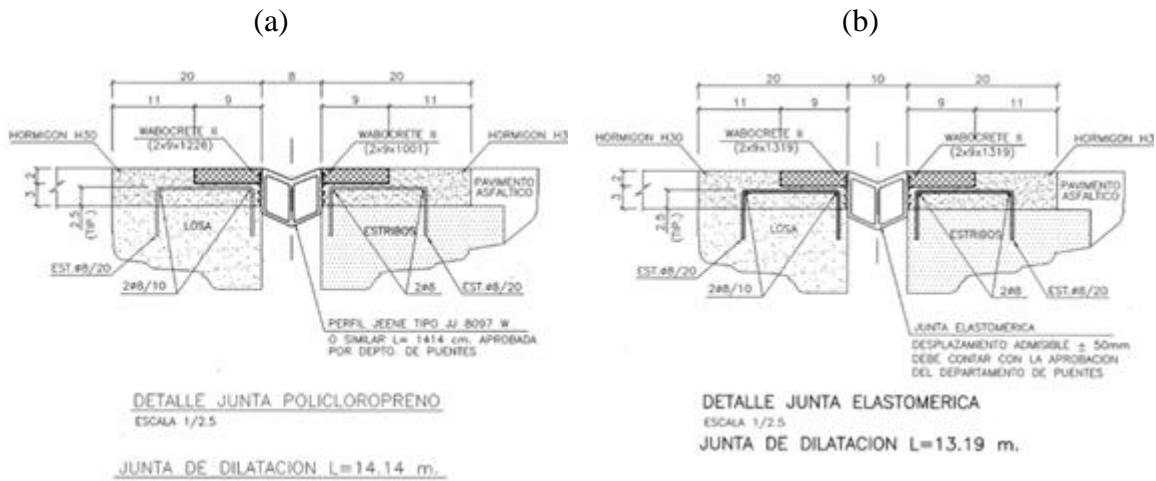


Figura 3-5 Junta elastomérica entre la superestructura y estribos; (a) Condición original; (b) Condición reforzada, (Unidades en [cm])

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

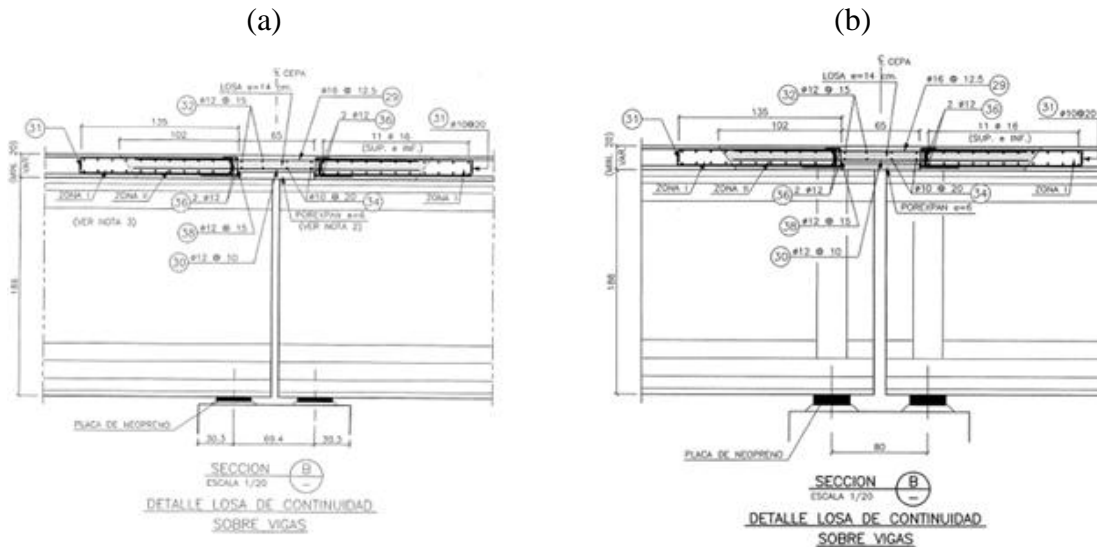


Figura 3-6. Losa de continuidad entre los tableros; (a) Condición original; (b) Condición reforzada (Unidades en [cm])

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

Las cepas están compuestas por cinco columnas de 100 [cm] de diámetro y una viga cabezal de sección transversal de 600 por 100 [cm] en su condición original y de 150 por 100 [cm] en la condición reforzada, como se muestra en la Figura 3-7.

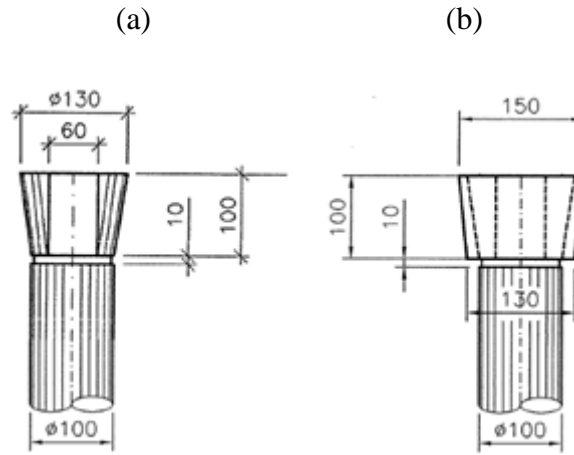


Figura 3-7. Sección transversal de viga cabezal del PS Lo Echevers; (a) Condición original; (b) Condición reforzada  
(Unidades en [cm])

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

En el caso de las placas de apoyo elastoméricas, se presentaron las siguientes modificaciones:

- En cepas: En la condición original poseen dimensiones de 3,0/4,5/6,0 [cm], mientras que para la condición reforzada son de 3,4/4,5/6,4 [cm], como se indica en la Figura 3-8(a) y Figura 3-9(a).
- En estribos: En la condición original posee dimensiones de 3,0/4,5/8,6 [cm], mientras que en su condición reforzada son de 3,4/4,5/9,8 [cm], como se indica en la Figura 3-8(b) y Figura 3-9(b).

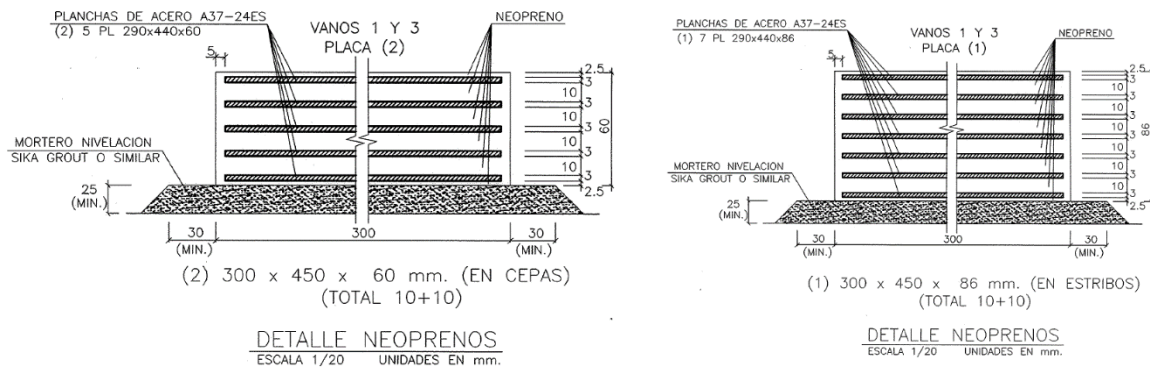


Figura 3-8. Placa de apoyo elastomérica del PS Lo Echevers en su condición original

(Unidades en [mm])

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

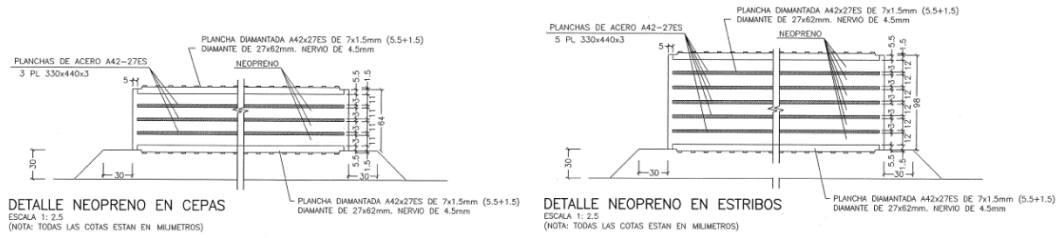
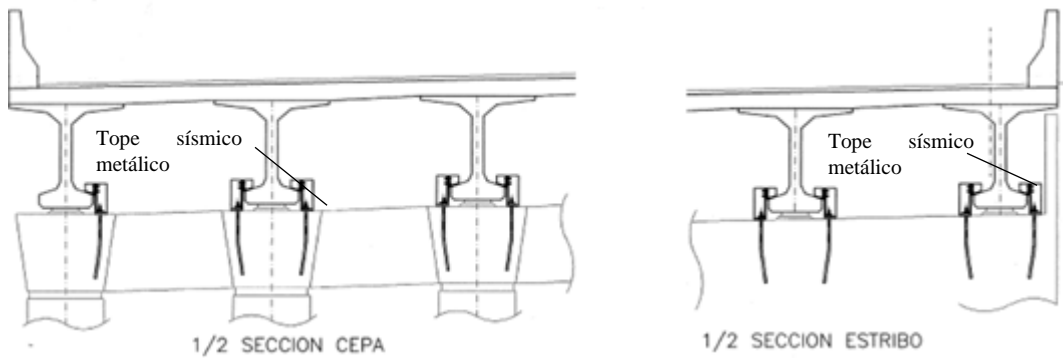


Figura 3-9. Placa de apoyo elastomérica del PS Lo Echevers en su condición reforzada  
(Unidades en [mm])

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

En el caso de los topes sísmicos, se presentan elementos de acero en la condición original de la estructura, ubicados a cada lado de las vigas pretensadas, tanto en las cepas como en los estribos, como se indica en la Figura 3-10, mientras que en la condición reforzada estos elementos fueron reemplazados por topes sísmicos de hormigón armado, a los que además se les asignaron barras sísmicas de 3,2 [cm], los que se ubicaron en las cepas y estribos, como se indica en la Figura 3-11.

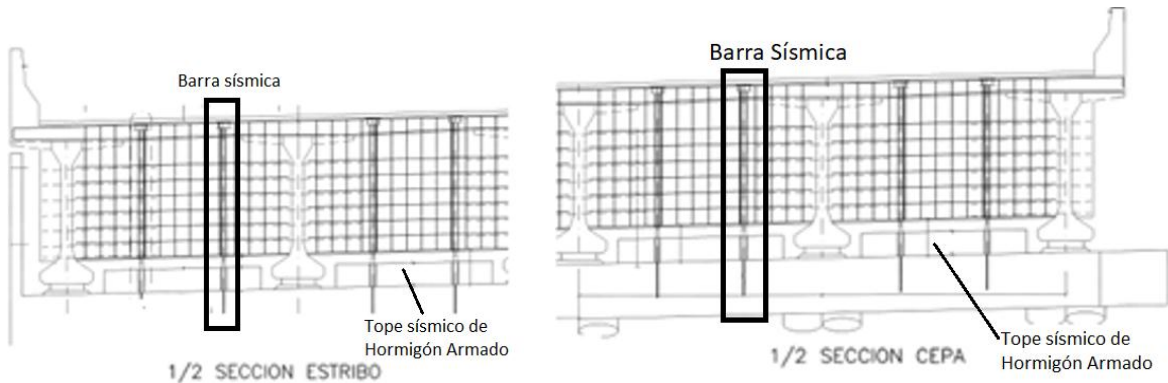


(a)

(b)

Figura 3-10. Topes sísmicos metálicos en el PS Lo Echevers en su condición original

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas



(a)

(b)

Figura 3-11. Topes sísmicos de hormigón armado y Barras sísmicas del PS Lo Echevers en su condición reforzada ubicada en; (a) Estribo; (b) Cepa

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

En el caso de las fundaciones, estas eran tipo zapata y conservaron sus dimensiones durante el procedimiento de reparación y reforzamiento sísmico. Las fundaciones poseen un largo de 1.460 [cm] y ancho de 590 [cm] en el estribo, como se indica en la Figura 3-12, mientras que las ubicadas en las ceapas poseen un largo de 1.530 [cm] y ancho de 380 [cm], como se indica en la Figura 3-13.

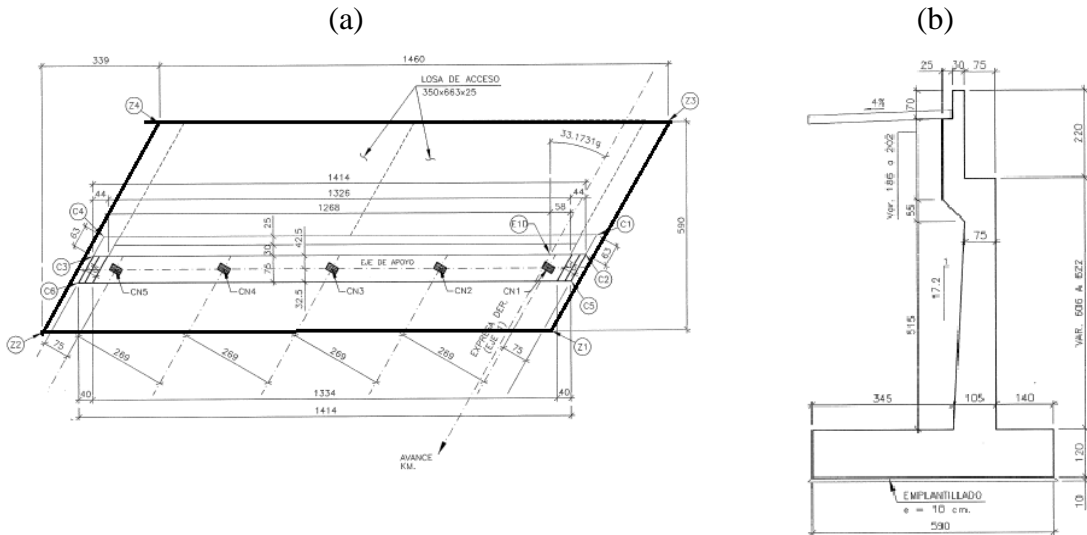


Figura 3-12. Dimensiones de las fundaciones ubicadas en los estribos del PS Lo Echevers; (a) Vista en planta; (b) Vista lateral

(Unidades en [cm])

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

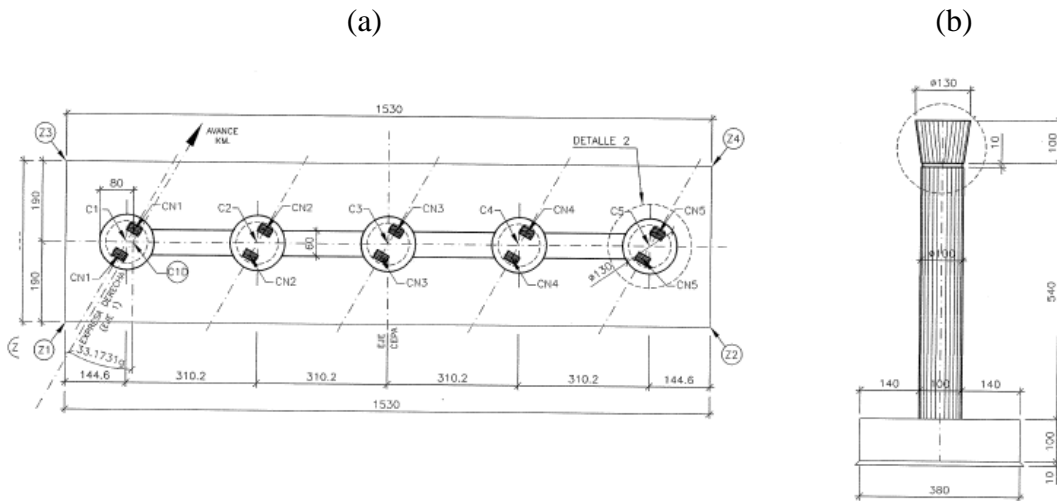


Figura 3-13. Dimensiones de fundaciones ubicadas en las ceapas del PS Lo Echevers; (a) Vista en planta; (b) Vista lateral

(Unidades en [cm])

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

### 3.4 Asignación de Masas

Para el estudio solo se considerarán las masas provenientes del peso propio de los diferentes componentes del puente, ya que no se incorporarán sobrecargas de uso adicionales. Para esto, al momento de generar el modelo en el software OpenSees, es necesario asignar las masas propias de los elementos que componen la cepa y superestructura, es decir, de las columnas; viga cabezal; tablero, barandas de seguridad, carpeta asfáltica; losas y vigas pretensadas, tanto horizontales como rotacionales, las cuales se dispusieron como se indica en la Figura 3-14, cargas que se ingresaron a través del comando “mass node” de la librería del software OpenSees en las direcciones correspondientes, considerando los siguientes valores.

- Columnas y vigas cabezal: Se consideró una masa horizontal  $M_{hcv}$ , según la ecuación (3-1), donde  $\rho$  es la densidad del hormigón armado, la cual fue considerada igual a 2,5 [T/m<sup>3</sup>],  $A_t$  el área transversal del elemento y  $L_{trib}$  el largo tributario asociado al nodo en donde se dispondrá de la masa.

$$M_{hcv} = \rho \cdot A_t \cdot L_{trib} \quad (3-1)$$

Mientras que para el caso de las masas rotacionales, solo se considera el aporte de las columnas  $M_{rc}$ , según la ecuación (3-2) (Aviram, Mackie, & Stojadinovic, 2008) donde  $m/L$  es la masa lineal del elemento,  $L_{trib}$  el largo tributario asociado al nodo en donde se dispondrá de la masa y  $D_c$  el diámetro de la columna. Las masas rotacionales asignadas a las columnas se indican en la Tabla 2.

$$M_{rc} = \frac{(m/L) \cdot L_{trib-c} \cdot D_c^2}{8} \quad (3-2)$$

Tabla 2. Masa rotacional de columnas

$D_c$ [cm]	100
$m/L$ [kg/cm]	196.350
$L_{trib-c}$ [cm]	295
$M_{rc}$ [kg-cm <sup>2</sup> ]	7.240.400

- Superestructura: Se consideró una masa horizontal  $M_{hs}$ , según la ecuación (3-3), donde  $L_{trib}$  es el largo tributario asociado al nodo en donde se dispondrá de la masa y  $m/L$  es la masa por unidad de largo, que corresponde a 19,68 [T/m].

$$M_{hs} = (m/L) \cdot L_{trib} \quad (3-3)$$

Mientras que, para el caso de las masas rotacionales,  $M_{rot}$ , se determinó según la ecuación (3-4), donde  $m/L$  corresponde a la masa lineal del elemento,  $L_{trib}$ , el largo tributario asociado al nodo en donde se dispondrá de la masa y  $d_w$  es el ancho del elemento. Las masas rotacionales asignadas en el tablero se indican en la Tabla 3, donde  $L_{trib1}$  y  $L_{trib2}$  corresponden a los largos tributarios, como se indica en la Figura 3-14.

$$M_{rot} = \frac{(m/L) \cdot L_{trib} \cdot d_w^2}{12} \quad (3-4)$$

Tabla 3. Masa rotacional de tableros

m/L [Ton/cm]	0,19
d <sub>w</sub> [cm]	1.413
L <sub>trib1</sub> [cm]	605
L <sub>trib2</sub> [cm]	464
M <sub>rot1</sub> [Tonf-cm <sup>2</sup> ]	19.824.500
M <sub>rot2</sub> [Tonf-cm <sup>2</sup> ]	15.195.900

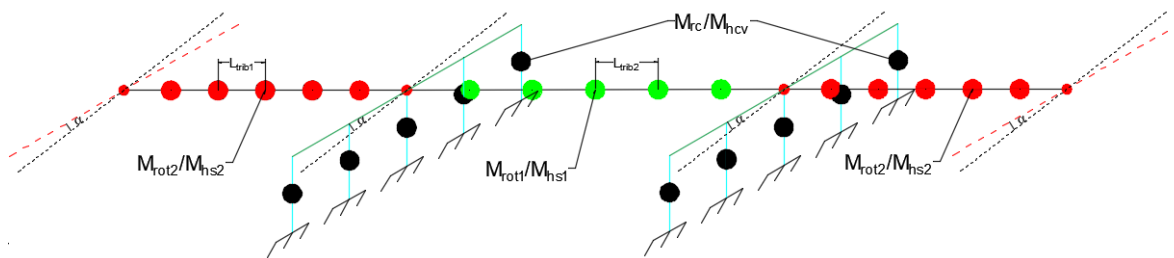


Figura 3-14. Representación de masas en columnas y superestructura en modelo del software OpenSees  
( $\alpha$ : Ángulo de esviaje)

FUENTE: Elaboración propia

### 3.5 Fundaciones

#### 3.5.1 Descripción del modelo utilizado para las fundaciones

Para el caso del PS Lo Echevers, las fundaciones en las cepas se representaron por un elemento de largo cero, que representa la rigidez del elemento en los seis grados de libertad, siguiendo una configuración como se muestra en la Figura 3-15. Cada elemento, se generó a partir de materiales elásticos, a través del material “Elastic” de la librería del software OpenSees, que posee una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-16, donde E corresponde al módulo elástico del material.

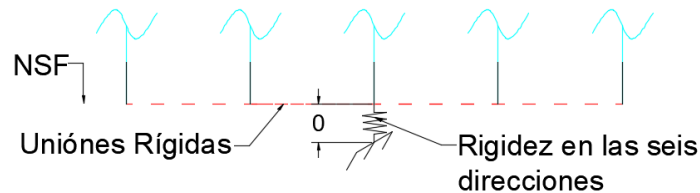


Figura 3-15. Representación del modelo en software OpenSees para las fundaciones en las cepas del PS Lo Echevers

FUENTE: Elaboración propia

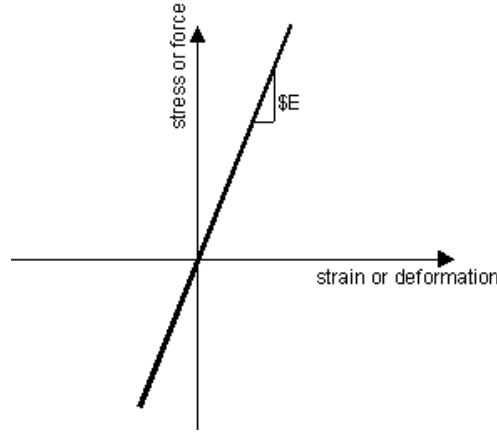


Figura 3-16. Relación fuerza-deformación del material Elastic de la librería del software OpenSees

FUENTE: (OpenSees, 2013)

Para representar las fundaciones, se utilizó lo propuesto por el Departamento de Transportes de Oregón (ODOT, 2017), en donde se indica que la rigidez de las fundaciones puede ser determinada a través del uso de la ecuación (3-5) a ecuación (3-8). En las ecuaciones,  $\alpha$  es el factor de corrección por forma, según Tabla 4,  $\beta$  es el factor de profundidad, según Tabla 5,  $G$  es el módulo de corte,  $\nu$  es el módulo de Poisson, los que se determinan según el tipo de suelo indicado en la Tabla 6,  $R_t$  es el radio equivalente en la dirección horizontal y transversal,  $R_{rz}$  es el radio equivalente asociado al giro entorno a la dirección  $z$  y  $R_{rxy}$  el radio equivalente asociado a la rotación entorno a la dirección  $x$  e  $y$ , determinados según la ecuación (3-8) a ecuación (3-11), donde  $B$  es la mitad del ancho,  $L$  la mitad del largo y  $H$  la altura del elemento.

$$k_{horizontal} = k_{transversal} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{8GR_t}{2 - \nu} \quad (3-5)$$

$$k_{vertical} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{4GR_t}{1 - \nu} \quad (3-6)$$

$$k_{giroz} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{16GR_{rz}^3}{3} \quad (3-7)$$

$$k_{girox} = k_{giroy} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{8GR_{rxy}^3}{3(1 - \nu)} \quad (3-8)$$

$$R_t = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} \quad (3-9)$$

$$R_{rz} = \left[ \frac{4BL(4B^2 + 4L^2)}{6\pi} \right]^{1/4} \tag{3-10}$$

$$R_{rxy} = \left[ \frac{2B(2L)^3}{3\pi} \right]^{1/4} \tag{3-11}$$

### 3.5.2 Parámetros utilizados en OpenSees para definir las fundaciones

Con la información disponible de los planos del puente, se determina un suelo tipo cohesivo y dimensiones de las fundaciones de las cepas de 1.530 [cm] de largo, 380 [cm] de ancho y 100 [cm] de alto, con lo que se determinan las rigideces equivalentes, indicadas en la Tabla 7.

Tabla 4. Factor de corrección para zapatas rectangulares

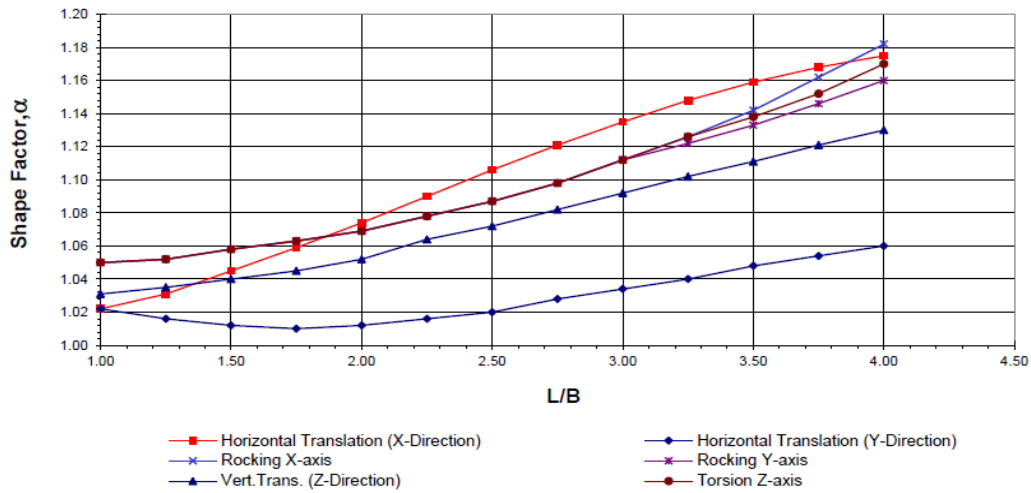


Tabla 5. Factor de incrustación para zapatas

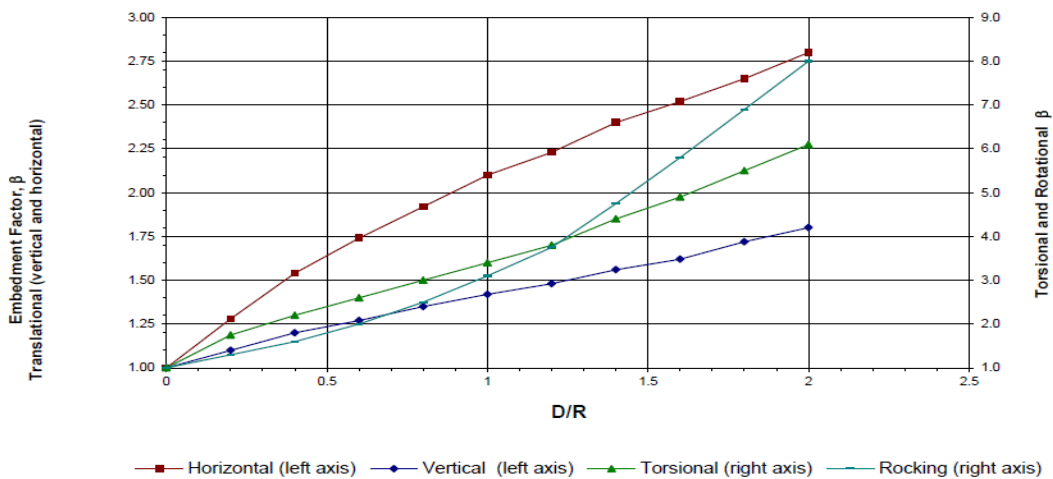


Tabla 6. Valores nominales del suelo según su SPT

	SPT "Nc"	E (ksf)	Poisson's Ratio ( $\nu$ )	G (ksf)
<b>Granular</b>				
V. Loose	4	300	.35	110
Loose	10	1000	.35	370
Medium	30	2000	.35	750
Dense	50	3000	.35	1100
<b>Cohesive</b>				
Soft	4	400	.50	150
Stiff	8	1000	.50	350
Very Stiff	16	1500	.50	500
Hard	32	2000	.50	650

Tabla 7. Rigidez de la zapata en las seis direcciones

$k_{\text{horizontal}}$ [kN/cm]	10.200
$k_{\text{transveral}}$ [kN/cm]	9.750
$k_{\text{vertical}}$ [kN/cm]	13.200
$k_{\text{girox}}$ [kN – cm/rad]	$5,95 \cdot 10^9$
$k_{\text{giroy}}$ [kN – cm/rad]	$6,73 \cdot 10^9$
$k_{\text{giroz}}$ [kN – cm/rad]	$4,90 \cdot 10^9$

## 3.6 Superestructura

### 3.6.1 Descripción del modelo utilizado para la superestructura

La superestructura se idealiza como un elemento lineal-elástico, ya que se espera que, durante un evento sísmico la superestructura no incurra en el rango inelástico (Kaviani, Zareian, & Taciroglu, 2014).

