UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE

DESEMPEÑO SÍSMICO EN PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO EN CHILE

Memoria de titulación presentada por
RODRIGO ANDRÉS CABRERA VENEGAS

Como requisito para optar al título de
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía
RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO

Marzo 2018

A mi familia y a todos mis amigos

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mis agradecimientos a todos los que me acompañaron en estos años, a toda mi familia, en especial a Daniel, Roxana y Nicolás, a mis amigos y a la gente de “Club Atlético Hormigón Armado”.

Quiero agradecer a los ingenieros del Departamento de Puentes de la Dirección de Vialidad de las Regiones Metropolitana y de la Araucanía quienes siempre estuvieron dispuestos a colaborar con el desarrollo de este estudio.

Agradecimientos también a mis profesores quienes fueron motor activo del aprendizaje, en especial al profesor Ramiro Bazáez por la confianza depositada en mí durante este trabajo, además este agradecimiento se extiende al equipo de trabajo que se formó en el área de puentes.

Para finalizar, mis más sinceros agradecimientos a los miembros de la comisión de este memoria por su tiempo y dedicación en la revisión de ésta.

DESEMPEÑO SÍSMICO EN PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO EN CHILE

RESUMEN

En Chile el uso de puentes de hormigón armado representa un gran porcentaje del total de kilómetros de carreteras nacionales, estas estructuras han sido diseñadas a partir de especificaciones y requerimientos provenientes de diferentes códigos de diseño como "AASHTO Standard Specifications for Highway Bridge" o "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications" y "Manual de Carreteras". La realidad geográfica, económica y demográfica de Chile sumado a la permanente actividad sísmica hace necesario estudiar el comportamiento de los puentes ante los eventos sísmicos.

El objetivo de esta memoria es estudiar el desempeño de puentes de hormigón armado representativos de la realidad Chilena mediante análisis no lineal estático *pushover*, para ello como parámetro de entrada se determina estudiar tres puentes diseñados parar operar en carreteras chilenas con diferentes características, considerando un puente diseñado utilizando criterios sísmicos posteriores al terremoto del Maule, otro anterior al terremoto (2009) y finalmente un puente que haya presentado fallas en este evento. Los resultados se analizan mediante criterios de desempeño.

En el desarrollo de este estudio se ha logrado identificar problemas difíciles de detectar mediante la modelación tradicional basada en análisis elástico, como el desempeño deficiente de los apoyos elastoméricos, consecuencia directa de las características de los elementos de conexión entre la superestructura y subestructura del puente. Además, se muestra, a través de diferentes criterios de desempeño, que las cepas de los puentes sin topes sísmicos permanecen en el rango elástico sin desarrollar la potencial disipación de energía propia de los ciclos de histéresis en las columnas de hormigón armado.

Palabras Clave: *Diseño basado en desempeño, Diseño basado en desplazamientos, Análisis no lineal estático, Estados límites de desempeño sísmico, Tipología tradicional de puentes.*

SEISMIC PERFOMANCE OF REINFORCED CONCRETE BRIDGES IN CHILE

ABSTRACT

In Chile, the use of reinforced concrete bridges represents a large percentage of the total of bridges along this nation. These structures have been designed with specifications from different design codes like “Standard AASHTO Specifications for highway bridges”or “AASHTO LRFD” and “Manual de Carreteras”. The geographic, economic and demographic reality of Chile added to the permanent seismic activity makes mandatory to study the behavior of bridges under seismic loads.

The objective of this report is to study the performance of reinforced concrete bridges representative of the Chilean reality through non-linear static pushover analysis. Three bridges were selected, each one with particular characteristics, one bridge was designed after the Earthquake of Maule (2010), another bridge was built before the Maule’s Earthquake and the last one failed during that event.

In the development of this study, problems no detectable with the traditional analysis based on elastic behavior of the structures have been identified, such as the poor performance of the elastomeric bearings and the non-development of the yield in reinforced concrete columns in bridges without shear keys due the low capacity to transmit the shear force from the superstructure to substructure.

Keywords: *Performance based design, displacement based design, non-linear analysis, pushover, performance limit states, and classic typology of bridges in Chile.*

Contenido

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN 8
1.1. ANTECEDENTES GENERALES 8
1.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO 9
1.2.1. OBJETIVO GENERAL 9
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 9
1.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO 9
1.4. ESTRUCTURA DE LA MEMORIA 10
CAPÍTULO 2. REVISIÓN DE LA LITERATURA 11
2.1. NORMATIVAS Y MANUALES DE REFERENCIA APLICABLES 11
2.1.1. MANUAL DE CARRETERAS 2016 11
2.1.2. NORMATIVAS Y MANUALES INTERNACIONALES 12
2.2. MÉTODOS DE DISEÑO 12
2.2.1. DISEÑO BASADO EN FUERZAS 12
2.2.2. DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS 14
2.2.3. DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO 15
2.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS 22
2.3.1. MÉTODOS LINEALES ELÁSTICOS 22
2.3.2. MÉTODOS NO LINEALES 25
2.4. CURVAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN UTILIZADAS EN El ANÁLISIS NO LINEAL 30
2.4.1. CURVAS ESFUERZO - DEFORMACIÓN EMPLEADAS PARA HORMIGÓN 30
2.4.2. CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN PARA ACERO DE REFUERZO 35
2.5. MODELOS PARA ELEMENTOS UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS NO LINEAL. 37
2.5.1. DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA PARA COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO 38
2.5.2. CEPAS Y RÓTULAS PLÁSTICAS EN COLUMNAS 39
2.5.3. MODELACIÓN DE ESTRIBOS 41
2.5.4. MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA 44
2.5.5. MODELACIÓN DE APOYOS ELASTOMÉRICOS 45
2.5.6. MODELACIÓN DE TOPES SÍSMICOS 46
2.5.7. MODELACIÓN DE BARRAS ANTI-SÍSMICAS 53
CAPÍTULO 3. SELECCIÓN DE PUENTES A ESTUDIAR 56
CAPÍTULO 4. MODELOS ANALÍTICOS 60

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS PUENTES 60
4.2. CEPAS Y RÓTULAS PLÁSTICAS EN COLUMNAS 63
4.3. ESTRIBOS 64
4.4. SUPERESTRUCTURA 65
4.5. APOYOS ELASTOMÉRICOS 66
4.6. TOPES SÍSMICOS (LLAVES DE CORTE) 66
4.7. BARRAS ANTI-SÍSMICAS 67
4.8. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS Y CONSIDERACIONES ESPECIALES 68
CAPÍTULO 5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN 72
5.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS 72
5.1.1. ANÁLISIS LINEAL 72
5.1.2. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO 73
5.2. DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES DE HORMGIÓN ARMADO 79
5.2.1. APOYOS ELASTOMÉRICOS 79
5.2.2. CEPAS 83
5.2.3. ESTRIBOS ACTIVOS EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL DE ANÁLISIS 86
5.2.4. ESTRIBOS EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL 88
5.2.5. DESPLAZAMIENTO DEL TABLERO 89
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES 92
6.1. CONCLUSIONES 92
6.2. COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES 93
CAPÍTULO 7. Bibliografía 94
ANEXO A: PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO DEL MANUAL DE CARRETERAS 96
ANEXO B: RELACIONES CONSTITUTIVAS UTILIZADAS EN LA MODELACIÓN. 100
APOYOS ELASTOMÉRICOS 100
TOPES SÍSMICOS 101
BARRAS ANTISÍSMICAS 103

Índice de figuras

Figura 2-1: Visualización gráfica del método basado en fuerzas. Elaboración propia 13
Figura 2-2. Resultado conceptual de un análisis no lineal estático para una estructura. Elaboración propia 27
Figura 2-3: Ejemplo para Modelo de Hognestad, elaboración propia. 31
Figura 2-4, Modelo de Mander sin confinamiento. Elaboración propia 32
Figura 2-5: Factor λ. Mander et Al. 1988 35
Figura 2-6 Ejemplo de modelo constitutivo para el acero de refuerzo (AASHTO, 2009)..... 36
Figura 2-7: Elevación longitudinal puente tipo. Manual de Carreteras 2016 37
Figura 2-8: Elevación conexión cepa superestructura. Puente Chanco 37
Figura 2-9: Elevación transversal de conexión entre superestructura y cepa. Puente Chanco 38
Figura 2-10 Idealización bilineal para momento curvatura basado en CALTRANS. Elaboración propia. 38
Figura 2-11 Esquema de potenciales mecanismos (a) Curvatura simple. (b) Doble curvatura. Elaboración propia 39
Figura 2-12: Esquema de estribo con distancia libre. Elaboración propia 41
Figura 2-13: Esquema general del modelo para estribos. Elaboración propia. 42
Figura 2-14 Elementos en serie que representan la respuesta longitudinal. Elaboración propia 42
Figura 2-15: Relación fuerza-deformación para apoyos elastoméricos. Elaboración propia 45
Figura 2-16: Esquema de apoyo elastomérico. Elaboración propia..... 45
Figura 2-17: Llaves de corte. Elaboración propia 46
Figura 2-18: Comportamiento del hormigón y el acero ante corte. (Megally, 2001) 47
Figura 2-19: Curva de comportamiento de las llaves de corte según Megally. Elaboración priopia.47
Figura 2-20: Mecanismo de falla de un tope sísmico exterior “Tensión Diagonal”. (Megally, 2001)48
Figura 2-21: Modelo de Goel y Chopra (2008). Elaboración propia. 49
Figura 2-22: Mecanismo de deslizamiento de corte, Han et al (2017) 51
Figura 2-23: Curva carga deformación para topes sísmicos intermedios. (Megally 2001) 53
Figura 2-24: Tipología de barras sísmicas. Elaboración propia. 53
Figura 2-25: Ley constitutiva típica para barras antisísmicas. Elaboración propia. 54
Figura 3-1: Distribución de puentes en función de su materialidad, elaboración propia..... 56
Figura 3-2: Distribución de longitudes de puentes en función de su materialidad, elaboración propia 57
Figura 3-3: Número de puentes en función de la categoría de longitud, elaboración propia..... 57
Figura 3-4: Ubicación puentes I. Google Maps 58
Figura 3-5: Ubicación Puentes II. Google Maps 59
Figura 4-1: Elevación longitudinal. Puente Chanco..... 61
Figura 4-2: Vista en Planta. Puente Chanco. 61
Figura 4-3: Elevación Longitudinal. Puente Rarirruca 61
Figura 4-4: Vista en Planta. Puente Rarirruca. 62
Figura 4-5: Elevación longitudinal. P.I. Las Mercedes 62
Figura 4-6: Vista en Planta. P.I. Las Mercedes 62

Figura 4-7: Largo equivalente. Método utilizado para pila-pilote. (SAP2000) 63
Figura 4-8: Modelo y carga transversal definidos para análisis no lineal estático. (SAP2000) 68
Figura 4-9: Conexión tablero – cepa vista extruida del modelo (SAP2000) 69
Figura 4-10: Espectros del Maule 2010. Amortiguamiento del 0.05. (Elaboración propia) 70
Figura 4-11: Espectros de diseño. Amortiguamiento 0.05. 71
Figura 5-1: Curva de capacidad longitudinal. Puente Chanco 74
Figura 5-2: Curva de capacidad transversal. Puente Chanco. 74
Figura 5-3: Curva de capacidad longitudinal. Puente Rarirruca. 76
Figura 5-4: Curva de capacidad transversal. Puente Rarirruca 77
Figura 5-5: Curva de capacidad longitudinal. P.I. Las Mercedes 78
Figura 5-6: Curva de capacidad transversal. P.I. Las Mercedes 78
Figura 5-7: Desempeño sísmico de apoyos elastoméricos en Puente Chanco. (1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g. 80
Figura 5-8: Desempeño sísmico de apoyos elastoméricos en Puente Rarirruca. (1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g. 81
Figura 5-9: Desempeño sísmico de apoyos elastoméricos P.I. Las Mercedes. 1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g. 82
Figura 5-10: Desempeño sísmico cepas en Puente Chanco: (1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g 83
Figura 5-11: Desempeño sísmico cepas en Puente Rarirruca: (1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g 84
Figura 5-12: Desempeño sísmico cepas en P.I. Las Mercedes: (1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g 85
Figura 5-13: Desplazamiento de estribo activo en Puente Chanco. (a): Respecto a PGA/g, (b) respecto a Sa(T)/g 86
Figura 5-14: Desplazamiento de estribo activo en Puente Rarirruca. (a): Respecto a PGA/g, (b) respecto a Sa(T)/g 87
Figura 5-15: Desplazamiento de estribo activo en P.I. Las Mercedes. (a): Respecto a PGA/g, (b) respecto a Sa(T)/g 88
Figura 5-16: Desempeño sísmico de estribos en dirección transversal para Puente Chanco: a) Respecto a PGA/g, b) Respecto a Sa(T)/g 88

Figura 5-17: Desempeño sísmico en dirección transversal para Puente Rarirruca: a) Respecto a PGA/g, b) Respecto a Sa(T)/g 89
Figura 5-18: Desplazamiento de tablero en Puente Chanco dirección longitudinal. (a) Respecto a PGA/g, (b) Respecto a Sa(T)/g 90
Figura 5-19: Desplazamiento de tablero en Puente Rarirruca, dirección longitudinal. (a) Respecto a PGA/g. (b) Respecto a Sa(T)/g 90
Figura 5-20: Deslizamiento de tablero en P.I. Las Mercedes. (a) Respecto al PGA/g, (b) Respecto a Sa(T)/g 91
Figura A-1: Zonificación sísmica parte 1. Ministerio de Obras públicas (2016) 96
Figura A-2: Zonificación sísmica parte 2. Ministerio de Obras Públicas (2016) 97
Figura A-3: Zonificación Sísmica parte 3. Ministerio de Obras Públicas (2016) 98
Figura B-1: Relación Fuerza deformación. (a) Apoyo elastomérico en estribo. (b) Apoyo elastomérico en Cepa. Puente Chanco. 100
Figura B-2: Relación fuerza deformación. (a) Apoyo elastomérico en estribo. (b) Apoyo elastomérico en Cepa. Puente Rarirruca. 100
Figura B-3: Relación fuerza deformación. (a) Apoyo elastomérico en estribo. (b) Apoyo elastomérico en Cepa. P.I. Las Mercedes..... 101

Índice de tablas

Tabla 2-1: Factores de modificaciones de respuesta para subestructura. Elaboración propia (Basado en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications). 13
Tabla 2-2: Factores de modificación de respuesta (Elementos de conexión). Elaboración propia.(Basado en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications). 14
Tabla 2-3: Combinaciones de cargas según AASHTO Guide Specifications for Seismic Bridge Design. 15
Tabla 2-4: Estados límites de desempeño 16
Tabla 2-5: Estados límites (Kowalsky, 2000). Elaboración propia. 17
Tabla 2-6: Criterios de desempeño (CALTRANS 2010). Elaboración propia 17
Tabla 2-7: Daños y Servicios (CALTRANS 2010). Elaboración propia. 18
Tabla 2-8: Categorías de operación según SCDOT 2008. Elaboración 18
Tabla 2-9: Objetivos de desempeño (SCDOT 2008). Elaboración propia. 19
Tabla 2-10: Objetivo de daño para cada componente (SCDOT 2008). Elaboración propia 19
Tabla 2-11: Limites de desplazamiento. (SCDOT 2008) 20
Tabla 2-12: Ductilidad objetivo (SCDOT 2008) 21
Tabla 2-13: Resumen de estados límites para elementos de puentes. 21
Tabla 2-14: Resumen de estados límites para estribos 22
Tabla 2-15: Criterios para la razón capacidad demanda, elaboración propia a partir de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual 2014 26
Tabla 2-16: Niveles sísmicos ATC-40 28
Tabla 2-17. Valores del coeficiente k 29
Tabla 2-18: Tabla de valores típicos de propiedades del acero. (AASHTO, 2009) 36
Tabla 2-19. Rigidez efectiva de elementos. Elaboración propia a partir de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual 44
Tabla 3-1: Nomenclatura utilizada, elaboración propia 56
Tabla 3-2: Resumen de puentes en análisis 58
Tabla 4-1: Descripción general de puentes en análisis. Elaboración propia. 60
Tabla 4-2: Materiales utilizados en la modelación. Elaboración Propia 60
Tabla 4-3: Definición de rotulas plásticas en columnas tipo pila-pilote 64
Tabla 4-4: Definición de rótula plástica para caso de zapata de fundación 64
Tabla 4-5: Parámetros empleados para la modelación de los estribos. 65
Tabla 4-6: Propiedades mecánicas del tablero. Elaboración propia. 65
Tabla 4-7: Párametros de apoyos elastoméricos en modelación. 66
Tabla 4-8: Mecanismos de falla y cuantías en los topes sísmicos. 66
Tabla 4-9: Parámetros de modelación de estribos con falla tipo "Tensión diagonal". 67
Tabla 4-10: Parámetros de modelación de estribo con falla tipo "Deslizamiento de corte" 67
Tabla 4-11: Parámetros de modelación para estribos intermedios 67
Tabla 4-12: Parámetros de modelación para barras antisísmicas 68
Tabla 4-13: Resumen de registros utilizados 70
Tabla 4-14: Información espectral de puentes en análisis. 71

Tabla 5-1: Información modal. 72
Tabla 5-2: Resultados del análisis modal espectral. Combinación modal CQC SAP2000 73
Tabla 5-3. Puntos de desempeño para espectros del Maule (2010). 73
Tabla A-1: Aceleración máxima del suelo. Elaboración propia 98
Tabla A-2: Coeficiente de importancia, según Manual de Carreteras 99
Tabla A-3: Tipo de suelo 99

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES GENERALES

Para el sustento del desarrollo del país es esencial que la infraestructura vial responda a las necesidades de conexión propias de la realidad de éste, en este sentido es posible identificar al puente como un elemento crítico en la conectividad vial por lo que su diseño, construcción y mantenimiento requieren atención especial. A la fecha los puentes de carreteras en Chile suman más de ciento cincuenta kilómetros construidos siendo proyectos que, debido a su naturaleza, representan un gran porcentaje del patrimonio de la red vial (Ministerio de Obras Púlicas, 2015). De toda la longitud abarcada por los puentes en Chile, como se presenta en el CAPÍTULO 3 más de un cuarenta por ciento corresponde a puentes de hormigón armado por lo que la sensibilidad de la inversión vial ante el desempeño de estas estructuras en eventos sísmicos es un tema de importancia.

Actualmente el diseño de puentes de carreteras en Chile está normado por el Volumen 3 del Manual de Carreteras, complementado a través de la Resolución (exenta) DV N°743 del 2011 "*Nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile*" además de las disposiciones "*AASHTO Standard Specificaions for Highway Bridges*" y las "*AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*", este último código de diseño se incluye desde el año 2015 en las especificaciones del Manual de Carreteras e incorpora criterios de confiabilidad para resistencias y cargas además de criterios diferentes en estados límites. Sin embargo, la inclusión reciente de este código a las especificaciones de diseño se traduce en que a la fecha casi la totalidad de los puentes en Chile se han diseñado bajo los criterios del "*AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, 2002*".

Dado el contexto de actividad sísmica en el país, evaluar el desempeño sísmico de los puentes debiese ser parte del proceso de diseño. Sin embargo, hasta la fecha eso no es efectivo. Para lograr implementar esta metodología es necesario considerar que los puentes de hormigón armado incursionan en el rango no lineal ante cargas sísmicas, en consecuencia los métodos no lineales de análisis entregan una herramienta que permite una adecuada caracterización del fenómeno, además estos métodos de análisis están incluidos en las normativas de diseño modernas y se aplican incorporando métodos tales como el análisis no lineal estático, de historia-tiempo o la incorporación del efecto P-Δ.

1.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Estudiar el comportamiento sísmico de los puentes seleccionados por medio del análisis no lineal estático.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Implementar modelos de elementos finitos en donde se incorpore la respuesta no lineal de los puentes en análisis.
- Verificar la existencia de patologías presentes en los puentes en estudio basado en criterios de desempeño sísmico.
- Evaluar el desempeño sísmico de tres puentes de la red vial nacional.
- Determinar las relaciones fuerza-desplazamiento de elementos que intervienen en la respuesta sísmica del puente, como topes sísmicos, barras sísmicas, apoyos elastoméricos, entre otros.
- Presentar la participación de los puentes de hormigón armado en la red vial nacional.
- Seleccionar puentes que representen la práctica común de diseño en Chile.

1.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO

En función del catastro nacional de puentes en conjunto con los criterios explicados en el CAPÍTULO 3 , se seleccionan puentes que presenten sistemas sismoresistentes tradicionales, es decir puentes con cepas de hormigón armado de dos o tres vanos, de modo que se refleje la realidad del diseño tradicional en Chile. En consecuencia que fuera del alcance de este estudio se encuentran los puentes de tipologías estructurales especiales tales como puentes atirantados, en arco, colgantes, entre otros.

Para este estudio se implementará un análisis no lineal estático de los puentes seleccionados mediante un modelo computacional de elementos finitos desarrollado en el programa SAP2000 v19, este tipo de análisis captura la capacidad de la estructura mediante leyes constitutivas de materiales, compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas. Las demandas a la que son sometidas las estructuras corresponden al espectro de diseño del Manual de Carreteras y a espectros elásticos obtenidos a partir de registros sísmicos del terremoto del Maule de 2010. En los resultados obtenidos se verifica la existencia de

problemas en los puentes que han sido diseñados mediante el enfoque tradicional basado en fuerzas. Además, se caracterizará el desempeño sísmico considerando estados límites existentes en el estado del arte.

1.4. ESTRUCTURA DE LA MEMORIA

En el capítulo 2, titulado “Revisión De La Literatura”, se presentan las normativas y manuales vigentes, se explican los métodos de diseño, se exponen los modelos utilizados para la modelación de los puentes, y se muestran los estados límites de desempeño sísmicos obtenidos desde el estado del arte.

En el capítulo 3, titulado “Selección De Puentes En Análisis”, se muestra la participación porcentual de puentes de hormigón armado dentro del total de puentes construidos en Chile, de modo de comprender la relevancia que poseen estas estructuras dentro del contexto de puentes.

En el capítulo 4, titulado “Modelos Analíticos”, se detallan los modelos computacionales utilizados en el análisis, especificando las hipótesis consideradas, relaciones fuerza-desplazamiento para diferentes elementos presentes en puentes, y consideraciones especiales para realizar la modelación de elementos finitos.

En el capítulo 5, titulado “Resultados y Discusión”, se presentan los resultados de la modelación, acompañados de comentarios orientados a identificar cualitativa y cuantitativamente los fenómenos capturados por el análisis.

En el capítulo 6, “Conclusiones”, se presentan las conclusiones desprendidas desde el estudio.

CAPÍTULO 2. REVISIÓN DE LA LITERATURA

Dentro de la literatura relacionada con el desempeño sísmico de puentes, es posible encontrar diversos textos en dónde se abordan tópicos relacionados directa o indirectamente con el tema en estudio. Dentro de los diversos tipos de textos asociados se encuentran manuales de referencias, normativas de diseño, publicaciones científicas y textos de consulta general.

Se identifican, desde la revisión de la literatura, aspectos que sientan las bases de este estudio y que se presentan a continuación.

2.1. NORMATIVAS Y MANUALES DE REFERENCIA APLICABLES

2.1.1. MANUAL DE CARRETERAS 2016

El Manual de Carreteras es un documento de carácter normativo emitido por la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas, que pretende ser un apoyo a quien diseña. En sus diversos volúmenes se abordan diversos temas relacionados con el área vial, para efectos del presente estudio se abordan y presentan los tópicos relevantes en el diseño de puentes que aparecen en este manual y son utilizados para el diseño estructural de puentes en Chile.

2.1.1.1. VOLUMEN 3. Manual de Carreteras 2016

El capítulo 3.1000 PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES, presenta una guía de recomendaciones, procedimientos para el diseño y cálculo estructural con el objetivo de aplicarlos al diseño de puentes en las carreteras chilenas. En esta normativa se indica que los criterios de las normativas *"AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (2002)*" y *"AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012 o posteriores)"* son aplicables al diseño estructural de puentes.

Además, en la sección 3.1004 DISEÑO SÍSMICO se establecen criterios de diseño basado en fuerzas, en dónde se permite el análisis modal espectral y el análisis estático equivalente, en ambos métodos el sismo corresponde a una fuerza aplicada en función de coeficientes de importancia, aceleración máxima del suelo o espectro de diseño y factores de modificación de respuesta. La fuerza sísmica considerada está asociada a un periodo de retorno de 475 años. El objetivo de la normativa es que las estructuras logren resistir sin daño movimientos sísmicos de intensidad moderada, limitar daños en sismos de mediana intensidad y prevenir el colapso total o parcial durante sismos de intensidad severa.

2.1.1.2. VOLUMEN 4

En la sección 4.600: PUENTES Y PASARELAS, se encuentra planos de detalle estructural de puentes y pasarelas en función de sus dimensiones y materialidad. El objetivo asistir al proyectista en el diseño estructural de puentes de tipología tradicional. Este capítulo se emplea sólo en el diseño de puentes menores, por lo que no aplica al puente tipo, objeto de análisis.