### 3.6.2 Parámetros utilizados en OpenSees para definir la superestructura

La superestructura se modela a través de segmentos, siguiendo una configuración semejante a una columna vertebral. Estos segmentos fueron generados como elementos elásticos, a través de elementos "ElasticBeamColumn" de la librería del software OpenSees.

Con la información disponible de los planos del puente, se representó en el software SAP2000 la sección transversal de la superestructura, considerando las barreras de seguridad, la carpeta asfáltica y las vigas pretensadas. Este procedimiento permitió determinar las propiedades geométricas solicitadas por el software OpenSees para modelar la superestructura. Los parámetros obtenidos son indicados en la Tabla 8.

Tabla 8. Propiedades geométricas de la superestructura

Área de la sección transversal [cm <sup>2</sup> ]	65.000
Segundo momento de inercia sobre el eje local z [cm <sup>4</sup> ]	4,30·10 <sup>8</sup>
Segundo momento de inercia sobre el eje local y [cm <sup>4</sup> ]	1,11·10 <sup>10</sup>
Momento de inercia torsional [cm <sup>4</sup> ]	2,0·10 <sup>7</sup>
Módulo elástico [kN]	23.100
Módulo de corte [kN]	98.300
Ancho de superestructura [cm]	1.430
Peso de superestructura por unidad de largo [kN/cm]	0,18

### 3.7 Placa de apoyo elastomérica

#### 3.7.1 Descripción del modelo utilizado para las placas de apoyo

El PS Lo Echevers posee placas de apoyo elastoméricas tanto en los estribos como en las cepas. Estos elementos se modelaron en el software OpenSees, siguiendo las recomendaciones de Nielson (2005), mediante un material bi-lineal.

El material que representa la placa de apoyo elastomérica, con una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-17, se incorporó en la dirección longitudinal a través del uso de elementos de largo cero como se detalla a continuación, mientras que, para considerar el comportamiento en la dirección transversal, se generó un material auxiliar, como se detallará en la sección 3.8.2.

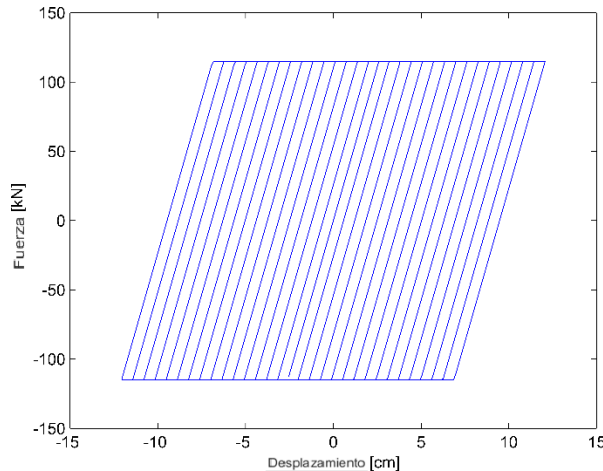


Figura 3-17. Relación fuerza-deformación de material que representa a placa de apoyo elastomérica

FUENTE: Elaboración propia

- Cepa: Se generaron diez elementos de largo cero por cepa, orientados en la dirección del tablero, los cuales se conectaron a la viga cabezal y superestructura, a través de uniones rígidas, como se indica en la Figura 3-18.

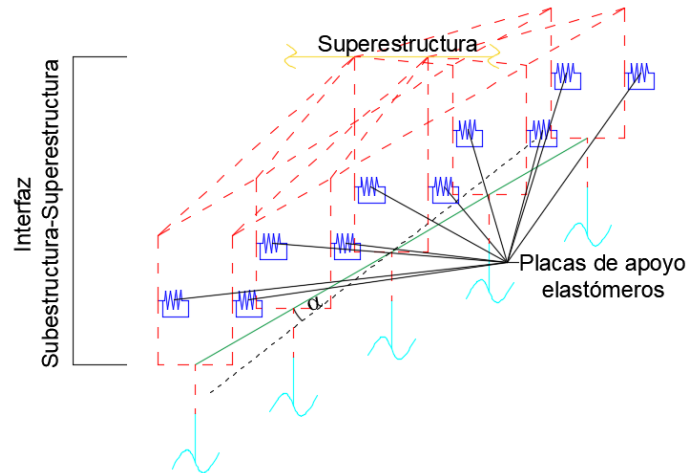


Figura 3-18. Representación de placas de apoyo elastoméricas en cepa de PS Lo Echevers en el software OpenSees

FUENTE: Elaboración propia

- Estribo: Se generaron cinco elementos de largo cero por estribo orientados en la dirección del tablero, los cuales se conectaron entre sí, a través de uniones rígidas, como se indica en la Figura 3-19.

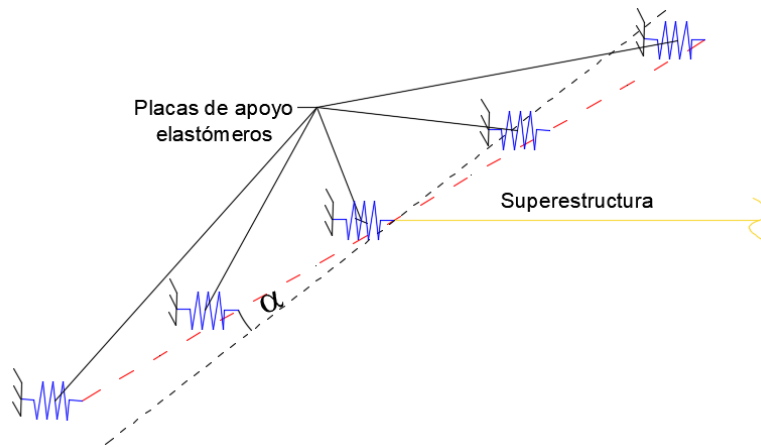


Figura 3-19. Representación del modelo en software OpenSees para las placas de apoyo elastoméricas en los estribos del PS Lo Echevers

FUENTE: Elaboración propia

Debido a que la carga axial de los apoyos es diferente, según su ubicación, se asignaron tres grupos de placas de apoyo elastoméricas ( $B_1 - B_2 - B_3$ ), según la carga axial tributaria que reciben y las dimensiones de cada una, agrupados como se muestra en la Figura 3-20.

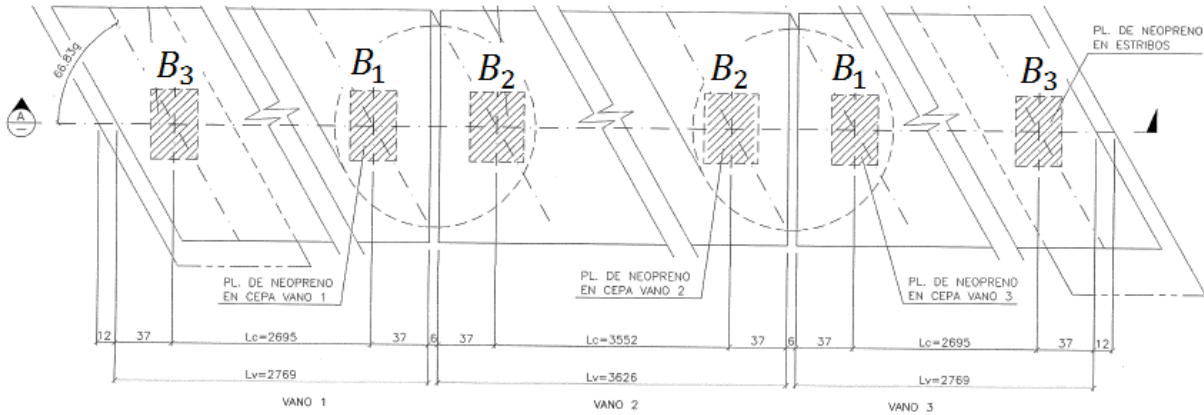


Figura 3-20. Ubicación de placas de apoyo elástica  
(Unidades en [cm])

FUENTE: Elaboración propia

### 3.7.2 Parámetros utilizados en OpenSees para definir las placas de apoyo

El material bi-lineal utilizado para caracterizar la respuesta de las placas de apoyo es el material “Steel01” de la librería del software OpenSees, con una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-21. Los parámetros de este material se determinan como se detalla a continuación:

- $E_0$ : La rigidez inicial se determina según la ecuación (3-12) (Choi, 2002), donde  $G$  en  $[kgf/cm^2]$  es el módulo de corte;  $A$  en  $[cm^2]$  el área y  $h_r$  en  $[cm]$  es la altura efectiva del apoyo sin considerar las placas metálicas.
- $F_y$ : La capacidad máxima del apoyo se determina como el producto de la carga axial del elemento y el coeficiente de fricción  $\mu$ , determinado a través de la ecuación (3-13), donde  $\mu$  es el coeficiente de roce y  $\sigma_n$  en  $[Mpa]$  el esfuerzo normal. La carga axial, se determina como el peso tributario de la superestructura asociado a cada apoyo.
- $b$ : Relación de endurecimiento, que asocia la rigidez inicial del apoyo con la rigidez post-fluencia, que según las recomendaciones de Nielson (2005), se consideró como valor nulo.

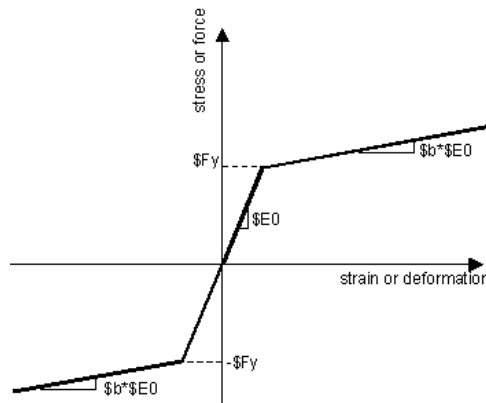


Figura 3-21. Relación fuerza-deformación del material Steel01 de la librería del software OpenSees

FUENTE: (OpenSees, 2013)

$$E_0 = \frac{GA}{h_r} \tag{3-12}$$

$$\mu = 0.05 + \frac{0,4}{\sigma_n} \tag{3-13}$$

Considerando un valor de 13 [kgf/cm<sup>2</sup>] para el módulo de corte (G), según lo recomendado por el Manual de Carreteras 2017 (MOP, 2017), es posible determinar la rigidez y capacidad máxima de cada elemento, obteniendo los parámetros indicados en la Tabla 9 y Tabla 10.

Tabla 9. Valores nominales de apoyo para la condición original

	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>
E <sub>0</sub> [kN/cm]	38,12	38,12	26,45
F <sub>y</sub> [kN]	107,52	123,92	107,52

Tabla 10. Valores nominales del apoyo para la condición reforzada

	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>
E <sub>0</sub> [kN/cm]	44,22	44,22	27,01 <sup>3</sup>
F <sub>y</sub> [kN]	114,82	131,12	114,82

### 3.8 Topes sísmicos

#### 3.8.1 Descripción del modelo utilizado para los topes sísmicos

Se procede a detallar el procedimiento y materiales utilizados para representar el comportamiento de los topes sísmicos. Los materiales seleccionados son asignados a elementos de largo cero en el modelo del software OpenSees y son orientados en la dirección transversal del tablero.

##### 3.8.1.1 Topes sísmicos de acero (puente original)

Rubilar (2015) representó los topes sísmicos de acero, generando un material auxiliar, con una relación fuerza-deformación que resulta de la consideración en serie de dos materiales de la librería del software OpenSees:

- Material histerético (hysteretic en inglés), con una relación fuerza-deformación trilineal, como se muestra en la Figura 3-22.

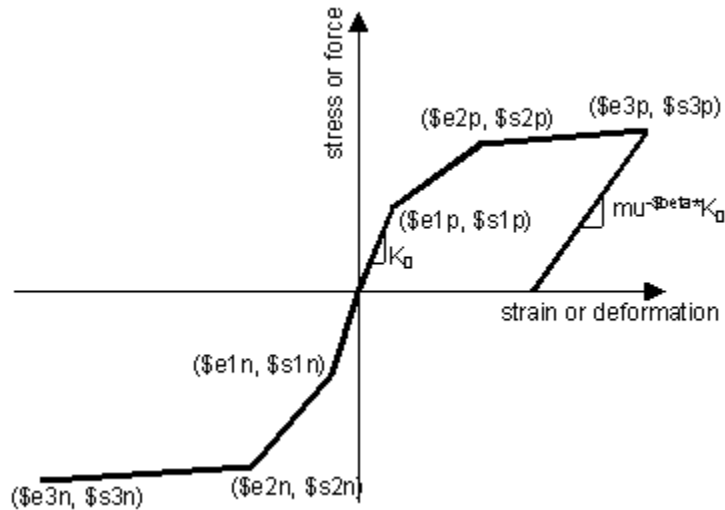


Figura 3-22. Relación fuerza-deformación del material Hysteretic de la librería del software OpenSees

FUENTE: (OpenSees, 2013)

- Material elástico perfectamente plástico (ElasticPPGap), con un gap o vacío inicial, que representa el espacio libre entre el tope sísmico y el elemento adyacente, con una relación fuerza-deformación, como se muestra en la Figura 3-23.

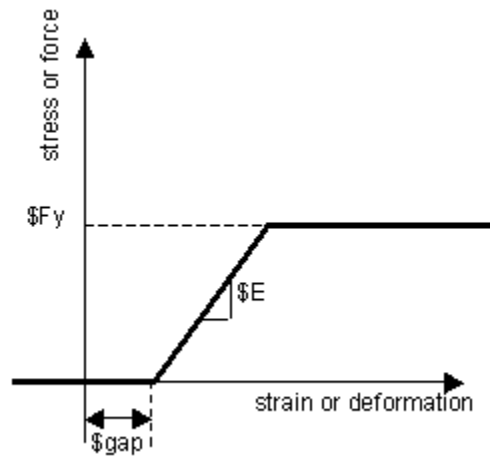


Figura 3-23. Relación fuerza-deformación del material ElasticPPGap de la librería del software OpenSees

FUENTE: (OpenSees, 2013)

### 3.8.1.2 Topes sísmicos internos de hormigón armado (puente reforzado)

Ramanathan (2012) representó los topes sísmicos internos de hormigón armado, generando un material auxiliar, con una relación fuerza-deformación, como se muestra en la Figura 3-24, que resulta de la consideración en serie de dos materiales de la librería del software OpenSees:

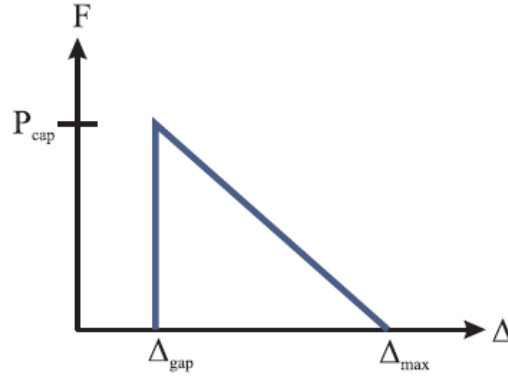


Figura 3-24. Relación fuerza-deformación de topes sísmicos internos

FUENTE: Elaboración propia

- Material ElasticPPGap
- Material con deformación máxima : Material que limita la relación fuerza-deformación a una deformación máxima ( $\Delta_{max}$ ), generado a través del material “MinMax, la que corresponde al espacio libre entre el elemento y sus elementos adyacentes, más un desplazamiento neto de 8,9 [cm] (Megally, Silva, & Seible, 2001).

La capacidad máxima  $P$  se determina como una fracción de la capacidad de corte de la viga cabezal,  $V_{viga}$ , la cual Ramanathan (2012) consideró igual al corte entregado por las columnas de la cepa, tanto del aporte del hormigón y de las barras de acero, de acuerdo a lo indicado por el reglamento de concreto estructural (ACI318-08, 2008).

En la ecuación (3-14),  $F$  es un factor que toma el valor de 0,75 para los elementos ubicados en las cepas y 1,2 en los estribos. La capacidad de corte  $V_{viga}$ , se determina a través de la ecuación (3-15), donde  $n$  es el número de columnas por viga cabezal,  $f'_c$  en [kgf/cm<sup>2</sup>] es el esfuerzo de compresión del concreto H30,  $D$  en [cm] es el diámetro de la columna,  $N_u$  en [kgf] es la carga axial de la columna,  $A_g$  en [cm<sup>2</sup>] es el área de la sección transversal de la columna,  $A_v$  en [cm<sup>2</sup>] es el área de la sección transversal,  $f_y$  en [kgf/cm<sup>2</sup>] es el esfuerzo de fluencia del acero A630-420H y  $s$  en [cm] el espaciamiento del refuerzo transversal.

$$P_{cap} = F \cdot V_{viga} \quad (3-14)$$

$$V_{viga} = n \left( 0,93\sqrt{f'_c}(0,8D)^2 \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g} + \frac{A_v f_y 0,8D}{s}} \right) \quad (3-15)$$

### 3.8.1.3 Topes sísmicos externos de hormigón armado

En la condición original y reforzada del PS Lo Echevers, se presentan estos elementos en los estribos, los cuales de acuerdo a Goel y Chopra (2008) pueden ser representados a través de un material con una relación fuerza-deformación, como se muestra en la Figura 3-25.

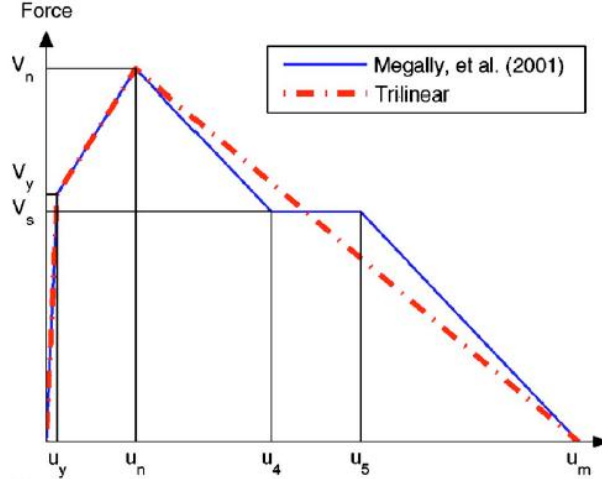


Figura 3-25. Comparación entre relación fuerza-deformación de la llave de corte externa

FUENTE: (Goel & Chopra, 2008)

Las deformaciones para cada segmento se determinan según la ecuación (3-16) a la ecuación (3-19), donde  $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria de fluencia del acero ( $\varepsilon_y = 0.002$ );  $\varepsilon_{0.005}$  es 0.005;  $\varepsilon_{0.007}$  es 0.007;  $L_a$  es el ancho de la pared del muro;  $L_d$  es la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal;  $s$  es el espaciamiento horizontal y vertical de las barras;  $h$  en [cm] es el alto del muro espaldar del estribo y  $d$  en [cm] es el ancho de la llave de corte externa; mientras que la deformación  $u_m$  se obtiene considerando la misma pendiente entre  $u_5-u_m$  y  $u_n-u_4$ .

$$u_y = \sqrt{2}\varepsilon_y(L_d + L_a) \frac{(h + d)}{\sqrt{h^2 + d^2}} \quad (3-16)$$

$$u_n = \sqrt{2}\varepsilon_y(L_d + L_a) \frac{(h + d)}{s} \quad (3-17)$$

$$u_4 = \sqrt{2}\varepsilon_{0.005}(L_d + L_a) \frac{(h + d)}{s} \quad (3-18)$$

$$u_5 = \sqrt{2}\varepsilon_{0.007}(L_d + L_a) \frac{(h + d)}{s} \quad (3-19)$$

Mientras que las fuerzas para cada segmento se determinaron utilizando la ecuación (3-20) a la ecuación (3-23), donde  $f'_c$  en [MPa] es la resistencia a compresión del concreto H30;  $b$  en [m] es el ancho del muro espaldar del estribo;  $A_{s1}$  en [m<sup>2</sup>] es el área transversal de las barras horizontales;  $A_{s2}$  es el área transversal de las barras inclinadas en la primera interfaz del elemento;  $A_{sh}$  y  $A_{sv}$  en [m<sup>2</sup>] son el área transversal de una barra horizontal y vertical, respectivamente;  $n_h$  y  $n_v$  son el número de planos con reforzamiento horizontal y vertical,  $a$  es 0.167 veces el valor de  $d$  y  $f_y$  en [MPa] es el esfuerzo de fluencia del acero A630-420H.

$$V_c = 0.2\sqrt{f'_c}bh \quad (3-20)$$

$$V_s = \left[ A_{s1}f_y h + A_{s2}f_y d + n_h A_{sh} f_y \frac{h^2}{2S} + n_v A_{sv} f_y \frac{d^2}{2S} \right] \left( \frac{1}{h+a} \right) \quad (3-21)$$

$$V_n = V_s + V_c \quad (3-22)$$

$$V_y = V_s + V_c \frac{u_y}{u_n} \quad (3-23)$$

Luego, para representar los componentes, se generó un material auxiliar, con una relación fuerza-deformación que resulta de la consideración en serie de dos materiales de la librería del software OpenSees:

- Material histerético, con los pares fuerza-deformación detallados para los diferentes segmentos del material
- Material elástico perfectamente plástico (ElasticPPGap), considerando el espacio presente entre la viga pretensada y el componente.

### 3.8.2 Parámetros utilizados en OpenSees para definir los topes sísmicos

Para representar el tope sísmico en el modelo del PS Lo Echevers, se generó un material auxiliar, que resulta de la consideración en paralelo de dos materiales de la librería del software OpenSees:

- Condición original: Se utilizan los materiales que representan el comportamiento de los topes sísmicos metálicos y el de las placas de apoyo elastoméricas.
- Condición reforzada: Se utilizan los materiales que representan el comportamiento de los topes sísmicos internos de hormigón armado y el de las placas de apoyo elastoméricas.

#### 3.8.2.1 Topes sísmicos de acero (puente original)

Rubilar (2015) determinó de manera experimental los parámetros para representar la relación fuerza-deformación de los topes sísmicos de acero presentes en el PS Independencia, que según la información disponible son similares a los de la condición original del PS Lo Echevers, como se indica en la Figura 3-26 y Figura 3-27, con lo que se obtuvo la relación indicada en la Figura 3-28.

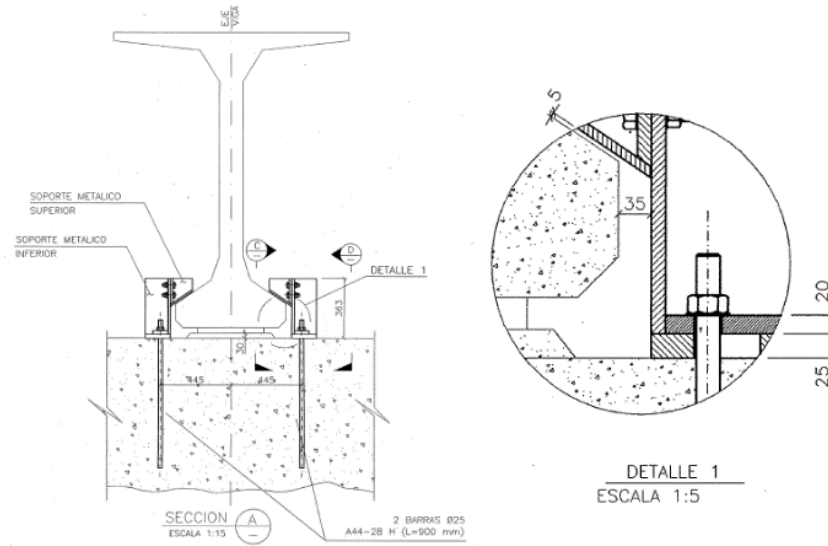


Figura 3-26. Tope sísmico de acero del PS Lo Echevers en su condición original  
(Unidades en [cm])

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

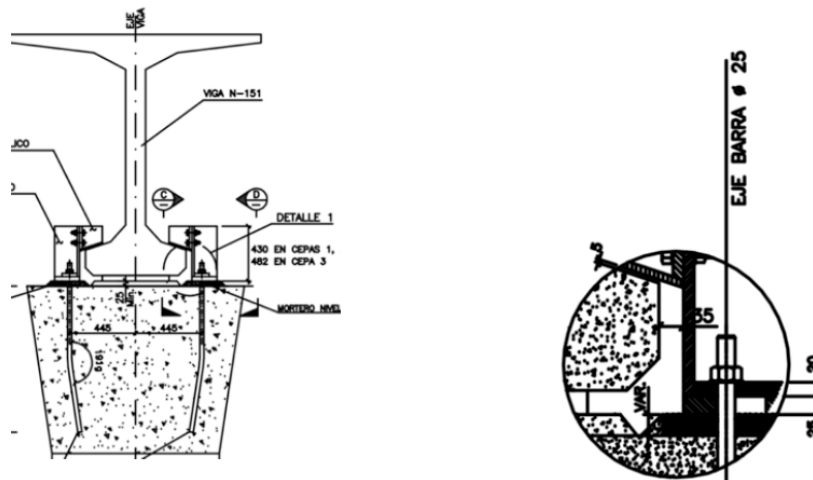


Figura 3-27. Tope sísmico de acero del PS Independencia en su condición original  
(Unidades en [cm])

FUENTE: Ministerio de Obras Públicas

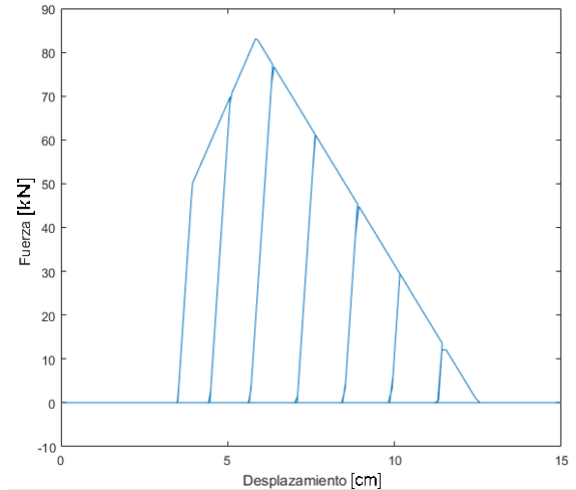


Figura 3-28. Relación fuerza-deformación del tope sísmico de acero  
FUENTE: Elaboración propia

Con estos valores, se procedió a generar los materiales auxiliares  $M_1 - M_2 - M_3 - M_4$ , ubicados en los elementos de las cepas, donde los dos primeros están asociados a los apoyos del grupo  $B_1$ , tanto en los elementos extremos e internos, obteniendo una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-29, mientras que los materiales  $M_3 - M_4$  están asociados a los apoyos del grupo  $B_2$ , tanto en los elementos extremos e internos, con una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-30. De forma similar, se generan los materiales auxiliares ubicados en los elementos de los estribos  $M_5 - M_6$ , los que están asociados a los apoyos del grupo  $B_3$ .

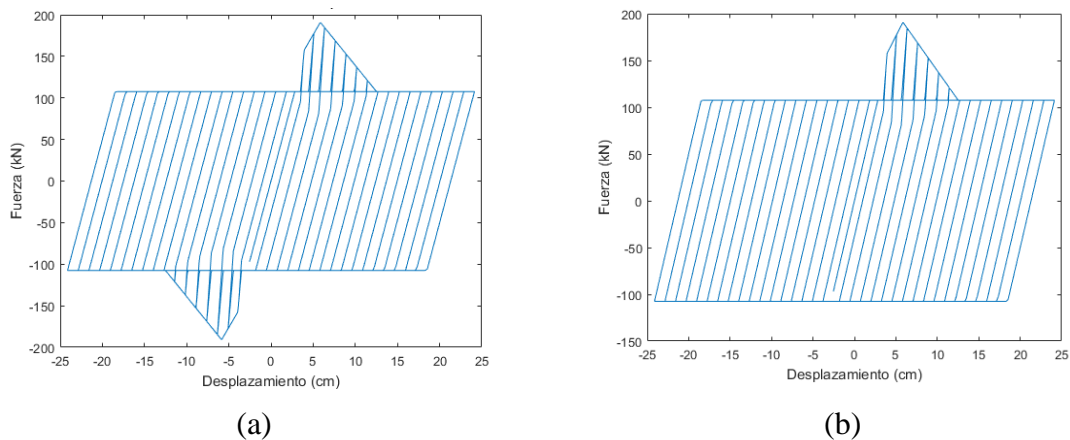


Figura 3-29. Relación fuerza-deformación del material auxiliar asociado al grupo de apoyos  $B_1$ ; (a)  $M_1$  para los elementos internos; (b)  $M_2$  para los elementos externos

FUENTE: Elaboración propia

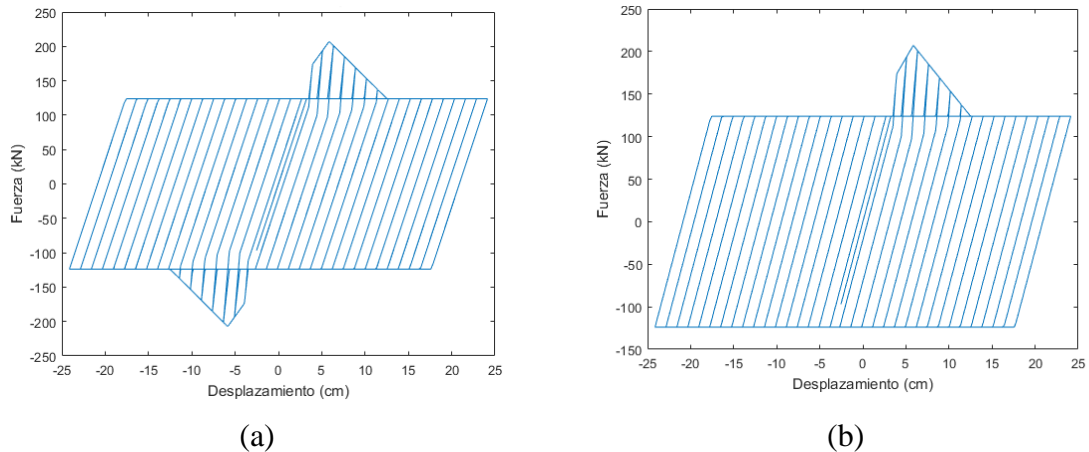


Figura 3-30. Relación fuerza-deformación del material auxiliar asociado al grupo de apoyos  $B_2$ ; (a)  $M_3$  para los elementos internos; (b)  $M_4$  para los elementos externos

FUENTE: Elaboración propia

Estos materiales auxiliares se incorporan a los elementos de largo cero, los que se ubicaron de la siguiente manera en el modelo no-lineal.

- Cepa: Se generaron diez elementos de largo cero, los que se conectaron a la viga cabezal y superestructura a través de uniones rígidas, como se indica en la Figura 3-31.

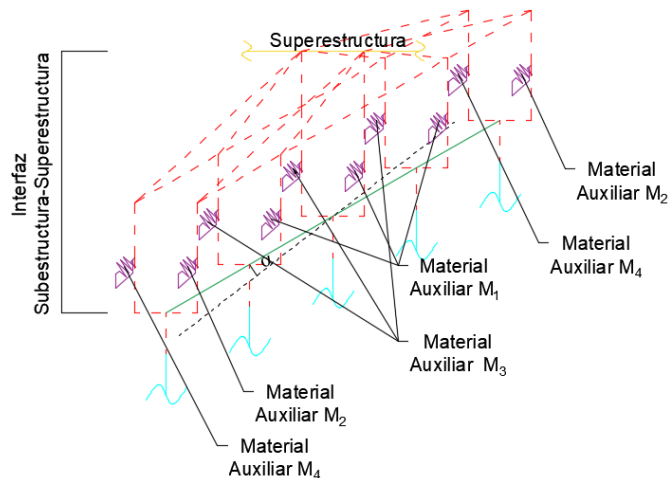


Figura 3-31. Representación en cepa del tope sísmico y placa de apoyo elastomérica en dirección transversal para la condición original del PS Lo Echevers

FUENTE: Elaboración propia

- Estribo: Se generaron cinco elementos de largo cero, los cuales se conectaron entre sí a través de uniones rígidas, como se indica en la Figura 3-32.

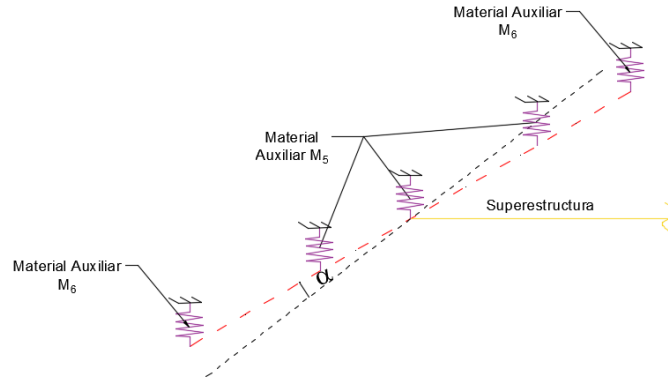


Figura 3-32. Representación en estribo del tope sísmico y placa de apoyo elastomérica en dirección transversal para la condición original del PS Lo Echevers

FUENTE: Elaboración propia

### 3.8.2.2 Topes sísmicos internos de hormigón armado (puente reforzado)

Según la información disponible en los planos del puente reforzado, se determinó la capacidad máxima del tope lateral interno, obteniendo lo indicado en la Tabla 11. En este caso, la distancia libre entre la viga longitudinal y los topes ( $\Delta_{\text{gap}}$ ) es de 15 [cm], tanto para los elementos de las cepas como estribos. Sin embargo, al considerar en el modelo dos elementos que representan a un solo tope sísmico interno en las cepas, la capacidad máxima ingresada en el software OpenSees fue la mitad de la obtenida a través de la ecuación (3-15).

Tabla 11. Capacidad de los topes sísmicos internos de hormigón armado

	Estribo	Cepa
$P_{\text{cap}}$ [kN]	2.794,89	1.745,58

Con estos valores, se procedió a generar los materiales auxiliares  $M_7 - M_8 - M_9 - M_{10}$ , ubicados en los elementos de las cepas, donde los dos primeros están asociados a los apoyos del grupo  $B_1$ , tanto en los elementos extremos e internos, obteniendo una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-33, mientras que los materiales  $M_9 - M_{10}$  están asociados a los apoyos del grupo  $B_2$ , tanto en los elementos extremos e internos, con una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-34. De forma similar, se generan los materiales auxiliares ubicados en los elementos de los estribos  $M_{11} - M_{12}$ , los que están asociados a los apoyos del grupo  $B_3$ .

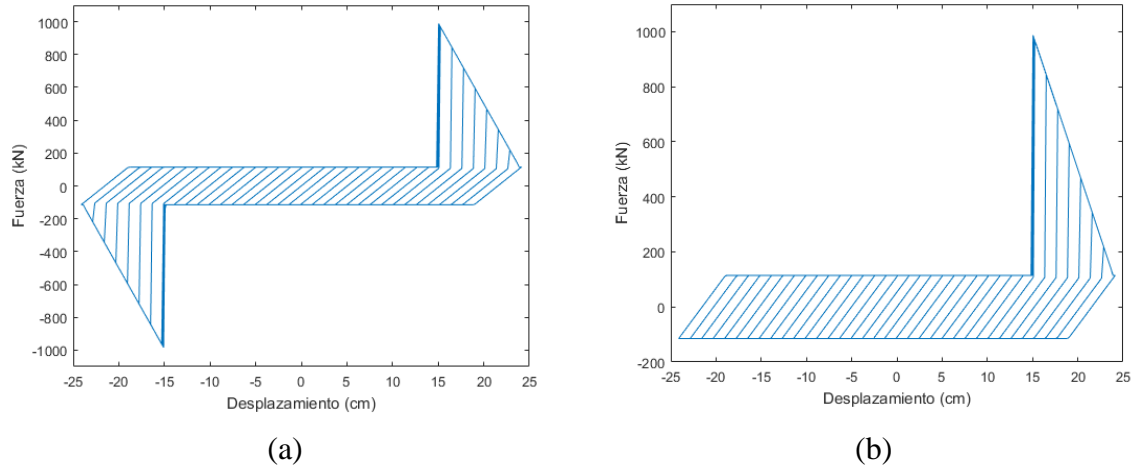


Figura 3-33. Relación fuerza-deformación del material auxiliar asociado al grupo de apoyos  $B_1$ ; (a)  $M_7$  para los elementos internos; (b)  $M_8$  para los elementos externos

FUENTE: Elaboración propia

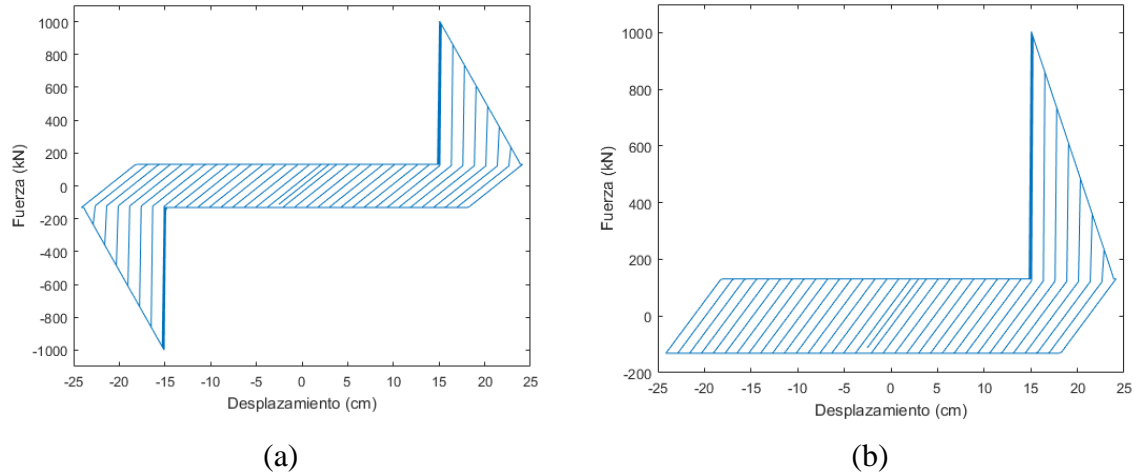


Figura 3-34. Relación fuerza-deformación del material auxiliar asociado al grupo de apoyos  $B_2$ ; (a)  $M_9$  para los elementos internos; (b)  $M_{10}$  para los elementos externos

FUENTE: Elaboración propia

Estos materiales auxiliares se incorporan a los elementos de largo cero, los que se ubicaron de la siguiente manera en el modelo del software OpenSees.

- Cepa: Se generaron diez elementos de largo cero, los cuales se conectaron a la viga cabezal y superestructura a través de uniones rígidas, como se indica en la Figura 3-35.

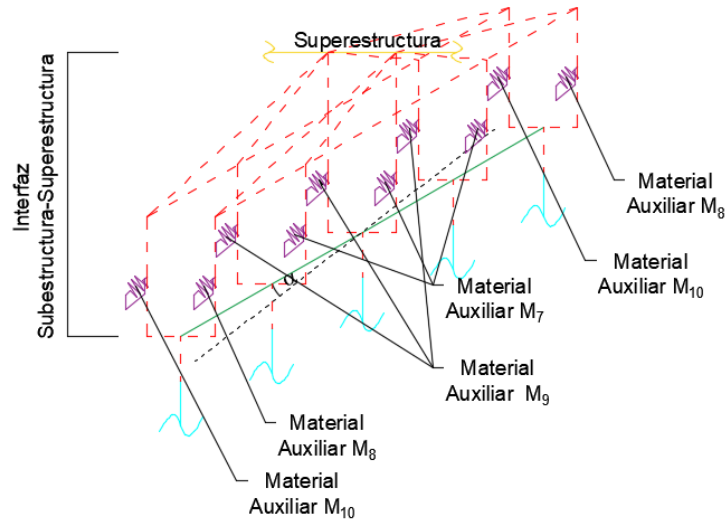


Figura 3-35. Representación del modelo usado en cepas para los topes sísmicos y placas de apoyo elastoméricas en dirección transversal para la condición reforzada

FUENTE: Elaboración propia

- Estribo: Se generaron cinco elementos de largo cero, los cuales se conectaron entre sí a través de uniones rígidas, como se indica en la Figura 3-36.

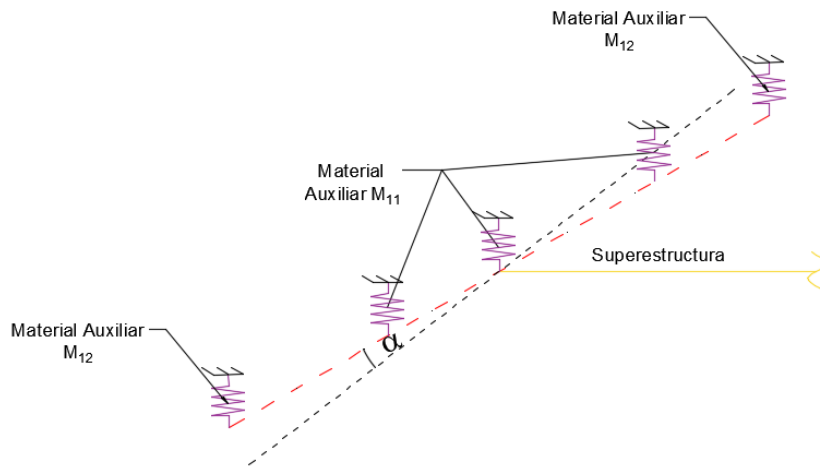


Figura 3-36. Representación del modelo usado en estribos para los topes sísmicos y placas de apoyo elastoméricas en dirección transversal para la condición reforzada

FUENTE: Elaboración propia

### 3.8.2.3 Topes sísmicos externos de hormigón armado (puente original y reforzado)

Según la información disponible, se determinan los parámetros necesarios para generar la relación fuerza-deformación del material, como se muestra en la Figura 3-36 que representará a los topes sísmicos externos en el software OpenSees.

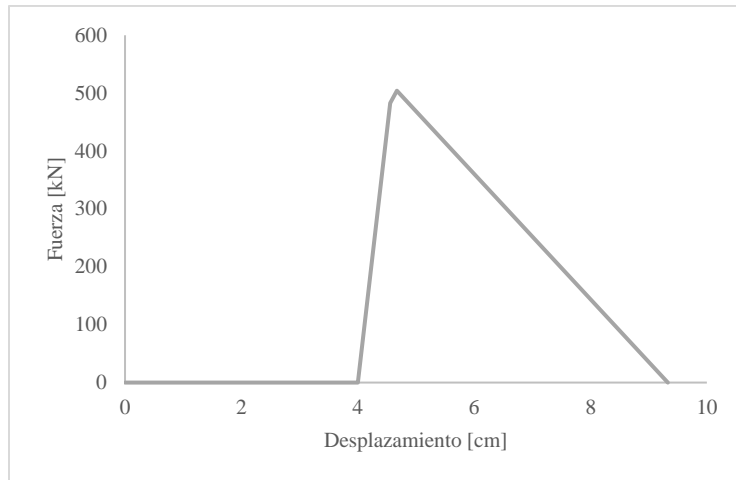


Figura 3-37. Relación fuerza-deformación para los topes sísmicos externos

FUENTE: Elaboración propia

Este material se incorporó a los elementos de largo cero, los que se ubicaron de la siguiente manera en el modelo del software OpenSees.

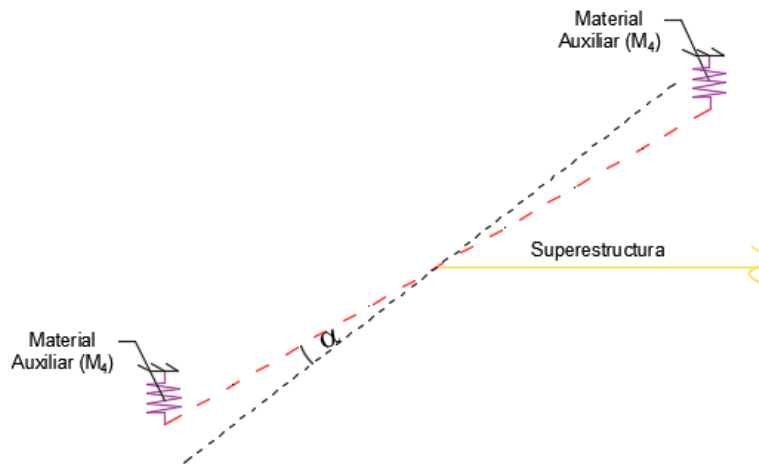


Figura 3-38 Representación en estribo del tope sísmico y placa de apoyo elastomérica en dirección transversal en PS Lo Echevers

FUENTE: Elaboración propia

### 3.9 Barras sísmicas

#### 3.9.1 Descripción del modelo utilizado para las barras sísmicas

Martínez (2015) representó el comportamiento de las barras sísmicas, a través de una ley constitutiva como se muestra en la Figura 3-39, donde los parámetros se determinan según la ecuación (3-24) a ecuación (3-28), donde  $h_l$  es la altura libre de la barra sísmica,  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero constitutivo,  $\varepsilon_s$  es la deformación unitaria,  $A_{sb}$  es el área transversal de la barra sísmica,  $F_y$  es 1,2 veces el esfuerzo de fluencia del acero constitutivo,  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  corresponden a 0,1 y 0,17 respectivamente.

$$d_1 = 0,1 \cdot h_l \tag{3-24}$$

$$d_2 = h_l \tag{3-25}$$

$$F_1 = \alpha_1 \cdot E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{sb} \tag{3-26}$$

$$F_2 = \alpha_2 \cdot F_y \cdot A_{sb} \tag{3-27}$$

$$K_d = 20 \cdot K_2 \tag{3-28}$$

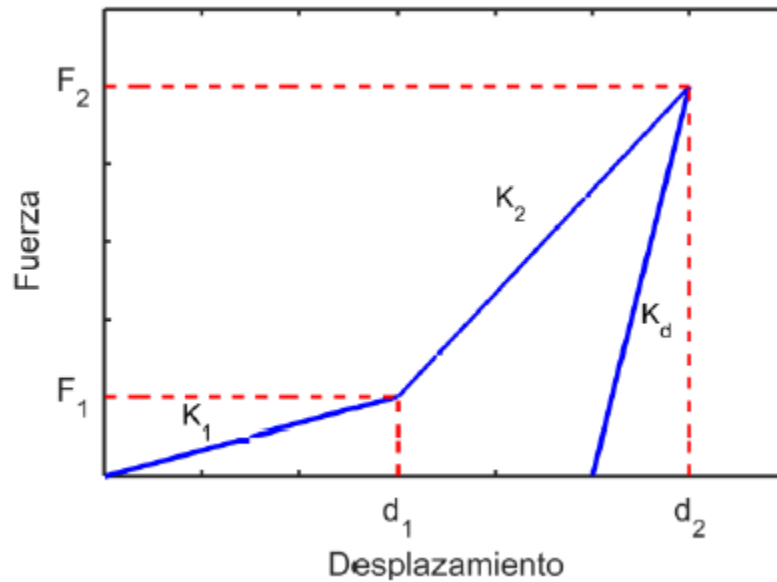


Figura 3-39. Modelo constitutivo de barras sísmicas

FUENTE: (Martínez Grosser, 2015)

El material utilizado corresponde al material histéretico del software OpenSees, el cual se asignó a elemento tipo “two node link”. Sin embargo, en vista que el material histéretico no exhibe un límite de desplazamiento, es decir, puede seguir deformando de manera ilimitada, se decidió incorporar al material una capacidad máxima de desplazamiento, a través del material “MinMax”.

### 3.9.2 Parámetros utilizados en OpenSees para definir las barras sísmicas

En base al estudio experimental de Martínez (2015), se determinó la relación fuerza-deformación de las barras sísmicas indicada en la Figura 3-40, a partir de los parámetros indicados en la Tabla 12, considerando un acero del tipo A440-280H de 3,2 [cm]. Este material se asignó a los elementos donde se ubican las placas de apoyo elastoméricas, tanto en la dirección longitudinal y transversal del PS Lo Echevers de la condición reforzada.

Tabla 12. Parámetros para la obtención de material constitutivo de barras sísmicas

$h_1$ [cm]	5
$E_s$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	16.800
$\epsilon_s$	0,002
$F_y$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	33,60
$A_{sb}$ [cm <sup>2</sup> ]	8,04
$d_1$ [cm]	0,5
$d_2$ [cm]	5
$F_1$ [kN]	27,02
$F_2$ [kN]	191,86
$k_d$	549,46

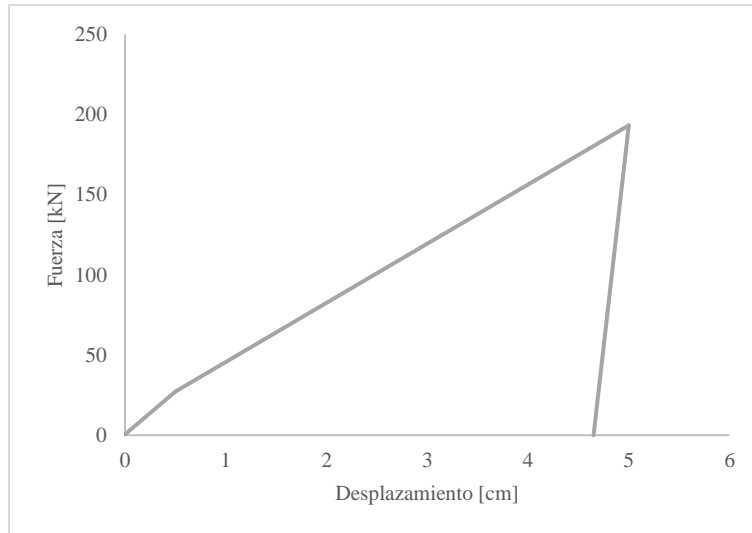


Figura 3-40. Relación fuerza-deformación de barras sísmicas

FUENTE: Elaboración propia

### 3.10 Junta de dilatación

#### 3.10.1 Descripción del modelo utilizado para las juntas de dilatación

Para representar la junta de dilatación presente entre el estribo y la superestructura, se consideró un elemento de largo cero al cual se le incorporó los efectos del impacto entre dos superficies de hormigón armado, a través del elemento “zeroLengthImpact3D” de la librería del software OpenSees, elemento que combina las propiedades de los elementos de largo cero y el material “ImpactMaterial”, que posee una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-41, cuyos parámetros pueden ser encontrados en la página web del software (OpenSees, 2013).

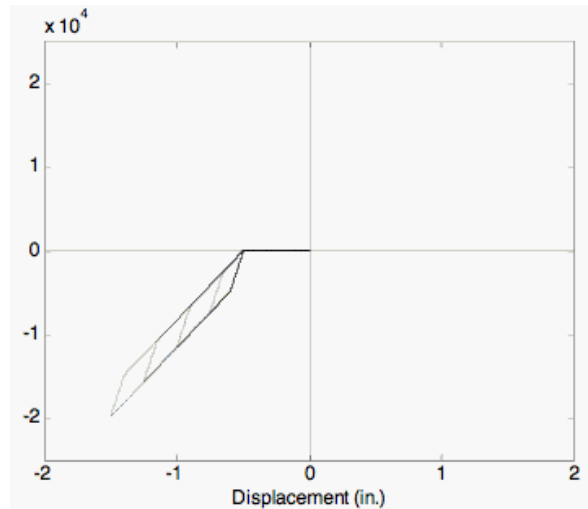


Figura 3-41. Relación fuerza-deformación del material ImpactMaterial de la librería del software OpenSees

FUENTE: (OpenSees, 2013)

### 3.10.2 Parámetros utilizados en OpenSees para definir las juntas de dilatación

Para representar el comportamiento de la junta de dilatación, se incorporaron dos elementos de largo cero en cada extremo del estribo, los que se orientaron en la dirección longitudinal del tablero, como se indica en la Figura 3-42.

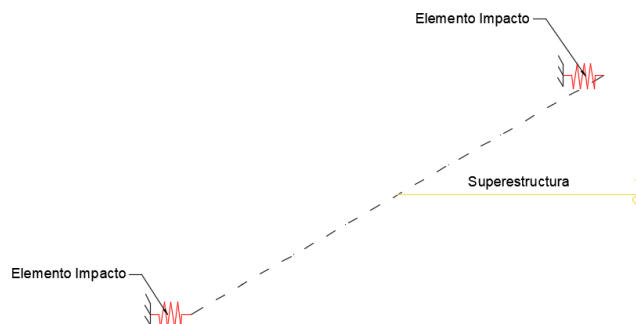


Figura 3-42. Representación del efecto de la junta de dilatación en estribo

FUENTE: Elaboración propia

## 3.11 Cepas

### 3.11.1 Descripción del modelo utilizado para las cepas

Las columnas y vigas cabezal se modelaron través de elementos unidimensionales con sección transversal tipo fibra, a los cuales se asignaron las propiedades esperadas de los materiales constitutivos, tales como el concreto H30 y el acero estructural A630-420H. Las propiedades esperadas de los materiales fueron calculadas considerando un esfuerzo a compresión de 1,3 veces el nominal, mientras que, para el acero, se considera un esfuerzo de fluencia igual a 1,15 veces el nominal (Priestley, Seible, & Calvi, 1996).