2.1.2. NORMATIVAS Y MANUALES INTERNACIONALES

Si bien dentro de la normativa nacional se citan los criterios de las normativas *"AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (2002)*" y *"AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012 o posteriores)"*, en el contexto del desempeño sísmico de puentes, es necesario abarcar un escenario más amplio de documentos en dónde se desarrolla en mayor profundidad el comportamiento y los criterios asociados al fenómeno sísmico, entre las normativas de interés se encuentran los códigos *AASHTO Guide Specifications for Seismic Bridge Design*, y *CALTRANS Seismic Desing Criteria,* este último perteneciente al Estado de California (EEUU), el que en muchos casos se utiliza como referencia en la normativa *AASHTO.* Además, en este estudio se utilizan procedimientos de análisis no lineal, como los presentados en *ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,* que responden directamente a los objetivos del presente estudio. Todos estos aspectos previamente mencionados son abordados dentro del desarrollo del presente capítulo.

2.2. MÉTODOS DE DISEÑO

2.2.1. DISEÑO BASADO EN FUERZAS

Este método es el que tradicionalmente utiliza la normativa *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* y en el Manual de Carreteras. El método consiste en diseñar los elementos del puente utilizando las fuerzas sísmicas obtenidas desde un análisis elástico corregidas mediante el factor de modificación de respuesta R. Las fuerzas del análisis elástico dependerán de las leyes constitutivas del rango lineal del modelo utilizado, por lo tanto para representar el comportamiento dúctil y la capacidad de disipación de energía de la estructura se debe considerar una reducción de las fuerzas de modo que se refleje la fuerza máxima que puede desarrollar la misma estructura, este fenómeno se observa en la Figura 2-1.

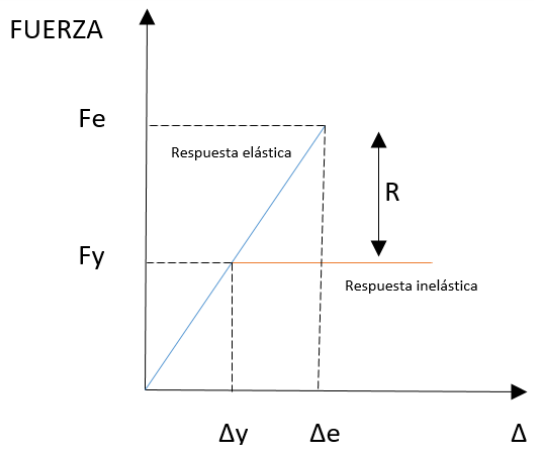


Figura 2-1: Visualización gráfica del método basado en fuerzas. Elaboración propia

Como se observa en la Tabla 2-1 el factor R dependerá fuertemente de las propiedades reales de la estructura que está recibiendo las cargas sísmicas, en ese sentido la normativa *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* contempla un factor de reducción de respuesta para las fuerzas sísmicas que depende de la categoría operacional del puente y las características de la subestructura. Se presenta a continuación un resumen de los factores de modificación de respuesta R considerados en la normativa anteriormente mencionada.

Tabla 2-1: Factores de modificaciones de respuesta para subestructura. Elaboración propia (Basado en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications).

Subestructura	**Categoría operacional**		
	Crítico	**Esencial**	**Otro**
Tipo muro-pilar (dirección fuerte)	1.5	1.5	2
Cepas de Hormigón armado			
Pilar vertical	1.5	2	3
Batería de pilares	1.5	1.5	2
Columna Simple	1.5	2	3
Pilares de acero o mixtas hormigón/acero			
Pilar Vertical	1.5	3.5	5
Batería de pilares	1.5	2	3
Varias Columnas	1.5	3.5	5

Tabla 2-2: Factores de modificación de respuesta (Elementos de conexión). Elaboración propia.(Basado en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications).

Conexión	Factor
Superestructura y estribos	0.8
Juntas de expansión dentro de vanos	0.8
Conexión entre viga superior y columna	1
Columna a fundación	1

Es importante mencionar que el factor R es un factor de reducción, por lo tanto posee un efecto inverso al de su valor, es decir un factor mayor a uno, dividirá la carga por dicho valor, obteniendo un resultado más pequeño.

La idea de reducción de fuerzas ha sido abordada en función de la ductilidad de la estructura (Priestley, 1996) se define el factor de reducción Z como muestra la Ecuación 2-1.

$$Z = 1 + 0{,}67(\mu_{\Delta} - 1) * \frac{T}{T_0} \leq \mu_{\Delta}$$ Ecuación 2-1

Dónde T_0 es el periodo asociado la mayor respuesta elástica del espectro, T es el periodo del primer modo de vibración y μ_{Δ} corresponde a la ductilidad referida a la capacidad de desplazamiento de la estructura.

En este enfoque de diseño la capacidad de desplazamiento se logra mediante reglas prescriptivas respecto al acero de confinamiento, sumado a que los elementos del puente no destinados a resistir el sismo deben ser protegidos mediante capacidad estructural.

2.2.2. DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

Este método es utilizado en la normativa *AASHTO Guide Specifications for Seismic Bridge Design*, el método consiste en proporcionar una capacidad de desplazamiento de modo que esta sea mayor que la demanda sobre el puente, esto se logra mediante la incursión en el rango no lineal de elementos previamente seleccionados para dicho objetivo. Es importante mencionar que si bien este enfoque se basa en desplazamiento, la estructura debe poseer una resistencia mínima lateral y la capacidad de soportar las cargas no sísmicas.

Al igual que el método anterior se requiere un modelo para determinar la demanda, en este caso de desplazamientos, este modelo utiliza el concepto de rigidez tangente de modo que la deformación sea determinada en función de esto.

El valor calculado de demanda, según la normativa *AASHTO Guide Specifications for Seismic Bridge Design*, se debe modificar por un factor denominado factor modificador de respuesta R_d que se define en las ecuaciones 2-2 y 2-3.

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) * \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_D} \geq 1.0 \; para \quad \frac{T^*}{T} > 1$$ Ecuación 2-2

$$R_d = 1.0 \; para \quad \frac{T^*}{T} \leq 1$$ Ecuación 2-3

Dónde
T^*: 1.25 T_s
T_s: Razón entre el coeficiente de aceleración espectral para el periodo de 1 [s] y el coeficiente de aceleración espectral para el periodo 2 [s].
T: Periodo de vibración de la estructura

El desplazamiento se debe determinar para dos direcciones ortogonales de forma independiente. Para efectos de diseño estos desplazamientos determinados deben ser combinados en los dos casos de cargas que se presentan en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3: Combinaciones de cargas según AASHTO Guide Specifications for Seismic Bridge Design.

	Desplazamiento 1	**Desplazamiento 2**
Combinación de cargas 1	100%	30%
Combinación de cargas 2	30%	100%

La capacidad de desplazamiento para cada cepa para zonas de alta sismicidad, como lo es el caso de Chile, se puede determinar mediante un análisis *pushover*. Al igual que en el método basado en fuerzas, los elementos que no están destinados a incursionar en deformaciones plásticas deben ser protegidos por capacidad estructural, es decir dichos elementos deben soportar las fuerzas máximas que pueden transmitir las zonas de deformaciones plásticas.

2.2.3. DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

En este capítulo se expone el método de diseño basado en desempeño, indicando diversas normativas internacionales que abordan este tipo de enfoque en puentes, tales como CALTRANS (California, EEUU), SCDOT (Carolina del Sur, EEUU), ODOT (Oregon, EEUU), esto se complementa con investigaciones que proponen, al igual que las normativas ya mencionadas, estados límites para el uso de esta metodología.

El método de diseño basado en desempeño corresponde a un enfoque en donde la estructura se diseña en función de objetivos de desempeño específicos a lograr, es decir se espera realizar un diseño tal que ante un evento sísmico la estructura presente un comportamiento asociado directamente con la función que posee. Económicamente no resulta adecuado pensar en un evento sísmico de gran magnitud en conjunto con la ausencia de daño estructural, es por esto que es necesario trazar los objetivos de desempeño sísmico en función del nivel de demanda esperada,

bajo ese concepto la normativa chilena establece que las especificaciones de diseño para puentes están orientadas a lograr ciertos objetivos de desempeño. Estos se presentan a continuación. (Ministerio de Obras Públicas, 2016)

a) Resistan sin daño, en el rango elástico, movimientos sísmicos de intensidad moderada.
b) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
c) Aunque presenten daños, eviten su colapso total o parcial durante sismos de intensidad excepcionalmente severa. Dentro de lo posible el daño que ocurriera debería presentarse en una zona que puede ser detectada rápidamente y de fácil acceso para su inspección y reparación. El riesgo de vida humana en estos casos debe ser mínimo, no aceptándose como principio general.

Si bien el diseño sísmico de puentes del Manual de Carreteras no considera directamente un diseño por desempeño, más bien está asociado a un diseño basado en fuerzas, los objetivos que se plantean pueden ser evaluados mediante esta metodología. En la literatura internacional es posible encontrar objetivos ligados a estados límites que incluyen correlaciones hacia parámetros comunes en el diseño de puentes de hormigón armado. Se presenta en la Tabla 2-4 los estados límites, sus respectivas características y los parámetros que controlan dichos estados (Sheikh, 2014).

Tabla 2-4: Estados límites de desempeño

Estado límite	**Característica**	**Servicio post sismo**	**Reparación**	**Parámetros de control**
LS-1	Sin daños (respuesta elástica), agrietamiento menor.	Inmediato	No	$\sigma_c = f_{cr}$ (A) $\sigma_s = f_{sy}$ (B)
LS-2	Daño moderado y funcional para vehículos de emergencia	Limitado	Si	$\varepsilon_c = -0.004$ $\varepsilon_s = 0.007$ Grieta = 2 mm
LS-3	No colapso del puente	Cerrado	Alta / reemplazo	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cc50}$ $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ $\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$ $\varepsilon_s = \varepsilon_{scr}$

Dónde
σ_c: Esfuerzo en el hormigón
σ_s: Esfuerzo en el acero
ε_c: Deformación unitaria en el hormigón.
ε_s: Deformación unitaria en el acero.
ε_{cu}: Deformación unitaria en el hormigón asociada al estado último.
ε_{su}: Deformación unitaria en el acero asociada al estado último.
f_{sy}: Esfuerzo de fluencia del acero.
ε_{cc50}: Deformación del hormigón en dónde se inicia el aplastamiento del núcleo ($0.5\varepsilon_{cu}$) .
ε_{scr}: Deformación del acero al que se genera pandeo en las barras longitudinales.

Otros estados límites asociados al comportamiento de puentes han sido estudiados, por ejemplo se observa en la Tabla 2-5 los estados límites para columnas circulares (Kowalsky, 2000).

Tabla 2-5: Estados límites (Kowalsky, 2000). Elaboración propia.

Estado límite	Deformación hormigón	Deformación acero
Serviciabilidad	0.004	0.015
Control de daño	0.018	0.06

La relación entre los estados límites presentados en las Tablas 2-4 y 2-5 con los objetivos de desempeño establecidos en el Manual de Carreteras es estrecha, la respuesta en el rango elástico (LS-1) de la estructura está relacionada con la ausencia de daño y este objetivo es requerido para sismos moderados, además se identifica al estado LS-3 con las características deseadas para un sismo de intensidad severa. Sin embargo, para el resto de los objetivos del Manual de Carreteras los estados límites se vuelven poco claros, esto se debe principalmente a que dichos objetivos no están elaborados para operar en un diseño basado en desempeño, en normativas internacionales existen objetivos de desempeño más claros en función de los requerimientos del método ya mencionado. La normativa del estado de California, establece en su normativa (CALTRANS, 2010) los criterios de desempeño que se presentan en la Tabla 2-6.

.

Tabla 2-6: Criterios de desempeño (CALTRANS 2010). Elaboración propia

Categoría del Puente	Evaluación	Daño	Servicio
Importante	Funcional	Mínimo	Inmediato
	Seguridad	Reparable	Limitado
Ordinario	Seguridad	Significativo	Sin colapso

La categoría del puente de CALTRANS, coincide con la categoría que establece el Manual de Carreteras, la cual divide los puentes en función de su importancia como Categoría I y Categoría II. Respecto a la evaluación que se realiza, la evaluación funcional corresponde a un sismo de 500 años de periodo de retorno, mientras que la de seguridad corresponde a un sismo de periodo de retorno entre 1000 y 2000 años. La definición de daños y servicios establecida por Seismic Design Methodology, CALTRANS, se observa en la Tabla 2-7.

Tabla 2-7: Daños y Servicios (CALTRANS 2010). Elaboración propia.

Daño	Característica	Servicio	Característica
Mínimo	Respuesta elástica	Inmediato	Acceso al trafico normal es disponible inmediatamente después del terremoto
Reparable	Daño reparable con mínimo riesgo de perder funcionalidad	Limitado	El acceso es posible dentro de días para vehículos de emergencia o con reducción de carriles.
Significativo	Mínimo riesgo de colapso, pero el daño requiere clausurar el puente para la reparación.	Sin Colapso	Puede no existir acceso al puente

El Departamento de Transporte del Estado de Oregon (ODOT) utiliza un sismo de diseño asociado a un periodo de retorno de 1000 años para corroborar el colapso de los puentes, mientras que un sismo de periodo de retorno igual a 500 años para comprobar el estado de servicio del puente, se utiliza una verificación de estados límites basada en desplazamientos la que se expone a continuación.

- Nivel: No colapso
  - Periodo de retorno del sismo: 1000 años
  - ε_c: 90% de la deformación asociada a la categoría sísmica de diseño D (más restrictiva según AASHTO).
- Nivel: Serviciabilidad
  - Periodo de retorno del sismo: 500 años
  - $\varepsilon_{c\ limite}$: 0.005
  - $\varepsilon_{s\ limite}$: Dos veces la deformación de endurecimiento. (AASHTO, 2009)

Es posible encontrar dentro de la normativa del Departamento de Transportes de Carolina del Sur, Estados Unidos criterios de desempeño que se resumen en las tablas 2-8, 2-9, 2-10, 2-11 y 2-12.

Tabla 2-8: Categorías de operación según SCDOT 2008. Elaboración

Categoría de ocupación	Descripción	Análisis requerido
I	Todos los puentes del sistema interestatal y a lo largo de ciertas rutas especificadas. Estructuras ubicadas en caminos sin desvíos. Estructuras ubicadas en caminos con desvíos a más de 15 millas. Estructuras con una vida de diseño mayor a 75 años.	Terremoto de diseño (FEE) sólo para suelo licuable o con potencial de inestabilidad de taludes. Terremoto de evaluación de servicio (SEE).
II	Estructuras con una vida de diseño mayor a 20 años, de largos mayores a 180 pies (54.9 m) o vanos individuales mayores a 60 pies (18.3 m)	Idéntico a categoría I
III	Puentes fuera de las categorías anteriores.	Sólo SEE

Tabla 2-9: Objetivos de desempeño (SCDOT 2008). Elaboración propia.

Sismo de diseño	Desempeño	Categoría I	Categoría II	Categoría III
Sismo de evaluación funcional (FEE)	Servicio	Inmediato	Mantención	No aplica
	Daño	Mínimo	Reparable	No aplica
Sismo de evaluación de servicio (SEE)	Servicio	Mantención	Interrumpido	Interrumpido
	Daño	Reparable	Significativo	Significativo

Tabla 2-10: Objetivo de daño para cada componente (SCDOT 2008). Elaboración propia

Componente	Terremoto de diseño	Categoría		
		I	II	III
Superestructura	FEE SEE	Mínimo Mínimo	Mínimo Mínimo	- Mínimo
Conexiones	FEE SEE	Reparable Significativo	Reparable Significativo	- Significativo
Marcos internos Componentes de apoyo	FEE SEE	Mínimo Mínimo5	Mínimo Mínimo5	- Mínimo
Marcos finales Componentes de apoyo	FEE SEE	Mínimo Significativo	Mínimo Significativo	- Significativo
Componentes protegidos por capacidad	FEE SEE	Mínimo Significativo	Mínimo Significativo	- Significativo
Columna simple	FEE SEE	Mínimo Reparable	Reparable Significativo	- Significativo
Multi-columnas	FEE SEE	Mínimo Reparable	Reparable Significativo	- Significativo
Pilotes de marcos	FEE SEE	Mínimo Mínimo	Reparable Significativo	- Significativo
Muros ala de estribos	FEE4 SEE	Mínimo Significativo	Reparable Significativo	- Significativo
Pilotes de marcos	FEE SEE	Mínimo Reparable	Reparable Significativo	- Significativo
Muros (eje fuerte)	FEE4 SEE	Mínimo Mínimo	Mínimo Mínimo	- Reparable

Dónde

FEE: Sísmo para evaluación funcional (Funcional Evaluation Earthquake) (T=462 [año])

SEE: Sísmo para evaluación de seguridad (Safty Evaluation Earthquake) (T=2475 [año])

Tabla 2-11: Limites de desplazamiento. (SCDOT 2008)

Sistema	Terremoto de diseño	Categoría		
		I	II	III
Juntas de expansión (Dirección longitudinal)	FEE3	0.015L	0.020L	-
	SEE	0.025L	0.040L	0.050L
Juntas de expansión (Dirección transversal)	FEE	2"	4"	-
	SEE	4"	6"	8"
Marcos integrados o semi-integrados (Dirección longitudinal)	FEE	2"	4"	-
	SEE	4"	12"	8"
Marcos integrados o semi-integrados (Dirección transversal)	FEE	2"	4"	-
	SEE	4"	8"	12"
Estribos libres (Dirección longitudinal)	FEE	1"	2"	-
	SEE	3"	6"	8"
Estribos libres (Dirección transversal)	FEE	2"	4"	-
	SEE	4"	8"	12"
Marcos internos (fijos) (Desplazaminto longitudinal)	FEE	0.075H	0.100H	-
	SEE	0.300H	0.400H	0.500H
Marcos internos (con apoyos) (Longitudinal)	FEE	0.050H	0.075H	-
	SEE	0.200H	0.300H	0.400H
Marcos internos (Transversal)	FEE3	0.075H	0.100H	-
	SEE	0.250H	0.400H	0.500H

Dónde

H: Altura del marco desde el tope de la fundación hasta la viga superior del marco.

Tabla 2-12: Ductilidad objetivo (SCDOT 2008)

Sistema		Terremoto de diseño	Categoría		
			I	II	III
Superestructura		FEE	1	1	-
		SEE	1	1	1
Subestructura	Hormigón preesfozrzado Pilas de marcos interiores	FEE	2	4	-
		SEE	4	8	8
	Hormigón preesforzado Pilas de marcos exteriores	FEE	1	4	-
		SEE	2	8	8
	Columna	FEE	2	3	-
	Marcos	SEE	3	6	8
	Marcos de varias columnas	FEE	2	3	-
		SEE	4	8	8
	Muros eje débil	FEE	2	3	-
		SEE	3	6	8
	Muros eje fuerte	FEE	1	1	-
		SEE	1	1	2

La amenaza sísmica para la evaluación del desempeño en Carolina del Sur en un sismo de evaluación funcional asociado a 2500 años de periodo de retorno, mientras que la evaluación de servicio se realiza utilizando un sísmo de 500 años de periodo de retorno.

Otros criterios de desempeño sísmico específicos para elementos de puentes (columnas y apoyos elastoméricos) han sido utilizados en el estado del arte, se presenta en la Tabla 2-13**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** un resumen de los criterios utilizados en *"Evaluating effectivness and optimum design of isolation devices for highway bridges"* (Zhang & Huo, 2009).

Tabla 2-13: Resumen de estados límites para elementos de puentes.

Componente	**Descripción**	**DS1**	**DS2**	**DS3**	**DS4**
Columnas	Ductilidad (Sección)	>1	>2	>4	>7
Columnas	Ductilidad (Desplazamiento)	>2	>1.2	>1.76	>4.76
Apoyos elastoméricos	Desplazamiento [mm]	>0	>50	>100	>150
Apoyos elastoméricos	Deformación de corte	100%	150%	200%	250%

DS1: Daño leve
DS2: Daño moderado
DS3: Daño importante
DS4: Colapso

Para los estribos se muestran en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** los estados límites utilizados en *"Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States"* (Nielson & Al, 2007).

Tabla 2-14: Resumen de estados límites para estribos

Componente	DS1	DS2	DS3	DS4
Estribo activo [mm]	37	146	-	-
Estribo pasivo [mm]	9.8	37.9	77.2	-
Estribo transversal [mm]	9.8	37.9	77.2	-

2.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Existen diversas metodologías de análisis sísmico de estructuras con diferentes niveles de precisión y esfuerzo de cálculo. En primera instancia es posible clasificarlos entre métodos lineales elásticos y métodos no lineales. Se exponen a continuación algunos métodos de interés utilizados en el área de puentes.

2.3.1. MÉTODOS LINEALES ELÁSTICOS

Los métodos de análisis lineales se caracterizan por ser métodos simples en dónde se necesita bajo esfuerzo de cálculo. Estos métodos recurren a modelos elásticos lineales que siguen la ley de Hooke, utilizan conceptos de dinámica estructural como periodo de vibración, rigidez, masa, entre otros.

2.3.1.1. MÉTODO DE CARGA UNIFORME

Este método está basado en el periodo fundamental de vibración en las direcciones transversal y longitudinal, consiste en determinar dicho periodo mediante la rigidez equivalente del puente, la cual se obtiene mediante la máxima deformación que presenta un puente al aplicarse sobre él una carga horizontal lateral de magnitud arbitraria. Una vez determinado el periodo fundamental y con

asistencia del espectro elástico de diseño se obtiene el coeficiente sísmico, determinando finalmente la carga estática equivalente que se define a continuación.

$$P_e = \frac{C_s * W}{L}$$ Ecuación 2-4

Dónde:

P_e : Carga estática equivalente utilizada en el diseño
C_s : Coeficiente sísmico determinado desde el espectro de aceleración de diseño. $C_s = S_a/g$
W : Peso total de la estructura.
S_a : Aceleración espectral.

2.3.1.2. MÉTODO ESPECTRAL DE UN MODO

Este método está basado en el periodo fundamental en las direcciones transversal y longitudinal. En este método se aplica una carga horizontal y se calcula la deformada asociada. Para determinar dicho periodo se requiere el cálculo de los coeficientes α, β y γ que se definen en las ecuaciones 2-5, 2-6 y 2-7.

$$\alpha = \int v_s(x)dx$$ Ecuación 2-5

$$\beta = \int w(x) * v_s(x)dx$$ Ecuación 2-6

$$\gamma = \int w(x) * {v_s}^2(x)dx$$ Ecuación 2-7

Dónde:

$v_s(x)$: Desplazamiento asociado a la carga impuesta
$w(x)$: Peso muerto de la superestructura considerando de forma tributaria la subestructura.

Una vez determinados los parámetros anteriores se calcula el periodo fundamental como lo muestra la Ecuación 2-8.

$$T_m = 2\pi\sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g\alpha}}$$ Ecuación 2-8

Dónde

p_0 : Carga arbitraria considerada

Finalmente se determina la carga estática equivalente como se muestra la Ecuación 2-9.

$$p_e(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} \; w(x) \; v_s(x)$$ Ecuación 2-9

Dónde

C_{sm} : Coeficiente sísmico determinado desde el espectro de diseño.

Finalmente la carga $p_e(x)$ se utiliza para cargar la estructura y encontrar las fuerzas de diseño.

2.3.1.3. MÉTODO MODAL ESPECTRAL

Este método debe ser utilizado en puentes dónde los modos superiores poseen una participación significativa. Dichos modos de vibración pueden o no estar acoplados entre las dos direcciones ortogonales del puente.

En primera instancia se debe calcular el vector modal ϕ y la frecuencia natural ω para cada modo de vibrar del puente y ensamblar la matriz de modos [ϕ]. Luego se deben determinar los factores de participación modal R_i definidos en la Ecuación 2-10.

$$R_i = \frac{M_i^*}{M_T}$$ Ecuación 2-10

Dónde

M_i^* : Masa efectiva del modo i.
M_T : Masa total del puente.

Si para el análisis es considerado un modelo de N grados de libertad los vectores [ϕ_i] poseerán dimensión 1XN y la matriz [ϕ] poseerá una dimensión NxN.

Para elegir la cantidad de modos de vibración que se deben considerar en el análisis, es necesario que la suma de las masas efectivas de modos sea mayor que el 90% de la masa total del puente M_T.

Para cada coordenada modal se determina el desplazamiento máximo en función del espectro de diseño y mediante la relación expuesta en la Ecuación 2-11 se determina la respuesta máxima de la coordenada geométrica asociada a algún grado de libertad del puente.

$$u_{i\,máx} = \phi_i \, q_{i\,máx}$$ Ecuación 2-11

Finalmente se encuentra el corte basal y las fuerzas en los miembros producto del efecto de cada modo i según las ecuaciones 2-12 y 2-13.

$$V_{basal} = 1^T \, K u_{i\,máx}$$ Ecuación 2-12

$$S_j = k_j a u_{i\,máx}$$ Ecuación 2-13

Dónde:

K: Matriz de rigidez global
k_j: Matriz de rigidez del elemento j en coordenadas globales
a : Matriz de transformación

Finalmente se deben combinar los efectos de los modos con algún método, el *Manual de Carreteras* establece el método CQC para combinar los efectos, sin embargo, existe más de un procedimiento para llevar a cabo esto.

2.3.2. MÉTODOS NO LINEALES

2.3.2.1. MÉTODO NO LINEAL ESTÁTICO DE RAZÓN CAPACIDAD/DEMANDA

Este método consta de dos etapas, la primera es evaluar la capacidad de desplazamiento del puente, mientras que la segunda corresponde a, mediante un análisis espectral, determinar la demanda de desplazamiento que existirá sobre la estructura. La capacidad debe ser determinada en ambas direcciones ortogonales de análisis, el modelo debe incluir todas las componentes que provean resistencia y usar diagramas de fuerza-deformación realistas para cada componente del puente incluyendo estribos y fundaciones, de esta forma se obtiene un resultado que contempla explícitamente el efecto de la incursión en el rango no lineal de fuerza-deformación de algunos elementos.