### 3.11.2 Parámetros utilizados para definir las cepas

Las columnas y viga cabezal, se representaron a través de elementos “ForceBeamColumn” de la librería del software OpenSees, los que se dispusieron como se muestra en la Figura 3-43. A estos elementos, se les asignaron secciones transversales modeladas a través del comando “FiberSec”, para lo cual fue necesario asignar los siguientes parámetros, según el tipo de sección.

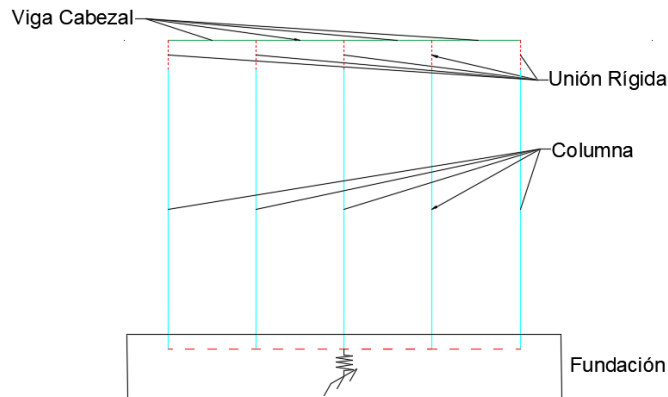


Figura 3-43. Representación del conjunto columna-viga cabezal de cepa para el PS Lo Echevers

FUENTE: Elaboración propia

- Columnas: Secciones circulares de 100 [cm] de diámetro, a los que se les asignó 8 subdivisiones radiales en el núcleo y 4 en el recubrimiento, y 8 subdivisiones transversales para el núcleo y recubrimiento.
- Viga cabezal: Secciones rectangulares, con largos que varían según la condición del análisis, en donde se dispuso una subdivisión de 20 por 20 tanto en el núcleo como en el recubrimiento.

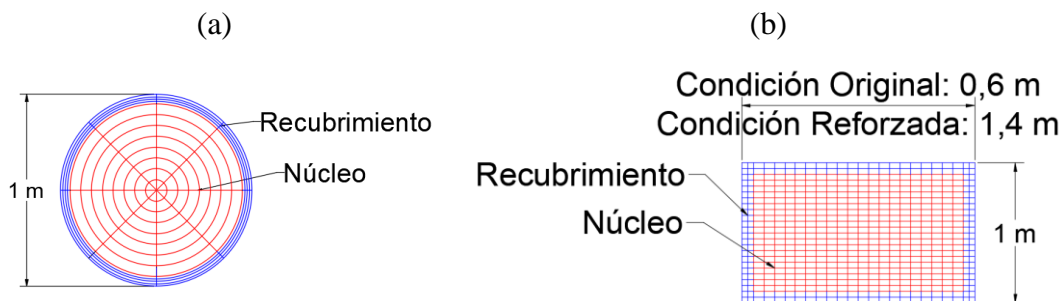


Figura 3-44. Secciones transversales de elementos; (a) Tipo columna; (b) Tipo viga cabezal

FUENTE: Elaboración propia

Para la representación de los materiales constitutivos, se utilizaron los siguientes materiales de la librería del software OpenSees.

- Concreto: Representado a través del material “Concrete02”, con una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-45, donde  $f_{pc}$  es el esfuerzo a compresión del hormigón,  $\epsilon_{psc0}$  es la deformación para lograr la máxima resistencia máxima,  $f_{pcU}$  es el esfuerzo de falla,  $\epsilon_{psU}$  es la deformación para lograr la capacidad de

falla,  $\lambda$  es la razón entre la rigidez de carga y descarga,  $f_t$  es el esfuerzo de tracción y  $E_t$  es el módulo elástico.

Para la condición no confinada, se utilizaron las propiedades esperadas del concreto H30, mientras que, para su condición confinada, las propiedades características se determinaron a partir de las entregadas para la sección por el software SAP2000, basadas en el modelo de Mander, parámetros que se indican en la Tabla 13 y Tabla 14, tanto para la sección transversal de la viga cabezal como de la columna.

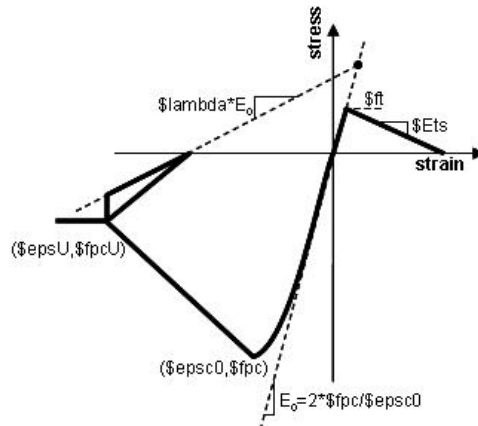


Figura 3-45. Relación fuerza-deformación del material “Concrete02” de la librería del software OpenSees

FUENTE: (OpenSees, 2013)

Tabla 13. Propiedades de la sección transversal de viga cabezal

	Núcleo	Recubrimiento
$f_{pc}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	3,69	3,18
$\epsilon_{ps0}$	0,0027	0,0022
$f_{pcU}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	0,99	0
$\epsilon_{psU}$	0,017	0,005
$\lambda$	0,10	0,10
$f_t$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	0,51	0,44
$E_{ts}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	2.876,02	2.876,02

Tabla 14. Propiedades de la sección transversal de la columna

	Núcleo	Recubrimiento
$f_{pc}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	3,69	3,18
$\epsilon_{ps0}$	0,0027	0,0022
$f_{pcU}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	0,99	0
$\epsilon_{psU}$	0,017	0,005
$\lambda$	0,10	0,1
$f_t$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	0,51	0,44
$E_{ts}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	2.876,02	2.876,02

- Acero estructural: Generado a través del material “Steel02”, con una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-46, con propiedades esperadas del acero estructural tipo A630-420H.

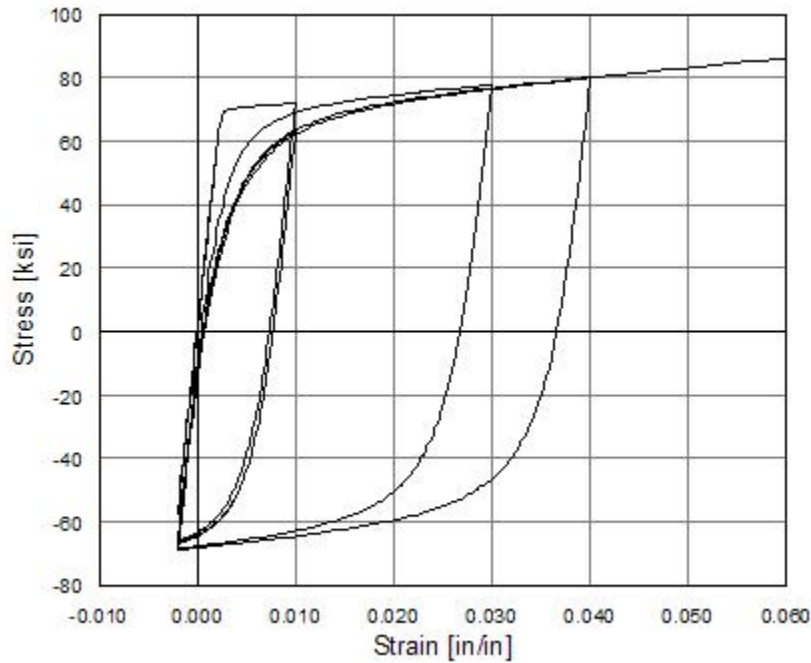


Figura 3-46. Relación fuerza-deformación del material “Steel02” de la librería del software OpenSees

FUENTE: (OpenSees, 2013)

A las secciones también se les incorporaron efectos de deformación debido a torsión y corte, donde la contribución del corte se realizó a través del comando “SectionAggregator” de la librería del software OpenSees (Kaviani, Zareian, & Taciroglu, 2014), para lo cual se deben generar materiales elásticos según el tipo de deformación, a través del material “Elastic”, donde sus módulos elásticos se determinan como se detalla a continuación:

- Deformaciones por corte: El módulo elástico se determinó según la ecuación (3-29) para las columnas y la ecuación (3-30) para la viga cabezal, donde  $G_{conc}$  es el módulo de corte del concreto y  $A_{col}$  el área transversal de la columna.

$$E_{corte} = \frac{9}{10} \cdot G_{conc} \cdot A_{col} \quad (3-29)$$

$$E_{corte} = \frac{5}{6} \cdot G_{conc} \cdot A_{col} \quad (3-30)$$

- Deformaciones por torsión: El módulo elástico se determinó según la ecuación (3-31) para las columnas y ecuación (3-32) para la viga cabezal, donde  $J_{col}$  es el momento polar de inercia de la sección transversal de la columna.

$$E_{torsional} = 0,2 \cdot G_{conc} \cdot J_{col} \quad (3-31)$$

$$E_{torsional} = 100 \cdot G_{conc} \cdot J_{col} \quad (3-32)$$

Considerando la información contenida en los planos del puente, es posible determinar los parámetros indicados en la Tabla 15 y Tabla 16.

Tabla 15. Parámetros para representar las deformaciones de corte y torsionales en columnas

$E_{\text{corte}}$ [kN]	2.333,98
$E_{\text{torsional}}$ [kN·cm <sup>2</sup> ]	$9,18 \cdot 10^8$

Tabla 16. Parámetros para representar las deformaciones de corte y torsionales en viga cabezal

	Condición Original	Condición Reforzada
$E_{\text{corte}}$ [kN]	$1,16 \cdot 10^7$	$2,72 \cdot 10^7$
$E_{\text{torsional}}$ [kN·cm <sup>2</sup> ]	$3,81 \cdot 10^{10}$	$1,60 \cdot 10^{10}$

Finalmente, la cepa en el modelo del software OpenSees del PS Lo Echevers es ilustrado en la Figura 3-47, para la condición original y Figura 3-48, para la condición reforzada. El modelo considera todos los componentes de la cepa y sobre esta, es decir columnas, viga cabezal, placas de apoyo elastoméricas y topes sísmicos internos de acero en la condición original del puente, y topes sísmicos internos de hormigón armado y barras sísmicas para la condición reforzada.

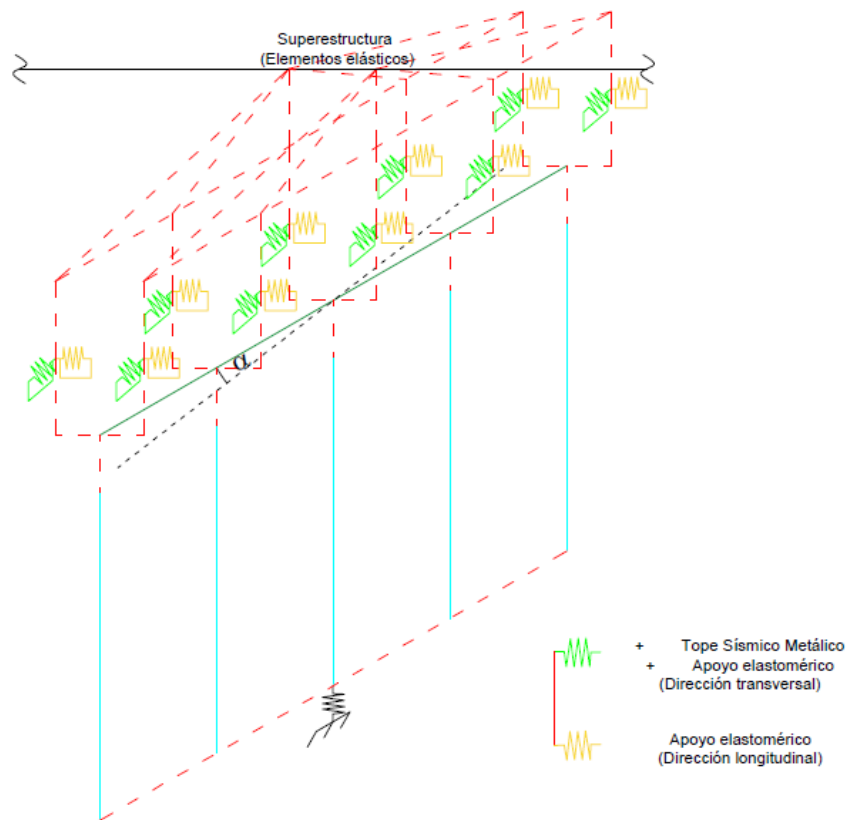


Figura 3-47. Representación general de la cepa en el modelo del PS Lo Echevers para la condición original  
( $\alpha$ : Ángulo de esviaje)

FUENTE: Elaboración propia

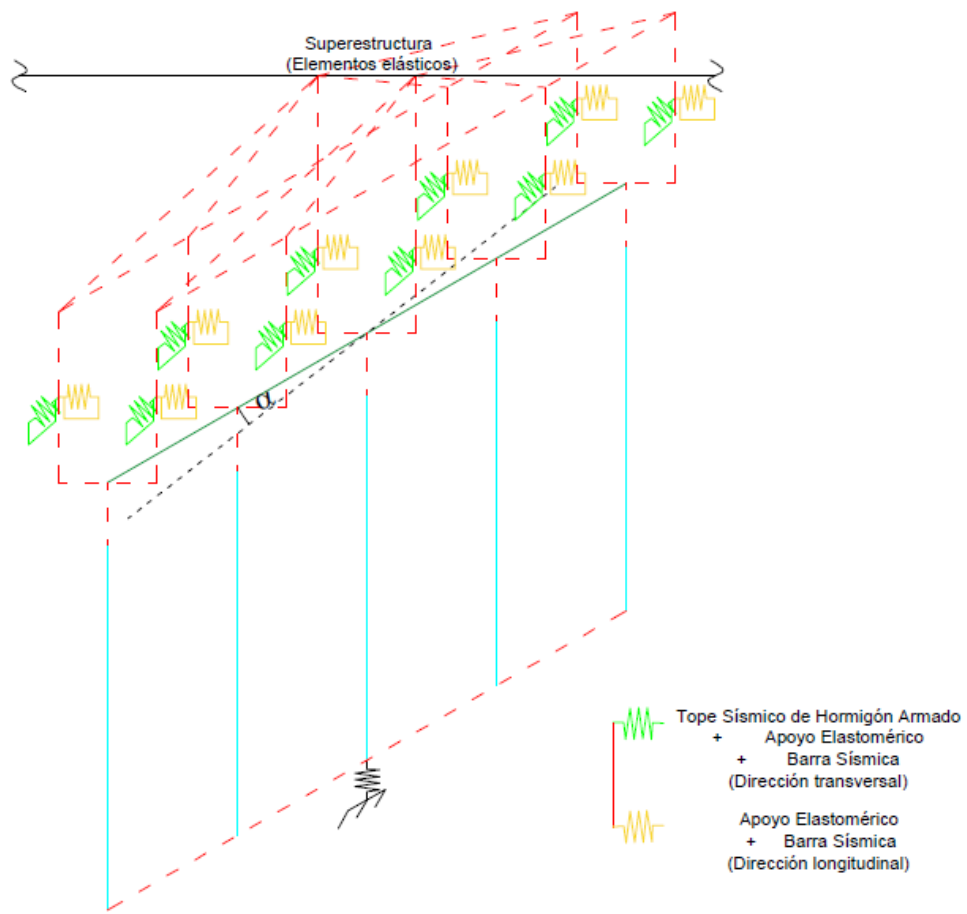


Figura 3-48. Representación general de la cepa en el modelo del PS Lo Echevers para la condición reforzada  
( $\alpha$ : Ángulo de esviaje)

FUENTE: Elaboración propia

## 3.12 Estribos

### 3.12.1 Descripción del modelo utilizado para los estribos

La resistencia en la dirección longitudinal es aportada por la resistencia pasiva del suelo, que se desarrolla cuando el estribo presiona el relleno, por lo que está determinada por el aporte del relleno y las fundaciones, y una resistencia activa, que se desarrolla cuando el estribo se separa del relleno, aportada solo por las fundaciones, como se indica en la Figura 3-49 (Nielson, 2005).

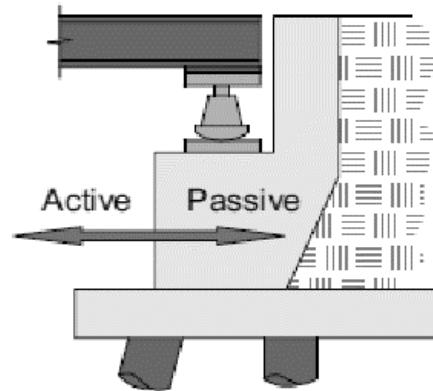


Figura 3-49. Resistencia longitudinal en estribo

FUENTE: (Nielson, 2005)

Kaviani y otros (2014) representaron el comportamiento de los estribos con un modelo que considera el efecto del esvaje de la estructura, para lo cual plantea el modelo del estribo inclinado según las direcciones del elemento:

- Dirección longitudinal: Considera el aporte de la presión pasiva del relleno, de la placa de apoyo elastomérica y de la junta de dilatación, ambos detallados anteriormente.
- Dirección transversal: Considera el aporte de la placa de apoyo elastomérica y de los topes sísmicos internos y externos, detallados anteriormente.

El aporte de la presión pasiva del relleno, es representado a través del material “ElasticPPGap”, con una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 3-50, donde  $\Delta_{gap}$  es la distancia entre la superestructura y el estribo,  $K_{abut}$  la rigidez del elemento y  $P_{bw}$ , la capacidad máxima, las que se determinan según la ecuación (3-33) y la ecuación (3-34), respectivamente, donde  $w$  y  $h$  en [ft] son el ancho y alto del muro espaldar del estribo.

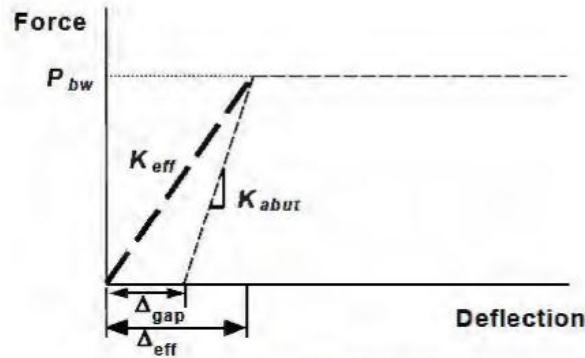


Figura 3-50. Relación fuerza-deformación de la presión pasiva del relleno

FUENTE: (Caltrans, Seismic Design Criteria, 2010)

$$K_{abut} = 25 \cdot w \cdot \frac{h}{5,5} \quad (3-33)$$

$$P_{bw} = 5 \cdot w \cdot \frac{h^2}{5,5} \quad (3-34)$$

De acuerdo a Kaviani y otros (2014) se debe considerar que el ángulo de inclinación de la presión pasiva en cada elemento es perpendicular al estribo y que sus propiedades de rigidez/resistencia varían por un factor  $\beta$ , que se determina según la ecuación (3-35), donde  $\alpha$  es el ángulo de esviaje de la estructura.

$$\beta = 0.3 \cdot \frac{\tan(\alpha)}{\tan(60^\circ)} \quad (3-35)$$

### 3.12.2 Parámetros utilizados en OpenSees para definir los estribos

En el modelo del PS Lo Echevers, el aporte del relleno se representó a través de cinco elementos en paralelo de largo cero, unidos a través de uniones rígidas, como se indica en la Figura 3-51. La rigidez y capacidad máxima del estribo se indican en la Tabla 17.

Tabla 17. Rigidez y capacidad máxima del aporte longitudinal según el largo tributario asociado al elemento

Largo tributario	L/4	L/8
w [cm]	330	160
h [cm]	220	220
$k_{abut}$ [kN/cm]	490	250
$P_u$ [kN]	2.200	1.100

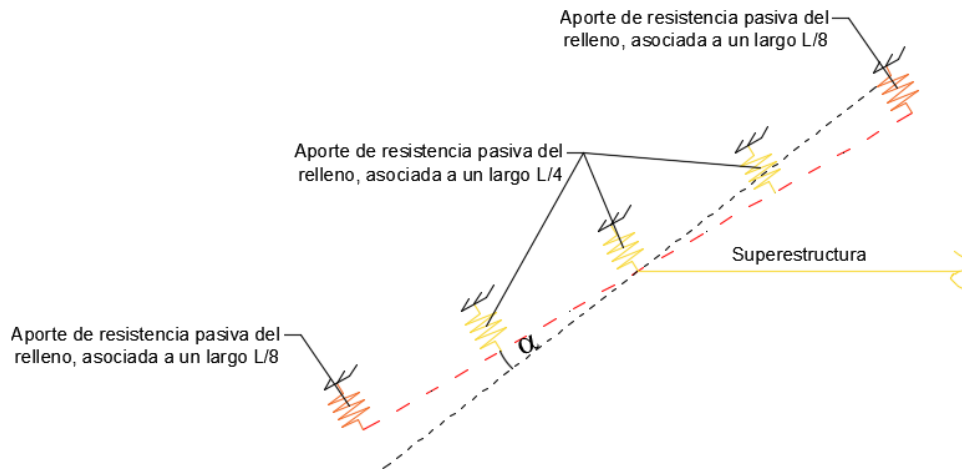


Figura 3-51. Representación del aporte de presión pasiva del relleno en el modelo de los estribos  
( $\alpha$ : Ángulo de esviaje)

FUENTE: Elaboración propia

Finalmente, el estribo en el modelo del software OpenSees del PS Lo Echevers es ilustrado en la en la Figura 3-52, para la condición original, y en la Figura 3-53, para la condición reforzada, considerando todos los componentes que participan en su conformación, tales como placas de apoyo elastoméricas, presión pasiva del relleno, topes sísmicos externos de hormigón armado, topes sísmicos metálicos para la condición original y topes sísmicos internos de hormigón armado y barras sísmicas para la condición reforzada.

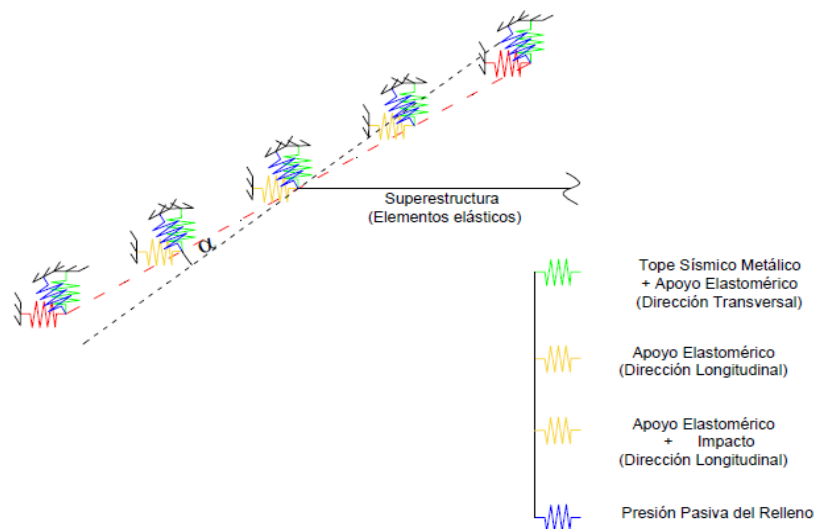


Figura 3-52. Representación general del estribo en el modelo del PS Lo Echevers para la condición original  
( $\alpha$ : Ángulo de esviaje)

FUENTE: Elaboración propia

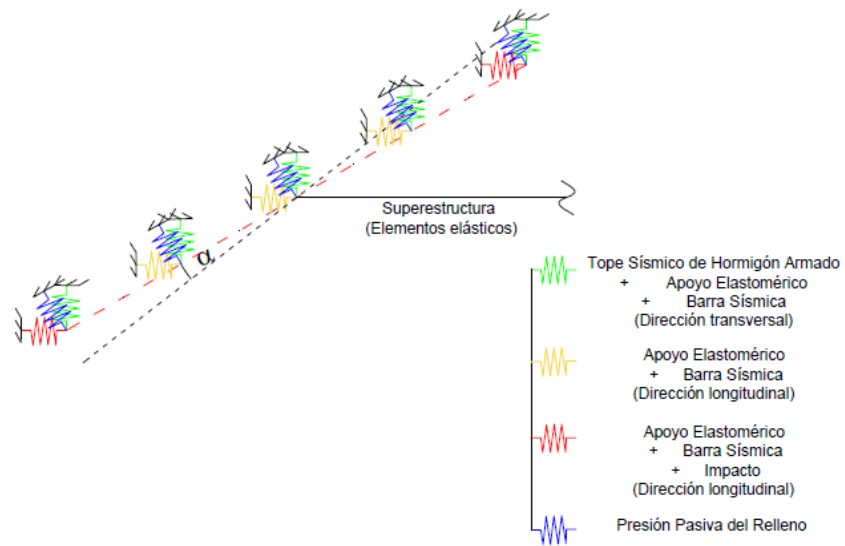


Figura 3-53. Representación general del estribo en el modelo del PS Lo Echevers para la condición reforzada  
( $\alpha$ : Ángulo de esviaje)

FUENTE: Elaboración propia

## Capítulo 4. Análisis y Discusión de Resultados

### 4.1 Propiedades dinámicas del PS Lo Echevers

En esta sección, se presenta el análisis modal del puente en estudio. Para ello, y a modo de comparación con el modelo no-lineal desarrollado en software OpenSees, se generan modelos en el software SAP2000, por su amplio uso en la ingeniería de puentes, y a través de un método simplificado. Estos análisis se realizan con el objetivo de determinar los tres periodos fundamentales con mayor participación modal en la estructura y así proveer una verificación del modelo no-lineal desarrollado en software OpenSees.

#### 4.1.1 Obtención de las propiedades dinámicas del puente usando modelos simplificados

Akogul y Celik (2008) investigaron la influencia de las propiedades mecánicas de las placas de apoyo elastoméricas en el periodo fundamental de puentes. En el estudio, los autores proponen el uso de un modelo simplificado para la obtención del primer periodo, asociado a la dirección longitudinal del puente.

El modelo simplificado para la dirección longitudinal, es un modelo equivalente de un grado de libertad, como se indica en la Figura 4-1(a), en donde se dispone un elemento, con la rigidez equivalente de las cepas, y dos resortes con las rigideces equivalentes de los apoyos elastoméricos ubicadas en los estribos y cepas. Con lo cual se determina una rigidez equivalente, y junto con el valor de la masa total de la estructura,  $M_T$ , es posible determinar el periodo fundamental de la estructura,  $T$ , según la ecuación (4-1).

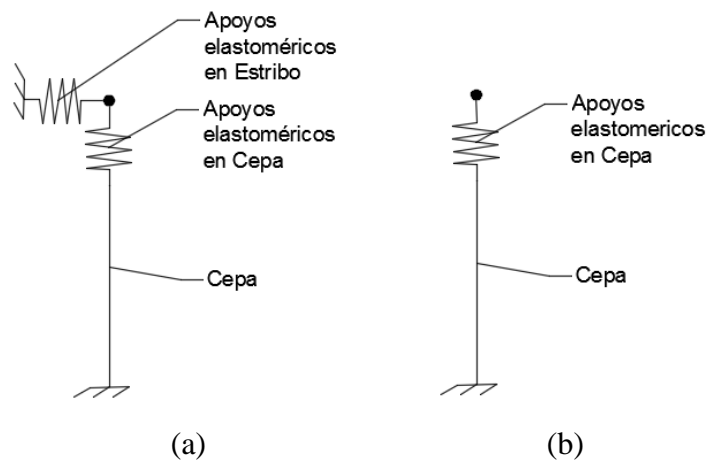


Figura 4-1. Modelo simplificado que representa la superestructura y subestructura del puente en la condición original;  
(a) Dirección longitudinal; (b) Dirección transversal

FUENTE: Elaboración propia

$$T = 2\pi\sqrt{M_T/K_{T-L}} \quad (4-1)$$

La rigidez equivalente  $K_{T-L}$ , solo considera el aporte de las placas de apoyo elastoméricas ubicadas en los estribos y cepas, similar a la condición original del PS Lo Echevers, y se determina como se indica en la ecuación (4-2).

Donde,

- $K_1$ : La rigidez equivalente de la subestructura se determina utilizando la ecuación (4-3) a ecuación (4-5), donde  $K_{Cepa}$  corresponde a la rigidez equivalente de la cepa;  $n_{Columnas}$  es el número de columnas por cepa;  $E$  el módulo elástico de la columna, que se consideró igual al módulo elástico del hormigón H30,  $I$  la inercia de la columna y  $L$  el largo de la columna. Mientras que  $k_{Apoyo-Cepa}$ , corresponde a la rigidez equivalente de los apoyos en las cepas, donde  $n_{Apoyo-Cepa}$  es el número de apoyos en las cepas y  $k_i$  la rigidez de cada elemento.
- $K_2$ : La rigidez equivalente de la superestructura se determina según la ecuación (4-6), donde  $n_{Apoyo-Estribo}$  es el número de apoyos en los estribos.

$$K_{T-L} = K_1 + K_2 \quad (4-2)$$

$$K_1 = \frac{k_{Cepa-L} \cdot k_{Apoyo-Cepa}}{k_{Cepa-L} + k_{Apoyo-Cepa}} \quad (4-3)$$

$$k_{Cepa-L} = n_{Columnas} \cdot \frac{3EI}{L^3} \quad (4-4)$$

$$k_{Apoyo-Cepa} = n_{Apoyo-Cepa} \cdot k_i \quad (4-5)$$

$$K_2 = n_{Apoyo-Estribo} \cdot k_i \quad (4-6)$$

Debido a que la condición reforzada del puente en estudio presenta elementos adicionales que afectan la respuesta dinámica de la estructura, se generó otro modelo simplificado para este caso, como se muestra en la Figura 4-2(a), donde la rigidez equivalente  $K_{T-L}$ , se determina según ecuación (4-7), donde:

- $K_3$ : La rigidez equivalente de la subestructura se determina según la ecuación (4-8), donde  $K_{Cepa}$  corresponde a la rigidez equivalente de la cepa; y  $k_{Apoyo/Barra-Cepa}$  corresponde a la rigidez equivalente de los apoyos y barras sísmicas en las cepas, donde  $n_{Apoyo-Cepa}$  es el número de apoyos en las cepas,  $k_i$  la rigidez de cada elemento,  $n_{Barra-Cepa}$  es el número de barras en las cepas y  $k_B$  la rigidez de cada elemento.
- $K_4$ : La rigidez equivalente de la superestructura se determina según la ecuación (4-10), donde  $n_{Apoyo-Estribo}$  es el número de apoyos en los estribos y  $n_{Barra-Estribo}$  el número de barras sísmicas en los estribos.

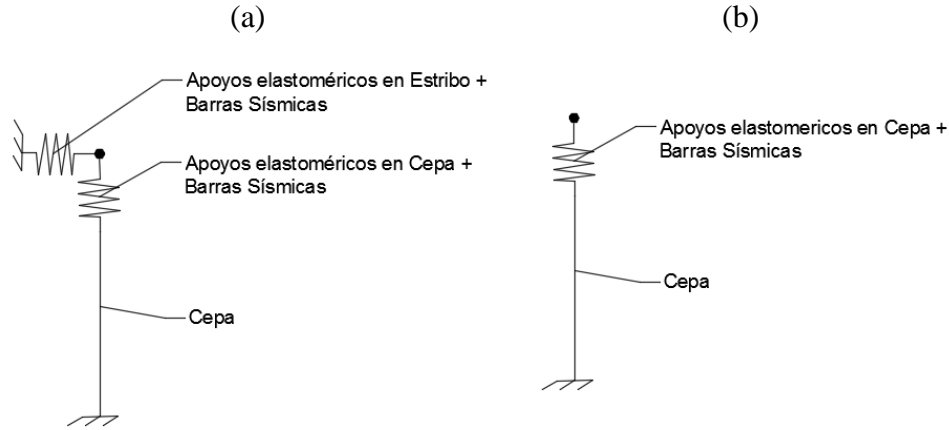


Figura 4-2. Modelo simplificado que representa la superestructura y subestructura del puente en la condición reforzada;  
(a) Dirección longitudinal; (b) Dirección transversal

FUENTE: Elaboración propia

$$K_{T-L} = K_3 + K_4 \quad (4-7)$$

$$K_3 = \frac{k_{Cepa-L} \cdot k_{Apoyo/Barra-Cepa}}{k_{Cepa-L} + k_{Apoyo/Barra-Cepa}} \quad (4-8)$$

$$k_{Apoyo/Barra-Cepa} = n_{Apoyo-Cepa} \cdot k_i + n_{Barra-Cepa} \cdot k_B \quad (4-9)$$

$$K_4 = n_{Apoyo-Estribos} \cdot k_i + n_{Barra-Estribos} \cdot k_B \quad (4-10)$$

De forma análoga es posible determinar un modelo simplificado para la dirección transversal, como se muestra en la Figura 4-1(b) y Figura 4-2(b), la cual se rige bajo las siguientes ecuaciones.

$$T = 2\pi\sqrt{M_T/K_{T-T}} \quad (4-11)$$

$$K_{T-T} = \frac{k_{Cepa-T} \cdot k_{Apoyo-Cepa}}{k_{Cepa-T} + k_{Apoyo-Cepa}} \quad (4-12)$$

$$k_{Cepa-T} = n_{Columnas} \cdot \frac{12 \cdot EI}{L^3} \quad (4-13)$$

$$K_{T-T} = \frac{k_{Cepa-T} \cdot k_{Apoyo/Barra-Cepa}}{k_{Cepa-T} + k_{Apoyo/Barra-Cepa}} \quad (4-14)$$

Finalmente, el periodo de la estructura utilizando el modelo simplificado, para la condición original, en la dirección longitudinal es de 0,93 y en la transversal de 1,05 [seg], mientras que, para la condición reforzada, en la dirección longitudinal es de 0,51 y en la transversal

de 0,53 [seg], determinados a partir de los valores indicados en la Tabla 18 y Tabla 19. Es importante destacar el hecho que debido que la dirección longitudinal, al constar con los elementos dispuestos en los estribos, posee una rigidez mayor, lo que se traduce en que la dirección transversal posea una rigidez menor, es decir, un periodo mayor que la longitudinal.

Tabla 18. Periodo para el modelo simplificado de la condición original del PS Lo Echevers

$M_T$ [Ton]	1.945,67
$n_{Columnas}$	10
$E$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	2.674,57
$I$ [cm <sup>4</sup> ]	$7,9 \cdot 10^7$
$L$ [cm]	520
$n_{Apoyo-Cepa}$	20
$n_{Apoyo-Estribos}$	10
$k_i$	3.478,09
$K_{cepa-L}$ [kN/cm]	44.818,34
$K_{cepa-T}$ [kN/cm]	179.000
$K_{Apoyo-Cepa}$ [kN/cm]	695,61
$k_1$ [kN/cm]	684,98
$k_2$ [kN/cm]	212,55
$T_L$ [seg]	0,93
$T_T$ [seg]	1,05

Tabla 19. Periodo para el modelo simplificado de la condición reforzada del PS Lo Echevers

$n_{Barra-Cepa}$	16
$n_{Barra-Estribos}$	8
$k_i$	4.434,57
$k_B$ (Par de Barras Sísmicas)	7.729,28
$K_{cepa-L}$ [kN/cm]	44.818,34
$K_{cepa-T}$ [kN/cm]	179.273,39
$K_{Apoyo-Barra/Cepa}$ [kN/cm]	2.123,59
$k_3$ [kN/cm]	2.027,52
$k_4$ [kN/cm]	889,34
$K_{T-T}$ [kN/cm]	2.717,07
$T_L$ [seg]	0,51
$T_T$ [seg]	0,53

### 4.1.2 Obtención de propiedades dinámicas con software SAP2000

Se realizó un modelo del puente en el software SAP2000 del PS Lo Echevers en la condición original y reforzada, como se indica en la Figura 4-3, en donde se determinaron los periodos indicados en la Tabla 20 y Tabla 21. Este modelo se generó considerando los modelos constitutivos de las barras sísmicas, topes sísmicos de hormigón armado y de acero, además, se ingresaron las mismas propiedades de los materiales constitutivos detallados en la sección anterior, con una densidad igual a cero, pues se ingresaron las masas de los elementos al igual que en el modelo del software OpenSees, es decir, de manera puntual.

En cuanto a las columnas, viga cabezal y superestructura, se representaron como unos elementos tipo frame, con la sección transversal como se detalló en la sección anterior, mientras que las fundaciones y estribos, se consideraron como elementos fijos.

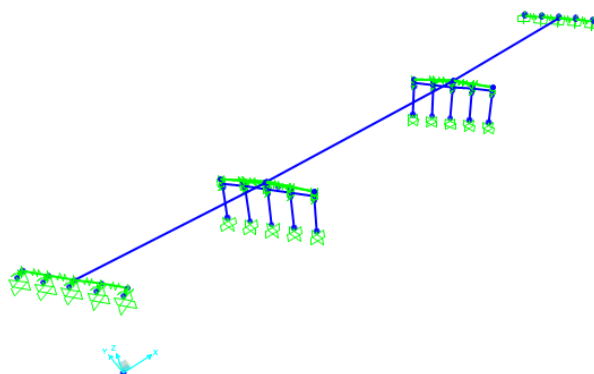


Figura 4-3. Modelo del PS Lo Echevers en software SAP2000

FUENTE: Elaboración propia

Tabla 20. Periodos del modelo del PS Lo Echevers en la condición original en el software SAP2000

Modo	Periodo [seg]	Participación Modal Dirección X (Longitudinal)	Participación Modal Dirección Y (Transversal)	Participación Modal Rotación Z
1	0,83	69,02%	10,90%	0,05%
2	0,82	15,68%	68,05%	0,09%
3	0,37	$9,85 \cdot 10^{-7}\%$	0,09%	94,19%

Tabla 21. Periodos del modelo del PS Lo Echevers en la condición reforzada en el software SAP2000

Modo	Periodo [seg]	Participación Modal Dirección X (Longitudinal)	Participación Modal Dirección Y (Transversal)	Participación Modal Rotación Z
1	0,30	75,61%	5,82%	$2,45 \cdot 10^{-3}\%$
2	0,29	7,65%	76,44%	0,26%
3	0,21	0,41%	$9,73 \cdot 10^{-4}\%$	91,72%

Además, se obtuvieron los modos de vibrar en el modelo del software SAP2000 para ambas condiciones, que en el caso de la condición original posee un primer modo asociado al movimiento longitudinal, como se muestra en la Figura 4-4(b), el segundo modo al movimiento transversal (Figura 4-4(c)), y el tercero a un modo torsional (Figura 4-4(d)). Mientras que, para la condición reforzada, la situación es similar, como se indica en la Figura 4-5.

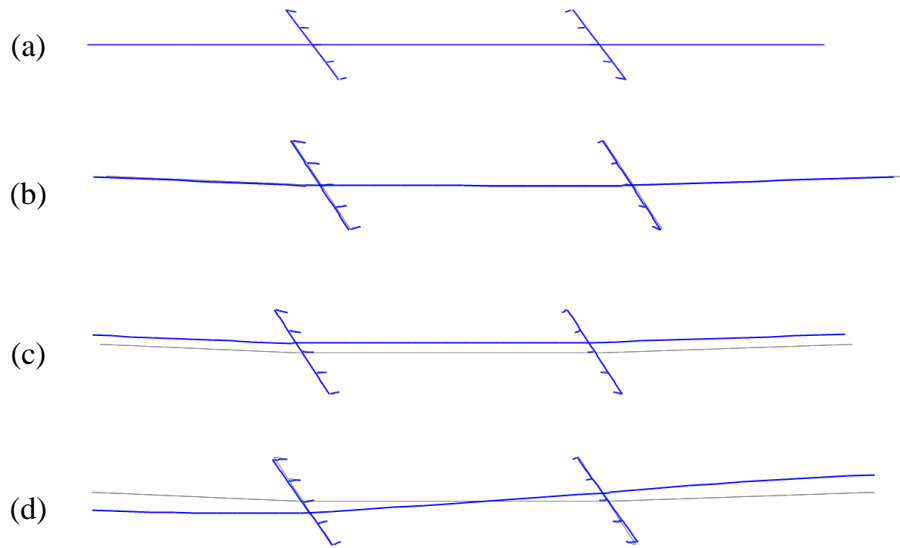


Figura 4-4. Modos de vibrar de PS Lo Echevers en software SAP2000 para la condición original; (a) Condición estática; (b) Primer modo de vibrar; (c) Segundo modo de vibrar; (d) Tercer modo de vibrar

FUENTE: Elaboración propia

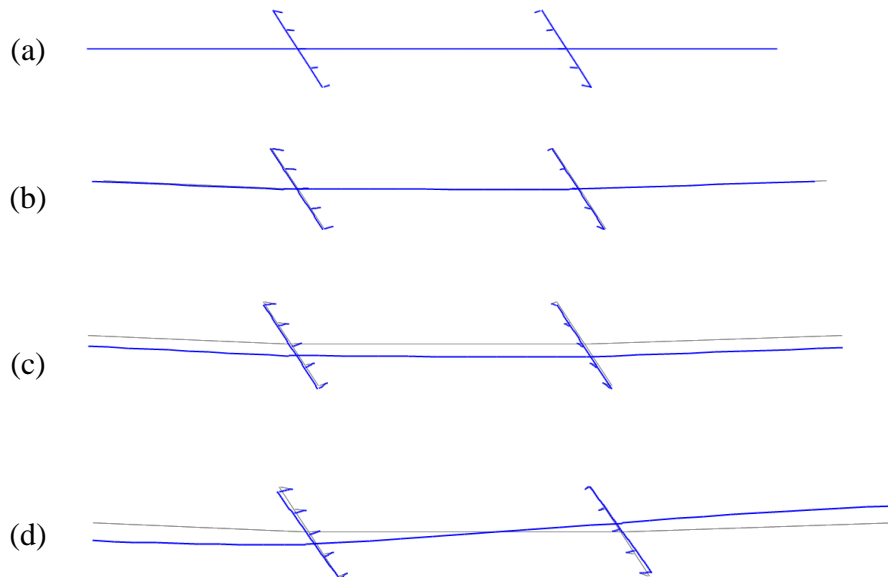


Figura 4-5. Modos de vibrar de PS Lo Echevers en software SAP2000 para la condición reforzada; (a) Condición estática; (b) Primer modo de vibrar; (c) Segundo modo de vibrar; (d) Tercer modo de vibrar

FUENTE: Elaboración propia

Es importante destacar, que en los modelos desarrollados en el software SAP2000, se consideraron las fundaciones como elementos fijos o empotrados. Este supuesto se realizó en base a la alta rigidez de la fundación, por lo que se esperan bajos desplazamientos en esta zona, lo que no debería afectar la respuesta de la estructura.

### 4.1.3 Obtención de propiedades dinámicas en software OpenSees

Se realizó un análisis modal al modelo generado en el software OpenSees del PS Lo Echevers, como se indica en la Figura 4-6, a los que se les aplicó en base al comando “eigen –fullGenLapack” de la librería del software OpenSees, con las que se obtuvieron los periodos para ambas condiciones (original y reforzada) como se indica la Tabla 22 y Tabla 23.

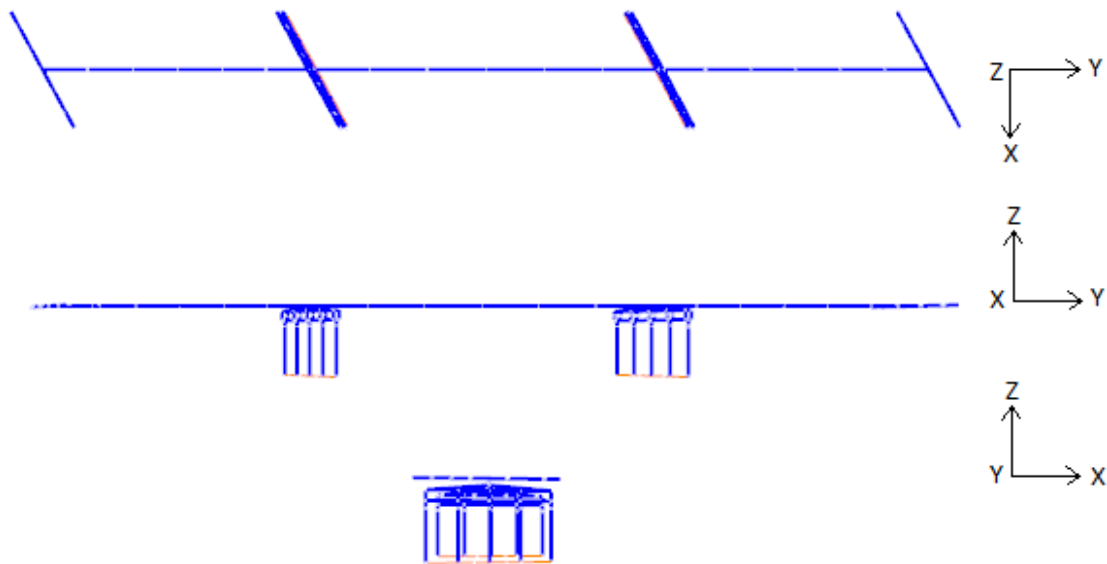


Figura 4-6. Modelo del PS Lo Echevers en software OpenSees en sus dos condiciones

FUENTE: Elaboración propia

Tabla 22. Periodos del modelo del PS Lo Echevers en su condición original, en software OpenSees

Modo	Periodo [seg]
1	0,87
2	0,86
3	0,39

Tabla 23. Periodos del modelo del PS Lo Echevers en su condición reforzada, en software OpenSees

Modo	Periodo [seg]
1	0,32
2	0,31
3	0,23

Además, se obtuvieron los modos de vibrar para ambas condiciones (original y reforzada), con las rutinas en base al comando “nodeEigenvector” de la librería del software OpenSees, donde se determinó, para ambas condiciones (original y reforzada), el primer modo asociado al movimiento transversal, el segundo modo, al longitudinal, mientras que el tercer modo, al rotacional, como se indica en la Figura 4-7 y Figura 4-8.

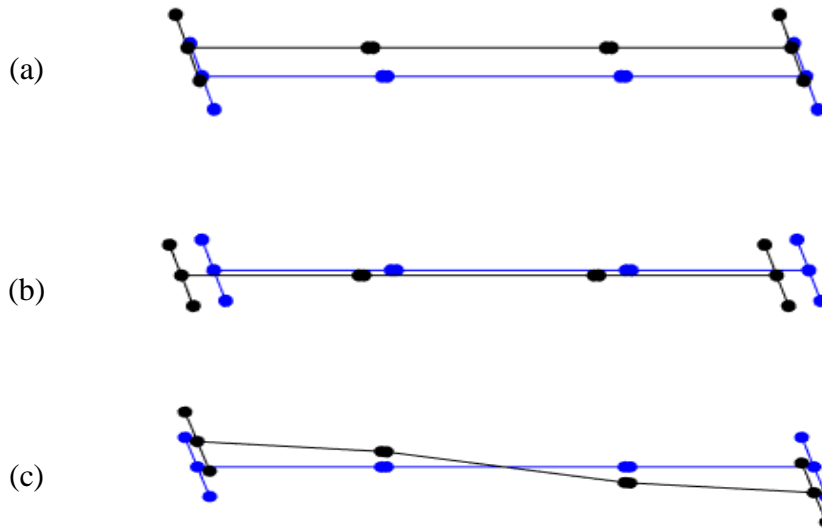


Figura 4-7. Modos de vibrar del modelo en software OpenSees del PS Lo Echevers en su condición original; (a) Primer modo de vibrar; (b) Segundo modo de vibrar; (c) Tercer modo de vibrar

FUENTE: Elaboración propia

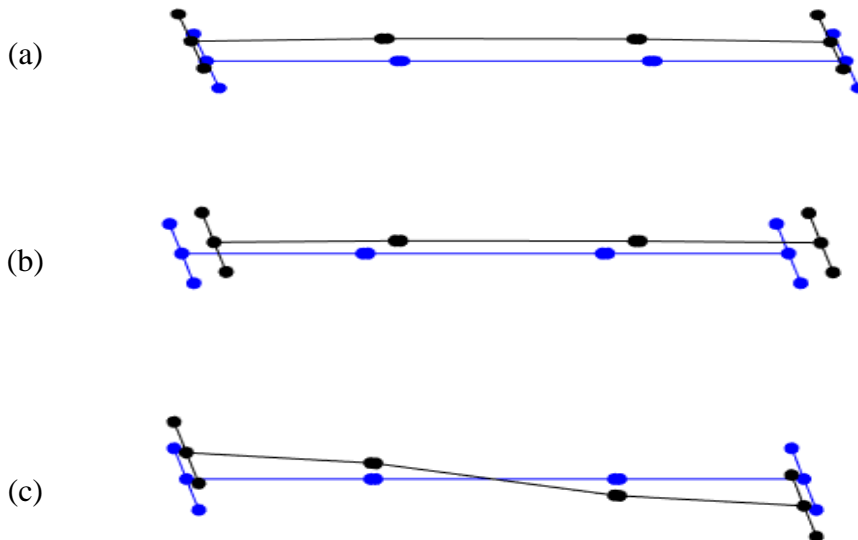


Figura 4-8. Modos de vibrar del modelo en software OpenSees del PS Lo Echevers en su condición reforzada; (a) Primer modo de vibrar; (b) Segundo modo de vibrar; (c) Tercer modo de vibrar

FUENTE: Elaboración propia

## 4.2 Comparación de propiedades dinámicas

Al realizar una comparación entre los períodos determinados con los tres procedimientos propuestos, como se muestra en la Tabla 24 y Tabla 25, es posible observar que los períodos del modelo en software OpenSees con respecto al software SAP2000, para la condición original, poseen una diferencia menor al 4,7% y para la reforzada, menor al 4,9%, lo cual se debe a que el modelo en SAP2000, posee las fundaciones fijas, a diferencia del modelo en software OpenSees, en donde se incorporó una rigidez en cada dirección principal.

Con respecto a los períodos determinados en el modelo simplificado, para la condición original se obtuvo una diferencia menor del 18% y para la reforzada menor al 40%, diferencia que se debe: al aporte de rigidez de las barras sísmicas, parámetros no considerados según lo propuesto por Akogul y Celik (2008); ángulo de esviaje de 33,17°, el cual no se considera al momento de determinar la rigidez equivalente y a las diferencias en las propiedades consideradas en el modelo del software OpenSees.

Tabla 24. Comparación periodos software SAP2000 vs software OpenSees

Modo	Periodos [seg] Condición Original			Periodos [seg] Condición Reforzada		
	SAP2000	OpenSees	Diferencia	SAP2000	OpenSees	Diferencia
1	0,83	0,87	4,60%	0,30	0,32	4,69%
2	0,82	0,86	4,65%	0,29	0,31	4,84%
3	0,37	0,39	3,85%	0,21	0,23	3,91%

Tabla 25. Comparación de los periodos del software OpenSees vs los entregados por el modelo simplificado

Dirección	Condición Original			Condición Reforzada		
	Modelo Simplificado	OpenSees	Diferencia	Modelo Simplificado	OpenSees	Diferencia
Transversal	1,05	0,87	17,14%	0,53	0,32	39,62%
Longitudinal	0,93	0,86	7,53%	0,51	0,31	39,22%

### 4.3 Análisis estático no lineal

A modo de evaluar la capacidad sísmica del puente en estudio, se realizó un análisis estático no lineal (pushover) al modelo en el software OpenSees, aplicando una carga puntual en el centro de la viga cabezal, como se indica en la Figura 4-9. Esto permitió determinar la curva de capacidad del puente, la cual es una curva fuerza-deformación registrada en un nodo de control. Con la finalidad de analizar la capacidad tanto del puente como de la cepa en dirección transversal, se investigaron dos nodos de control. El primer nodo se ubicó a la altura del tablero, lo que permite evaluar el comportamiento de la estructura, considerando el efecto de los apoyos elastoméricos, las barras sísmicas y topes sísmicos. El segundo nodo de control se ubicó al nivel de la viga cabezal, lo que permite aislar el comportamiento de la cepa. Las curvas de capacidad para los nodos de control 1 y 2, se presentan en la Figura 4-10(a) y (b), respectivamente.

Al analizar la Figura 4-10(a), a partir de la condición original se determina que la distancia entre las vigas de la superestructura y los topes sísmicos de acero es de 3,5 [cm], mientras que, en la condición reforzada, el espacio con los topes sísmicos de hormigón armado es de 15 [cm]. Es decir, la respuesta de la estructura para la condición original antes de los 3,5 [cm] y después de los 13 [cm], está dominada por los apoyos elastoméricos. En cuanto a la condición reforzada mostrada en la Figura 4-10(a), se aprecia una caída abrupta en la relación fuerza-deformación a los 8 [cm], al igual que la Figura 4-10(b), lo que indica la falla de las barras sísmicas, para luego solo quedar el aporte de los apoyos elastoméricos, hasta alcanzar los 15 [cm], momento en que se activan los topes sísmicos.

Respecto al análisis de la curva de capacidad de la cepa, se observa que en la condición original no logra superar los 1.960 [kN], lo que implica que en la condición original la cepa no llegará al rango no lineal, ya que las fuerzas provenientes de la superestructura no son suficientes para que la cepa alcance el punto de fluencia. Por el contrario, en la condición reforzada se logra llevar a la cepa al rango no lineal. Esto implica que al reforzar la estructura es posible disipar energía a través de las columnas, y deja en evidencia la importancia de evaluar, diseñar y detallar correctamente las columnas una vez son aplicados procedimientos de reforzamiento.