La capacidad de desplazamiento debe determinarse para cada cepa del puente en forma individual. Existe más de un mecanismo estructural que opera en puentes por ejemplo cuando las cepas de apoyo o pilares presentan una geometría simple, como los pilares simples de una columna, es posible obtener dicho valor asumiendo un mecanismo de colapso de rótulas plásticas. Para geometrías o escenarios de interacción carga axial y momento más complejos, un análisis de fuerza lateral no lineal estático es necesario para determinar el mecanismo de colapso del puente, incorporando de esta forma la redistribución de fuerzas que genera el efecto de la incursión no lineal de elementos resistentes del puente.

La demanda puede calcularse mediante el método de carga uniforme, método uní modal o modal espectral dependiendo del cumplimiento de los requisitos de cada método.

2.3.2.1.1. PROCEDIMIENTO

El procedimiento de este método se puede resumir en cinco pasos:

Paso 1: Determinar la resistencia y capacidad de deformación de cada cepa de apoyo del puente.

Paso 2: Para cada pilar realizar un análisis no lineal estático y determinar el desplazamiento de la superestructura Δ_{Ci} para los siguientes estados límites:

- Primera fluencia del acero

- Leve daño con agrietamiento del hormigón
- Daño moderado reparable
- Daño moderado irreparable (límite de seguridad de vida)
- Colapso estructural

Paso 3: Determinar la suma de las demandas de desplazamiento asociadas a demandas no sísmicas $\sum \Delta_{NSdi}$, para cada combinación dada por la normativa.

Paso 4: Determinar los parámetros espectrales para determinar la demanda de desplazamiento Δ_{EQdi}.

Paso 5: Determinar la razón capacidad/demanda r_{LSi} para cada estado límite i, que se define a continuación.

$$r_{LSi} = \frac{\Delta_{Ci} - \sum \Delta_{NSdi}}{\Delta_{EQdi}} \qquad \text{Ecuación 2-14}$$

LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, establece el siguiente criterio:

Tabla 2-15: Criterios para la razón capacidad demanda, elaboración propia a partir de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual 2014

Razón capacidad demanda i	Estado límite i
≥1.5	Probablemente no alcanzado
< 1.5	Probablemente alcanzado
<1	Alcanzado

2.3.2.2. MÉTODO NO LINEAL ESTÁTICO DE CAPACIDAD/DEMANDA ESPECTRAL

Esté método si bien es similar al método anterior, se diferencia respecto a que la demanda se determina intersectando la curva de capacidad con la curva de demanda en términos del coeficiente sísmico y el desplazamiento espectral. Por lo que para la aplicación de este método es necesario obtener ambas curvas.

Respecto a la curva de capacidad del análisis no lineal estático, esta sigue la misma lógica que para el método visto en el apartado 2.2.2.1, en este paso es donde se incorpora la no linealidad de la estructura, el efecto se observa en la Figura 2-2.

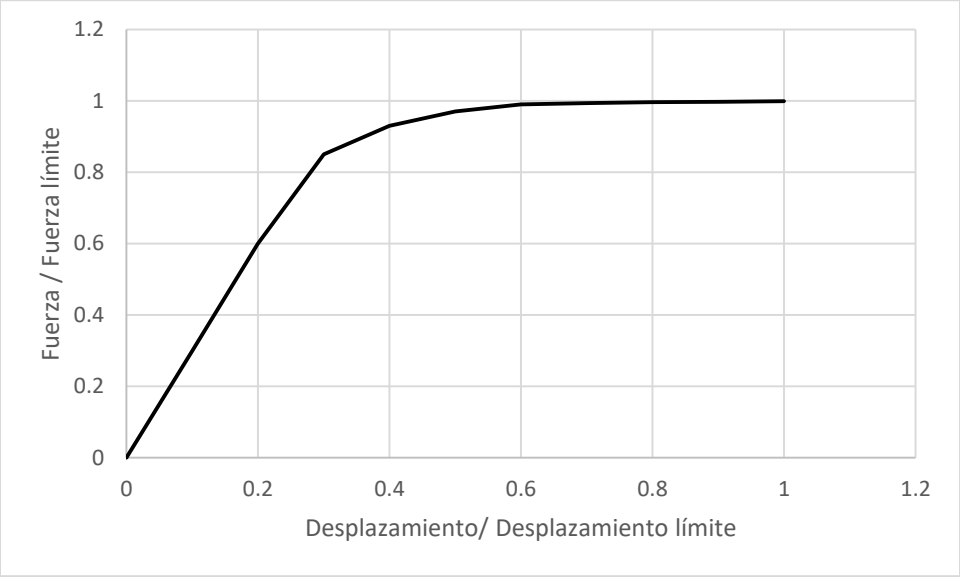


Figura 2-2. Resultado conceptual de un análisis no lineal estático para una estructura. Elaboración propia

Respecto a la curva de la demanda en términos del coeficiente sísmico, se puede establecer una relación entre el espectro de aceleración de diseño y el desplazamiento espectral siguiendo la Ecuación 2-15.

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2}$$ Ecuación 2-15

Si se define el coeficiente sísmico C_d como lo muestra la Ecuación 2-16, y se considera $\omega = \frac{2\pi}{T}$, donde T es el periodo de vibración, es posible obtener una relación entre el desplazamiento espectral y el coeficiente sísmico. Considerando que el coeficiente sísmico representa la fuerza por unidad de peso de la estructura, al contar con la curva de capacidad de la estructura es posible expresar en un mismo gráfico la curva de capacidad normalizada por el peso de la estructura y la función del coeficiente sísmico respecto al desplazamiento espectral, dichas curvas se intersectarán en un punto, que se llamará punto de desempeño, éste corresponderá a la demanda sísmica sobre el puente.

$$C_d = \frac{S_a}{g}$$ Ecuación 2-16

En normativas internacionales se presentan los valores de aceleración espectral explícitamente en función de la ductilidad de la estructura, definida como la razón del desplazamiento de fluencia y la deformación última de dicha estructura. En el caso del espectro de diseño empleado en Chile para el diseño de puentes obtenido desde el Manual de Carreteras, la ductilidad no está incorporada explícitamente en el espectro, sino que se encuentra reflejada en el factor de modificación de respuesta, el que se presenta a través de valores fijos para diferentes sistemas estructurales y materiales. Esto supone una diferencia en el desarrollo del método ya que en normas

internacionales el espectro de diseño cambiará en función de la ductilidad transformándose en un proceso iterativo.

2.3.2.3. MÉTODO PROPUESTO POR ATC-40

Este método aplica para el análisis de desempeño sísmico de edificios. Sin embargo, la filosofía responde a los requerimientos del desempeño sísmico de puentes, por lo que será expuesto a continuación.

En esta metodología se utilizan tres niveles sísmicos para caracterizar el desempeño, de servicio máximo (ME), cada uno asociado a cierto periodo de retorno que se detalla en la

Tabla 2-16: Niveles sísmicos ATC-40

Nivel	T [año]
SE	72
DE	475
ME	975

Se utiliza la idea descrita en la sección 2.3.2.2, estimando la capacidad de la estructura mediante un análisis no lineal estático. Este procedimiento incorpora una ecuación de reducción espectral para encontrar el punto de desempeño. Los factores de reducción espectrales en función del amortiguamiento se determinan según las ecuaciones 2-17 y 2-18.

$$SR_a = \frac{3.21 - 0.68\ln(B_{ef})}{2.12}$$ Ecuación 2-17:

$$SR_v = \frac{2.31 - 0.41\ln(B_{ef})}{1.65}$$ Ecuación 2-18

Dónde

B_{ef}: Amortiguamiento efectivo

El amortiguamiento efectivo (B_{ef}) se obtiene considerando el aporte del amortiguamiento viscoso elástico (5%) más el aporte asociado a los ciclos de histéresis de la estructura. (Ecuación 2-19)

$$B_{ef} = \frac{2(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\pi a_{pi} d_{pi}}\,\kappa + 0.05$$ Ecuación 2-19

Dónde

$a_y,\ d_y$: Aceleración y desplazamientos espectrales asociados al punto de fluencia de la estructura.

$a_{pi},\ d_{pi}$: Aceleración y desplazamientos espectrales máximos de la estructura.

En la Ecuación 2-19 se identifica el factor $2(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})/\pi a_{pi} d_{pi}$ cómo el aporte del ciclo histerético, estos ciclos al no ser perfectos se modifican mediante el factor κ que depende del tipo de comportamiento estructural esperado, los valores que toma este factor se presentan en la Tabla 2-17.

Tabla 2-17. Valores del coeficiente k

TIPO	Ciclos de histéresis.	κ
A	Estables	Si$B_{ef} \leq 16.25 \rightarrow \kappa = 1$ Si$B_{ef} > 16.25 \rightarrow \kappa = 1.13 - 0.51\frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}}$
B	Estabilidad moderada	Si$B_{ef} \leq 16.25 \rightarrow \kappa = 2/3$ Si$B_{ef} > 16.25 \rightarrow \kappa = 0.845 - 0.446\frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}}$
C	Pobres	1/3

Finalmente el punto de desempeño se determina iterando la reducción del espectro, los valores de las aceleraciones espectrales y el coeficiente de amortiguamiento efectivo.

2.3.2.4. MÉTODO DE ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA.

Debido a las limitaciones del análisis modal espectral, que trabaja con las rigideces elásticas de las estructuras, mientras que la no linealidadsa incluye en los factores de modificación de respuesta, es que se recomienda utilizar este tipo de análisis para puentes que presentan una geometría compleja. Este tipo de análisis toma en cuenta la no linealidad de las leyes constitutivas de los materiales, la degradación de rigidez, y los efectos de disipación de energía en elementos destinados a este objetivo.

La demanda se determina incorporando el registro sísmico asociado al movimiento del suelo, sin incorporar cargas externas, de modo que las fuerzas inerciales se desarrollen en la estructura produciendo esfuerzos en los elementos, los cuales son determinados para cada instante del registro sísmico. La base teórica de este método se basa en la solución de la ecuación de movimiento para cada instante del registro.

La principal desventaja de este método es que requiere de gran esfuerzo de cálculo computacional. Sin embargo, existen métodos numéricos implementados en programas computacionales que permiten solucionar la ecuación de movimiento no lineal (Ady Aviram, 2008). Los métodos de solución más comunes son los métodos iterativos de integración perteneciente a la familia de métodos de Newmark, con diferentes criterios de estabilidad y precisión, entre la familia de métodos de solución están los métodos de diferencia central, en donde se obtiene una aceleración promedio entre un intervalo de tiempo y se resuelve la ecuación de movimiento para cada uno de dichos intervalos. Otro método de la familia de Newmark es el de aceleración lineal, en donde se obtiene una relación lineal de aceleración para un intervalo de tiempo, se resuelve el incremento

de desplazamiento y de velocidad para dicho intervalo, obteniendo de este modo la respuesta estructural del sistema.

2.4. CURVAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN UTILIZADAS EN El ANÁLISIS NO LINEAL.

2.4.1. CURVAS ESFUERZO - DEFORMACIÓN EMPLEADAS PARA HORMIGÓN

En la literatura existen diversos modelos para caracterizar la relación esfuerzo-deformación para elementos de hormigón armado, si bien poseen parámetros y conceptos en común, existe bastante diferencia respecto a las hipótesis que se plantean. Se revisan a continuación los modelos considerados en el presente estudio junto con las hipótesis y ecuaciones que gobiernan la curva de esfuerzo-deformación.

2.4.1.1. MODELO DE HOGNESTAD

Este modelo no considera el aporte del refuerzo de confinamiento, se caracteriza por poseer una parábola inicial seguida de una relación lineal y descendente (ver Figura 2-3). Este modelo considera una deformación unitaria final para la compresión del hormigón igual a 0.0038. Para el empleo de este modelo es necesario definir una serie de parámetros que se presentan a continuación.

$f'c$: Esfuerzo de compresión máximo alcanzado por el hormigón.
E_c : Módulo de elasticidad del hormigón.
ε_0 : Deformación unitaria del hormigón límite entre la relación parabólica del hormigón y la relación lineal, definida por $\varepsilon_0 = 2\mathrm{f}'\mathrm{c}/\mathrm{Ec}$
K : Parámetro definido por $K = 0.15/(0.0038 - \varepsilon_0)$

Las ecuaciones que gobiernan el comportamiento del hormigón se presentan a continuación.

Si $\varepsilon_c < \varepsilon_0$ entonces

$$\frac{fc}{f'c} = \frac{2\,\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2 \qquad \text{Ecuación 2-20}$$

Si $\varepsilon_c > \varepsilon_0$ entonces

$$\frac{fc}{f'c} = 1 - K(\,\varepsilon_c - \varepsilon_0) \qquad \text{Ecuación 2-21}$$

Dónde
fc : Esfuerzo de compresión del hormigón
ε_c : Deformación unitaria del hormigón asociada a fc

En la Figura 2-3 se observa la curva para los siguientes parámetros:

$f'c = 250\ \frac{kgf}{cm^2}$
$E_c = 15100\sqrt{f'c} = 238751.96\ \frac{kgf}{cm^2}$

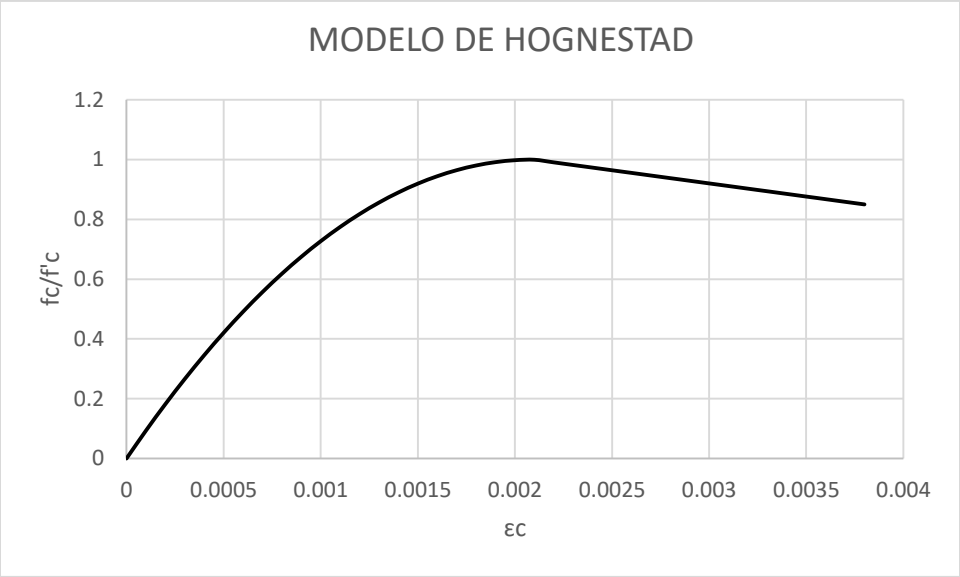


Figura 2-3: Ejemplo para Modelo de Hognestad, elaboración propia.

2.4.1.2. MODELO DE MANDER

Este modelo, presente en la normativa AASHTO, sección 8.4.4 (AASHTO, 2009), presenta dos tipos de curvas.

- Modelo de Mander para hormigón no confinado
- Modelo de Mander para hormigón confinado

Dichas curvas se presentan a continuación.

2.4.1.2.1. MODELO DE MANDER PARA HORMIGÓN NO CONFINADO

De forma similar al Modelo de Hognestad, este modelo posee una región donde la relación esfuerzo deformación corresponde a una ecuación cuadrática y otra dónde la relación es lineal. Para efectos de aplicación de este modelo es necesario definir nuevos parámetros. El esfuerzo lo determinan las ecuaciones 2-22 y 2-23.

$f'c$: Esfuerzo de compresión máximo alcanzado por el hormigón.
E : Módulo de elasticidad del hormigón.
ε'_c : Deformación unitaria del hormigón asociada a f'c.
ε_u : Deformación unitaria final del hormigón.

Si $\varepsilon \leq 2\ \varepsilon'_c$ entonces

$$f = \frac{f'c\ X\ r}{r - 1 + X^2}$$ Ecuación 2-22

Si $\varepsilon > 2\ \varepsilon'_c$ entonces

$$f = \frac{2\ f'c\ \ r}{r - 1 + 2^r} * \frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c}$$ Ecuación 2-23

Dónde

$X = \varepsilon/\varepsilon'_c$
$r = E/(E - f'c/\varepsilon'_c)$
ε'_c : Deformación unitaria del hormigón asociada a f'c
ε_u : Deformación unitaria final del hormigón.

Se observa en la Figura 2-4 la curva de esfuerzo-deformación según el modelo de Mander para hormigón no confinado calculada para los siguientes parámetros.

$f'c = 250\ \frac{kgf}{cm^2}$
$E = 238751.96\ \frac{kgf}{cm^2}$
$\varepsilon_u = 0.005$
$\varepsilon'_c\ = 0.002$

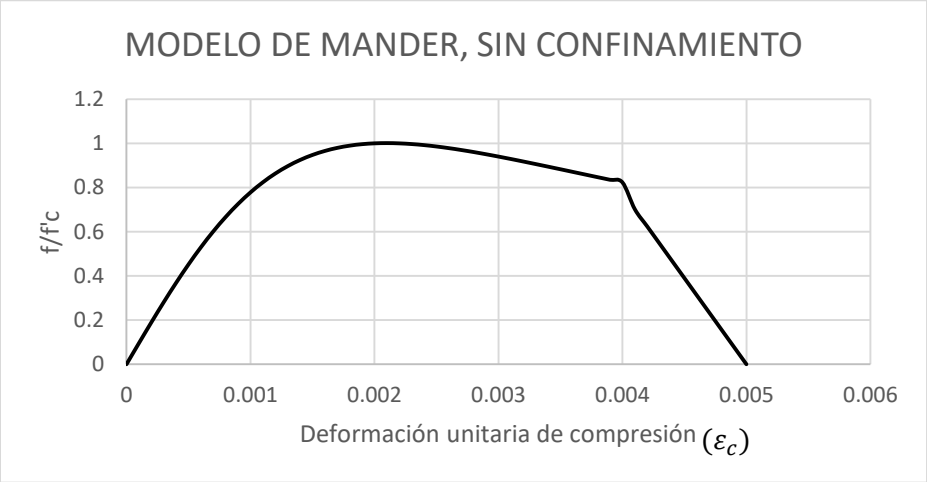


Figura 2-4, Modelo de Mander sin confinamiento. Elaboración propia

2.4.1.2.2. MODELO DE MANDER PARA HORMIGÓN CONFINADO

Para la aplicación del modelo es necesario definir los siguientes parámetros.

f_c' : Esfuerzo de compresión máximo alcanzado por el hormigón sin confinar.
f_{cc}' : Esfuerzo de compresión máximo alcanzado por el hormigón confinado.
E : Módulo de elasticidad del hormigón (tangente).
E_{sec} : Módulo de elasticidad del hormigón (secante).
f : Esfuerzo de compresión del hormigón.
ε : Deformación unitaria del hormigón asociada a f.
ε_{cu} : Deformación unitaria final del hormigón confinado.
ε'_c : Deformación unitaria final del hormigón asociada a $f'c$.
ε'_{cc} : Deformación unitaria final del hormigón asociada a $f'c$c.
Ac : Área del centro del hormigón medida hasta el eje central del acero de confinamiento.
A_{cc} : Área del centro del hormigón sin considerar el refuerzo longitudinal.
Ae : Área efectiva de confinamiento.
Asc: Área del estribo circular o del espiral de confinamiento.
As_L: Área total del refuerzo longitudinal.
As_X: Área del estribo rectangular en dirección X.
As_Y: Área del estribo rectangular en dirección Y.
b_c: Distancia entre ejes del estribo extendido en dirección Y.
d_c: Distancia entre ejes del estribo extendido en dirección X.
d_s: Diámetro del estribo circular o del espiral de confinamiento.
f_L: Presión lateral en el hormigón confinado.
f'_L: Presión efectiva lateral en el hormigón confinado.
f_{yh}: Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento.
Ke: Coeficiente de efectividad del acero de confinamiento.
s: Distancia entre estribos o espirales.
s': Distancia libre longitudinal entre el estribo o espiral.
w': Distancia libre transversal entre las barras adyacentes con amarres (revisar).
ρ_{cc}: Cuantía de acero longitudinal.
ρ_s: Cuantía volumétrica de refuerzo de confinamiento.
ρ_x: Cuantía de acero en estribos extendida en la dirección x.
ρ_y: Cuantía de acero en estribos extendida en la dirección y.

Las ecuaciones de la curva están dadas por las ecuaciones 2-24, 2-25 y 2-26.

$$f = \frac{f'cc\ X\ r}{r - 1 + X^2}$$ Ecuación 2-24

Dónde

$\varepsilon'_{cc} = \left(5\left(\frac{f'cc}{f'c} - 1\right) + 1\right) * \varepsilon'_c$
$X = \varepsilon/\varepsilon'_c$
$E_{sec} = f'cc/\varepsilon'_{cc}$
$r = E/(E - E_{sec})$

La resistencia máxima del hormigón confinado $f'cc$, dependerá del grado de confinamiento del hormigón, para secciones rectángulos dicha variable se determinará mediante las siguientes relaciones.

Para secciones circulares.

$$f'cc = f'c\left(2.254\sqrt{1+\frac{7.93\,f'_L}{f'c}} - 2\frac{f'_L}{f'c} - 1.254\right)$$ Ecuación 2-25

Dónde

$f'_L = Ke * f_L$
$Ke = Ae/Acc$
$Ae = \frac{\pi}{4} d_s \left(d_s - \frac{s}{2}\right) (Para\ estribos\ en\ espiral)$
$Ae = \frac{\pi}{4} d_s \left(d_s - \frac{s}{2}\right)^2 (Para\ estribos\ cerrados)$
$Acc = \frac{\pi}{4} {d_s}^2 (1 - \rho_{cc})\ (Caso\ de\ secciones\ circulares)$
$f_L = \rho_s\, f_{yh}/2$
$\rho_s = 4\, Asc/(s\, d_s)$

Para secciones rectangulares.

$$f'cc = f'c\,\lambda$$ Ecuación 2-26

Dónde

$Ae = (b_c d_c - \sum_{i-1}^{nn}(w'i^2/6))(1 - s'/2b_c)(1 - s'/2d_c)$
$Acc = b_c d_c$
$Ke = Ae/Acc$
$f_{Ly} = \rho_y\, f_{yh}$
$f_{Lx} = \rho_x\, f_{yh}$
$f'_{Ly} = f_{Ly}\, Ke$
$f'_{Lx} = f_{Lx}\, Ke$
$\rho_y = Asy/sb_c$
$\rho_x = Asx/sd_c$

El factor λ se determina en función del confinamiento en ambas direcciones, en la Figura 2-5 se observa la relación existente entre las variables definidas y el factor λ.

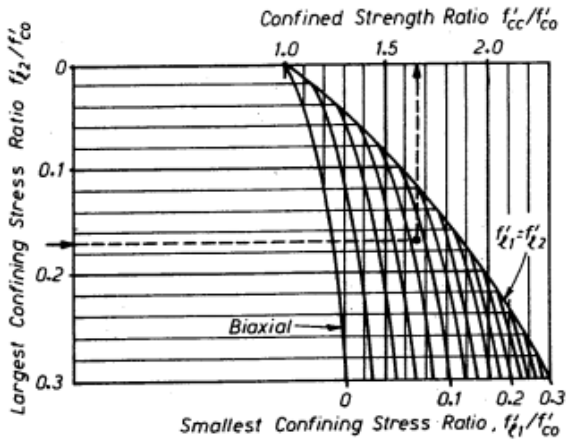


Figura 2-5: Factor λ. Mander et Al. 1988

Para encontrar la deformación última ε_{cu} se requiere conocer el aporte del confinamiento a la capacidad de deformación de la sección, esto se puede realizar utilizando la curva esfuerzo – deformación del acero de refuerzo transversal, en dónde al igualar el área bajo la curva del acero con la del hormigón es posible determinar el valor de ε_{cu}, esto sigue el principio de que el incremento de deformación en el hormigón se debe a la energía de deformación acumulada en el acero de confinamiento. Priestley recomienda utilizar la expresión dada por la Ecuación 2-27 (Priestley, 1996).

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\,\rho_s f_{yh}}{f'_{cc}} \qquad \text{Ecuación 2-27}$$

2.4.2. CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN PARA ACERO DE REFUERZO

Para incorporar el comportamiento no lineal del acero se utiliza una curva de esfuerzo deformación que presenta cuatro zonas de interés, la primera es una relación lineal limitada por el estado de fluencia esperada del acero, luego una zona de deformaciones plásticas seguido de una zona dónde se incorpora el endurecimiento por deformación del acero mediante una relación no lineal, finalmente el estado último de la barra de acero lo determinará el punto dónde se detiene el efecto de endurecimiento del acero, la normativa del Estado de California, EEUU, adopta como práctica considerar una reducción del 33% al estado de deformación unitaria última de la curva constitutiva del material. En Chile, es de común uso para el diseño de estructuras de hormigón armado (ACI318-08), adoptar un aumento del 25% sobre la fluencia para efectos de diseño por capacidad estructural.

Se observa en la Figura 2-6 el modelo comúnmente utilizado para representar el comportamiento del acero de refuerzo (CALTRANS, 2013).

Dónde

f_{ue}: $Esfuerzo\ última\ esperado$
ε_{ue}: $Deformación\ última$
f_{ye}: $Esfuerzo\ de\ fluencia\ esperado$
ε_{ye}: $Deformación\ de\ fluencia\ esperado$
ε_{sh}: $Deformación\ de\ endurecimiento$
${\varepsilon_{su}}^{R}$: $Deformación\ última\ reducida$

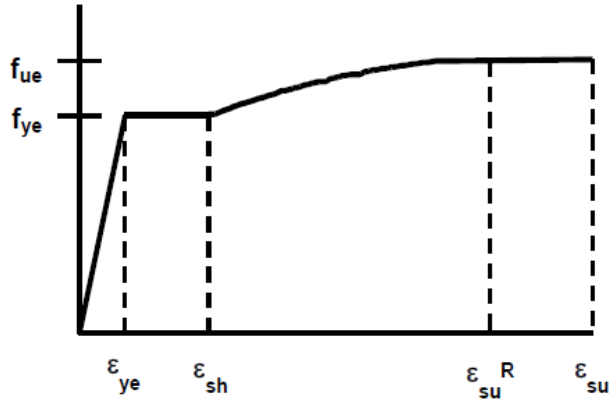


Figura 2-6 Ejemplo de modelo constitutivo para el acero de refuerzo (AASHTO, 2009)

Se presentan a continuación los valores adoptados por la normativa norteamericana (AASHTO, 2009) para deformaciones, tensiones de fluencias y tensiones últimas, en función del diámetro de la barra (ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

Tabla 2-18: Tabla de valores típicos de propiedades del acero. (AASHTO, 2009)

Propiedad	Notación	Tamaño	ASTM A706	ASTM A615
Fluencia nominal	f_y	#3 - #18	60	60
Fluencia esperada	f_{ye}	#3 - #18	68	68
Tensión última esperada	f_{ue}	#3 - #18	95	95
Deformación de fluencia esperada	ε_{sy}	#3 - #18	0.0023	0.0023
Deformación de endurecimiento	ε_{sh}	#3 - #8	0.015	0.015
		#9	0.0125	0.0125
		#10 y #11	0.0115	0.0115
		#14	0.0075	0.0075
		#18	0.005	0.005
Deformación última reducida	${\varepsilon_{su}}^{R}$	#4 - #10	0.09	0.06
		#11-#18	0.06	0.04
Deformación última	ε_{su}	#4- #10	0.12	0.09
		#11-#18	0.09	0.06

2.5. MODELOS PARA ELEMENTOS UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS NO LINEAL.

En esta sección se presentan los modelos e hipótesis utilizadas para la caracterización de elementos en puentes de hormigón armado, en la Figura 2-7 se observan los diferentes componentes de interés como la cepa, los estribos, el tablero y las vigas.

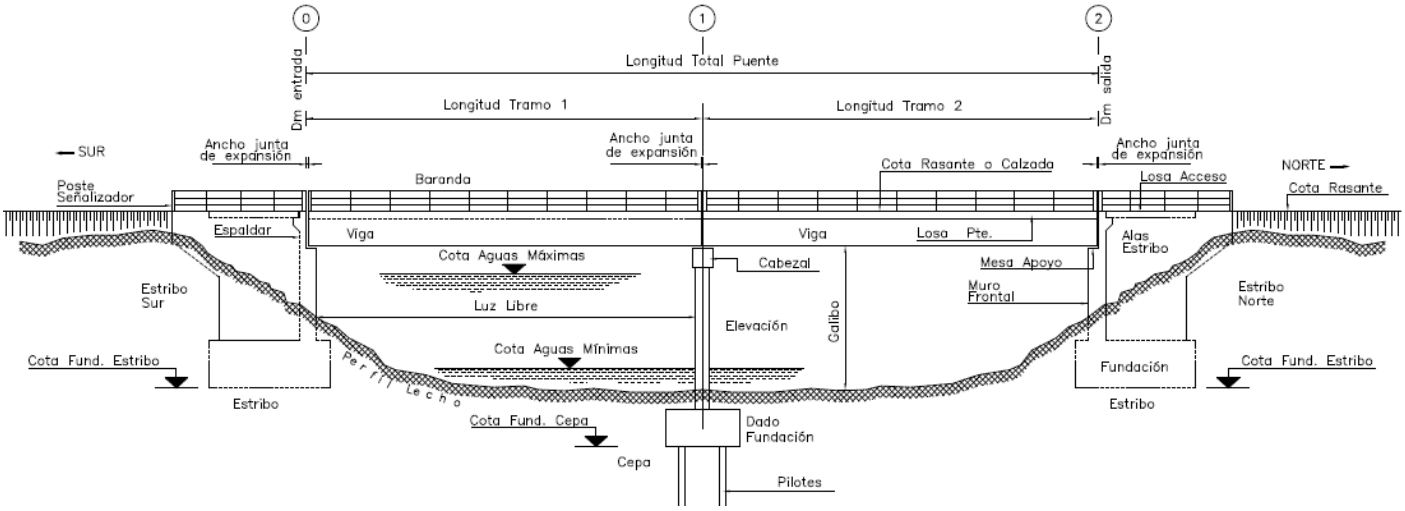


Figura 2-7: Elevación longitudinal puente tipo. Manual de Carreteras 2016

En las figuras 2-8 y 2-9 Se observan los elementos de conexión entre la superestructura y las cepas, es decir, los apoyos elastoméricos, las barras antisísmicas y los topes sísmicos.

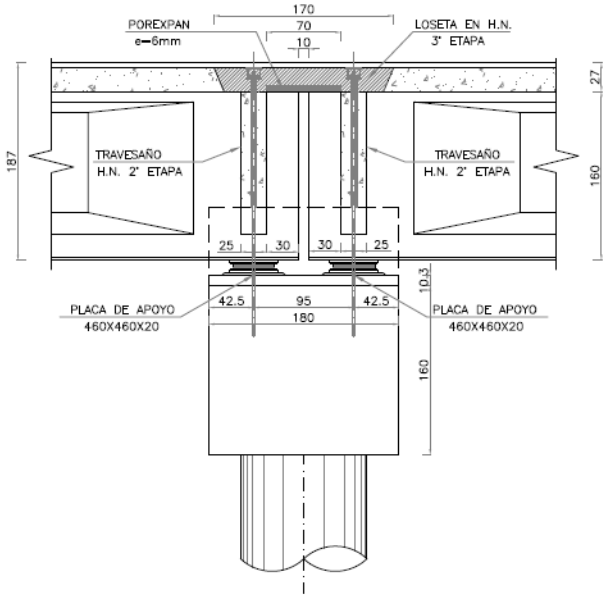


Figura 2-8: Elevación conexión cepa superestructura. Puente Chanco

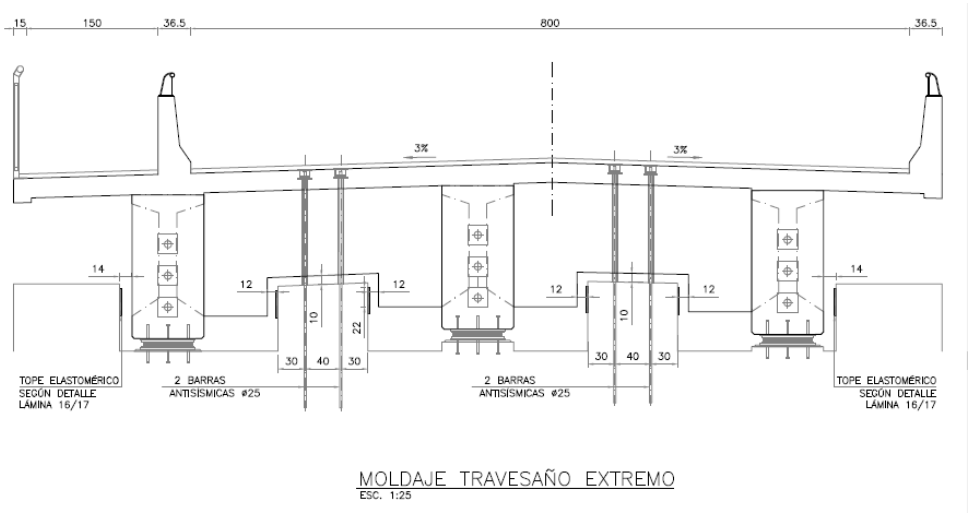


Figura 2-9: Elevación transversal de conexión entre superestructura y cepa. Puente Chanco

2.5.1. DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA PARA COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

El diagrama momento curvatura utiliza las leyes constitutivas de los materiales, compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas para determinar la relación que existe entre el momento aplicado y la curvatura alcanzada, esta relación depende fuertemente del nivel de carga axial al cual este sometida la sección. Para el análisis sísmico del puente se considera la simplificación recomendada en *CALTRANS* (CALTRANS, 2013) que corresponde a una relación bilineal para la representación del diagrama momento curvatura. Esta simplificación se determina mediante la identificación en el diagrama calculado del punto de fluencia, luego mediante el balance de área entre la curva idealizada y la calculada se determina el momento plástico que corresponde a la sección. Dicho modelo se observa en la Figura 2-7 en dónde.

M_p: Momento plástico de la sección.
M_y: Momento de fluencia de la sección.

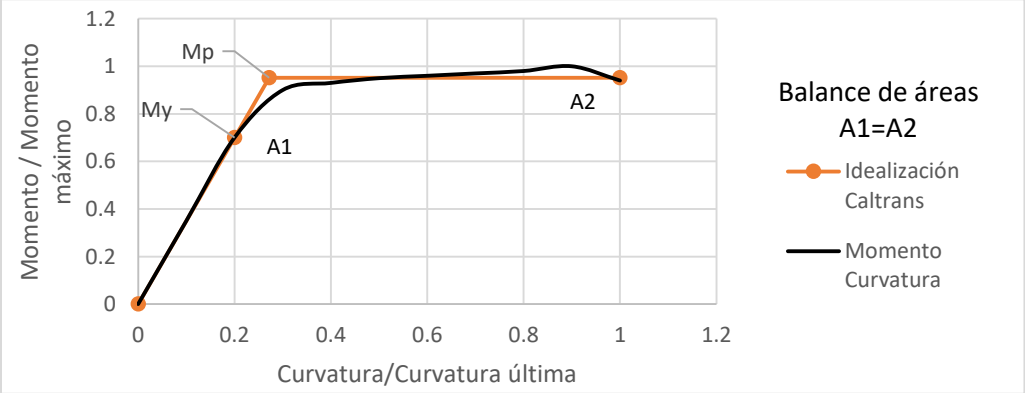


Figura 2-10 Idealización bilineal para momento curvatura basado en CALTRANS. Elaboración propia.

2.5.2. CEPAS Y RÓTULAS PLÁSTICAS EN COLUMNAS

La rotula plástica es un modelo que representa las rotaciones inelásticas que presentan las secciones dúctiles, consiste en concentrar toda la rotación inelástica en un punto del elemento que incursiona en el rango no lineal. Para modelar dichas rótulas es necesario conocer las propiedades no lineales de la sección, para lo cual se recurre al diagrama momento curvatura expuesto en la Sección 2.5.1

Salvo en casos especiales los elementos destinados a resistir cargas sísmicas son las cepas, por lo que si el diseño es apropiado, es en dichos elementos dónde se espera la incursión no lineal. Por lo tanto, el modelo de rótulas plásticas se vuelve adecuado para el análisis. Para el caso de las columnas los bordes superior e inferior estarán restringidos por la superestructura y la fundación respectivamente, por lo que si dicha restricción es efectiva el Cepa poseerá doble curvatura con un punto de inflexión como se observa en la Figura 2-11 (b), mientras que en la Figura 2-11 (a) se aprecia la curvatura simple generada cuando la restricción de la superestructura no es efectiva.

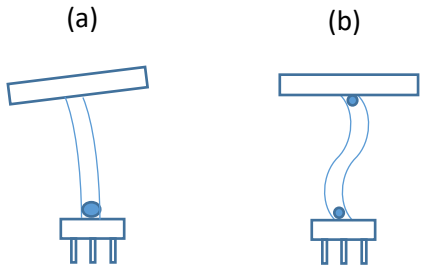


Figura 2-11 Esquema de potenciales mecanismos (a) Curvatura simple. (b) Doble curvatura. Elaboración propia

2.5.2.1. POSICIÓN DEL PUNTO DE INFLEXIÓN.

Para utilizar las rotulas plásticas en el análisis de columnas en doble curvatura se requiere ubicar el punto de inflexión. Para tales efectos, se requiere definir dos rotulas plásticas, por lo que se necesita conocer la distancia relativa del punto de inflexión a cada uno de los puntos de interés, en este caso base y tope superior. Cada distancia se obtiene según de las ecuaciones 2-28 y 2-29

$$L_1 = \frac{M_{pb}}{M_{pb} + M_{ps}} \qquad \text{Ecuación 2-28}$$

$$L_2 = \frac{M_{ps}}{M_{pb} + M_{ps}} \qquad \text{Ecuación 2-29}$$

Dónde
L_1: Largo relativo desde el punto de máximo momento en la base hasta el punto de inflexión.
L_2: Largo relativo desde el punto de máximo momento en el tope superior hasta el punto de inflexión.

M_{pb}: Momento plástico determinado para la sección de la base.
M_{ps}: Momento plástico determinado para la sección en el tope superior.

2.5.2.2. LARGO DE RÓTULA PLÁSTICA.

Para determinar el largo de la rótula plástica en columnas de hormigón armado sobre zapatas de fundación que son parte de una cepa tipo marco, se recurre a la fórmula entregada por *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* que se presenta en la Ecuación 2-30.

$$L_p = 0.08\,L + 0.15 f_{ye} d_{bl} \geq 0.3 f_{ye} d_{bl} \qquad \text{Ecuación 2-30}$$

Dónde
L: Largo desde el punto de máximo momento en dónde se está calculando hasta el punto de inflexión (en pulgadas).
f_{ye}: Fluencia esperada del refuerzo longitudinal (ksi).
d_{bl}: Diámetro nominal de las barras de acero de refuerzo longitudinal (en pulgadas).

Para columna-pilotes de hormigón armado excavadas, la expresión para determinar el largo de rótula plástica se presenta en la Ecuación 2-31.

$$L'_p = 0.1\,H' + D^* \leq 1.5 D^* \qquad \text{Ecuación 2-31}$$

Dónde
H': Largo del pilote desde la superficie a punto de contra flexión sobre el suelo.
D^*: Diametro del pilote.

2.5.2.3. POSICIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS

Las rotulas plásticas, para el caso de columnas sobre zapatas, se posicionan considerando un punto inicial dado por la prolongación de la fundación o por el elemento superior de la cepa dependiendo del extremo que se esté considerando. La posición de la rótula plástica se encontrará en el centro del largo plástico L_p.

Para el caso de la rótula plástica en columnas-pilotes (*Shafts)* que se forma habitualmente bajo la línea de superficie de suelo, se considera que las rotaciones plásticas se generan desde el punto de máximo momento a una distancia de $L'_p/2$ desde dicho punto.

2.5.2.4. CEPA

La cepa se debe caracterizar de modo que represente de forma fidedigna los fenómenos a los que está afecta. Para el caso de las rotaciones plásticas expresadas mediante rótulas, es necesario considerar la rigidez de las secciones de las columnas considerando la pérdida de inercia asociada al rango lineal post-agrietamiento característico de una sección de hormigón.

2.5.3. MODELACIÓN DE ESTRIBOS

El estribo es el elemento en el cual se apoya la superestructura en sus extremos, la interacción entre estos elementos y el resto del puente puede tener una gran incidencia en la respuesta de la estructura ante solicitaciones sísmicas, esta incidencia incluye el efecto de la rigidez de la fundación, el efecto del suelo y de las características del mismo estribo como la presencia de una distancia libre entre la viga y el estribo (ver Figura 2-12), entre otras.

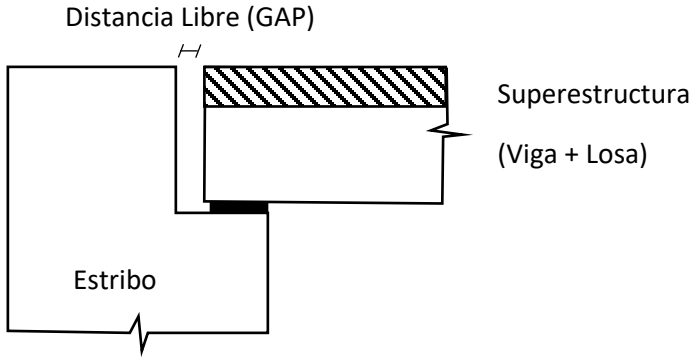


Figura 2-12: Esquema de estribo con distancia libre. Elaboración propia

Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California (Ady Aviram, 2008) recomienda un modelo simplificado en donde se incorpora la rigidez del estribo mediante una conexión rígida a un elemento rígido unidimensional de largo igual al ancho de la superestructura, a este elemento se le incorpora resortes no lineales en sus bordes que representan el comportamiento del estribo tanto en la dirección transversal como en la dirección longitudinal, incluyendo el efecto del espacio libre cuando corresponda (Ver Figura 2-13).

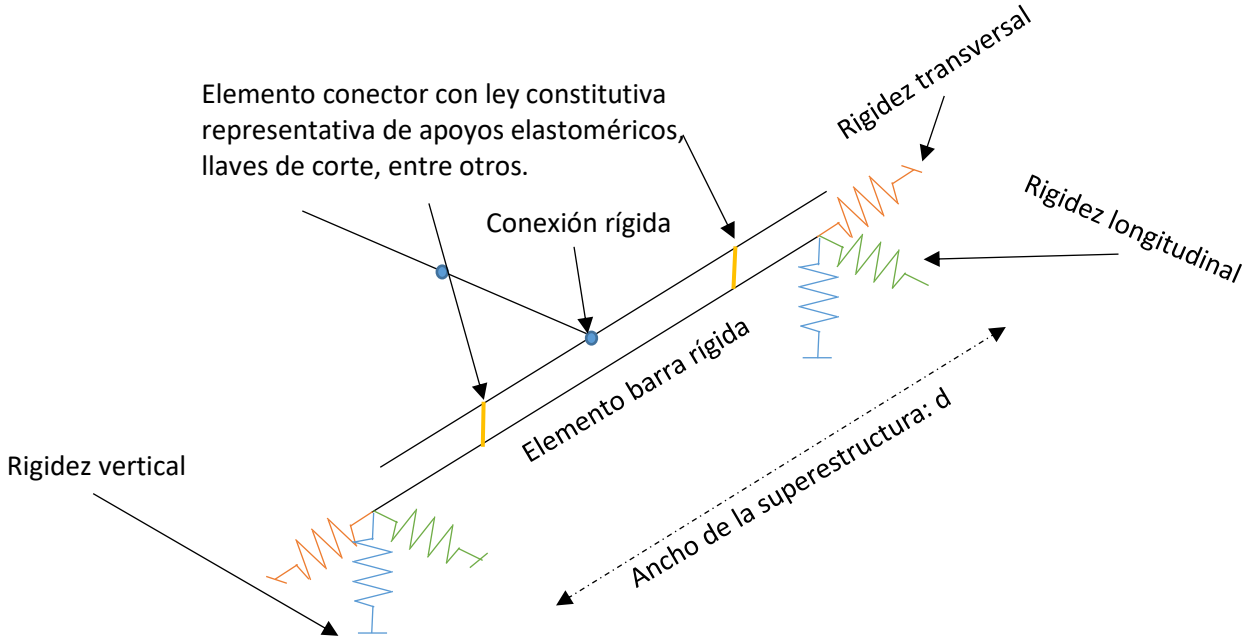


Figura 2-13: Esquema general del modelo para estribos. Elaboración propia.

La rigidez longitudinal se representa mediante elementos en serie que se detallan en la Figura 2-14. (CALTRANS, Seismic Design Criteria 2010). (E, 2013)

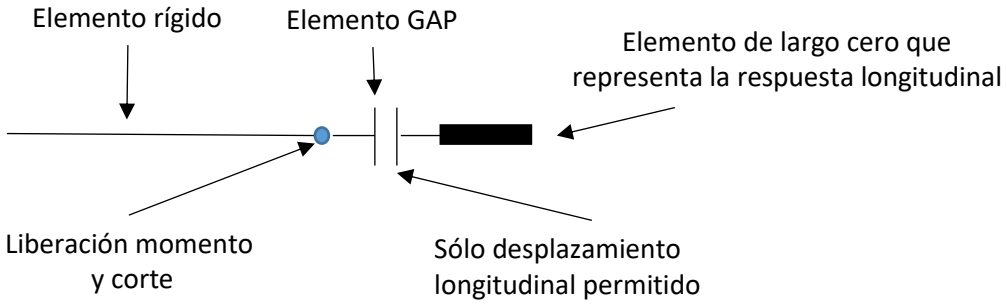


Figura 2-14 Elementos en serie que representan la respuesta longitudinal. Elaboración propia

A la respuesta longitudinal del elemento de largo cero se le asigna un modelo elastoplástico, dónde la rigidez dependerá de las características del material de relleno, en las ecuaciones 2-32 y 2-33 se muestran los valores utilizados por CALTRANS para estimar la rigidez en función de dicho material que cumpla o no con los criterios establecidos por la normativa AASHTO Standard Specifications, al cumplir los criterios AASHTO permite utilizar el coeficiente K_{est1}, mientras que al no cumplirse se permite utilizar el coeficiente K_{est2}.

$$K_{est1} = 28.7 \frac{KN/mm}{m}$$ Ecuación 2-32

$$K_{est2} = 14.35 \frac{KN/mm}{m}$$ Ecuación 2-33

La rigidez inicial puede ser ajustada a la altura del estribo mediante la Ecuación 2-34.

$$K_{aj} = K_{est\ i} * d * \frac{h}{1.7\ m} \ \ (Unidades\ S.I.)$$ Ecuación 2-34

Dónde
d: Profundidad proyectada del muro del estribo o diafragma.

Respecto a la máxima presión del modelo no lineal asignado al elemento de largo cero, la misma normativa considera la expresión que se muestra en la Ecuación 2-35.

$$P_{est} = A_e * 239\ (KPa) * \frac{h}{1.7\ m} \ \ (Unidades\ S.I.)$$ Ecuación 2-35

Dónde
Ae: Área efectiva del estribo.
h : Altura del estribo.

La presión de 239 [KPa] de la ecuación 2-35 se basa en la fuerza estática última de ensayos de estribos a escala, mientras que el factor h/1.7 m se basa en pruebas sobre muros de estribos. (Stewart & al., 2007).

En la dirección trasversal se define un elemento de largo cero en cada borde del elemento barra rígido, como se ilustra en la Figura 2-13. A dicho elemento de largo cero se asigna, al igual que en la dirección longitudinal, un modelo elasto-plástico de comportamiento, utilizando los mismos parámetros definidos para la respuesta longitudinal, pero con factores de modificación C_w (2/3) y C_l (4/3). Además, se agrega un elemento que une la superestructura al estribo, el cual tiene por objetivo representar la interacción entre la superestructura, los apoyos elastoméricos y las llaves de corte, considerando el respectivo espacio entre dichos elementos mediante una curva de fuerza desplazamiento adecuada.

En la dirección vertical, la rigidez del elemento en los bordes del elemento barra rígido, corresponde a la rigidez de los apoyos de la superestructura sobre los estribos del puente, esta se puede despreciar si la rigidez que presenta en esta dirección es mucho mayor que la rigidez en otras direcciones y esta no interfiere en el análisis.

2.5.4. MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

La modelación de la superestructura de un puente requiere considerar las propiedades reales de servicio de este tipo de estructuras, en consecuencia para tomar en cuenta las propiedades reales de la sección es necesario considerar el hormigón agrietado, sin incorporar directamente en el análisis el comportamiento no lineal, esto debido a que la filosofía de diseño de puentes considera que la superestructura debiese permanecer en el rango lineal elástico.

En la literatura se encuentran diversas recomendaciones respecto al cómo modelar elásticamente la pérdida de rigidez de elementos del puente en servicio. En la Tabla 2-19**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta un resumen de las consideraciones listadas en el texto *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual* (U.S. Departament of Transportation Federal Highway Administration, 2014).

Tabla 2-19. Rigidez efectiva de elementos. Elaboración propia a partir de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual

Componente	Rigidez en flexión	Rigidez de corte	Rigidez axial
Elementos de hormigón armado	0.5 Ec Ig	0.4 Ec Aw	Ec Ag
Elementos de hormigón preesfrozado.	Ec Ig	0.4 Ec Aw	Ec Ag

Una reducción de rigidez más refinada se obtiene mediante el análisis momento curvatura de la sección, en dónde se capta la reducción de rigidez específica de cada sección en función de su geometría y los materiales que la componen (CALTRANS, 2013).

Respecto a la rigidez torsional, la normativa del estado de California menciona que no es necesaria una reducción de esta variable para puentes que cumplan con el estándar ordinario de dicha normativa. Los requerimientos recién mencionados se presentan a continuación (CALTRANS, 2013).

- Cada vano debe presentar un largo menor a 300 [pie] (91.44 [m])
- Puentes con superestructura única, en alineamientos rectos, curvas horizontales o verticales.
- Construido mediante hormigón prefabricado o in-situ, losa de hormigón sobre pilares extendidos (columnas o muros) y sistemas de acero colaborarte con losa de hormigón sobre pilares de hormigón armado.
- Miembros horizontales, con conexiones rígidas, pasadores o soportados sobre apoyos convencionales.
- Puentes con pilares integrados o separados.
- Columnas y pilares soportados mediante fundaciones superficiales o pilotes.
- Puentes soportados sobre suelos susceptibles o no a licuefacción.
- Puentes con sistema de hormigón prefabricado que emula la continuidad de la estructura hormigonada in-situ-
- Periodos fundamentales en direcciones transversal y longitudinal mayor a 0.7 [s]

2.5.5. MODELACIÓN DE APOYOS ELASTOMÉRICOS

Los apoyos elastoméricos se modelan mediante un elemento con un comportamiento fuerza de corte deformación del tipo bi-lineal como se observa en la Figura 2-15, estos elementos se unen mediante elementos rígidos a los nodos del modelo de elementos finitos utilizado para el análisis (ver Figura 2-16).