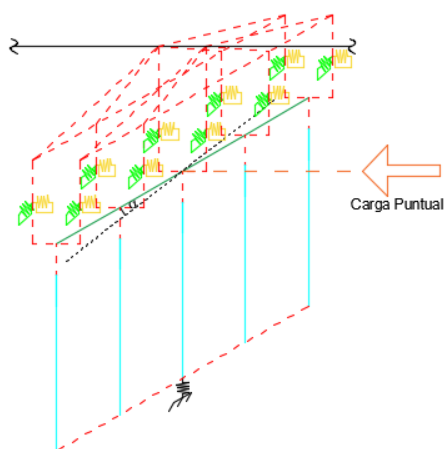


Figura 4-9. Esquema de carga puntual para la obtención de curva capacidad del PS Lo Echevers en ambas condiciones

FUENTE: Elaboración Propia

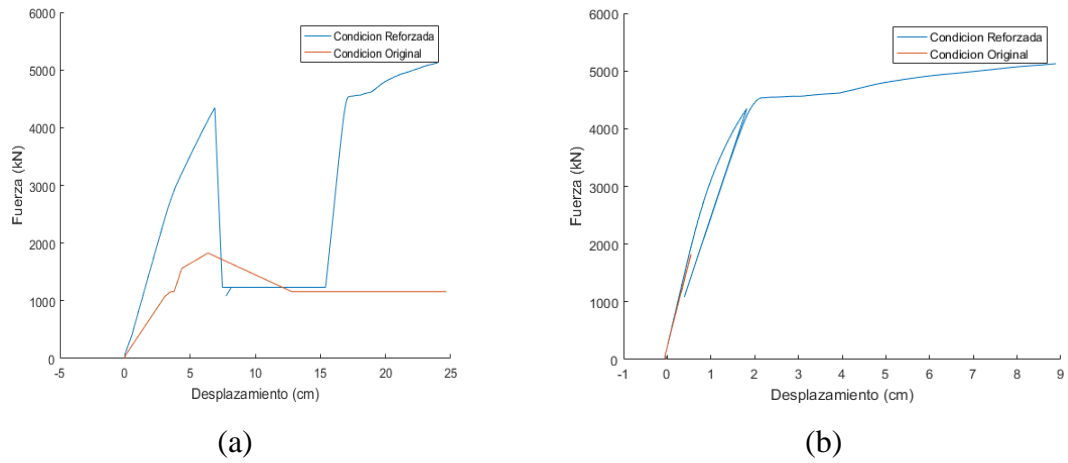


Figura 4-10. Relación fuerza-deformación; (a) Superestructura; (b) Cepa

FUENTE: Elaboración propia

## 4.4 Análisis No-Lineal Tiempo Historia

En esta sección se detalla el análisis no -lineal tiempo historia que fue realizado en el modelo del PS Lo Echevers en el software OpenSees, indicando el procedimiento de escalado de registros sísmicos reales y espectros de amenaza uniforme para la ciudad de Santiago. Además, se detallan los resultados obtenidos y estados límites alcanzados por las dos condiciones del PS Lo Echevers.

### 4.4.1 Pseudo-espectro de aceleración de la norma chilena

El Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras públicas (MOP, 2017) es la norma que rige las diferentes acciones a llevar a cabo en una red vial, como la planificación, diseño, construcción, conservación y operación de las carreteras y caminos del país, junto con velar por la seguridad vial y protección ambiental.

En el caso de puentes, el Manual de Carreteras, Volumen 3, Capítulo 3.1000, Sección 3.1004, presenta una guía de diseño sísmico, con procedimientos y recomendaciones para el diseño y cálculo estructural de los puentes carreteros en Chile, considerando que el diseño exigido en Chile está basado según las disposiciones de las normativas “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO, 2002) y “AASHTO LRFD Bridge Design Specification” ” (AASHTO, 2007).

Las recomendaciones de diseño sísmico de puentes establecidas en la Sección 3.1004, son para puentes que tengan tramos con luces no mayores a 7.000 [cm], y se establece que las demandas sísmicas en puentes están basadas en eventos sísmicos con una probabilidad de no excedencia de 90% durante la vida útil de la estructura, estimada en 50 años, es decir, para un periodo de retorno medio de 475 años.

Además, el Manual de Carreteras establece que las especificaciones sísmicas están orientadas a que los puentes permanezcan en el rango elástico durante un movimiento sísmico de intensidad moderada, daños limitados en elementos no estructurales durante un sismo de mediana intensidad, mientras que, durante un sismo de intensidad excepcionalmente severa, el puente puede presentar daños severos, pero que no generen el colapso total o parcial de la estructura. Los daños en el puente se deben generar en lo posible en zonas que puedan ser detectadas rápidamente y de fácil acceso para su inspección y reparación, además de representar un riesgo mínimo a la vida humana.

Algunos parámetros que son utilizados en el diseño sísmico de puentes son la aceleración efectiva máxima del suelo ( $A_0$ ), que se determina según la zonificación de la Normativa de Diseño Sísmico de Edificios (NCh 433, 2012), el coeficiente del suelo (S) que permite incorporar el efecto del suelo en los coeficientes sísmicos y espectros de diseño, según la Tabla 3.1004.308.A del Manual de Carreteras V3, y el coeficiente de importancia ( $K_1$ ); el cual depende de la clasificación de importancia que asigna la Dirección de Vialidad, definido en la Tabla 3.1004.309(1).A de la normativa, donde se establece que a una estructura esencial le corresponde un valor igual a 1, y el caso de una estructura no esencial, se le asigna un valor de 0.8. Donde además son necesarias las constante  $T_1$  y  $K_2$ , las que están definidas en la Tabla 3.1004.309(2).A de la normativa.

El espectro de diseño se determina con el Método del Coeficiente Sísmico, para el cual, según las características presentes en el PS Lo Echevers y su emplazamiento, es posible establecer

una zona sísmica 2, un suelo de fundación tipo II y un tipo de puente esencial, lo cual establece los parámetros señalados en la Tabla 26, con lo que se determinó el pseudo-espectro de diseño indicado en la Figura 4-11, utilizando la ecuación (4-15).

Tabla 26. Parámetros para la obtención de espectro de diseño

Ao [g]	0,3
S	1,2
K <sub>1</sub>	1
T <sub>1</sub> [seg]	0,7
K <sub>2</sub>	1,182

$$K_h(T_n) = \begin{cases} 1,5 \cdot K_1 \cdot S \cdot \frac{A_0}{g} & T_n \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{gT^{2/3}} & T_n > T_1 \end{cases} \quad (4-15)$$

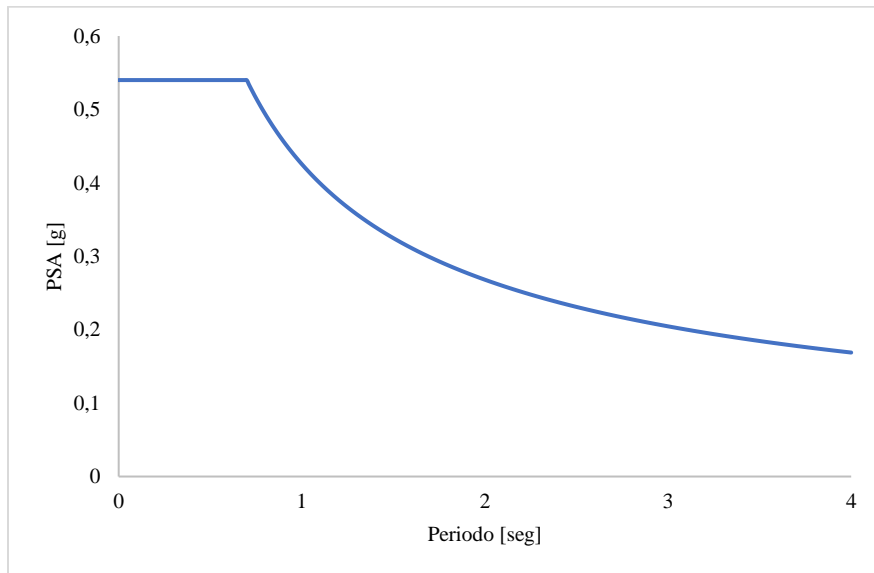


Figura 4-11. Pseudo-espectro de diseño

FUENTE: Elaboración propia

#### 4.4.2 Registros sísmicos sin escalas

Con el objetivo de evaluar el desempeño sísmico del puente original y reforzado, y determinar las mejoras que conllevan esta última condición, se aplicó un análisis tiempo-historia a los modelos, en base a 7 pares ortogonales de registros sísmicos subductivos, los que fueron elegidos del terremoto de Maule (2010) (Boroschek, Soto, & León), en estaciones ubicadas en las ciudades de Constitución, Lolleo, Santiago y Viña del Mar, los que poseen

un rango de máxima aceleración, PGA (peak ground acceleration) por sus siglas en inglés, entre 0,13 a 0,64 [g], como se indica en la Tabla 9. Además, se destaca el hecho que la estación más cerca al PS Lo Echevers, corresponde a la ubicada en la comuna de Santiago Centro.

Tabla 27. Parámetros de los registros sísmicos considerados para el análisis

Región	Estación	Componente	PGA [g]
VII-Región del Maule	Constitución	Longitudinal	0,52
		Transversal	0,64
VII-Región del Maule	Curicó	Este-Oeste	0,40
		Norte-Sur	0,47
RM-Región Metropolitana	Santiago Centro	Longitudinal	0,23
		Transversal	0,30
RM-Región Metropolitana	Santiago Maipú	Este-Oeste	0,52
		Norte-Sur	0,52
RM-Región Metropolitana	Santiago Puente Alto	Este-Oeste	0,26
		Norte-Sur	0,27
VII-Región del Maule	Talca	Longitudinal	0,45
		Transversal	0,44
V-Región de Valparaíso	Valparaíso Almental	Longitudinal	0,22
		Transversal	0,27

Para obtener los espectros de aceleración de los registros sísmicos, se utilizó el software SeismoSignal (Seismosignal, 2016), considerando un factor de amortiguamiento del 5%, con lo que se obtuvo lo indicado en la Figura 4-12, en donde es posible apreciar como la gran mayoría de espectros entre los 0,1 a 1 [seg] la aceleración se encuentra sobre el espectro de diseño del manual de carreteras.

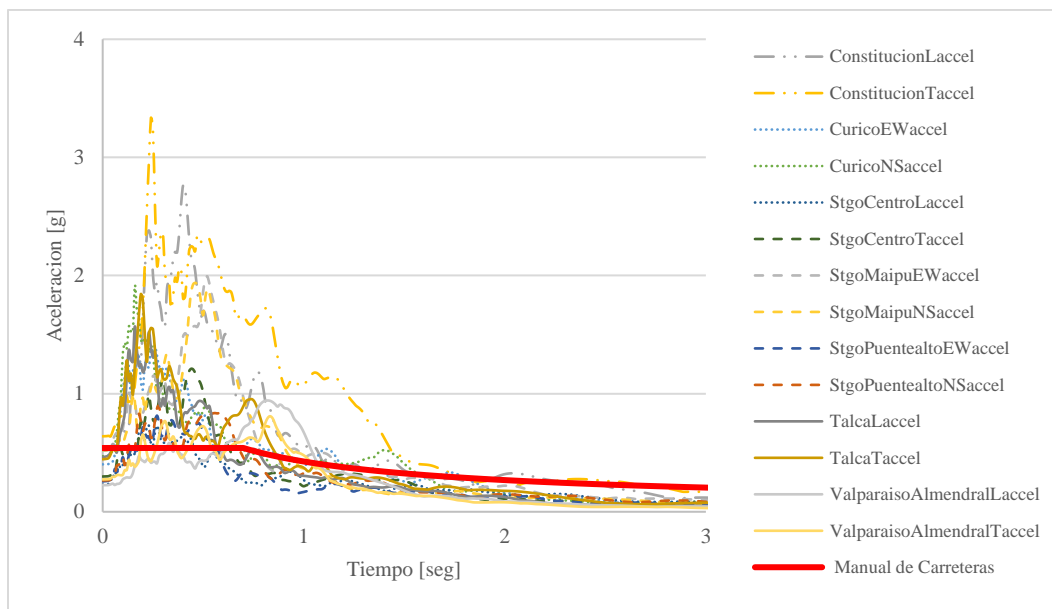


Figura 4-12. Espectro de Aceleración de los registros sísmicos con un amortiguamiento del 5%  
 FUENTE: Elaboración propia

#### 4.4.3 Registros sísmicos escalados

Para obtener demandas sísmicas representativas con diferentes periodos de retorno, se toma como espectros objetivos los espectros de amenaza uniforme, UHS (uniform hazard spectra) por sus siglas en inglés, para la ciudad de Santiago. Los espectros UHS son la caracterización numérica de la probabilidad estadística de ocurrencia de cierta intensidad sísmica en un determinado sitio y periodo de retorno. Estos espectros fueron determinados para Chile por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID, 2016) quienes generaron los UHS para las ciudades de Antofagasta, Concepción, Iquique, Santiago y Valparaíso, utilizando un modelo geométrico de plano fuente, con base en la información disponible y considerando un factor de amortiguamiento del 5%. En particular, para la ciudad de Santiago, zona donde se ubica el PS Lo Echevers, se plantea una relación como se indica en la Figura 4-13 para los periodos de 100, 250, 475, 1.000 y 2.500 años.

Una vez definido los espectros objetivos, se procede a escalar los espectros de aceleración de los registros sísmicos reales, a través del método de “Escalamiento de Amplitud”, en donde el movimiento del suelo se escala uniformemente para que el espectro resultante coincida con la amplitud del UHS en el periodo fundamental de la estructural. Dicho procedimiento se detalla en las siguientes secciones.

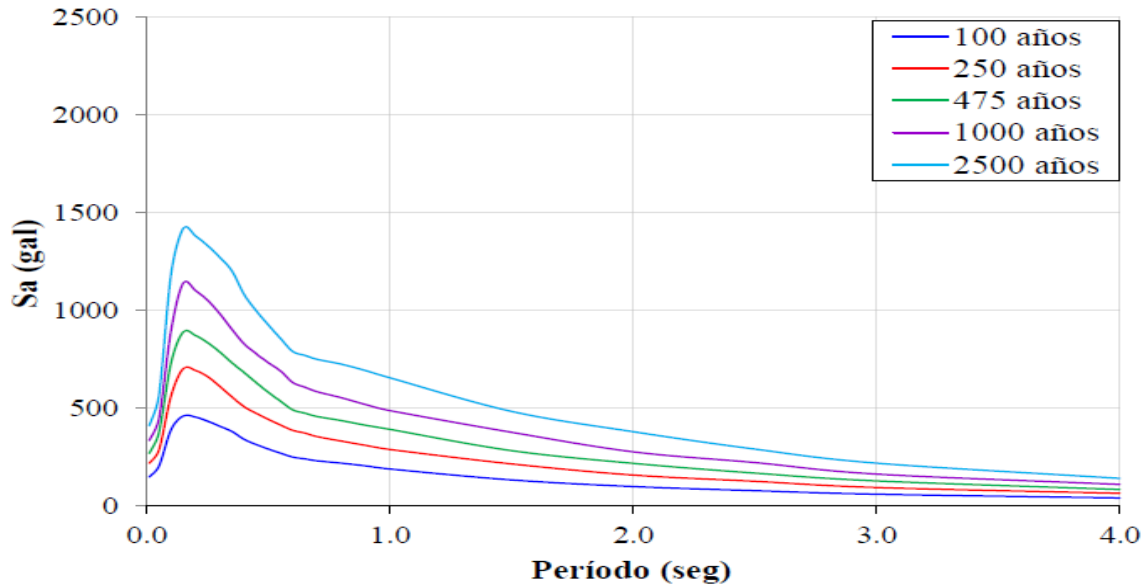


Figura 4-13. Espectro de amenaza uniforme para la ciudad de Santiago  
 FUENTE: (BID, 2016)

#### 4.4.3.1 Pseudo-espectro de aceleración escalado

Este factor de amplificación  $F_T$ , asociado a cada espectro y espectro objetivo, se determina según la ecuación (4-16), donde  $Sa(T_1)_O$  corresponde a la aceleración espectral del espectro objetivo y  $Sa(T_1)_R$  corresponde a la aceleración espectral de los registros sísmicos reales, ambos asociados al primer período fundamental del PS Lo Echevers, en sus dos condiciones.

$$F_T = \frac{Sa(T_1)_O}{Sa(T_1)_R} \tag{4-16}$$

##### 4.4.3.1.1 Pseudo aceleraciones al período fundamental del Puente

Para la condición original del PS Lo Echevers, se obtuvo un primer modo de vibrar de 0,87 [seg], mientras que para la condición reforzada de 0,32 [seg], con lo que es posible determinar los parámetros necesarios para la obtención del factor de amplificación, como se detalla a continuación.

Tabla 28. Valor de  $Sa(T_1)_O$  del PS Lo Echevers

Periodo años	$Sa(T_1)_O$ [g] [Condición Original]	$Sa(T_1)_O$ [g] [Condición Reforzada]
475	0,43	0,78
1.000	0,54	0,98
2.500	0,72	1,27

Tabla 29. Valores de  $Sa(T_1)_R$  del PS Lo Echevers

Estación	Dirección	$Sa(T_1)_R$ [g]	
		[Condición Original]	[Condición Reforzada]
Constitución	Longitudinal	0,65	1,96
	Transversal	1,31	1,95
Curicó	Este-Oeste	0,48	1,17
	Norte-Sur	0,39	0,88
Santiago Centro	Longitudinal	0,29	0,66
	Transversal	0,31	0,74
Santiago Maipú	Este-Oeste	0,29	0,37
	Norte-Sur	0,23	0,30
Santiago Puente Alto	Este-Oeste	0,38	0,92
	Norte-Sur	0,66	1,25
Talca	Longitudinal	0,22	0,76
	Transversal	0,31	0,61
Valparaíso Almental	Longitudinal	0,38	1,06
	Transversal	0,47	1,23
Media		0,46	0,99
Mediana		0,38	0,90
Dispersión		0,28	0,50

Tabla 30. Factor de amplificación  $F_T$  del PS Lo Echevers

Estación	Dirección	Periodo años			Periodo años		
		[Condición Original]			[Condición Reforzada]		
		475	1.000	2.500	475	1.000	2.500
Constitución	Longitudinal	0,65	0,83	1,10	0,40	0,50	0,65
	Transversal	0,33	0,41	0,55	0,40	0,50	0,65
Curicó	Este-Oeste	0,88	1,12	1,48	0,67	0,84	1,09
	Norte-Sur	1,09	1,38	1,83	0,89	1,12	1,45
Santiago Centro	Longitudinal	1,48	1,88	2,49	1,19	1,49	1,94
	Transversal	1,38	1,75	2,32	1,05	1,32	1,71
Santiago Maipú	Este-Oeste	1,12	1,42	1,89	0,84	1,06	1,37
	Norte-Sur	0,64	0,81	1,08	0,62	0,78	1,02
Santiago Puente Alto	Este-Oeste	1,91	2,43	3,21	1,03	1,29	1,68
	Norte-Sur	1,39	1,77	2,35	1,28	1,61	2,09
Talca	Longitudinal	0,51	0,64	0,85	0,33	0,42	0,54
	Transversal	0,41	0,52	0,68	0,28	0,35	0,46
Valparaíso Almental	Longitudinal	0,48	0,61	0,81	1,34	1,68	2,18
	Transversal	0,61	0,78	1,03	1,25	1,56	2,03

#### **4.4.3.2 Espectros escalados**

Se aplica el factor de amplificación  $F_T$  a los espectros reales, determinando los nuevos espectros de aceleración para los diferentes periodos retorno y condiciones de la estructura, junto con los espectros objetivos y espectro de diseño del Manual de Carreteras (MOP, 2017), pues corresponde al espectro asociado a un periodo de retorno de 475 años, lo que se comparara con lo propuesto por UHS de 475 años.

Una vez aplicado el factor de amplificación, es posible determinar los valores de PGA asociados a los nuevos registros, como se indica en la Tabla 31, para ambas condiciones de la estructura, además de las relaciones PSA [g] vs Periodo [seg], asociados a los diferentes periodos de retorno, como se indica en la Figura 4-14 a Figura 4-16.

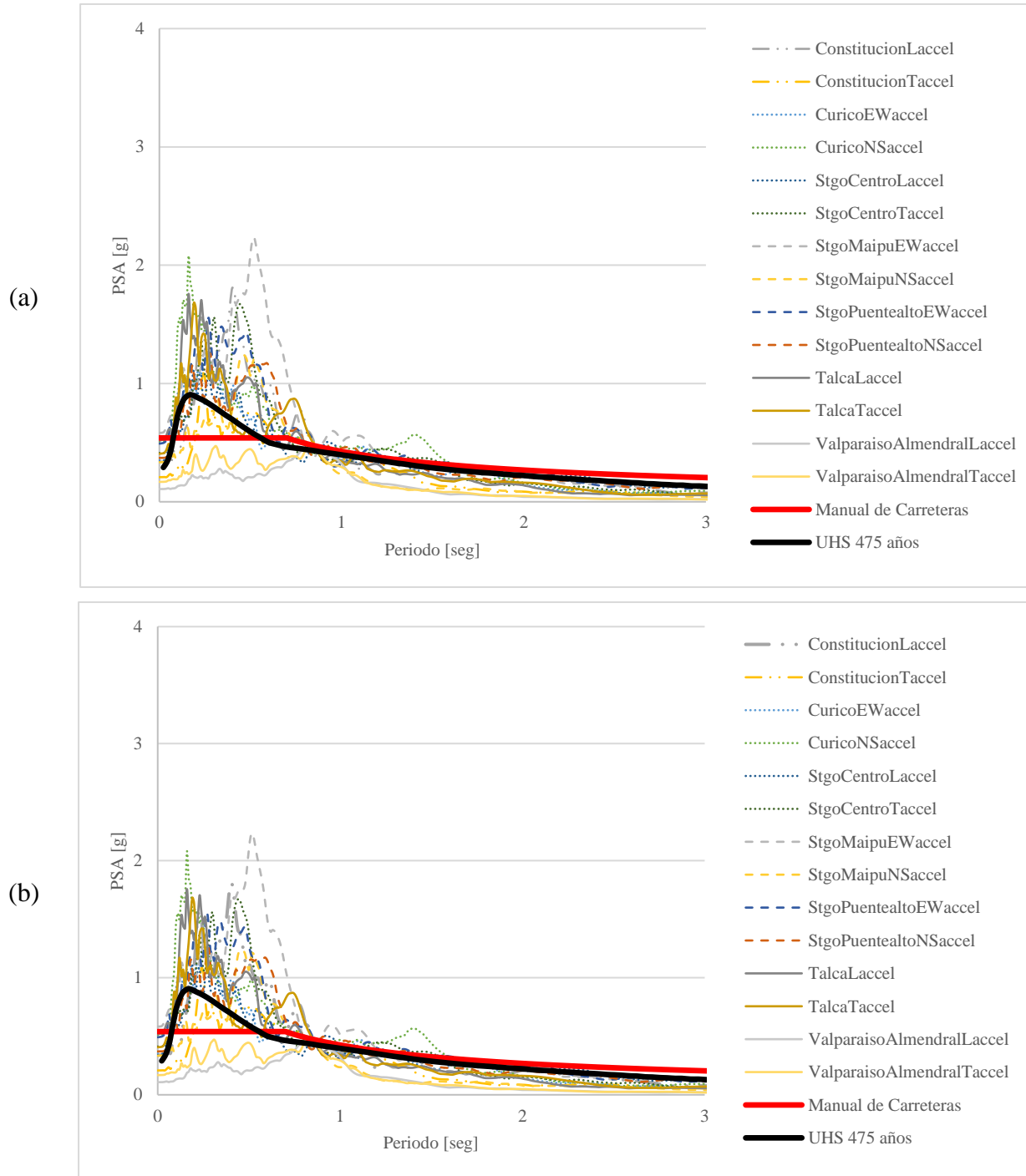


Figura 4-14. Espectros de aceleración asociados a 475 años; (a) Condición original; (b) Condición reforzada

FUENTE: Elaboración propia

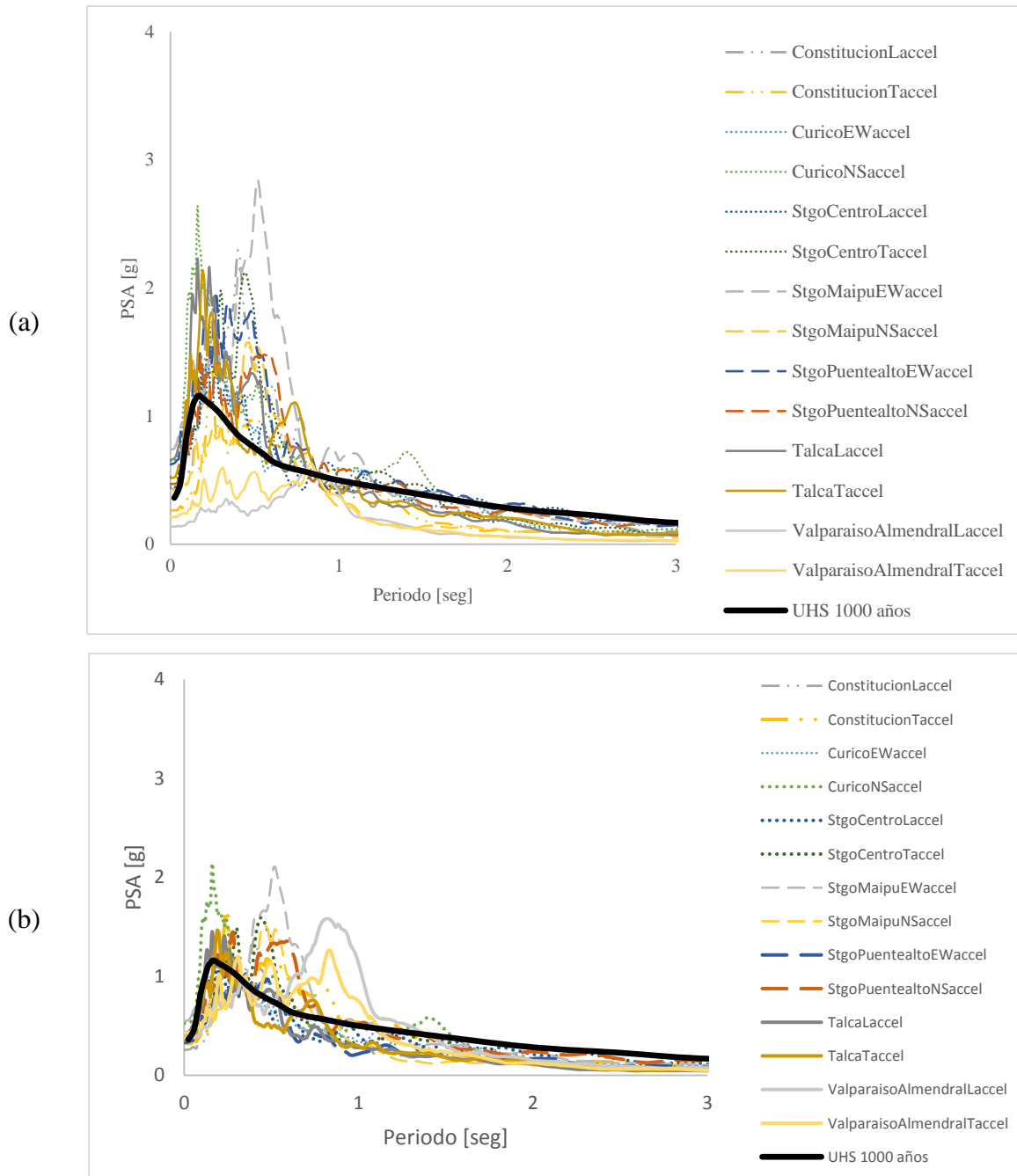


Figura 4-15. Espectros de aceleración asociados a 1.000 años; (a) Condición original; (b) Condición reforzada  
 FUENTE: Elaboración propia