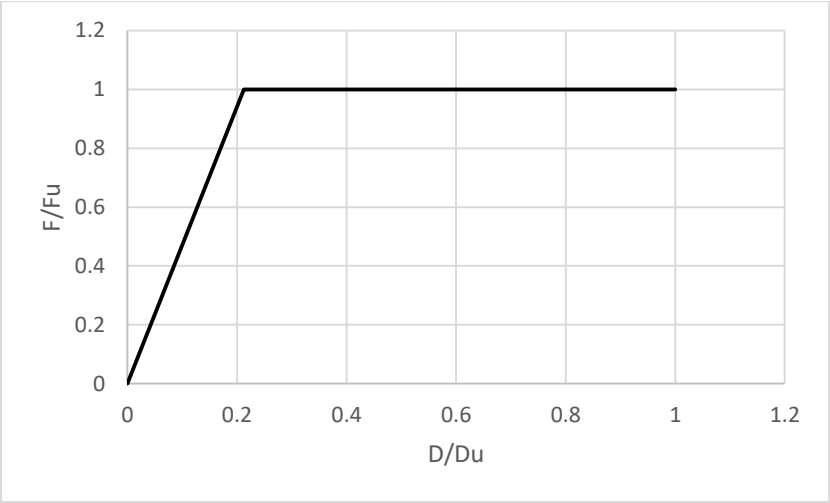


Figura 2-15: Relación fuerza-deformación para apoyos elastoméricos. Elaboración propia

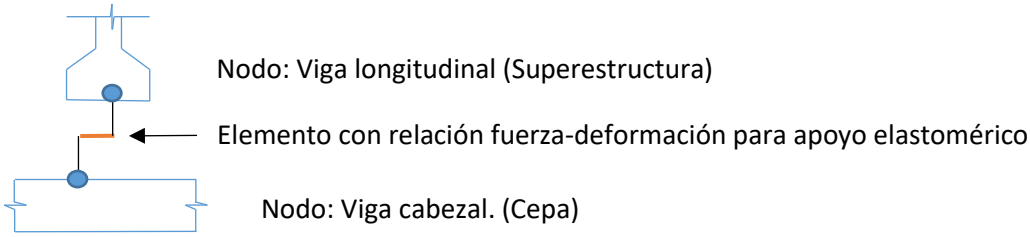


Figura 2-16: Esquema de apoyo elastomérico. Elaboración propia

Múltiples pruebas han demostrado que el coeficiente dinámico de fricción entre el hormigón y el neopreno es aproximadamente 0.4, mientras que entre el neopreno y el acero el coeficiente de roce dinámico toma un valor cercano al 0.35 (CALTRANS, 2013). Para apoyos elastoméricos utilizados en Chile se ha determinado que un valor promedio del coeficiente de roce estático de 0.4 es adecuado, mientras que en promedio el módulo de corte de los apoyos elastoméricos es de 1.02 MPa (Rubilar, 2015).

Para encontrar la rigidez lateral de los apoyos elastoméricos se utiliza la Ecuación 2-36.

$$K = \frac{G\ A}{h_r}$$ Ecuación 2-36

Dónde

$G = Módulo\ de\ corte$
$A = Área\ del\ apoyo\ elastomérico$
$h_r = Altura\ efectiva\ del\ apoyo\ elastomérico\ (\text{sin}\ espesor\ de\ placas\ de\ acero).$

La fuerza máxima que alcanza el apoyo elastomérico viene dada por la fuerza de roce entre los materiales, es decir el producto entre el coeficiente de roce y la fuerza normal en el apoyo.

2.5.6. MODELACIÓN DE TOPES SÍSMICOS

Los topes sísmicos corresponden a elementos asociados a la transferencia de cargas horizontales desde la superestructura a las cepas y estribos, y pueden ser exteriores o interiores, tal como se observa en la Figura 2-17. En la literatura es posible encontrar diferentes modelos tanto para topes sísmicos interiores como para exteriores. Además para cada uno de los elementos modelados, incorpora, mediante una zona sin rigidez, el efecto del espacio existente entre los topes sísmicos y el elemento de conexión.

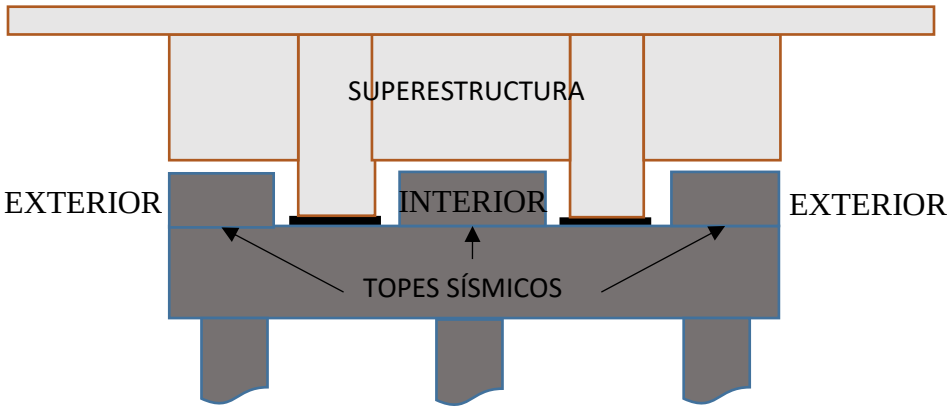


Figura 2-17: Llaves de corte. Elaboración propia

2.5.6.1. TOPES SÍSMICOS EXTERIORES

En la literatura es posible encontrar diversos modelos para incorporar este tipo de elementos en el análisis. Se presenta el modelo desarrollado en la Universidad de San Diego (Megally, 2001), en donde mediante una curva de carga deformación multi-lineal se describe el comportamiento de los

topes sísmicos. En función de los resultados experimentales de la investigación de Megally, el comportamiento de los topes sísmicos está basado en el aporte de resistencia al corte del hormigón y el acero, dicho comportamiento se illustra en la Figura 2-18.

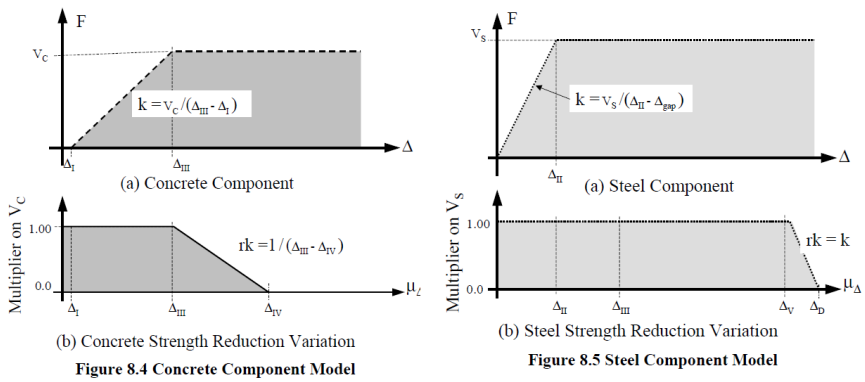


Figura 2-18: Comportamiento del hormigón y el acero ante corte. (Megally, 2001)

Considerando este tipo de comportamiento de las componentes del hormigón armado en topes sísmicos se define una curva de comportamiento carga-deformación que está representada en la Figura 2-19.

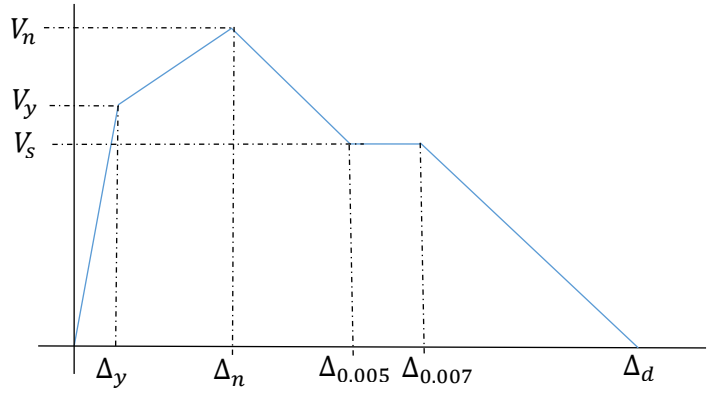


Figura 2-19: Curva de comportamiento de las llaves de corte según Megally. Elaboración priopia.

El interés está focalizado en identificar el comportamiento de la estructura, por lo que se necesitará determinar la capacidad de corte V_n, la que se obtiene mediante la suma del aporte del acero más el aporte del hormigón (Ecuación 2-37, Ecuación 2-38 y Ecuación 2-39).

$$V_n = V_c + V_s \qquad \text{Ecuación 2-37}$$

Dónde

V_n: Corte nominal de la sección.
V_c: Aporte del hormigón.
V_s: Aporte del acero.

$$V_c = 0.2bh\sqrt{f'c}$$ Ecuación 2-38

Dónde
b: Espesor del elemento donde se apoya la llave de corte.
h: Altura del elemento donde se apoya la llave de corte.
$f'c$: Resistencia a la compresión del hormigón (MPa).

$$V_s = \left[A_{s1}f_y h + A_{s2}f_y d + n_h A_{sh} f_y \frac{h^2}{2s} + n_v A_{sv} f_y \frac{d^2}{2s}\right]\frac{1}{h+a}$$ Ecuación 2-39

Dónde
A_{s1}: Área total del acero horizontal en la llave de corte.
A_{s2}: Área total de las barras de la primera fila de la interface de la llave de corte (Inclinada).
A_{sv}: Área de barras verticales. (En el elemento de apoyo de la llave de corte).
A_{sh}: Área de barras horizontales (En el elemento de apoyo de la llave de corte).

Estos valores corresponden al valor que toma la fuerza asociada a un corte que genera una fractura que atraviesa el apoyo de la llave de corte, llamada mecanismo de tensión diagonal (ver Figura 2-20).

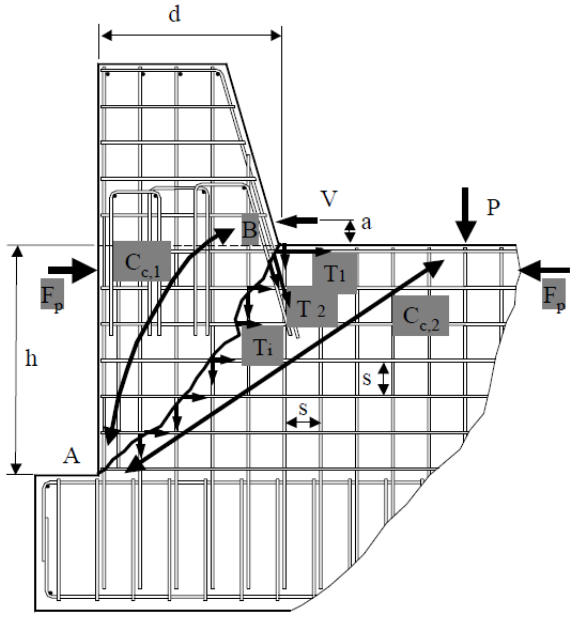


Figura 2-20: Mecanismo de falla de un tope sísmico exterior “Tensión Diagonal”. (Megally, 2001)

Los desplazamientos de interés (ver Figura 2-19) se obtienen mediante el uso de las ecuaciones 2-40, 2-41, 2-42 y 2-43.

$$\Delta_y = \sqrt{2}\,\varepsilon_y (L_d + L_a)\frac{(h+d)}{\sqrt{h^2+d^2}}$$ Ecuación 2-40

$$\Delta_n = \sqrt{2}\,\varepsilon_y (L_d + L_a)\frac{(h+d)}{s}$$ Ecuación 2-41

$$\Delta_{0.005} = \sqrt{2}\,0.005 (L_d + L_a)\frac{(h+d)}{s}$$ Ecuación 2-42

$$\Delta_{0.007} = \sqrt{2}\,0.007 (L_d + L_a)\frac{(h+d)}{s}$$ Ecuación 2-43

Dónde
L_a: Espesor de la mesa de apoyo de los topes sísmicos.
L_d: Largo de desarrollo del refuerzo.

Para definir el modelo y en base a lo expuesto en la Figura 2-19, la carga asociada al punto de fluencia del acero corresponde al valor dado en Ecuación 2-44.

$$V_y = \frac{\Delta_y}{\Delta_n} V_c + V_s$$ Ecuación 2-44

Finalmente, la degradación de la rigidez final se considera de igual pendiente que la degradación calculada entre el punto de máxima carga y el punto de deformación unitaria en el acero de 0.005.

Es posible encontrar en la literatura otras formas de considerar el comportamiento de los topes sísmicos. El modelo tri-lineal contempla los mismos puntos que el desarrollado por Megally, sin embargo, entre el punto de máxima carga y el de carga cero se traza una recta que pasa entre los puntos de deformación 0.005 y 0.007 (Goel, 2008). Se observa la simplificación planteada por Goel y Chopra en la Figura 2-21

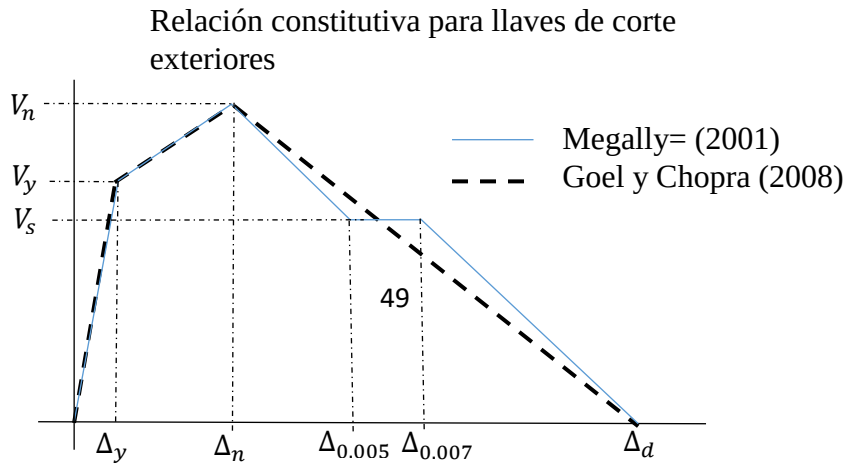


Figura 2-21: Modelo de Goel y Chopra (2008). Elaboración propia.

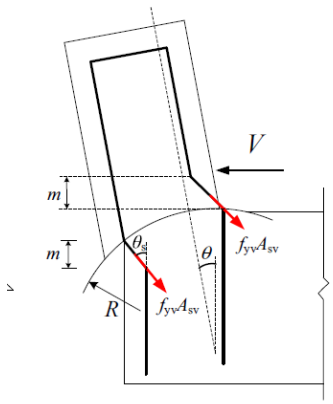
Guidelines for nonlinear analysis of bridge structure in California, plantea que es posible modelar el comportamiento de las llaves de corte considerando que la resistencia del elemento corresponde al 30% de reacción correspondiente a la carga muerta de la superestructura. La rigidez inicial considera la deformación por corte y por flexión, el endurecimiento y la degradación de rigidez se consideran como un 2.5% de la magnitud de la rigidez inicial. (Ady Aviram, 2008).

En la literatura es posible encontrar otro tipo de falla llamada deslizamiento por corte (Bozorgzadeh, 2006), en dónde la resistencia nominal se determina mediante la Ecuación 2-45.

$$V_n = \frac{\mu_f \cos(\alpha) + \sin(\alpha)}{1 - \mu_f \tan(\beta)} A_{vf} f_{su} \qquad \text{Ecuación 2-45}$$

Dónde
α: Ángulo de las barras verticales del tope sísmico respecto al eje vertical.
β: Ángulo de la cara del tope sísmico respecto al eje vertical.
μ_f: Coeficiente de fricción dinámico del hormigón (0.36).

En la actualidad se cuenta con un modelo analítico para la relación constitutiva de este tipo de elementos (Han, Zhou, Ou, & Du, 2017). Se consideran las relaciones geométricas descritas en la Figura 2-22, además de una campaña experimental que permite calibrar los parámetros que modelarán este tipo de fallas, como el radio de giro de los topes sísmicos y la distancia efectiva de deformaciones en el acero (m).



(b) Sliding shear failure

Figura 2-22: Mecanismo de deslizamiento de corte, Han et al (2017)

Geométricamente es posible encontrar la relación entre la deformación del acero y el ángulo que describe el tope sísmico respecto a la vertical, dicha relación se muestra en la Ecuación 2-46.

$$\varepsilon(\theta) = \frac{\sqrt{(\theta(R+m)\cos(\theta))^2 + (m - \theta(R+m)\sin(\theta))^2}}{m} - 1$$ Ecuación 2-46

Dónde
$\varepsilon(\theta)$: Deformación unitaria en el acero
θ: Ángulo del tope sísmico respecto a la vertical.
R: Radio de giro del tope sísmico.

El parámetro m, representa la distancia efectiva vertical de la zona de deformación en las barras de acero, está distancia se ajusta mediante un factor que incorpora el efecto de la deformación de fluencia del acero.

$$\begin{gathered} m = m1;\ si\ \varepsilon \leq \varepsilon_{uy} \\ m = m1 + m1 * \frac{(\xi - 1) * (\varepsilon_u - \varepsilon)}{\varepsilon_u - \varepsilon_{uy}};\ si\ \varepsilon_{uy} < \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ m = \xi * m1;\ si\ \varepsilon > \varepsilon_u \end{gathered}$$ Ecuación 2-47

$$\xi = \frac{2\gamma db + m1}{m1}$$ Ecuación 2-48

Dónde:
γ: Parámetro experimental igual a 5.283. (Han, Zhou, Ou, & Du, 2017)
ε_{uy}: Deformación unitaria previa al endurecimiento por deformación.
ε_u: Deformación unitaria en donde el esfuerzo es máximo (límite del endurecimiento).

Además el ángulo que describe la barra respecto a la vertical se expresa según la Ecuación 2-49.

$$\tan(\theta_s) = \frac{\theta(R+m)\cos(\theta)}{m - \theta(R+m)\sin(\theta)}$$ Ecuación 2-49

El desplazamiento lateral del tope sísmico viene dada por la Ecuación 2-50, para el desarrollo del modelo analítico de fuerza deformación, se definen una serie de puntos basados en el aporte del hormigón y el acero a la fuerza de corte, utilizando compatibilidad de deformaciones y leyes constitutivas para los materiales (Ecuación 2-51).

$$\Delta = (R+h)\theta$$ Ecuación 2-50

$$\begin{gathered} V = V_C^I + V_s^I;\ \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ V = V_C^{II} + V_s^{II}; \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{uy} \\ V = V_s^{III}; \varepsilon_{uy} < \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ V = V_s^{IV}; \varepsilon_u < \varepsilon \leq \varepsilon_{up} \end{gathered}$$ Ecuación 2-51

Dónde:
$V_c^I = \varepsilon(\theta) * V_{c\,máx}/\varepsilon_y$
$V_c^{II} = (\varepsilon_{uy} - \varepsilon(\theta)) * V_{c\,máx}/(\varepsilon_{uy} - \varepsilon_y)$
$V_s^I = A_{sv} * \varepsilon(\theta) * Es * (\mu_r \cos(\theta s) + \sin(\theta s))$
$V_s^{II} = A_{sv} * fy * (\mu_r \cos(\theta s) + \sin(\theta s))$
$V_s^{III} = A_{sv} * (fy + k(\varepsilon(\theta) - \varepsilon_{uy})) * (\mu_r \cos(\theta s) + \sin(\theta s))$
$V_s^{III} = A_{sv} * (fy + k(\varepsilon(\theta) - \varepsilon_{uy}) + k'((\varepsilon(\theta) - \varepsilon_u)) * (\mu_r \cos(\theta s) + \sin(\theta s))$
ε_{up}: Deformación última.

Basado en datos experimentales (Han, Zhou, Ou, & Du, 2017) se ha observado que para razones de cuantía vertical y horizontal A_{sh}/A_{sv} en la mesa de apoyo mayores a 1.5 se produce el mecanismo de falla denominado deslizamiento por corte, mientras que para valores inferiores al 0.9 se produce el mecanismo de tensión diagonal.

2.5.6.2. TOPES SÍSMICOS INTERIORES

Existe un modelo especial para las topes sísmicos interiores (Megally, 2001), este modelo considera una resistencia nominal en donde existe una brecha entre el elemento de la superestructura y el tope sísmico intermedio, la relación constitutiva no presenta carga hasta que se supere la brecha geométrica existente entre dichos elementos. La máxima resistencia de la llave de corte se determina según la cuantía de acero presente en el elemento. (Ecuación 2-52 y Ecuación 2-53)

$$V_n < \ 5.52\ Ac\ (MN) \qquad Para\ \rho < 0{,}6\%$$ Ecuación 2-52

$$V_n < \ 0.2\, f'c\, Ac \ \ (MN) \qquad Para\ \rho \geq 0{,}6\%$$ Ecuación 2-53

Se considera que en una deformación cercana al 95% de la brecha entre elementos la llave de corte intermedia comienza a transmitir cargas, llegando a su punto más alto al momento que la superestructura toca a la llave de corte. En una serie de experimentos de determina que la deformación donde la llave de corte no transmite más fricción es cercana a 11.43 [cm]. Entre el punto de máxima carga y el de carga cero se traza una recta de pendiente negativa para determinar la ley constitutiva de este elemento (ver Figura 2-23).

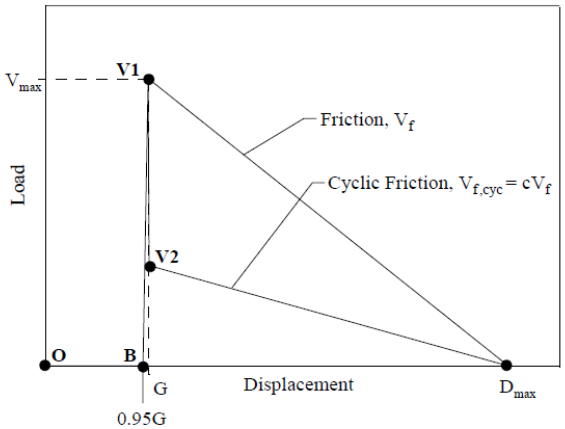
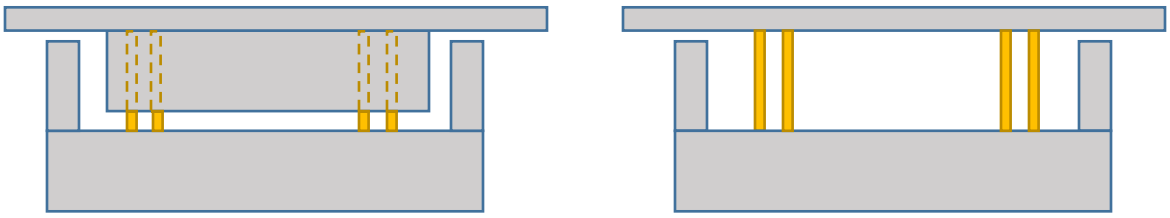


Figure 4.13 Load vs. Displacement Envelopes

Figura 2-23: Curva carga deformación para topes sísmicos intermedios. (Megally 2001)

2.5.7. MODELACIÓN DE BARRAS ANTI-SÍSMICAS

El modelo constitutivo empleado en la modelación de puentes emplea una relación bi-lineal de fuerza – deformación. Basado en campañas experimentales (Martínez, 2015) se determina que el comportamiento de estos elementos dependerá de la presencia de diafragma de empotramiento de las barras, se observa en la Figura 2-24 a) un ejemplo típico de barras antisísmicas con diafragma mientras que en la Figura 2-24 b) se observa un ejemplo de barras antisísmicas sin diafragma.



a) b)

Figura 2-24: Tipología de barras sísmicas. Elaboración propia.

La ley constitutiva está definida por dos puntos, siendo la deformación d_1 el punto en dónde se produce un cambio de pendiente y d_2 la deformación de falla. Se observa en la Figura 2-25 un ejemplo de ley constitutiva utilizada para este tipo de elementos.

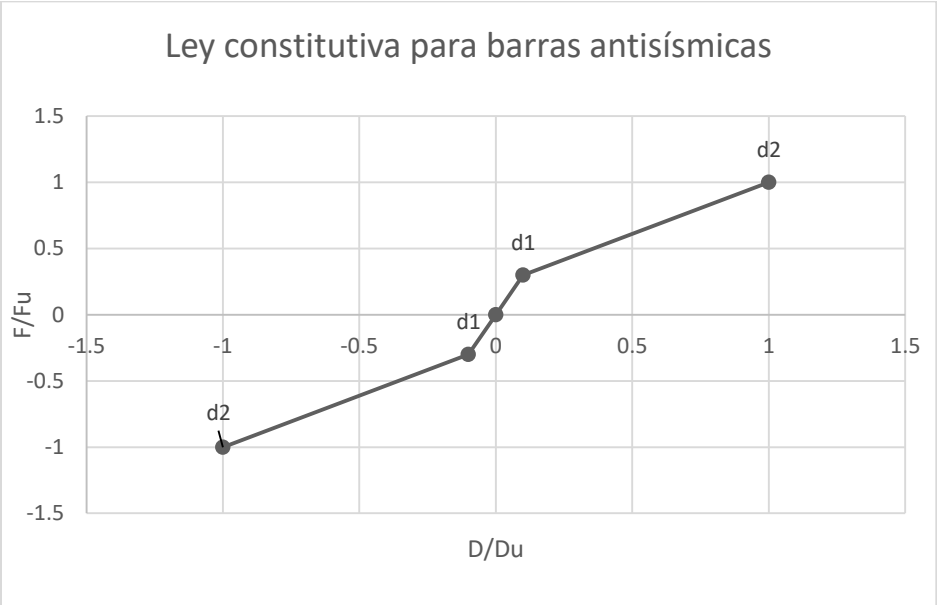


Figura 2-25: Ley constitutiva típica para barras antisísmicas. Elaboración propia.

2.5.7.1. RELACIÓN CONSTITUTIVA PARA BARRAS ANTISÍSMICAS CON DIAFRAGMA

La relación constitutiva de las barras antisísmicas con presencia de diafragma queda determinada según las ecuaciones 2-54 a 2-57.

$$d_1 = 0{,}1\ h_l \qquad \text{Ecuación 2-54}$$

$$d_2 = h_l \qquad \text{Ecuación 2-55}$$

$$F_1 = 0.04\ f_y\ A_{sb} \qquad \text{Ecuación 2-56}$$

$$F_2 = 0.71\ f_y\ A_{sb} \qquad \text{Ecuación 2-57}$$

Dónde
A_{sb} : Área de la barra antisísmica.
h_l: Altura libre de la barra antisísmica.

2.5.7.2. RELACIÓN CONSTITUTIVA PARA BARRAS ANTISÍSMICAS SIN DIAFRAGMA

La relación constitutiva de las barras antisísmicas sin presencia de diafragma queda determinada según las ecuaciones 2-58 a 2-61.

$$d_1 = 0{,}1\ h_l \qquad \text{Ecuación 2-58}$$

$$d_2 = h_l \qquad \text{Ecuación 2-59}$$

$$F_1 = 0.07\ f_y\ A_{sb} \qquad \text{Ecuación 2-60}$$

$$F_2 = 0.37\ f_y\ A_{sb} \qquad \text{Ecuación 2-61}$$

Dónde
A_{sb} : Área de la barra antisísmica.
h_l: Altura libre de la barra antisísmica.

Para la modelación no se considera el aporte vertical de la pretensión de las barras sísmicas, sin embargo se reconoce la existentencia de una pretensión inicial sobre la conexión, la que no fue capturada en este modelo.

CAPÍTULO 3. SELECCIÓN DE PUENTES A ESTUDIAR

Con base en datos de la Dirección de Vialidad, se estudia la distribución de los tipos de puentes a lo largo de la red vial de carreteras administradas por el ya mencionado ente público, se han contado 168102 metros construidos de puentes en la red vial pública nacional a lo largo de todo Chile, de dicha distancia se cuenta con datos completos de materialidad de 109335 metros correspondientes a 3484 puentes. Se presenta en la Figura 3-1 la distribución de puentes según la clasificación propuesta por vialidad en función de los materiales empleados, la explicación de la nomenclatura utilizada se aprecia en la Tabla 3-1.

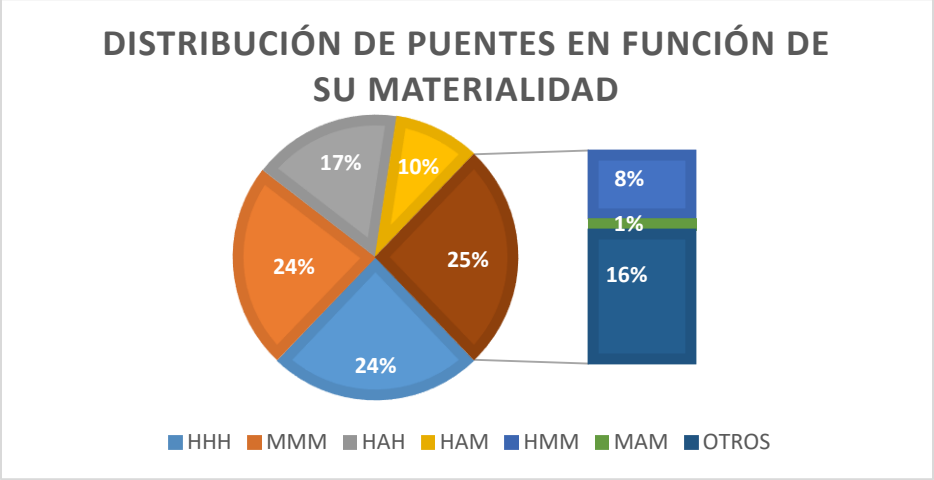


Figura 3-1: Distribución de puentes en función de su materialidad, elaboración propia

Nomenclatura	Infraestructura	Vigas	Tablero
HHH	Hormigón	Hormigón	Hormigón
MMM	Madera	Madera	Madera
HAH	Hormigón	Acero	Hormigón
HAM	Hormigón	Acero	Madera
HMM	Hormigón	Madera	Madera
MAM	Madera	Acero	Madera
OTROS	Considera otras materialidades con menos participación		

Tabla 3-1: Nomenclatura utilizada, elaboración propia

Se observa una alta participación de los puentes clasificados como HHH, el que sólo es comparable a la participación de los puentes de categoría MMM. Sin embargo, al realizar un análisis similar en función de la longitud total construida por material, se observa que la participación de la tipología HHH se convierte en la más importante (ver Figura 3-2).

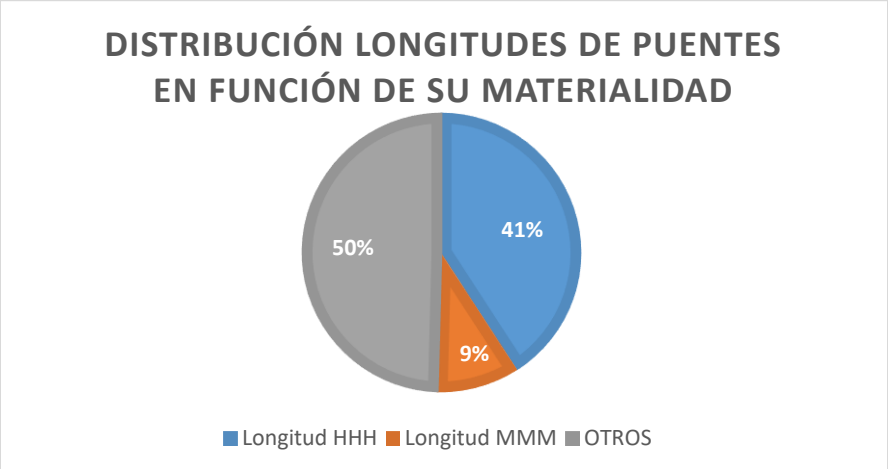


Figura 3-2: Distribución de longitudes de puentes en función de su materialidad, elaboración propia

Una vez determinada que la principal materialidad de los puentes de la red vial nacional corresponde a estructuras de hormigón armado, es necesario analizar la distribución de luces de puentes con dicha materialidad de modo de establecer la representatividad de los puentes a analizar, para ello se utiliza la categorización establecida por vialidad.

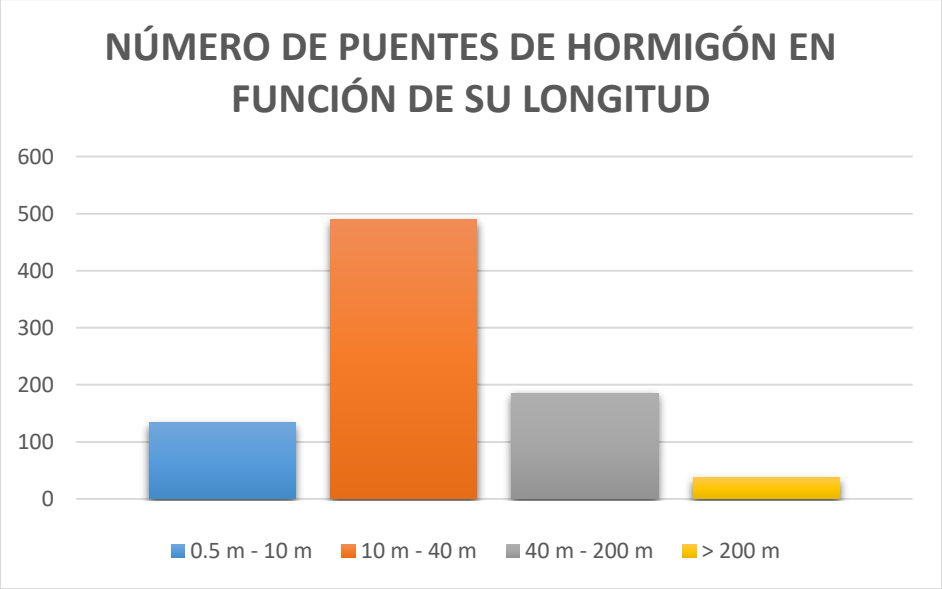


Figura 3-3: Número de puentes en función de la categoría de longitud, elaboración propia.

En primera instancia es posible apreciar que el gran porcentaje de puentes de hormigón se encuentra en el rango entre los diez y cuarenta metros. Sin embargo, el rango que presenta la mayor cantidad de metros lineales construidos se encuentra en el rango desde los cuarenta a doscientos metros de longitud, siendo en este rango de luces en dónde se centrará este estudio.

Otra variable de decisión que influye en los puentes en análisis son los criterios de diseño utilizados para el desarrollo de dichos proyectos. A raíz de los daños registrados en el terremoto del Maule (2010), la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas emitió un documento titulado "Nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes" (N.C.S.D.P), con la finalidad de subsanar las deficiencias detectadas durante dicho terremoto. Por lo tanto, se analizará un puente diseñado bajo estos criterios, un puente anterior a estos criterios y a modo de complemento se analizará un puente que haya presentado fallas en el terremoto del Maule (2010). Los puentes en análisis se resumen en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**.

Tabla 3-2: Resumen de puentes en análisis

Puente	Longitud [m]	Año	Observación
Puente Chanco	57	2014	Puente posterior al documento "N.C.S.D.P."
Puente Rarirruca	78	2009	Puente anterior al documento "N.C.S.D.P"
P.I. Las Mercedes	54	2001	Puente con daños en el terremoto del Maule (2010)

P.I: Paso inferior.

P.S. Paso Superior

Se presentan, en la Figura 3-4 y la Figura 3-5, la ubicación de cada puente en análisis.

las

Figura 3-4: Ubicación puentes I. Google Maps

Figura 3-5: Ubicación Puentes II. Google Maps

CAPÍTULO 4. MODELOS ANALÍTICOS

En el presente capítulo se exponen los modelos computacionales utilizados para la determinación del desempeño sísmico de los puentes seleccionados, se presentan los insumos necesarios para la modelación así como las propiedades geométricas y mecánicas que determinan el comportamiento sísmico de dichas estructuras.

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS PUENTES

Los puentes han sido modelados en función de los planos estructurales facilitados por la Dirección de Vialidad. Se presenta en la Tabla 4-1**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** un resumen descriptivo general de los puentes en análisis.

Tabla 4-1: Descripción general de puentes en análisis. Elaboración propia.

Puente	Vanos	Esviaje [g]	Luz [m]	Cepa	Estribo	Vigas
P. Chanco	2	0	28.4	Pila-Pilote	N.I	P.
P. Rarirruca	3	0	26	Pila-Pilote	N.I	P.
P.I. Las Mercedes	2	12.33	27	Columna y Zapata	N.I	P.

P.: Vigas post-tensadas
N.I.: No integrado

Para el desarrollo de la modelación se han considerado las propiedades nominales de los materiales, las que se resumen en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2: Materiales utilizados en la modelación. Elaboración Propia

Elemento	Puente Chanco	Puente Rarirruca	P.I. Las Mercedes
Hormigón del Tablero	H30	H30	H30
Hormigón cepas	H30	H30	H25
Hormigón de Vigas	H40	H40	H55
Hormigón de Estribos	H30	H30	H25
Acero de refuerzo	A 63-42 H	A 63-42 H	A 63-42 H

Se presenta en las Figuras 4-1, 4-2, 4-3, 4-4, 4-5 y 4-6 las elevaciones y vistas en plantas de cada uno de los puentes en análisis.

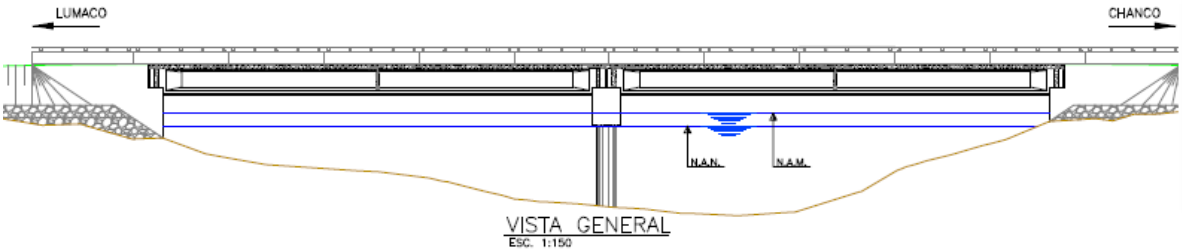


Figura 4-1: Elevación longitudinal. Puente Chanco.

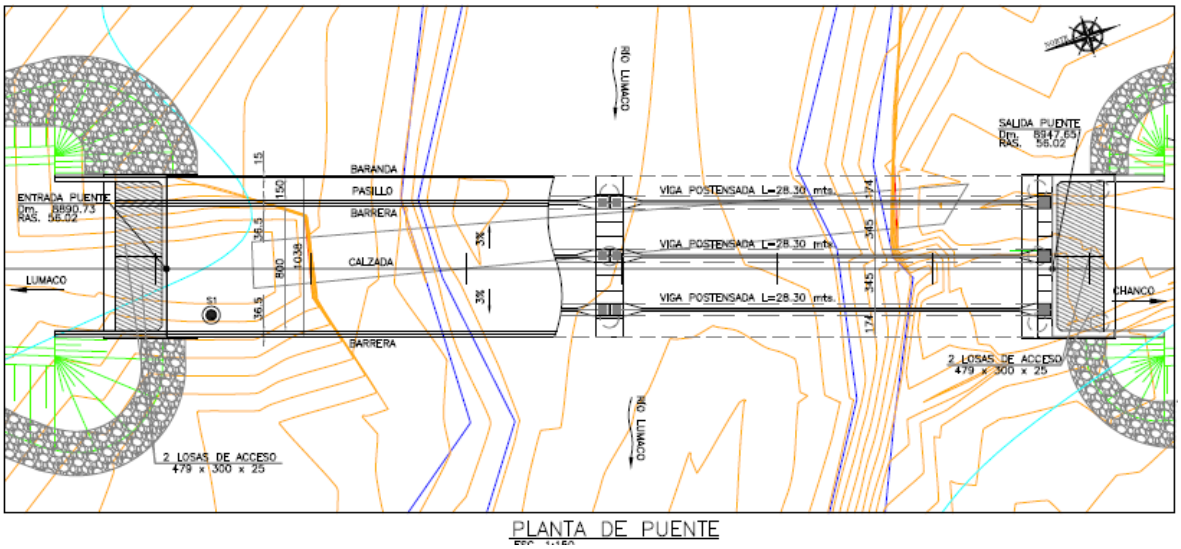


Figura 4-2: Vista en Planta. Puente Chanco.

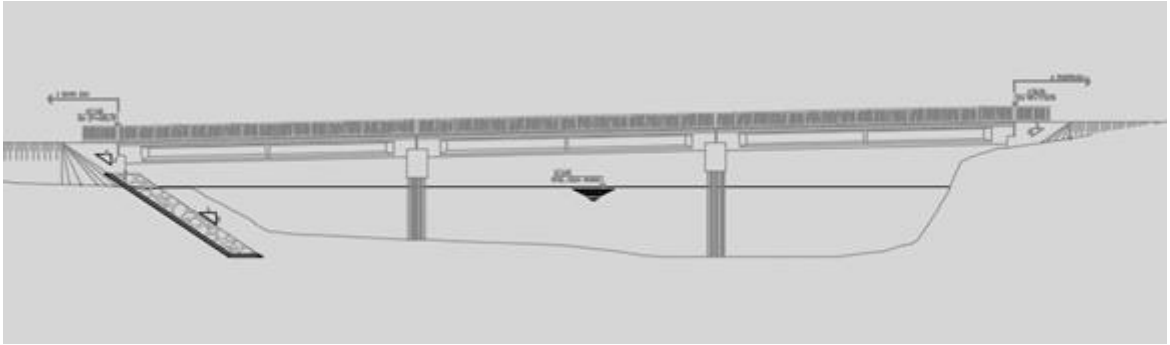


Figura 4-3: Elevación Longitudinal. Puente Rarirruca

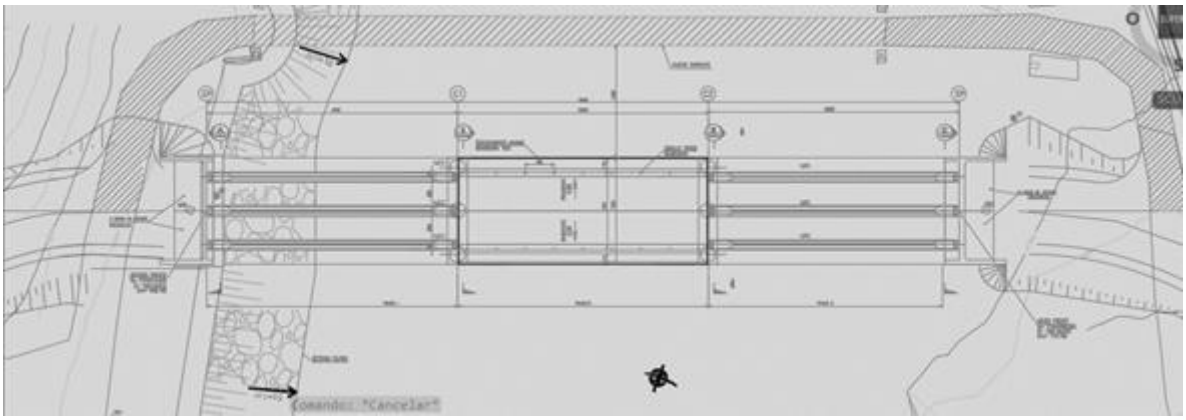


Figura 4-4: Vista en Planta. Puente Rarirruca.

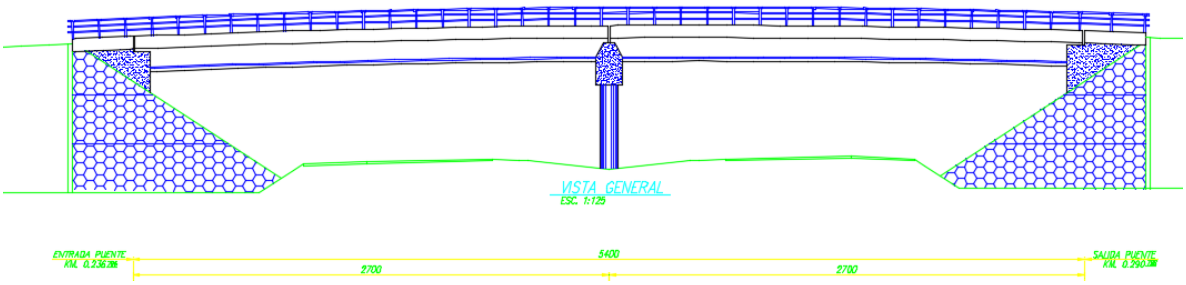


Figura 4-5: Elevación longitudinal. P.I. Las Mercedes

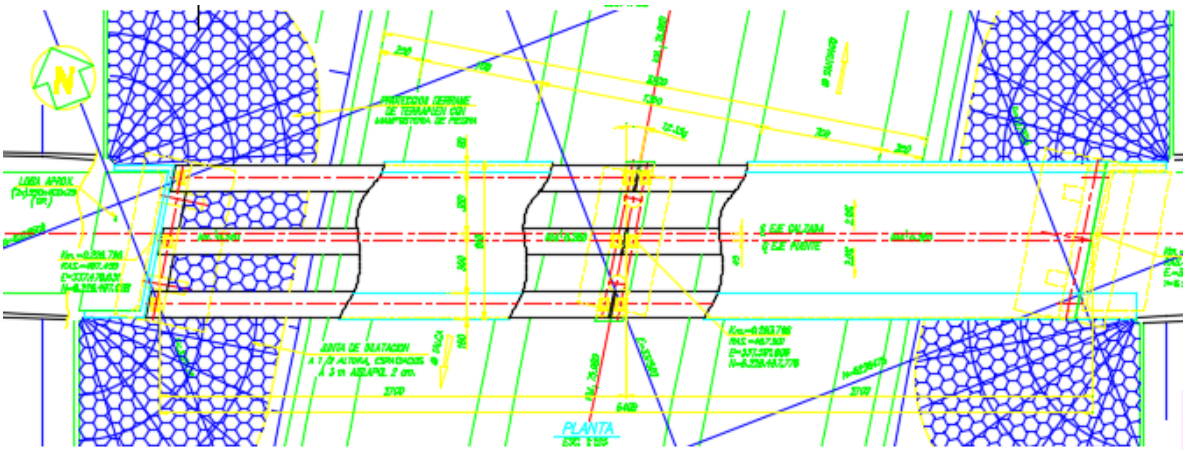


Figura 4-6: Vista en Planta. P.I. Las Mercedes

4.2. CEPAS Y RÓTULAS PLÁSTICAS EN COLUMNAS

Cómo se muestra en la

Tabla 4-3 las cepas de los puentes modelados en este estudio presentan dos tipologías, mientras el Puente Chanco y el Puente Rarirruca presentan cepas tipo Pila-Pilote, el paso inferior Las Mercedes presenta cepa con fundación superficial.

Para las cepas del Puente Chanco y el Puente Rarirruca, se determina un largo equivalente de acción de la columna, utilizando un modelo lineal elástico con las propiedades de las cepas y las propiedades del suelo obtenidas desde los informes de mecánica de suelos de ambos puentes, generando un largo de empotramiento equivalente para cada una de las cepas (ver Figura 4-7), según la sección 2.5.2.

Además, en los tres puentes analizados se dividieron los elementos columna en al menos tres elementos tipo *frame*[1] (AASHTO, 2009).

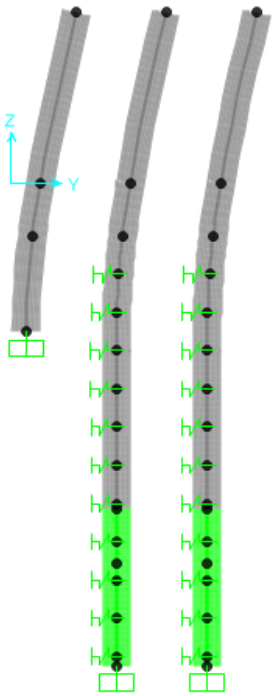


Figura 4-7: Largo equivalente. Método utilizado para pila-pilote. (SAP2000)

[1] Elementos viga tridimensional utilizado por SAP2000, 12 grados de libertad.

Tabla 4-3: Definición de rotulas plásticas en columnas tipo pila-pilote

Columnas	H'[cm]	D [cm]	Lp [cm]	Lp/2 [cm]
P. Chanco.	140	120	130	65
P. Rarirruca C1.	240	150	174	87
P. Rarirruca C2	570	150	207	103.5

H': Altura
D: Diámetro de la pila
Lp: Lóngitud calculada de la rótula plástica

Para la cepa del Paso Inferior Las Mercedes, se considera un empotramiento (AASHTO, 2009) a nivel de la fundación, los detalles de la modelación de las rotulas plásticas se observa en la Tabla 4-4.

Tabla 4-4: Definición de rótula plástica para caso de zapata de fundación

Columnas	L [cm]	N [Tonf]	Mpb [Tonf cm]	Mps [Tonf cm]	L1 [cm]	L3 [cm]	Fye [kgf/cm2]	db [cm]	Lp1 [cm]	Lp2 [cm]
P.I. Las Mercedes	600	160	41873	35151	326.18	273.82	4830	32	59	55

Se asignan las rótulas plásticas al modelo de elementos finitos de modo que estas queden ubicadas a una distancia igual a la mitad del largo de rótula plástica desde el punto de máximo momento.

4.3. ESTRIBOS

La modelación de los estribos para el análisis no lineal se basa en los criterios estipulados en la sección 2.5.3, es decir la respuesta dependerá de su propia geometría y de los valores experimentales que asisten la modelación. Se presenta en la Tabla 4-5 los parámetros utilizados en la modelación.