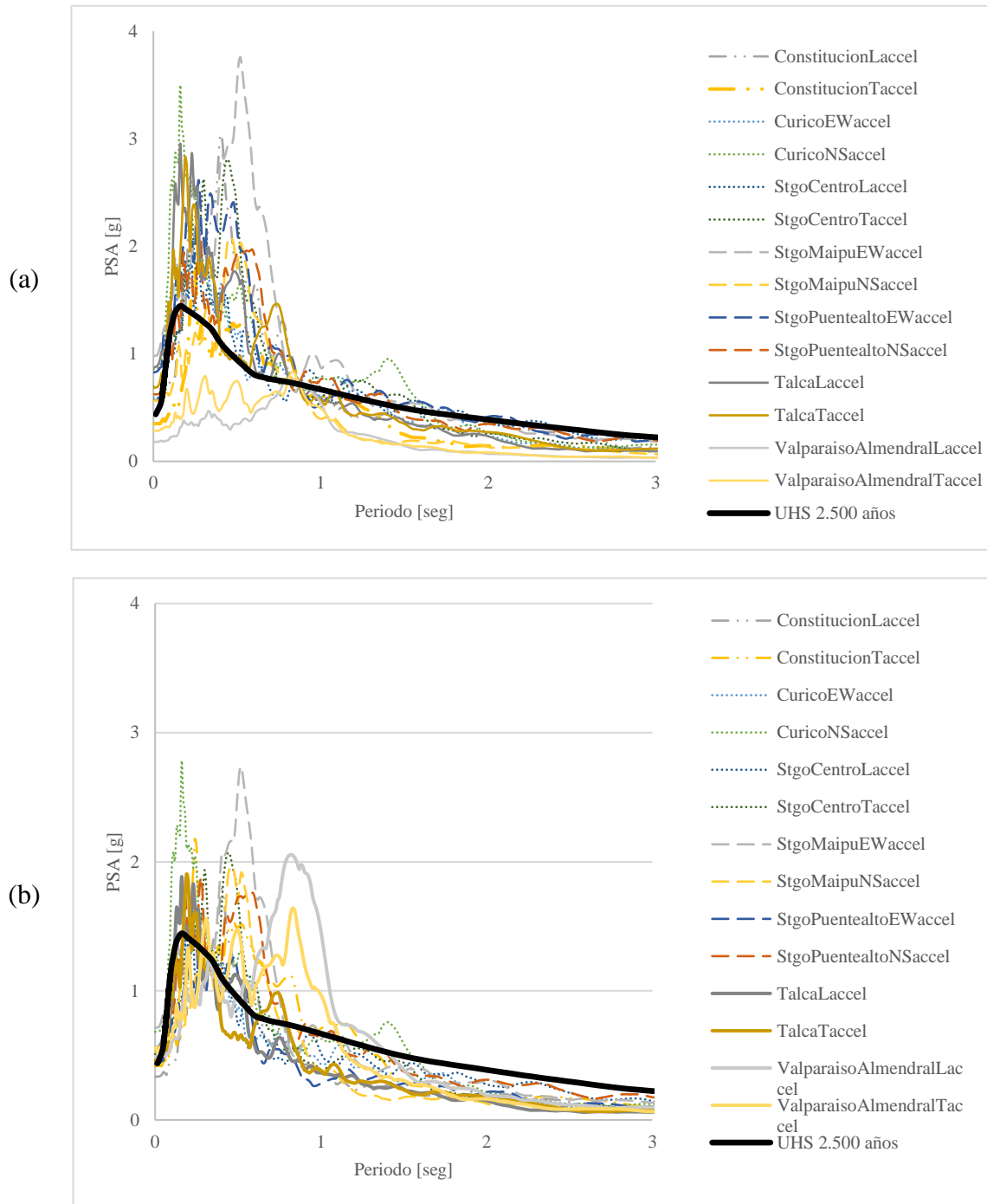


Figura 4-16. Espectros de aceleración asociados a 2.500 años; (a) Condición original; (b) Condición reforzada

FUENTE: Elaboración propia

Tabla 31. PGA [g] de registros escalados para ambas condiciones

Estación	Componente	Periodo años			Periodo años		
		[Condición Original]			[Condición Reforzada]		
		475	1.000	2.500	475	1.000	2.500
Constitución	Longitudinal	0,34	0,43	0,57	0,21	0,26	0,33
	Transversal	0,21	0,26	0,35	0,26	0,32	0,42
Curicó	Este-Oeste	0,35	0,45	0,59	0,27	0,34	0,44
	Norte-Sur	0,51	0,64	0,85	0,41	0,52	0,68
Santiago Centro	Longitudinal	0,34	0,43	0,57	0,27	0,34	0,44
	Transversal	0,41	0,52	0,69	0,31	0,39	0,51
Santiago Maipú	Este-Oeste	0,58	0,74	0,98	0,44	0,55	0,71
	Norte-Sur	0,33	0,42	0,56	0,33	0,41	0,53
Santiago Peñalolén	Este-Oeste	0,28	0,35	0,46	0,25	0,31	0,40
	Norte-Sur	0,49	0,63	0,83	0,22	0,27	0,35
Santiago Puente Alto	Este-Oeste	0,49	0,62	0,83	0,27	0,33	0,43
	Norte-Sur	0,37	0,47	0,62	0,34	0,43	0,56
Valparaíso Almendral	Longitudinal	0,10	0,13	0,17	0,29	0,36	0,47
	Transversal	0,09	0,12	0,15	0,29	0,36	0,47
Media		0,35	0,44	0,59	0,30	0,37	0,48
Mediana		0,35	0,44	0,58	0,28	0,35	0,46
Dispersión		0,15	0,19	0,25	0,07	0,08	0,11

#### 4.5 Estados Límites

Los estados límites o de daño, en el diseño estructural, consisten en cuantificar ciertas situaciones o condiciones en la estructura que, en el caso de ser superada, se puede considerar que ésta ya no cumple alguna de las funciones para la cual fue proyectada.

En este trabajo, se decide analizar la respuesta de dos zonas en particular, la interfaz superestructura-subestructura, en particular las placas de apoyo elastoméricas, ya que es la zona que no logró brindar la seguridad necesaria, lo que conllevó al colapso de la superestructura. Además, se analizarán los daños alcanzados por las columnas, para determinar si efectivamente el aumento de resistencia lateral, a través de la incorporación de topes sísmicos, barras sísmicas y aumento en la resistencia del cabezal, conlleva un aumento en las demandas de desplazamiento de las columnas.

Se consideran los estados límites propuestos por Billah y Alam (2014) para las columnas, determinados en base a un estudio de vulnerabilidad sísmica para una columna, generada a partir de un modelo de elementos finitos en el software estructural SeismoStruct (SeismoSoft, 2006). Estos estados límites son los indicados en la Tabla 32, donde  $\mu_d$  es la ductilidad de desplazamiento, el cual se define como el cociente entre un desplazamiento transversal  $d$  y el desplazamiento de fluencia de la columna, que se determinó con la curva de capacidad de la cepa, determinada en el capítulo anterior. En cuanto al desplazamiento de fluencia de las columnas, se determinó a partir del análisis pushover realizado a la cepa, donde se obtuvo

una relación fuerza-deformación como se indica en la Figura 4-10 (b), el valor de fluencia de la columna, a partir de una aproximación bilineal, determinando que el cambio de pendiente se genera a los 1,65 [cm]. Este valor es utilizado para ambas condiciones, ya que las columnas se representan de igual modo para ambas condiciones (original y reforzada).

Tabla 32. Estados límites de la columna

	Leve	Moderado	Grave	Colapso
$\mu_d$	1	1,22	1,78	4,8
Desplazamiento límite en [cm]	1,65	2,01	2,94	7,92

Mientras que para los estados límites de la placa de apoyo elastomérica, se consideraron los propuestos por Nielson (2005), valores indicados en la Tabla 33.

Tabla 33. Estados límites de las placas de apoyo elastoméricas

	Leve	Moderado	Grave	Colapso
Desplazamiento límite en [cm]	2,89	10,42	13,61	18,66

## 4.6 Discusión de Resultados

Se presentan los estados límites alcanzados en el modelo del PS Lo Echevers para ambas condiciones (original y reforzada), a través de un análisis no lineal dinámico (tiempo-historia) considerando los espectros originales y los escalados a periodos de retorno de 475, 1.000 y 2.500 años, los que se presentan con respecto al PGA.

Las ubicaciones donde se procedió a registrar los desplazamientos en el modelo del software OpenSees, son las detalladas a continuación.

- Columna: Se consideran los desplazamientos máximos de los nodos ubicados en el extremo superior de las columnas, en dirección a lo largo de la cepa, misma donde se determinó el desplazamiento de fluencia.
- Placas de apoyo elastomérica en cepas y estribos: Se consideran los desplazamientos relativos máximos entre los nodos que lo componen, en las direcciones longitudinales y transversales del modelo.

### 4.6.1 Desplazamientos asociados a los registros sin escalar

Los máximos desplazamientos relativos de los apoyos elastoméricos para los catorce análisis tiempo-historia realizados, para cada periodo de retorno de interés, se indican en la Figura 4-17, del PS Lo Echevers en ambas condiciones (original y reforzada), en donde además se comparan con los estados límites descritos anteriormente. En esta figura se indica que en la condición original (CO), en la dirección longitudinal, un 100% de las demandas de desplazamiento se encuentran sobre el estado límite leve y ninguno sobre el estado moderado. Para la condición reforzada (CR), un 100% de los desplazamientos se encuentran sobre el estado leve y un 7,1% sobre el estado moderado, lo que a priori evidencia un aumento en los

desplazamientos de la estructura reforzada en esta dirección. Este resultado es producto del cambio en las propiedades dinámicas (periodo fundamental) de la estructura en la condición reforzada.

En la dirección transversal, se determinó para la condición original que un 100% de los desplazamientos se encuentran sobre el estado límite leve, un 28,6% sobre el estado moderado, un 21,4% sobre el estado grave y un 14,3% sobre el estado de colapso, mientras que, en la condición reforzada, un 100% sobre el estado leve, un 50% sobre el estado moderado y un 14,3% sobre el estado grave. Este resultado permite observar que las demandas de desplazamiento en los apoyos elastoméricos para el estado límite de colapso disminuyeron en un 100% tras las reparaciones realizadas, producto de los topes sísmicos de hormigón armado, quienes solo permiten un desplazamiento máximo de 15 [cm].

En la dirección transversal también se obtuvo que en todas las ocasiones las demandas están sobre los 3,5 [cm], es decir, se activaron los topes sísmicos de acero, a diferencia de la condición reforzada, que solo en el 15% de las ocasiones los topes sísmicos de hormigón armado limitaron el desplazamiento máximo a 15 [cm], es decir, ocasiones en las que el elemento evitó el colapso de la superestructura.

En cuanto a lo indicado en la Tabla 34, se puede concluir que, a pesar que los promedios aritméticos para ambas condiciones (original y reforzada) disminuyeron en un 4% y 7%, para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente, es necesario explorar nuevas medidas de reforzamiento sísmico, que conlleven una mayor una reducción en las demandas de los apoyos.

Tabla 34. Promedio aritmético y desviación estándar de los desplazamientos máximos en los elementos tipo apoyo para los registros sin escalar

Dirección	Longitudinal		Transversal	
Condición	Promedio	Desv. Est.	Promedio	Desv. Est.
Original [cm]	7,34	1,38	10,48	5,48
Reforzada [cm]	7,84	2,15	9,70	3,93

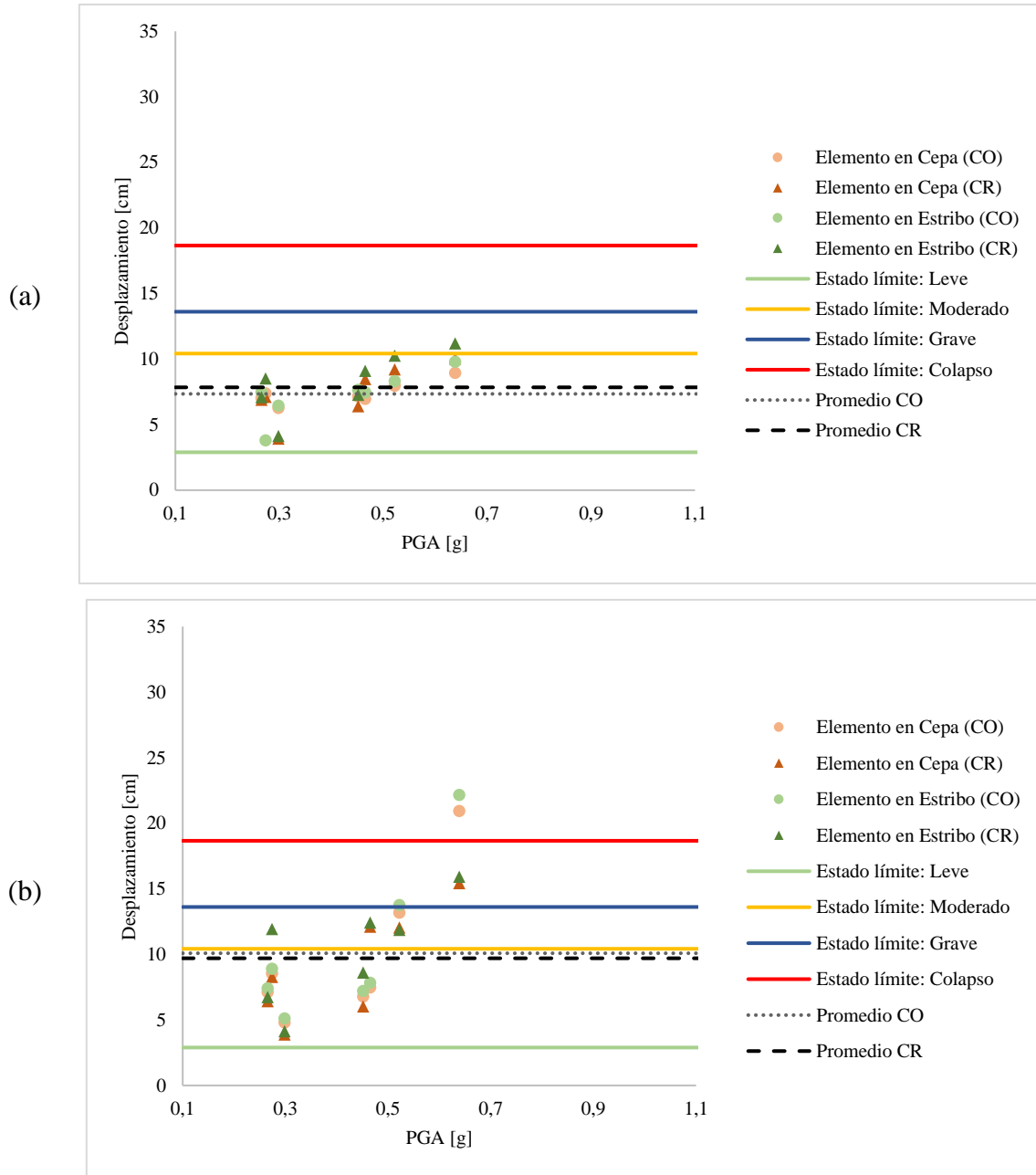


Figura 4-17. Demanda de desplazamiento en los apoyos vs PGA; (a) Dirección longitudinal; (b) Dirección transversal  
FUENTE: Elaboración propia

Los desplazamientos máximos en las cepas se indican en la Figura 4-18, en donde además se comparan con los estados límites descritos anteriormente. En esta figura se indica que, en la condición original, el 100% de los registros no alcanza el estado límite leve, mientras que en la condición reforzada un 14,9% está sobre este estado, es decir, ocasiones en la que se superó el desplazamiento de fluencia y un 9,5% sobre el estado moderado. Este aumento en las demandas de desplazamientos, se observa además con los desplazamientos promedios aritméticos alcanzados para ambas condiciones (original y reforzada), como se muestra en la Tabla 35, en donde pasa de alcanzar un estado bajo el leve a un estado leve.

A través de la desviación estándar de los resultados, se concluye que en la condición original las demandas se mantienen en un rango acotado, es decir, la tónica de las diferentes situaciones analizadas informa que efectivamente la columna no alcanzó estados límites elevados, a diferencia de la condición reforzada, en donde existen situaciones en las que se alcanzaron estados límites sobre el moderado.

Lo anterior, evidencia cómo las columnas pasaron de permanecer en el rango elástico y con daños concentrados en las placas de apoyo elastomérica, a incursionar en el rango no lineal e incluso alcanzar un estado límite grave, una vez que se implementaron los dispositivos de reforzamiento sísmico, lo que demuestra la importancia de que el diseño de la subestructura asegure un nivel de ductilidad adecuado, capaz de hacer frente a las mejoras que conllevan estos procedimientos de reforzamiento sísmico.

Tabla 35. Promedio aritmético y desviación estándar de los desplazamientos máximos en las columnas para los registros sin escalar

	Promedio	Desv. Est.
Condición Original	0,73	0,09
Condición Reforzada	1,66	1,04

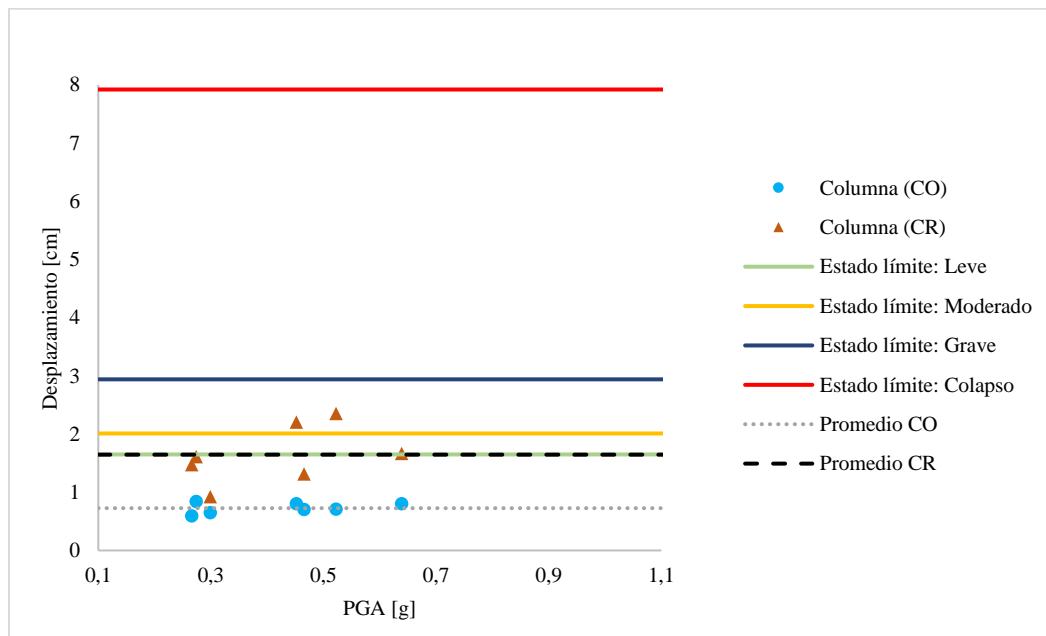


Figura 4-18. Demanda de desplazamiento máximos en la cepa vs el PGA de los espectros

FUENTE: Elaboración propia

#### 4.6.2 Desplazamientos asociados a los registros escalados

Los desplazamientos relativos de los apoyos elastoméricos se indican en la Figura 4-19 a Figura 4-21, del PS Lo Echevers en ambas condiciones (original y reforzada), para los diferentes periodos de retorno a los que se escalaron los espectros, en donde además se comparan con los estados límites descritos anteriormente. En esta figura se indica que, en la condición original, en la dirección longitudinal, el 100% de los registros alcanzó un estado límite leve y un 21,4% el estado moderado, a diferencia de la condición reforzada, donde solo el 7,1% de las veces se alcanzó un estado moderado, es decir, se aprecia una leve disminución de los desplazamientos máximos, producto del cambio en las propiedades dinámicas (periodo fundamental) de la estructura en la condición reforzada.

En la dirección transversal, se determinó para la condición original que un 100% de los registros alcanzó un estado límite leve, un 85,7% el estado moderado, un 71,4% el estado grave y un 28,6% el estado de colapso, a diferencia de la condición reforzada, donde un 100% alcanzó el estado leve, un 57,1% el estado moderado y un 42,9% el estado grave, lo que evidencia como en la condición reforzada se logró disminuir las demandas, incluso al punto de no presentar condición de colapso bajo ningún periodo de retorno. Este resultado permite observar que las demandas de desplazamiento en los apoyos elastoméricos para el estado límite de colapso disminuyeron en un 100% tras las reparaciones realizadas, producto de los topes sísmicos de hormigón armado, quienes solo permiten un desplazamiento máximo de 15 [cm].

En la dirección transversal también se obtuvo que en todas las ocasiones las demandas están sobre los 3,5 [cm], es decir, se activaron los topes sísmicos de acero, a diferencia de la condición reforzada, que solo en el 15% de las ocasiones los topes sísmicos de hormigón armado limitaron el desplazamiento máximo a 15 [cm], es decir, ocasiones en las que el elemento evitó el colapso de la superestructura. Estos resultados permiten suponer que los topes sísmicos de hormigón cumplieron la función de limitar los desplazamientos en las cepas para casos extremos, pero las disminuciones de las demandas se atribuyen exclusivamente a las barras sísmicas implementadas durante las reparaciones, pues son estos elementos los que se activan de forma inmediata.

En cuanto a los promedios aritméticos de las demandas máximas en los apoyos indicados en la Tabla 36, se demuestra que a medida que el periodo de retorno del espectro UHS objetivo aumenta, la demanda alcanzada es mayor, producto de que los espectros de mayor periodo de retorno poseen una menor tasa de ocurrencia, lo que implica un PGA de mayor magnitud.

Además, gracias a las desviaciones estándares indicadas en la Tabla 37, se generó que en la condición reforzada se presenta una mayor variabilidad en las demandas que la condición original, para periodos de 475 años, por el contrario, para las demandas asociadas a los 2.500 años, se presentó una menor variabilidad para la condición reforzada en ambas direcciones. Esto se debe a que la condición reforzada es más efectiva en espectros severos, o de un gran periodo de retorno, ya que los topes sísmicos logran limitar los desplazamientos alcanzados en la dirección transversal, mientras que, en la dirección longitudinal, las respuestas de la estructura nos indican que la presencia de las barras sísmicas limita de mejor manera las demandas en eventos poco probables.

Tabla 36. Promedio aritmético de los desplazamientos máximos en los elementos tipo apoyo para los registros escalados

Dirección	Longitudinal			Transversal		
Periodo de Retorno	475	1.000	2.500	475	1.000	2.500
Condición Original [cm]	7,03 (Leve)	7,94 (Leve)	9,08 (Leve)	7,82 (Leve)	12,15 (Moderado)	16,14 (Grave)
Condición Reforzada [cm]	6,69 (Leve)	7,85 (Leve)	9,42 (Leve)	7,26 (Leve)	8,99 (Leve)	11,89 (Moderado)

Tabla 37. Desviación estándar de los desplazamientos máximos en los elementos tipo apoyo para los registros escalados

Dirección	Longitudinal			Transversal		
Periodo	475	1.000	2.500	475	1.000	2.500
Condición Original [cm]	0,52	1,42	1,67	1,78	4,62	5,23
Condición Reforzada [cm]	2,07	1,73	0,94	3,16	3,71	3,05

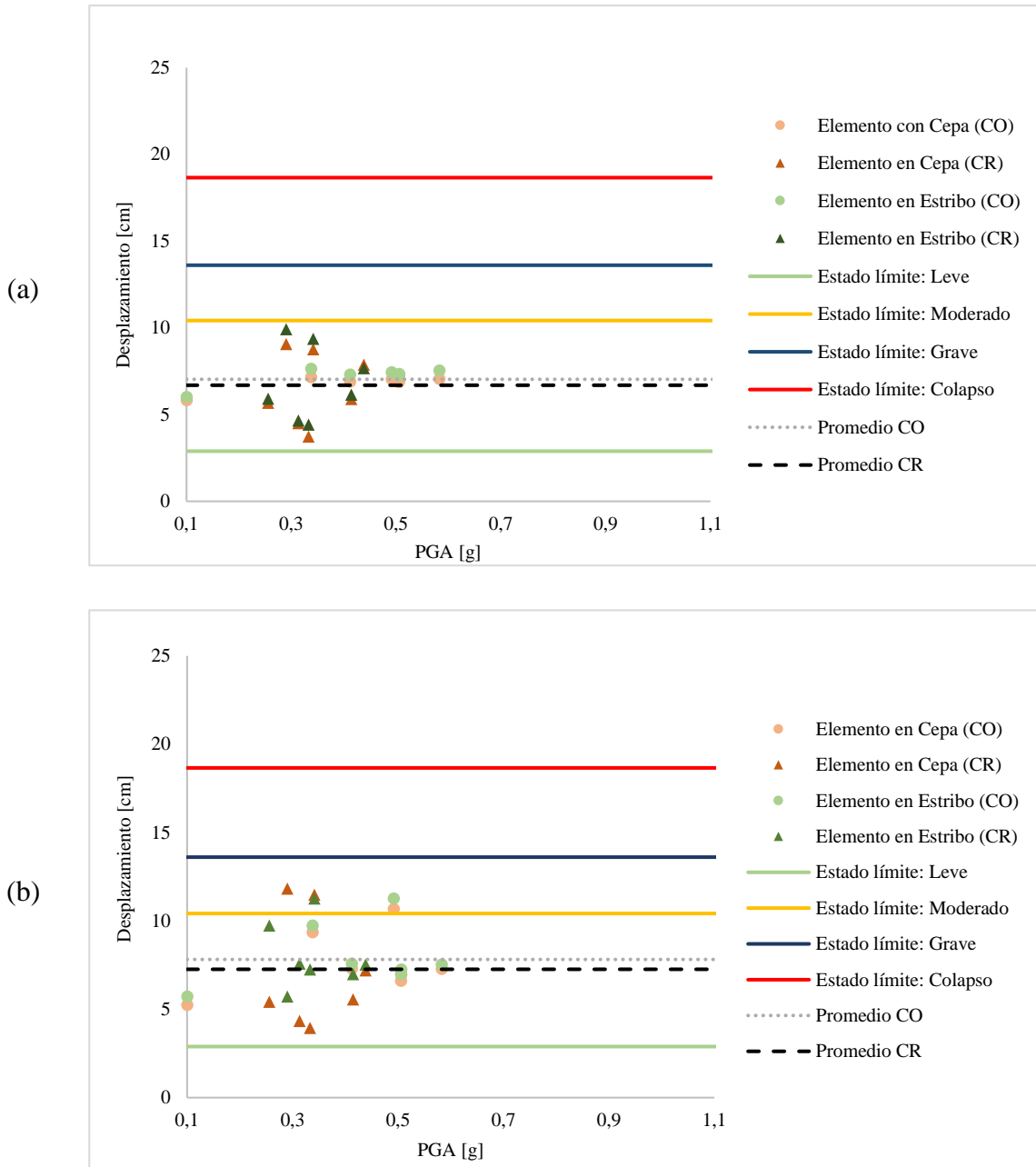


Figura 4-19. Demanda de desplazamiento en los apoyos vs PGA de los espectros escalados al periodo de retorno de 475 años; (a) Dirección longitudinal; (b) Dirección transversal