En los modelos computacionales los estribos se incorporan mediante elementos que actúan en serie con los elementos que componen la conexión superestructura - subestructura, los cuales son elementos flexibles con leyes constitutivas no lineales. Para la dirección longitudinal se reconoce la existencia de una relación de compatibilidad de deformaciones entre los apoyos elastoméricos y el mismo estribo que varía en función de la deformación existente. En los modelos computacionales esto se implementa mediante un elemento que posee, en un principio, la relación fuerza-deformación de los elastómeros y de los pilotes actuando en serie, luego al llegar los elastómeros al rango plástico la rigidez del sistema se hace cero hasta que se cierra el "*GAP*" (para el estribo activo), desde este punto se considera el aporte de la rigidez del estribo en dirección longitudinal. Para el estribo pasivo las deformaciones del elemento en dirección longitudinal se determinan mediante leyes de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas, para el sistema en serie pilas – elastómeros (Ecuación 4-1 y Ecuación 4-2).

$$Si\ \Delta_e < \Delta_{fe};\ \Delta_e = \frac{\Delta_t}{1 + \frac{K_e}{K_p}}$$ Ecuación 4-1

$$Si\ \Delta_e \geq \Delta_{fe};\ \Delta_e = \Delta_t - \Delta_{fe}\frac{K_e}{K_p}$$ Ecuación 4-2

Dónde
Δ_e: Deformación del elastómero para el estribo pasivo.
Δ_{fe}: Deformación de fluencia del elastómero para el estribo pasivo.
Δ_p: Deformación de las pilas bajo el estribo pasivo.
Δ_t: Deformación del elemento equivalente al sistema en serie pila elastómero.
K_e: Rigidez del elastómero.
K_p: Rigidez de las pilas.

Para la dirección transversal se modela el comportamiento en serie que posee el sistema una vez que el espacio entre la superestructura y el mismo estribo se cierra producto del desplazamiento relativo entre la superestructura y el estribo.

Estribo	Tipo	H [cm]	w [cm]	K [Tonf/cm]	P [Tonf]
P. Chanco	No Integrado	215	1038	376.8	674.6
P. Rarirruca	No Integrado	197	1100	365.8	600.2
P.I. Las Mercedes	No Integrado	185	897	280.2	431.6

Tabla 4-5: Parámetros empleados para la modelación de los estribos.

4.4. SUPERESTRUCTURA

Para los tres puentes se utilizan elementos tipo viga tridimensional, es decir un elemento con doce grados de libertad (seis grados de libertad por nodo), con las propiedades del tablero completo es decir tanto losas como vigas actuando en conjunto. Se presenta en la Tabla 4-6 un resumen de las propiedades mecánicas de dichos elementos.

Puente	Inercia 1 cm^4	Inercia 2 cm^4	Área cm^2
Puente Chanco.	$3.58 * 10^9$	$1.75 * 10^8$	38947
Puente Rarirruca	$4.94 * 10^9$	$2.10 * 10^8$	49890
P.I. Las Mercedes.	$2.81 * 10^9$	$1.11 * 10^8$	31477

Inercia 1: Momento de inercia principal mayor para la sección transversal del tablero.
Inercia 2: Momento de inercia principal menor para la sección transversal del tablero.

Tabla 4-6: Propiedades mecánicas del tablero. Elaboración propia.

Las rigideces de corte de este puente se modifican mediante el factor estipulado en la sección 2.5.4 más atrás.

Esta forma de la superestructura difiere de la modelación para el análisis lineal ante cargas gravitatorias, en donde se requiere un análisis más detallado de los esfuerzos existentes en estos elementos (losas y vigas). Para el análisis sísmico y dada la tipología de los puentes en análisis, se adopta esta forma de modelar la superestructura generando lo que se denomina "Spine Model" (Priestley, 1996).

4.5. APOYOS ELASTOMÉRICOS

Los apoyos elastoméricos se modelan mediante las características geométricas y la carga axial que soportan, estos parámetros se observan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**. La carga axial determinada para cada apoyo, para efectos de esta investigación es obtenida considerando sólo el peso propio de la estructura.

Estos elementos, tanto en la cepa como en el estribo, se modelan como elementos de conexión entre la viga superior de la cepa y el estribo respectivamente, actuando tanto en la dirección longitudinal como en la dirección transversal del puente.

Tabla 4-7: Párametros de apoyos elastoméricos en modelación.

Apoyo elastomérico	b [cm]	d [cm]	h_r [cm]	N [Tonf]	G [MPa]
P. Chanco E.	55	55	4.2	41	1.02
P. Chanco C.	40	40	4.2	62.5	1.02
P. Rarirruca E.	40	52	4.4	41.9	1.02
P. Rarirruca C.	40	50	6.3	59.3	1.02
P.I. Las Mercedes E.	30	50	5.2	32.6	1.02
P.I. Las Mercedes C.	30	50	2.5	54	1.02

4.6. TOPES SÍSMICOS (LLAVES DE CORTE)

Los topes sísmicos que componen las llaves de corte de los puentes han sido modelados en función de los mecanismos de falla presentados en la sección 2.5.6. En la Tabla 4-8 se muestran las cuantías utilizadas y los mecanismos de falla determinados para cada tope sísmico en análisis. Se observa una tendencia a presentar mecanismos de falla de tipo deslizamiento de corte, esto se debe a que al existir una cuantía de acero horizontal muy alta respecto a la vertical genera que el hipotético mecanismo de tensión diagonal está asociado a una fuerza de corte muy alta, por lo que el tope sísmico iniciaría una rotación (Deslizamiento de corte).

Tabla 4-8: Mecanismos de falla y cuantías en los topes sísmicos.

Tope Sísmico	Tipo	ϕv [mm]	Número	ϕh [mm]	Número	Ash/Asv	Mecanismo de falla
P.Chanco E.E.	Exterior	12	14	12	48	3.4	Deslizamiento de Corte

P.Chanco E.I.	Interior	12	10	12	48	4.8	Mecanismo interior
P.Chanco. C.E.	Exterior	12	14	12	16	1.1	Tensión Diagonal
P. Chanco C.I	Interior	12	10	12	16	1.6	Mecanismo interior
P. Rarirruca. E.E.	Exterior	16	20	16	46	2.3	Deslizamiento de Corte
P. Rarirruca. C.E.	Exterior	12	22	18	16	1.6	Deslizamiento de Corte
P.I. Las Mercedes E.E.	Exterior	12	2	12	10	5.0	Deslizamiento de Corte
P.I. Las Mercedes C.E.	Exterior	12	16	16	18	2	Deslizamiento de Corte

E.E.: Tope sísmico de Estribo Exterior
E.I.: Tope sísmico de Estribo Interior
C.E.: Tope sísmico de Cepa Exterior
C.I.: Tope sísmico de Cepa Interior.

En las Tablas 4-9, 4-10 y 4-11 se presentan los parámetros necesarios para modelar cada uno de los topes sísmicos en análisis.

Tabla 4-9: Parámetros de modelación de estribos con falla tipo "Tensión diagonal".

Tope Sísmico	h [cm]	d [cm]	s [cm]	a [cm]	La [cm]	Ld [cm]	ϕ1	#1	ϕ2	#2	ϕh	#h	nh	ϕv	#v	nv
P.Chanco. C.E.	160	120	20	20	180	64.4	16	9	22	13	12	7	2	12	6	2

Tabla 4-10: Parámetros de modelación de estribo con falla tipo "Deslizamiento de corte"

Tope Sísmico	Asv [cm2]	b [cm]	d [cm]	h [cm]	db [cm]
P.Chanco E.E.	60.8	96	120	37.5	2.2
P. Rarirruca. E.E.	13.6	75	110	15	1.2
P. Rarirruca. C.E.	44.2	200	150	15	1.6
P.I. Las Mercedes E.E.	10.4	102	36	55	1.6
P.I. Las Mercedes C.E.	12.6	150	56	20	1

Tabla 4-11: Parámetros de modelación para estribos intermedios.

Tope Sísmico	Ac [cm2]	ρ
P.Chanco E.I.	12000	0.007
P.Chanco C.I.	18000	0.005

ρ: cuantía longitudinal

Las llaves de corte se construyen utilizando las relaciones fuerza-deformación asociadas a cada uno de los topes sísmicos, se genera en el modelo computacional elementos de conexión entre la viga superior de la cepa y la superestructura de modo que el modelo capture la esencia no lineal de este tipo de elementos. Para el P.I. Las Mercedes no se consideraron la existencia de topes sísmicos ya que dichos elementos no fueron ejecutados en el proceso constructivo.

4.7. BARRAS ANTI-SÍSMICAS

Se presentan a continuación los parámetros necesarios para la modelación de las barras antisísmicas (Tabla 4-12). Esta modelación se basa en lo expuesto en la sección 2.5.7

Tabla 4-12: Parámetros de modelación para barras antisísmicas

Barra Antisísmica	Diafragma	h [cm]	ϕ [cm]	Fy [kgf/cm2]
P. Chanco	Si	10	2.5	4200
P. Rarrirruca	SI	28	2.8	2800
P.I. Las Mercedes	No	280	2.2	2800

4.8. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS Y CONSIDERACIONES ESPECIALES

Para cada puente en análisis se construye un modelo de elementos finitos que captura todas las consideraciones expuestas en esta sección. La modelación considera modelos denominados *"spine model"*, en donde la superestructura (tablero, vigas y otros elementos monolíticos) es considerada como una serie de elementos *frame* que se conectan a estribos y a cepas (ver Figura 4-8), este enfoque es válido debido a que no interesa analizar en detalle los esfuerzos en la superestrcutura, más bien interesa capturar la esencia inercial de esta parte de la estrucutra.

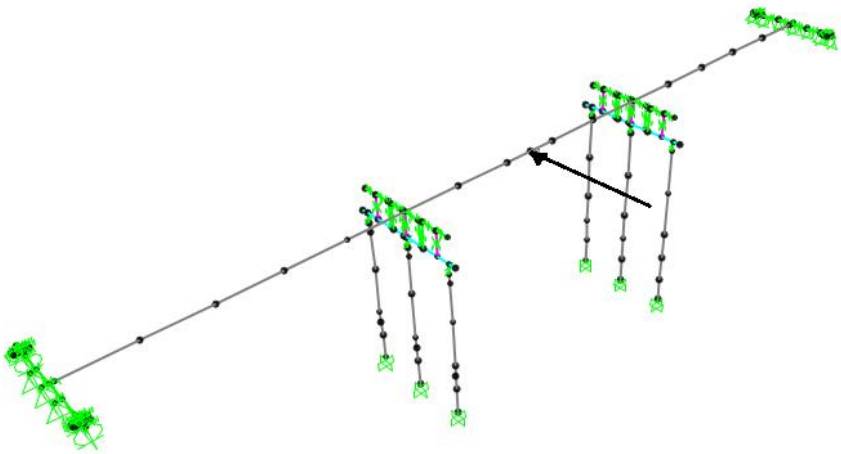
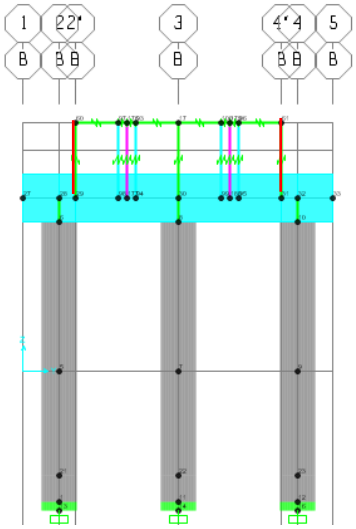


Figura 4-8: Modelo y carga transversal definidos para análisis no lineal estático. (SAP2000)

Los elementos de conexión tablero-cepa, como topes sísmicos, apoyos elastoméricos y barras antisísmicas, son ensamblados mediante un conector tipo *link*[2] de ley constitutiva no lineal, este tipo de elementos realizan la conexión entre cachos rígidos carentes de masa (que actúan compatibilizando deformaciones con la superestructura) y la viga superior de la cepa. Se observa un ejemplo en la Figura 4-9. Estos elementos restringen el movimiento en la dirección vertical y las

[2] Elemento tipo link de SAP2000 de largo finito (entre dos nodos).

rotaciones en todas las direcciones permitiendo sólo el desplazamiento en las direcciones longitudinales y transversales que son las direcciones en donde actúan estos elementos.



Barras antisísmicas (Verticales):
Viga superior del marco (Horizontal):
Apoyos elastoméricos:
Topes sísmicos:
Cacho rígido:
Columnas:

:ablero – cepa vista extruida del modelo (SAP2000)

Los elementos de conexión tablero-estribo, se conectan según lo estipulado en la sección 2.5.3.

Para el análisis no lineal estático se define, para cada puente, dos casos de carga: una en dirección longitudinal y otra en dirección transversal (ver Figura 4-8), ambas aplicadas en un nodo correspondiente al centro de masas de la superestructura, cada caso de carga actúa luego de la carga de peso propio, de esta forma se determina la curva de capacidad en los tres puentes analizados, estos estados de carga no consideran la existencia de sobrecargas de uso en el puente. Para determinar el punto de desempeño se utilizaron los espectros que muestra la Figura 4-10 en conjunto con el método descrito en la sección 2.3.2.3.

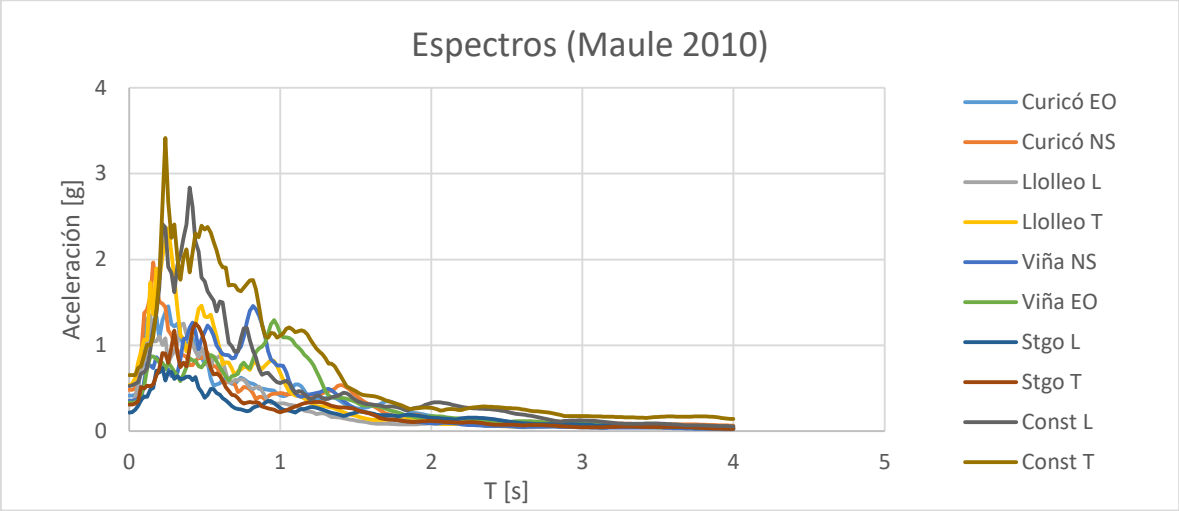


Figura 4-10: Espectros del Maule 2010. Amortiguamiento del 0.05. (Elaboración propia)

Un resumen de la información de los registros se muestra en la Tabla 4-13.

Tabla 4-13: Resumen de registros utilizados

Estación	Componente	PGA (g)
Curicó	EO	0.41
	NS	0.47
Constitución	L	0.54
	T	0.63
Santiago Centro	L	0.21
	T	0.31
Viña del Mar en El Salto	EO	0.34
	NS	0.35
Llolleo	L	0.33
	T	0.56

Además de los registros del terremoto del Maule se utilizan los espectros de diseño según las consideraciones del Manual de Carreteras en su edición vigente. La información pertinente se muestra en la Figura 4-11: Espectros de diseño. y en la Tabla 4-14

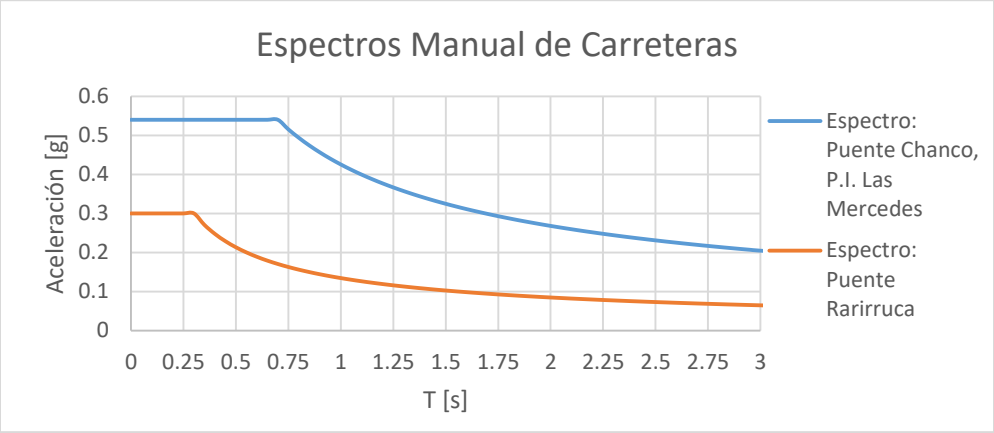


Figura 4-11: Espectros de diseño. Amortiguamiento 0.05.

Tabla 4-14: Información espectral de puentes en análisis.

Puente	C.I.	Suelo	Ao [g]
P. Chanco	1	III	0.3
P. Rarirruca	1	II	0.2
P.I. Las Mercedes	1	III	0.3

C.I: Coeficiente de importancia (Ver Anexo A)
Ao: Ver Anexo A
Suelo: Ver Anexo A

CAPÍTULO 5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En el presente capítulo se exponen los resultados de la modelación realizada, éstos serán complementados a través de comentarios destinados a caracterizar los fenómenos capturados por el análisis. El capítulo se divide en secciones definidas en función del tipo de resultado expuesto distinguiéndose los resultados del análisis (análisis modal espectral, curvas de capacidad, puntos de desempeño) y los resultados asociados al desempeño sísmico de puentes (estados límites).

5.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

5.1.1. ANÁLISIS LINEAL

El análisis lineal de los tres puentes, se realiza para obtener la información modal de la estructura y además se busca encontrar la demanda sísmica especificada por el Manual de Carreteras mediante el método modal espectral. Para realizar el análisis se consideró la rigidez inicial tanto de las barras sísmicas como de los apoyos elastoméricos, mientras el aporte del estribo se condicionó debido a la existencia de una distancia libre con el tablero, en consecuencia sólo se considera la rigidez que aporta cada cepa de fundación que actúa en serie con los elementos de conexión (apoyos elastoméricos y barras antisísmicas). Para el caso del P.I. Las Mercedes, y sólo para el análisis modal espectral, los estribos se modelan como apoyos para los elastómeros y barras sísmicas ,esto debido a la existencia de de muros que aportan una rigidez extra a la considerada en el modelo de estribos. Un resumen con la información modal se presenta en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1: Información modal.

Periodo del Puente	Modo	T[s]	Tipo
Puente Chanco	I	0.65	Transversal
Puente Chanco	II	0.63	Longitudinal
Puente Chanco	III	0.41	Torsión
Puente Rarirruca	I	0.89	Transversal
Puente Rarirruca	II	0.78	Longitudinal
Puente Rarirruca	III	0.61	Torsión
PI Las Mercedes	I	0.72	Longitudinal
PI Las Mercedes	II	0.65	Transversal
PI Las Mercedes	III	0.49	Torsión

Los resultados del análisis modal espectral contemplando las indicaciones del Manual de Carreteras, arrojan los siguientes valores de demanda de desplazamiento, estos valores fueron obtenidos

utilizando los espectros descritos en la Figura 4-11 (Ver Tabla 5-2 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

Tabla 5-2: Resultados del análisis modal espectral. Combinación modal CQC SAP2000

Puente	Desplazamiento máximo Longitudinal [cm]	Desplazamiento máximo Transversal [cm]
Puente Chanco	8.4	7.8
Puente Rarirruca	3.2	3.4
P.I. Las Mercedes	7.8	7.4

5.1.2. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

Se presenta la información asociada al análisis estático no lineal aplicado a los tres puentes en análisis, además de los respectivos puntos de desempeño determinados para cada uno de los espectros utilizados que se aprecian en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3. Puntos de desempeño para espectros del Maule (2010).

Espectro	PGA [g]	P. Ch. L.		P. Ch. T.		P. R. L.		P. R. T.		P.I.L.M. L.		P.I.L.M.T.	
		D [cm]	V [Tonf]	D [cm]	V [Tonf]	D [cm]	V [Tonf]	D [cm]	V [Tonf]	D [cm]	V [Tonf]	D [cm]	V [Tonf]
CuricóE0	0.41	7.02	183	8.25	280	9.97	692	10.76	445	6.89	208	4.76	326
CuricóNS	0.47	5.05	160	6.6	237	8.14	472	11.99	513	6.01	208	6.55	430
Llolleo L	0.54	5.3	163	8.53	287	9.38	622	7.59	322	6.91	208	7.61	489
Llolleo T	0.63	9.1	209	14.5	436	12.07	925	18.32	816	9.62	208	10.52	685
Viña EW	0.21	10.83	485	19.2	646	12.6	946	20.55	1258	10.89	436	7.53	480
Viña NS	0.31	11.15	591	25	953	20.16	986	19.03	824	11.16	507	9.6	641
Stgo L	0.34	2.73	132	3.9	159	5.89	216	6.92	302	3.56	142	4.12	280
Stgo T	0.35	4.01	148	5.3	205	6.58	282	5.73	265	4.63	182	5.83	401
Const. L.	0.33	13.6	843	11.8	371	15.75	977	16.25	760	8.71	208	13.64	786
Const. T.	0.56	22.73	843	29	1175	21.16	986	27.74	2117	20.8	640	16.2	867

Ch: Puente Chanco
R: Puente Rarirruca
P.I.L.M: P.I. Las Mercedes
L: Dirección longitudinal. (Ejemplo P.Ch.L.= Puente Chanco en dirección longitudinal).
T: Dirección transversal. (Ejemplo P.R.L.= Puente Rarirruca en dirección transversal).
D: Desplazamiento de tope en el centro de masas del tablero.
V: Fuerza de corte basal.

Se observa que los desplazamientos en los puntos de desempeño, son en su mayoría del mismo orden de magnitud que el asociado al análisis modal espectral realizado a los puentes. Sin embargo, para el caso del espectro del registro de Constitución Transversal (Const. T.) el desplazamiento asociado al punto de desempeño supera con creces el desplazamiento del análisis lineal para cada uno de los puentes, las consecuencias de este fenómeno serán abordadas más adelante.

5.1.2.1. PUENTE CHANCO

Se presentan las curvas de capacidad correspondientes al Puente Chanco, la información se muestra en las Figura 5-1 y Figura 5-2.

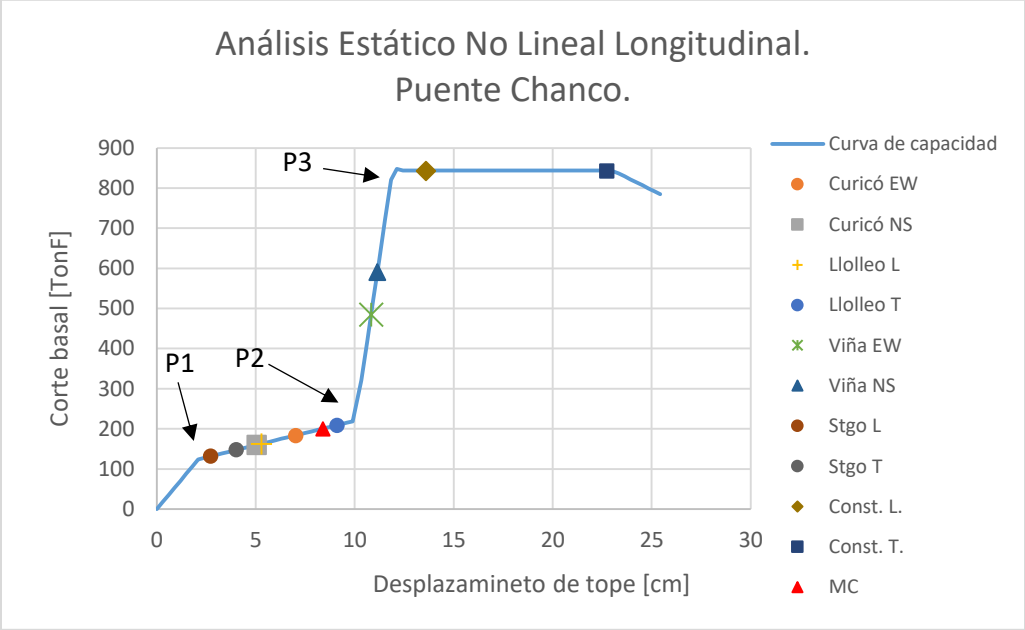


Figura 5-1: Curva de capacidad longitudinal. Puente Chanco

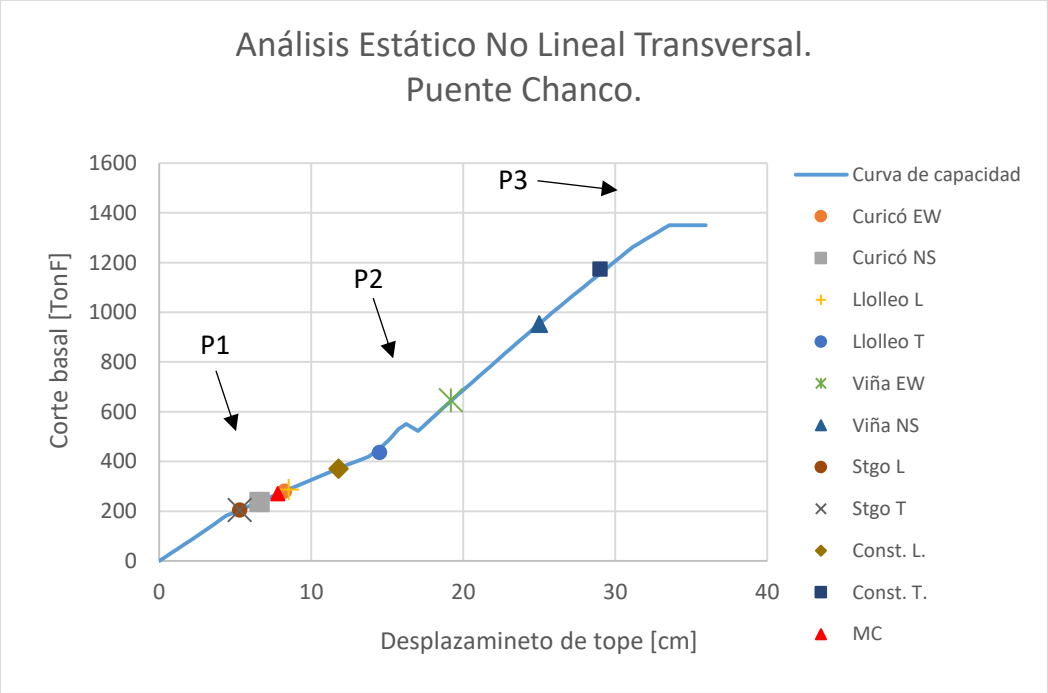


Figura 5-2: Curva de capacidad transversal. Puente Chanco.