FUENTE: Elaboración Propia

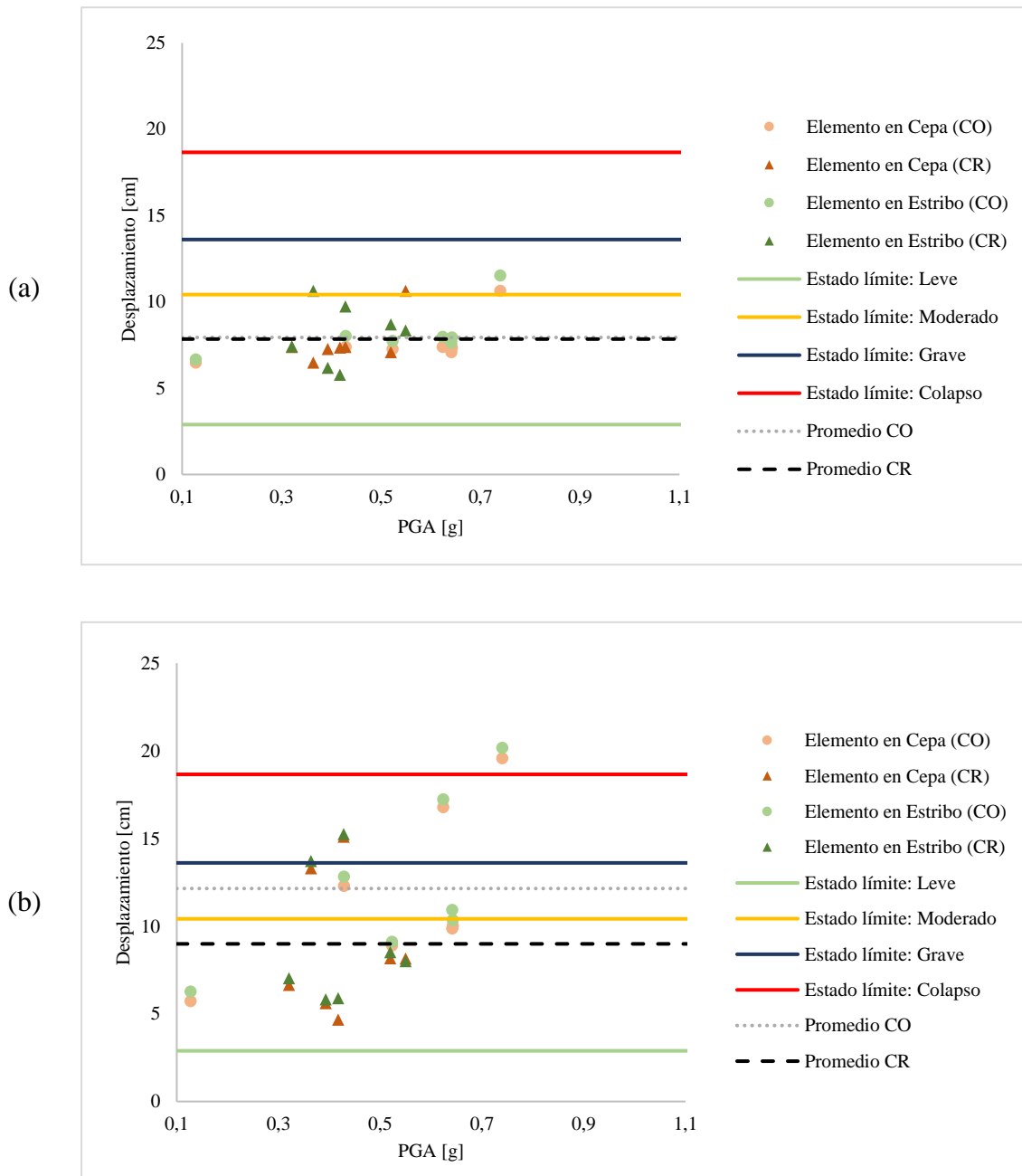


Figura 4-20. Demanda de desplazamiento en los apoyos vs PGA de los espectros escalados al periodo de retorno de 1.000 años; (a) Dirección longitudinal (b); Dirección transversal

FUENTE: Elaboración Propia

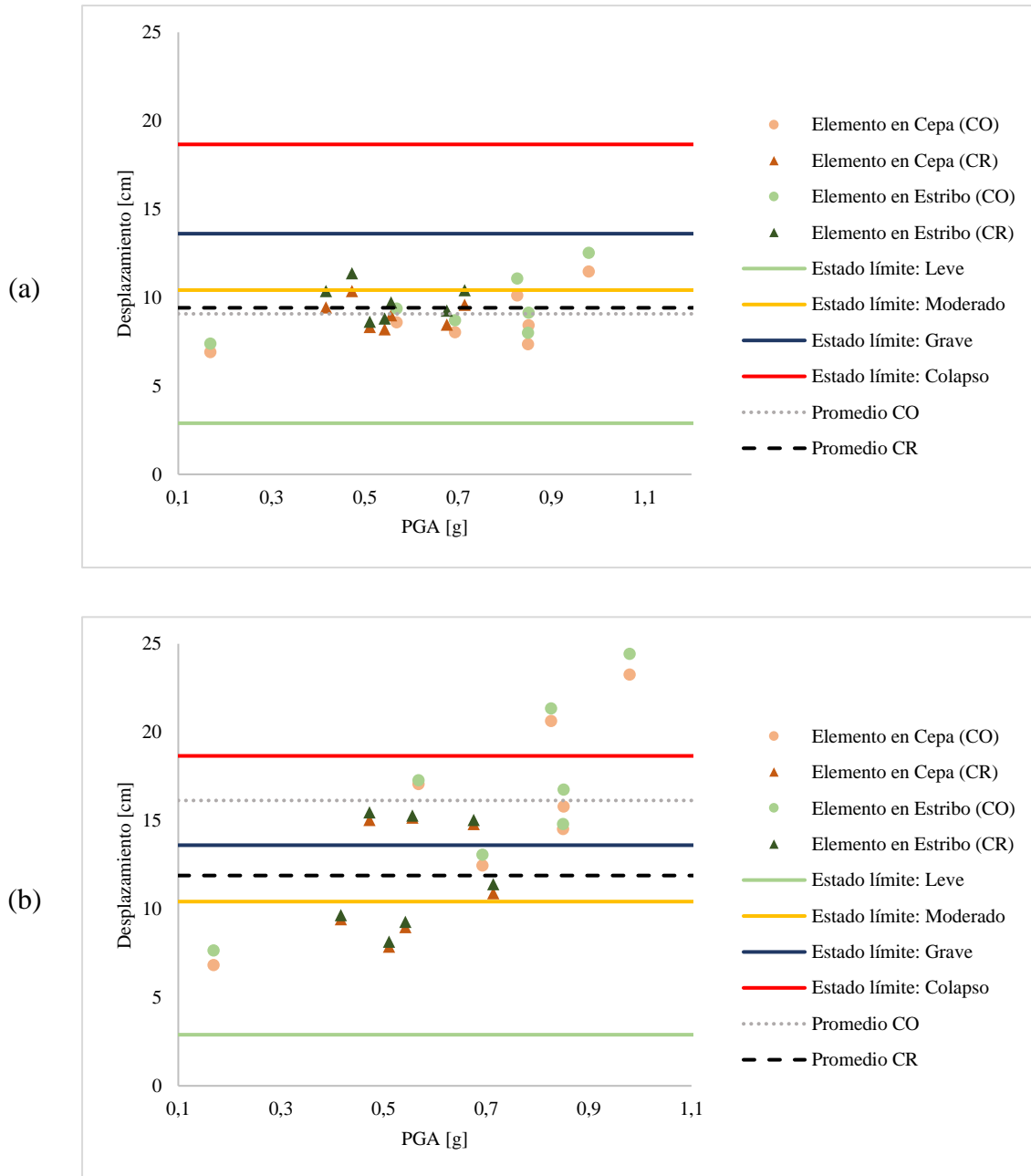


Figura 4-21. Demanda de desplazamiento en los apoyos vs PGA de los espectros escalados al periodo de retorno de 2.500 años; (a) Dirección longitudinal; (b) Dirección transversal

FUENTE: Elaboración Propia

Los desplazamientos máximos en las cepas se indican en la Figura 4-22, en donde además se comparan con los estados límites descritos anteriormente. En esta figura se indica, en la condición original, el 100% de los registros están bajo el estado límite leve, mientras que en la condición reforzada en 29,3% alcanza el estado leve y el 19% el estado moderado. Este aumento en las demandas de desplazamientos, se observa además con los desplazamientos promedios aritméticos alcanzados para ambas condiciones (original y reforzada), como se muestra en la Tabla 38, en donde pasa de alcanzar un estado bajo el leve a un estado leve.

A partir de la desviación estándar de los desplazamientos alcanzados por la cepa, se determina que en la condición reforzada se logran demandas con una mayor variabilidad, producto de los procedimientos de reforzamiento sísmico, a diferencia de la condición original, en donde los desplazamientos son acotados.

Finalmente, se puede concluir, que al igual que las demandas determinadas en los análisis en base a los espectros sin escalar, se demuestra como las columnas pasaron de permanecer en el rango elástico y con daños concentrados en las placas de apoyo elastomérica, a incursionar en el rango no lineal, lo que evidencia la importancia de que el diseño sea adecuado.

Tabla 38. Promedio aritmético y Desviación estándar de los desplazamientos máximos en los extremos de las columnas

Periodo	Promedio			Des. Est.		
	475	1.000	2.500	475	1.000	2.500
Condición Original	0,71	0,75	0,78	0,10	0,11	0,09
Condición Reforzada	1,34	1,45	1,66	0,41	0,45	0,64

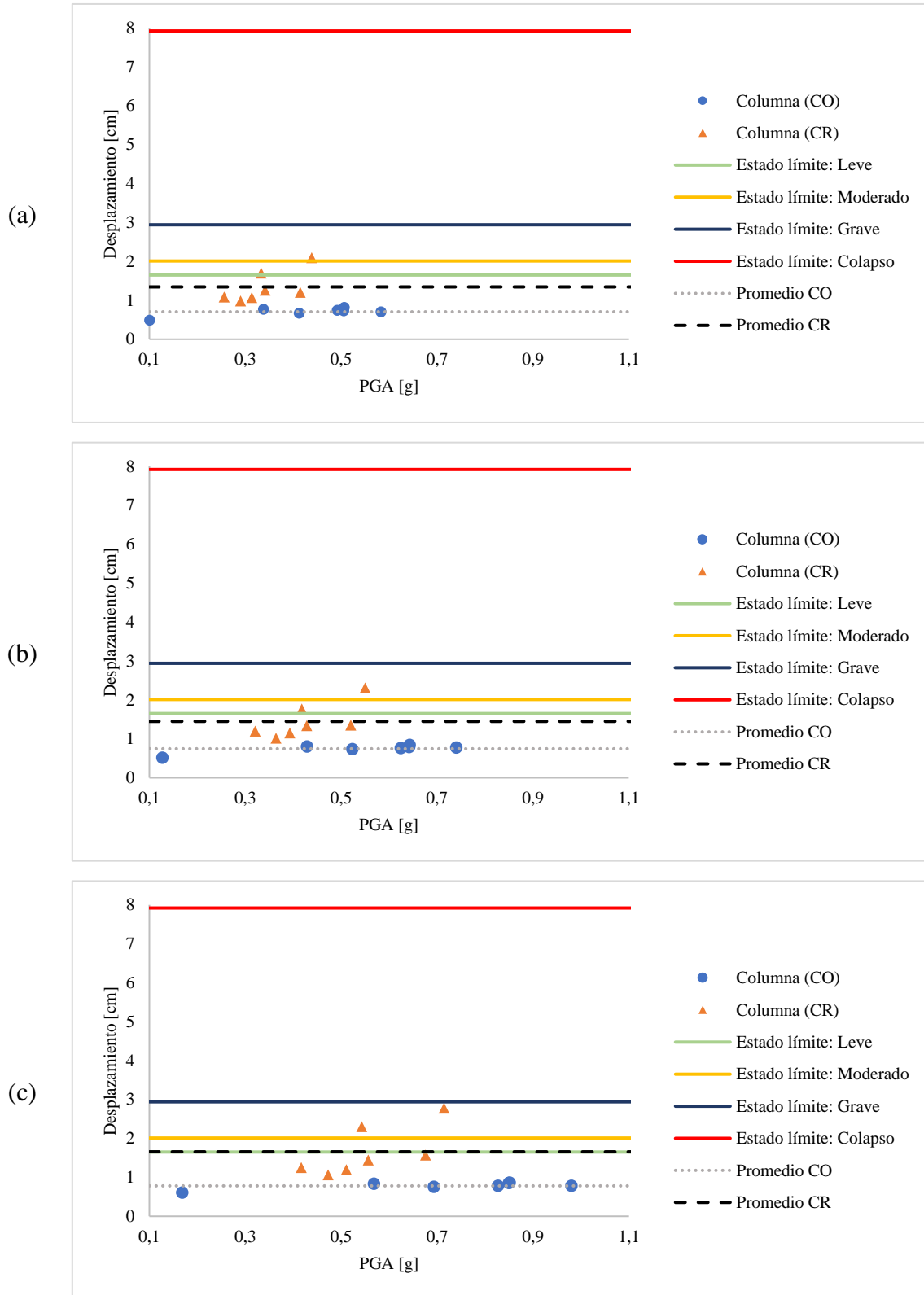


Figura 4-22. Demanda de desplazamiento máximos en la cepa vs el PGA de los espectros; (a) Periodo de retorno de 475 años; (b) Periodo de retorno de 1.000 años; (c) Periodo de retorno de 2.500 años

FUENTE: Elaboración propia

## Capítulo 5. Conclusiones

En este estudio se comparó la respuesta del Paso Superior Lo Echevers en su condición anterior al terremoto de Maule (2010), en donde sufrió graves daños y el colapso de sus vanos, con la situación posterior a la implementación de medidas de reparación y reforzamiento. El desempeño sísmico de la estructura es evaluado, comparando las demandas alcanzadas para los diferentes análisis con diferentes niveles de daño de componentes del puente.

En cuanto a las demandas de desplazamiento en los apoyos elastoméricos en la dirección transversal utilizando los espectros sin escalar, se obtuvo que para la condición original se supera el estado de colapso en un 14,3% de las veces. Este resultado era esperado, pues se comprobó según los daños observados tras el terremoto del 2010, y se debió principalmente a que los topes metálicos no fueron capaces de brindar la suficiente resistencia transversal a la estructura. Por el contrario, producto de los topes sísmicos de hormigón armado, no se observaron aquellos estados límites para los apoyos, lo que demuestra que los procedimientos de reforzamiento sísmico ordenados por el Ministerio de Obras Públicas fueron adecuados.

De los resultados del análisis con respecto a los espectros escalados, se obtuvo un aumento en el promedio aritmético de las demandas máximas en los apoyos, a medida que el periodo de retorno del espectro de amenaza uniforme objetivo es mayor. Nuevamente este resultado era algo esperado, ya que para espectros de mayor periodo de retorno se espera un evento sísmico con una menor tasa de ocurrencia, o de manera equivalente, un terremoto de mayor magnitud.

Además, se demostró cómo la disminución de las demandas de desplazamiento en los apoyos elastoméricos para la condición reforzada, implicó un aumento en las demandas de las cepas para todos los registros considerados. En consecuencia, las columnas pasaron de permanecer en el rango elástico y con daños concentrados en las placas de apoyo elastomérica para la condición original, a incursionar en el rango no lineal e incluso alcanzar un estado límite grave en las columnas para la condición reforzada. Esto evidencia la importancia de que el diseño de la subestructura asegure un nivel de ductilidad adecuado, capaz de hacer frente a las mejoras que conllevan los dispositivos de reforzamiento sísmico.

La baja activación de los topes sísmicos de hormigón armado en la condición reforzada del Paso Superior Lo Echevers, revela que existe la posibilidad de optimizar la distancia entre el elemento y las vigas de la superestructura, con el objetivo de encontrar un óptimo en la reducción de las demandas transversales de la superestructura y los daños que estos elementos generan en las cepas, pues se espera que si la distancia es baja, sea más probable que se generen daños severos en las columnas, mientras que si la distancia es elevada, estos elementos no se activarán, sin poder limitar los desplazamientos máximos en los apoyos.

Sin embargo, debido a que los procedimientos de reforzamiento sísmico implementados en el PS Lo Echevers no lograron reducir las demandas hasta un nivel de desempeño grave, lo que conlleva una pérdida de los estándares de servicio adecuados de la estructura, se hace necesario explorar nuevas medidas de reforzamiento sísmico, que permitan asegurar, con una alta probabilidad, la condición de servicio de los puentes.

## 5.1 Limitaciones y Futuros Estudios

El presente estudio, a pesar que permitió analizar la efectividad de las medidas de reforzamiento implementadas en el PS Lo Echevers, presenta limitaciones que pueden ser atendidas en futuros estudios como se detalla a continuación:

- Los espectros de amenaza uniforme utilizados fueron calculados para una condición de suelo tipo roca, por lo que una evaluación futura debiera considerar otras condiciones de suelo y efectos de sitio presentes en el lugar de emplazamiento del puente.
- Se sugiere analizar en detalle la zona de impacto presente entre el estribo y la superestructura, incorporando modelos que consideren de mejor manera el impacto entre estas dos superficies. El impacto es un factor que resulta relevante en las demandas de desplazamiento de la interfaz superestructura-subestructura, y que puede resultar en el potencial colapso de los vanos de los puentes.
- Con el fin de generar una representación más realista de la demanda sísmica en puentes, se plantea la posibilidad de estudiar el efecto de la variabilidad espacial de los registros. Por ejemplo, la falta de coherencia y el retraso en la llegada de la onda (registros sísmicos asincrónicos); es decir, considerar registros sísmicos diferentes en las fundaciones y en los estribos, como ocurre en la realidad.
- En cuanto a los dispositivos de reforzamiento sísmico, se plantea la necesidad de continuar el estudio de estructuras reparadas y reforzadas, analizando aquellos presentados en el Capítulo 2, y de esta manera analizar su aplicabilidad en puentes chilenos.
- Este estudio no considera la influencia de los registros verticales, lo cual debe considerarse en estudios futuros.
- La distancia presente entre los topes sísmicos de hormigón armado y las vigas de la superestructura del puente es un factor importante en la respuesta estructural del puente. Futuros estudios deben considerar encontrar un óptimo en la reducción de las demandas transversales de superestructura y los daños en las cepas.
- Este estudio no considera la calibración del puente en base a parámetros reales, pues dicha información no se encuentra disponible actualmente. Por lo tanto, existe la incertidumbre en las variables seleccionadas podría afectar los resultados obtenidos. Entonces se recomienda que en futuros estudios se pueden incorporar técnicas de monitoreo estructural, identificación de sistemas, calibración de modelos, con el objetivo principal de aumentar la confiabilidad de las técnicas de simulación numéricas implementadas en este estudio.

## Referencias

- AASHTO. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2007). *LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, DC.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Abdel, S. E. (2009). Pounding mitigation and unseating prevention at expansion joints of isolated multi-span bridges. *Engineering*, 2345–2356.
- ACI318-08. (2008). *Building code requirements for structural concrete and commentary*. Detroit, MI, USA: American Concrete Institute.
- Akogul, C., & Celik, O. C. (2008). Effect of elastomeric bearing modeling parameters on the Seismic design of RC highway bridges with precast concrete girders. . *In Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering Engineering*, 13-28.
- Andrawes, B., & DesRoches, R. (2007a). Comparison between shape memory alloy seismic restrainers and other bridge retrofit devices. *Journal of Bridge Engineering*, 12(6), 700-709.
- Aviram, A., Mackie, K., & Stojadinovic, B. (2008). Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures.
- Bazález, R., & Dusicka, P. (2016). Cyclic behavior of reinforced concrete bridge bent retrofitted with buckling restrained braces. *Engineering Structures*, 119, 34-48.
- BID. (2016). *Perfil de Riesgo de Desastre, Informe Nacional para Chile*. Banco Interamericano de Desarrollo.
- Billah, A. M., & Alam, M. S. (2014). Seismic performance evaluation of multi-column bridge bents retrofitted with different alternatives using incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, 62, 105-117.
- Boroschek, R., Soto, P., & León, R. (n.d.). Terremotos de Chile. *Universidad de Chile - Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas - Departamento de Ingeniería Civil*.
- Buckle, I., Hube, M., Chen, G., Yen, W. H., & Arias, J. (2012). Structural performance of bridges in the offshore Maule earthquake of 27 February 2010. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S533-S552.
- Caltrans. (2010). *Seismic Design Criteria* ( ed.). Sacramento, California: California Department of Transportation: .
- Caltrans. (2013). *Seismic Design Criteria*. Sacramento, California: California Department of Transportation.

- Castillo-Barahona, R. (2010). *Uso de polímeros reforzados con fibras (FRP) como refuerzo externo de elementos de concreto de puentes en Costa Rica*.
- Chang, K. C., Soong, T. T., Lai, M. L., & Nielsen, E. J. (1993). Viscoelastic dampers as energy dissipation devices for seismic applications. *Earthquake Spectra*, 9(3), 371-387.
- Chen, W. F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook: Seismic Design* (Second Edition ed.). New York: CRC press.
- Choi, E. (2002). Seismic analysis and retrofit of mid-America bridges. (*Doctoral dissertation, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology*).
- Choi, E., Lee, D. H., & Choei, N. Y. (2009). Shape memory alloy bending bars as seismic restrainers for bridges in seismic areas. *International Journal of Steel Structures*, 9(4), 261-273.
- Chouw, N., & Hao, H. (2008). Significance of SSI and non-uniform near-fault ground motions in bridge response II: Effect on response with modular expansion joint. *Engineering Structures*, 30(1), 154-162.
- Comicheo, J. G. (2018). *Uso de riostras restringidas al pandeo como fusibles estructura en puentes de hormigón armado*. Valparaíso: Memoria para optar al título de Ingeñero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María.
- Deng, K., Pan, P., Su, Y., Ran, T., & Xue, Y. (2014). Development of an energy dissipation restrainer for bridges using a steel shear panel. *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 83-95.
- El-Bahey, S., & Bruneau, M. (2011). Buckling restrained braces as structural fuses for the seismic retrofit of reinforced concrete bridge bents. *Engineering Structures*, 33(3), 1052-1061.
- Elnashai, A. S., Gencturk, B., Kwon, O. S., Al-Qadi, I. L., & Hashash, Y. (2010). *The Maule (Chile) earthquake of February 27, 2010: Consequence assessment and case studies*. MAE Center Report No. 10-04: Champaign, IL: The University of Illinois.
- Goel, R., & Chopra, A. (2008). Role of shear keys in seismic behavior of bridges crossing fault-rupture zones. *Journal of Bridge Engineering*, 13(4), 398-408.
- Google. (2005). *Google Maps*. Retrieved from [www.google.com/maps](http://www.google.com/maps)
- Hube, M., Santa María, H., & Villalobos, F. (2010). Preliminary analysis of the seismic response of bridges during the Chilean 27 February 2010 earthquake. *Obras y proyectos: revista de ingeniería civil* (8), 48-57.

- Imbsen, R., & Nutt, R. (1981). Increased Seismic Resistance of Highway. In *Dynamic Response of Structures-Experimentation, Observation, Prediction, and Control* (pp. 416-430). Atlanta: GA. ASCE.
- Johnson, R., Saiidi, M. S., & Maragakis, E. M. (2006). *Fiber reinforced plastics for seismic bridge restrainers*. Reno, Nevada: Department of Civil Engineering, University of Nevada.
- Kaviani, P., Zareian, F., & Taciroglu, E. (2014). *Performance-based seismic assessment of skewed bridges* (PEER Report 2014/1 ed.). University of California, Berkeley, CA.: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Kawashima, K., Unjoh, S., Hoshikuma, J. I., & Kosa, K. (2011). Damage of bridges due to the 2010 Maule, Chile, earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(7), 1036-1068.
- Li, S., Mao, C., Li, H., & Zhao, Y. (2011). Mechanical properties and theoretical modeling of self-centering shape memory alloy pseudo-rubber. *Smart Materials and Structures*, 115008-115023.
- Li, Z. X., & Yue, F. Q. (2006). Analysis and control for seismic pounding. *4th International Conference of Earthquake Engineering*. Taipei, Taiwan.
- Liu, K.-Y., & Chang, K. C. (2006). Parametric study on performance of bridge retrofitted by unseating prevention devices. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 5(1), 111-118.
- Makris, N. (1998). Viscous heating of fluid dampers. I: Small-amplitude motions. *Journal of engineering mechanics*, 124(11), 1210-1216.
- Martínez Grosser, A. B. (2015). Efecto de las barras sísmicas en el comportamiento sísmico transversal de puentes de hormigón armado. *Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería*.
- Medalla, M., Peña, C., Hidalgo, P., & Bravo, M. E. (2015). Aplicación Industrial de Riostras de Pandeo Restringido (BRB) en Chile.
- Megally, S., Silva, P., & Seible, F. (2001). *Seismic response ofacrificial shear keys in bridge abutments* (Rep. No. SSRP-2001/23 ed.). Dept. of Structural Engineering, Univ. of California: San Diego.
- MOP. (2010). *Nuevos criterior sísmicos para el diseño de puentes en Chile*. Santiago, Chile: Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad.
- MOP. (2017). *Manual de Carreteras*. Santiago, Chile: Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad.
- NCh 433. (2012). *Diseño sísmico de Edificios, NCh433.Of1996 Modificada 2012*. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización, INN.

- Nielson, B. (2005). Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones. (*Doctoral dissertation, Georgia Institute of Technology*).
- ODOT. (2017). *Bridge Design and Drafting Manual. Section 1 - Design*. Oregon: Oregon Department of Transportation.
- OpenSees. (2013). *Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley V. 2.5.0*. [Online]. Retrieved from <http://opensees.berkeley.edu>
- Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. New York: John Wiley & Sons.
- Qian, F., Ding, S., Song, J., & Chen, C. C. (2012). Testing of Fluid Viscous Damper. Lisboa: 15th conference on World Conference on Earthquake.
- Ramanathan, K. N. (2012). Next generation seismic fragility curves for California bridges incorporating the evolution in seismic design philosophy. *Georgia Institute of Technology, Tesis*.
- Reyes, M. (2006). *Factibilidad de uso de disipadores magneto reológicos en pasarelas peatonales*. Santiago: Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Rubilar, F. (2015). Modelo no lineal para predecir la respuesta de Pasos Superiores. *Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería*.
- Schanack, F., Valdebenito, G., & Alvial, J. (2012). Seismic damage to bridges during the 27 February 2010 magnitude 8.8 Chile earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(1), 301-315.
- Seismosignal. (2016). *Earthquake Engineering Software Solutions*. Retrieved from <http://www.seismosoft.com>
- SeismoSoft, S. (2006). *A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*. Retrieved from <http://www.seismosoft.com>.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, J. M., Nagashima, F., & Kim, H. (2000). Mitigation of seismic pounding effect on bridges using dynamic restrainers. *In SPIE's 7th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials*, 377-387.
- Shrestha, B., & Hao, H. (2015). Parametric study of seismic performance of super-elastic shape memory alloy-reinforced bridge piers. *Structure and Infrastructure Engineering*, Available online doi: <http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2015.1076856>.
- Shrestha, B., Hao, H., & Bi, K. (2014). Effectiveness of using rubber bumper and restrainer on mitigating pounding and unseating damage of bridge structures subjected to spatially varying ground motions. *Engineering Structures*, 79, 195-210.

- Shrestha, B., Hao, H., & Bi, K. (2017). Devices for protecting bridge superstructure from pounding and unseating damages: an overview. *structure and Infrastructure Engineering*, 13(3), 313-330.
- Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W., & McNamara, R. J. (2008). Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments. *Journal of structural engineering*, 134(1), 3-21.
- Tsai, K. C., & Hsiao, P. C. (2008). Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame—Part II: Seismic performance of buckling-restrained braces and connections. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(7), 1099-1115.
- Wei, X., & Bruneau, M. (2018). Analytical investigation of bidirectional ductile diaphragms in multi-span bridges. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 17(2), 235-250.
- Wright, T., DesRoches, R., & Padgett, J. E. (2010). Bridge seismic retrofitting practices in the central and southeastern United States. *Journal of Bridge Engineering*, 16(1), 83-92.
- Zhang, Y., Hu, X., & Zhu, S. (2009). Seismic performance of benchmark base-isolated bridges with superelastic Cu-Al-Be restraining damping device. *Structural Control & Health Monitoring*, 16, 668-685.
- Zhu, P., Abe, M., & Fujino, Y. (2004). Evaluation of pounding countermeasures and serviceability of elevated bridges during seismic excitation using 3D modelling. *Earthquake Engineering & Structural*, 33, 591-609.