Se observa, en la Figura 5-1 gráficamente los puntos de desempeño mostrados en la Tabla 5-3, además se identifican en esta curva ciertos puntos de interés que controlan el comportamiento en esta dirección, dichos puntos se detallan a continuación.

- P1: Corresponde a una deformación del punto de control (centro del tablero) del orden de dos centímetros, corresponde al nivel de deformación donde los apoyos elastoméricos de ambos estribos llegan de forma simultánea al rango plástico de su ley constitutiva, esto genera una notoria pérdida de rigidez.
- P2: Corresponde a una deformación del punto de control del orden de diez centímetros corresponde al punto en dónde se cierra el "*GAP*" longitudinal existente entre la cepa y estribo generando una gran pendiente asociada a la colaboración en paralelo de la rigidez del estribo.
- P3: Corresponde a una deformación del tablero cercana a los doce centímetros corresponde a una deformación tal que, según la ley constitutiva del estribo (ver 412.5.3), este llega a su rango plástico, que coincide aproximadamente con el inicio del rango plástico de los elastómeros de la cepa

Un tópico importante es que para todos los puntos determinados en esta dirección la cepa permanece en el rango elástico. Esto último debido a que la capacidad de transmitir el corte de los elementos de conexión entre la cepa y la superestructura no es suficiente para lograr que se generen las rótulas plásticas en las columnas.

Para el caso de la dirección transversal la información se expone en la Figura 5-2, en dónde al igual que para el caso longitudinal se muestran gráficamente los puntos de desempeño determinados para los espectros del terremoto del Maule. Los puntos representativos se detallan a continuación.

- P1: Corresponde al primer cambio de pendiente a una deformación aproximada de cuatro centímetros (punto de control), lo que corresponde al punto en dónde los apoyos elastoméricos entran en su rango plástico, generando así la primera pérdida de rigidez del sistema global.
- P2: Corresponde a una deformación cercana a los dieciséis centímetros corresponde a la formación de rótulas plásticas en la cepa, además del cierre del "*GAP*" existente entre el estribo y el diafragma.
- P3: Corresponde a la deformación en donde el elemento equivalente al estribo entra en rango plástico, es necesario comentar que a este nivel de deformación, las rótulas plásticas se formaron y tanto apoyos elastoméricos como topes sísmicos (del estribo) presentan desplazamientos asociados a las fuerzas máximas que estos pueden transmitir.

5.1.2.2. PUENTE RARIRRUCA

Se presentan a continuación las curvas de capacidad correspondientes al Puente Rarirruca, la información se muestra en las figuras Figura 5-3 y Figura 5-4.

Se observa en la Figura 5-3 tanto la capacidad de la estructura en dirección longitudinal como los puntos de desempeño determinados para este puente. Respecto a la curva de capacidad se detallan a continuación los puntos que representativos del comportamiento del puente.

- P1: Corresponde a una deformación del orden de tres punto cinco centímetros (punto de control), en este nivel de deformación inicia la incursión en rango plástico de los apoyos elastoméricos disminuyendo la rigidez global del puente.
- P2: Corresponde a una deformación del punto de control de aproximadamente seis centímetros (punto de control), representa el punto en donde la deformación del estribo supera el "*GAP*" existente, de este modo comienza a actuar la rigidez completa del estribo
- P3: Corresponde al punto en dónde el elemento definido para el estribo entra en su rango no lineal.

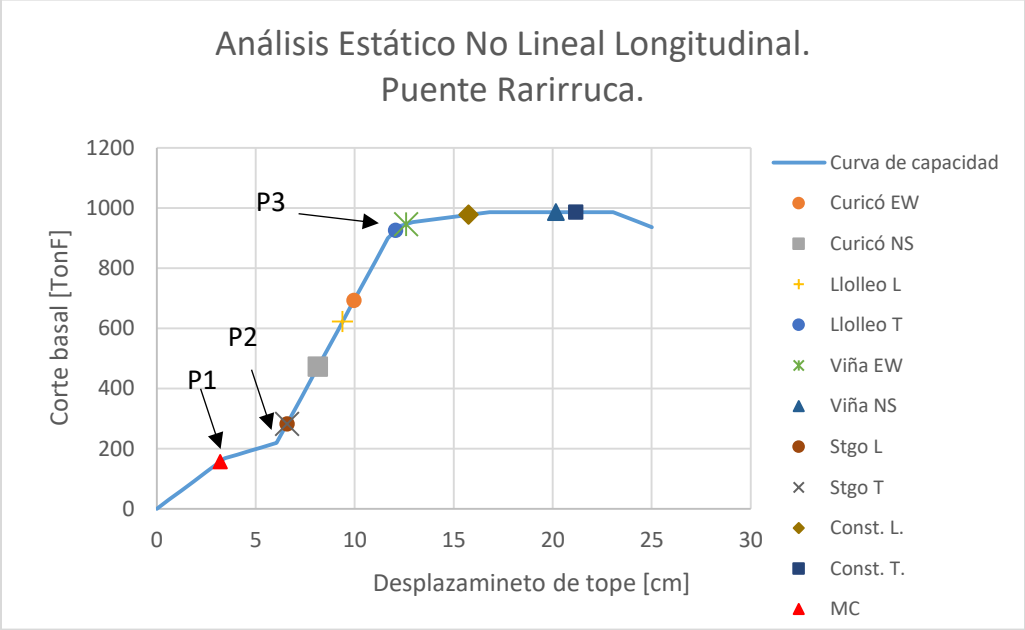


Figura 5-3: Curva de capacidad longitudinal. Puente Rarirruca.

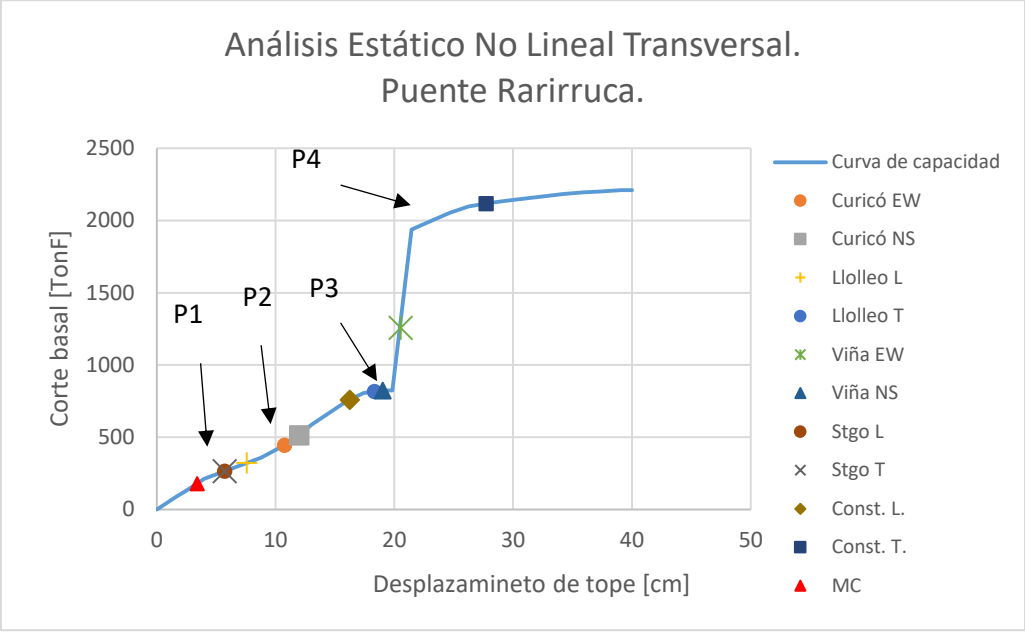


Figura 5-4: Curva de capacidad transversal. Puente Rarirruca

Para el caso de capacidad transversal (Figura 5-4) los puntos representativos se detallan a continuación.

- P1: Corresponde a la incursión no lineal de los elastómeros (deformación del punto de control aproximada de cuatro centímetros.
- P2: Corresponde a la deformación asociada al cierre del "*GAP*" de la primera cepa lo que genera un leve aumento en la rigidez.
- P3: Corresponde al cierre del "*GAP*" de los estribos generando que la rigidez del estribo actúe de forma completa, a esta nivel de deformación comienzan a aparecer rótulas plásticas en las columnas.
- P4: Corresponde a la máxima capacidad del estribo (capacidad plástica).

5.1.2.3. P.I. LAS MERCEDES.

Se presenta a continuación los resultados del análisis no lineal estático para el Paso Inferior Las Mercedes.

Para la dirección longitudinal la curva se caracteriza por los puntos que se observan en la Figura 5-5 y que se detallan a continuación.

- P1: Corresponde al punto en dónde los elastómeros de los estribos incursionan en el rango plástico, aproximadamente a una deformación de cuatro centímetros de deformación (punto de control). Adyacente a este punto se encuentra la incursión en el rango no lineal de los elastómeros de la cepa, aproximadamente a los seis centímetros.

- P2: Corresponde al cierre del "*GAP*" existente entre el estribo y el tablero en dirección longitudinal, aproximadamente cuando el tablero se deforma diez centímetros, se aprecia el abrupto cambio de rigidez en dicho punto.
- P3: Corresponde al inicio de la incursión plástica del elemento que representa al estribo.

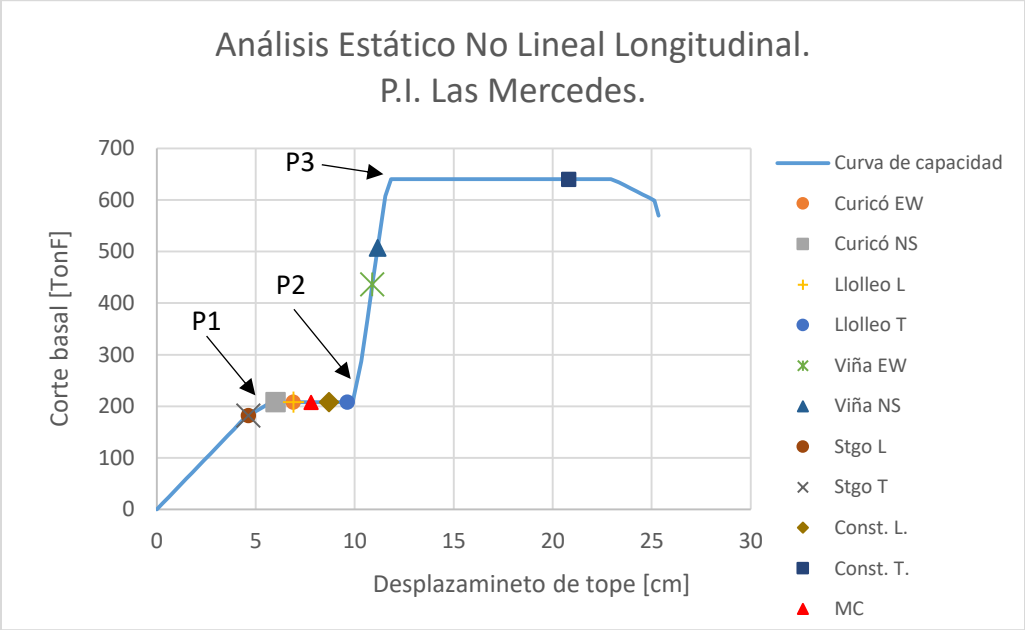


Figura 5-5: Curva de capacidad longitudinal. P.I. Las Mercedes

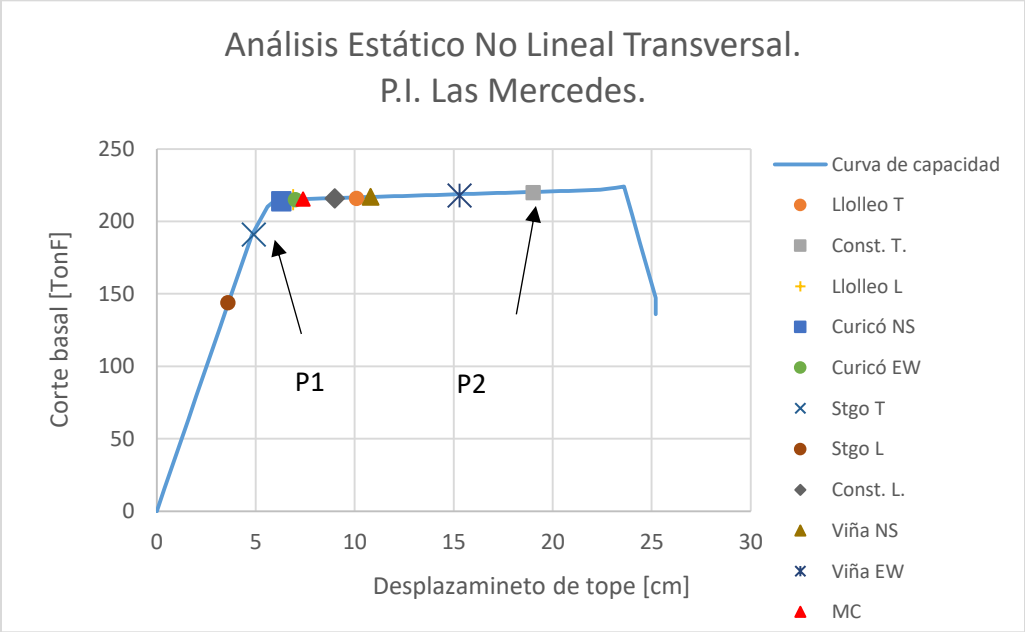


Figura 5-6: Curva de capacidad transversal. P.I. Las Mercedes

Para la dirección transversal la curva se caracteriza por los puntos que se observan en la Figura 5-6, dichos puntos se detallan a continuación.

- P1: Corresponde al punto en dónde los apoyos elastoméricos del estribo y de la cepa entran en rango plástico (aproximadamente a los cinco centímetros de deformación del punto de control).
- P2: Corresponde a la deformación en donde los apoyos elastoméricos pierden su capacidad de transmitir carga.

Para esta dirección y al nivel de deformación en donde los elastómeros pierden su capacidad las barras antisísmicas aún mantienen su rigidez debido a que su ley constitutiva permite deformaciones mayores. Sin embargo, es una rigidez muy pequeña al compararla con la rigidez que aportan dichos apoyos. En la ejecución de este puente, como se expuso en secciones anteriores, no se ejecutaron los topes sísmicos, por lo que no es posible apreciar el aumento de rigidez que esto significa.

5.2. DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES DE HORMGIÓN ARMADO

En esta sección se presenta la evaluación del desempeño sísmico de los puentes en análisis, para ello se utilizarán algunos de los estados límites expuestos en la sección 2.2.3, para elementos como los apoyos elastoméricos, cepas, estribos y otros componentes pertinentes. La información se presentará a través de gráficos los que serán complementados mediante comentarios, las variables utilizadas en la comparación de datos son el PGA (*peak ground aceleration),* el que representa el máximo valor de la aceleración espectral para el periodo cero o movimiento del suelo y Sa(T) que corresponde al valor de aceleración espectral para el periodo fundamental del puente.

5.2.1. APOYOS ELASTOMÉRICOS

Para la evaluación del desempeño sísmico de los elastómeros, se utilizará la variable de deformación de corte de acuerdo a los criterios expuestos en la tabla Tabla 2-13.

Se presentan en la Figura 5-7 los resultados de desempeño correspondiente a los apoyos elastoméricos del Puente Chanco sometidos a los espectros considerados. Se observa en primera instancia que respecto a la dirección longitudinal se encuentra el único punto que supera al colapso (Figura 5.7: 1-a y 2-a), este punto corresponde a la solicitación de deformación de corte del registro de Constitución en dirección transversal, en dónde la demanda de desplazamiento provoca que los apoyos elastoméricos del estribo queden en un estado superior al estado límite de colapso, lo que supone una contradicción a la filosofía de diseño del Manual de Carreteras.

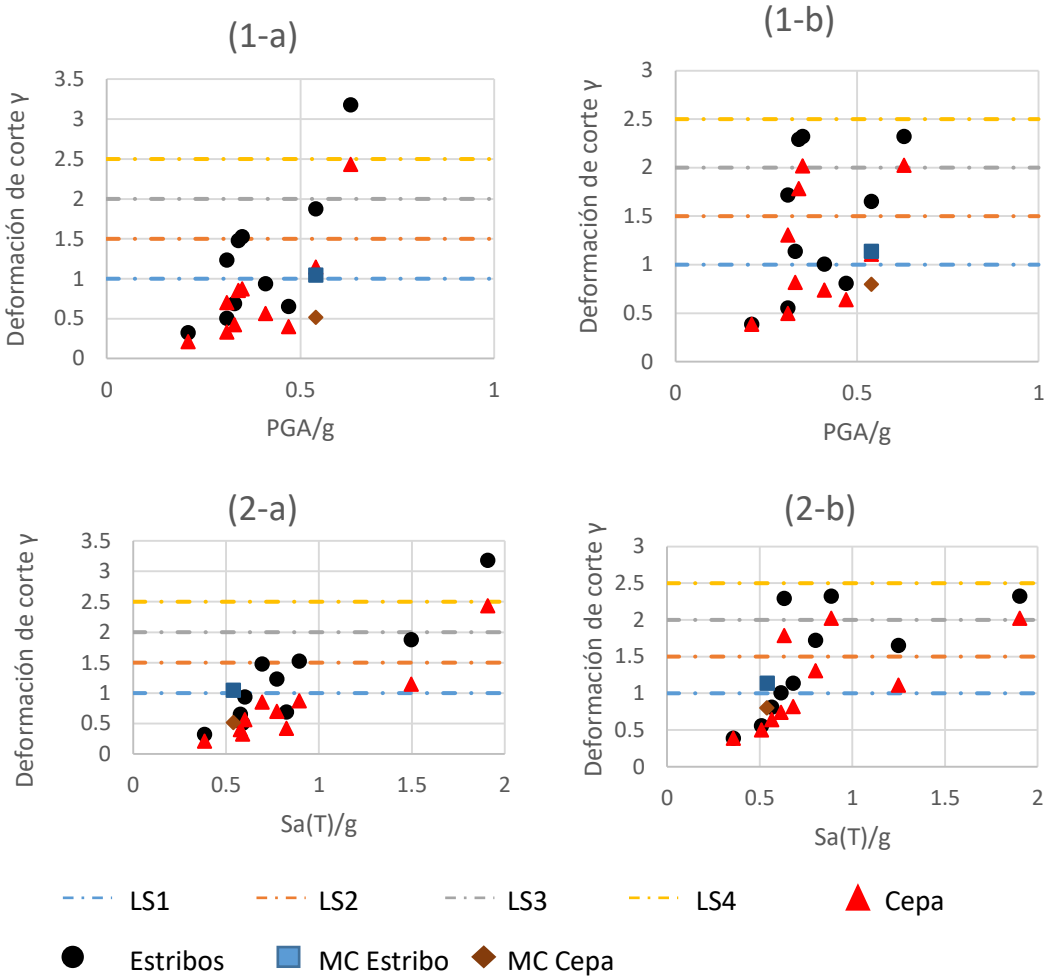


Figura 5-7: Desempeño sísmico de apoyos elastoméricos en Puente Chanco. (1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g.

Respecto al espectro de diseño del Manual de Carreteras se observa que todos los puntos se encuentran bajo el límite de desempeño LS2, que corresponde al nivel de desempeño "Daño Moderado" (sección 2.2.3), considerando que el espectro de diseño está asociado, aproximadamente, a un terremoto de 500 años de periodo de retorno, el desempeño de los elastómeros para ambas direcciones de análisis cumpliría con los criterios de desempeño de servicio (sección 2.1.1.1).

En la Figura 5-8 se presentan los resultados de desempeño sísmico para el Puente Rarirruca, se observa que tanto en dirección transversal como en dirección longitudinal existen espectros de demandas que llevan a los apoyos elastoméricos del estribo a sobrepasar el estado límite LS4, asociado al colapso.

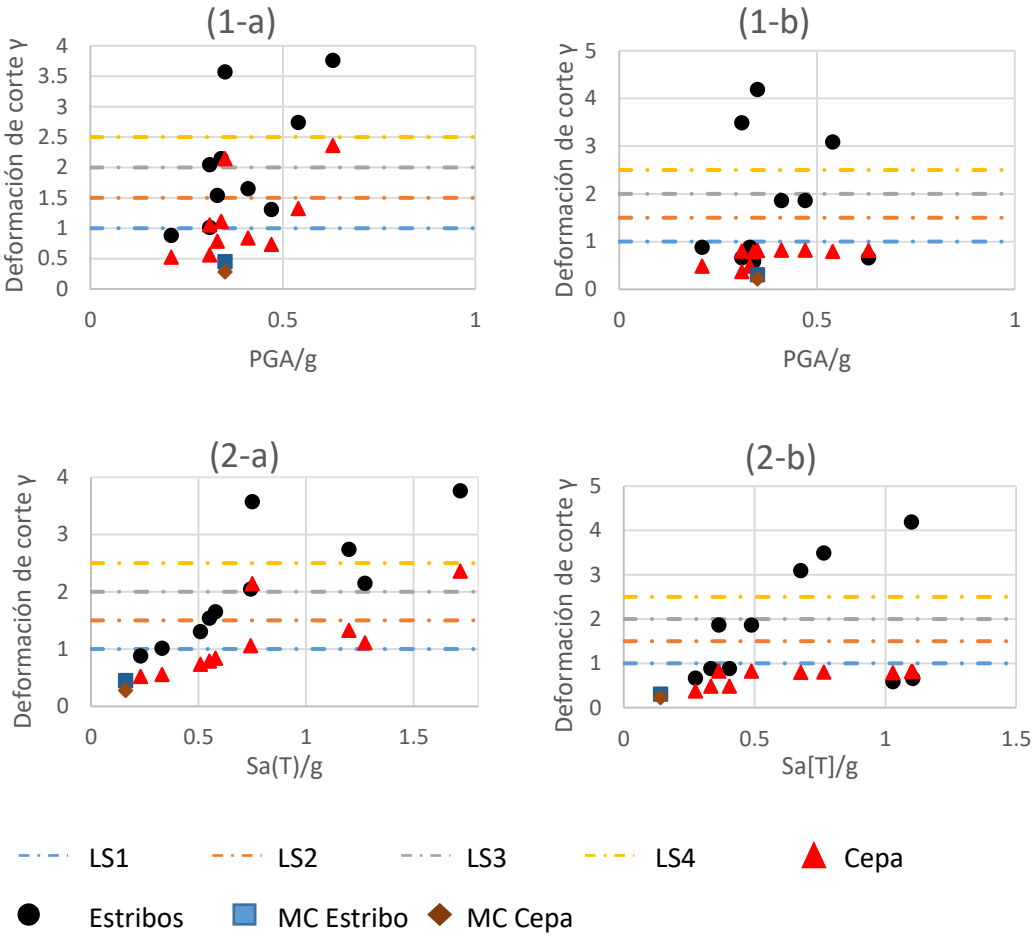


Figura 5-8: Desempeño sísmico de apoyos elastoméricos en Puente Rarirruca. (1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g.

En la Figura 5-8 (1-b y 2-b) se observa que para el espectro con mayor Sa(T), el elastómero del estribo presenta una deformación bajo el estado límite LS1. Sin embargo, esto ocurre debido a que a este nivel de deformación la capacidad de desplazamiento de los topes sísmicos es excedida, lo que genera una redistribución en las fuerzas y un punto de equilibrio en dónde ya no existen dichos topes. Considerando que el sismo es un evento cíclico y que análisis no lineal estático posee la limitante de no capturar los fenómenos de carga y descarga, este punto no se considera válido para identificar el desempeño de los elastómeros.

Respecto a los resultados de desempeño de los elastómeros de la cepa, se destaca el comportamiento que muestra la dirección transversal (Figura 5-8 1-b y 2-b), en dónde no se supera en ningún caso el LS1, este fenómeno responde al cierre del *GAP* entre la cepa y el estribo, lo que lleva a que existe un límite superior entre las deformaciones relativas entre el tablero y la viga cabezal de la cepa.

En los resultados de desempeño del espectro del Manual de Carreteras, se observa que en ningún caso se sobrepasa el estado límite LS1.

En la Figura 5-9 se muestra el desempeño sísmico de los apoyos elastoméricos del P.I. Las Mercedes, se observa que para ambas direcciones de análisis existen espectros de demanda que presentan una deformación superiores al estado límite LS4.

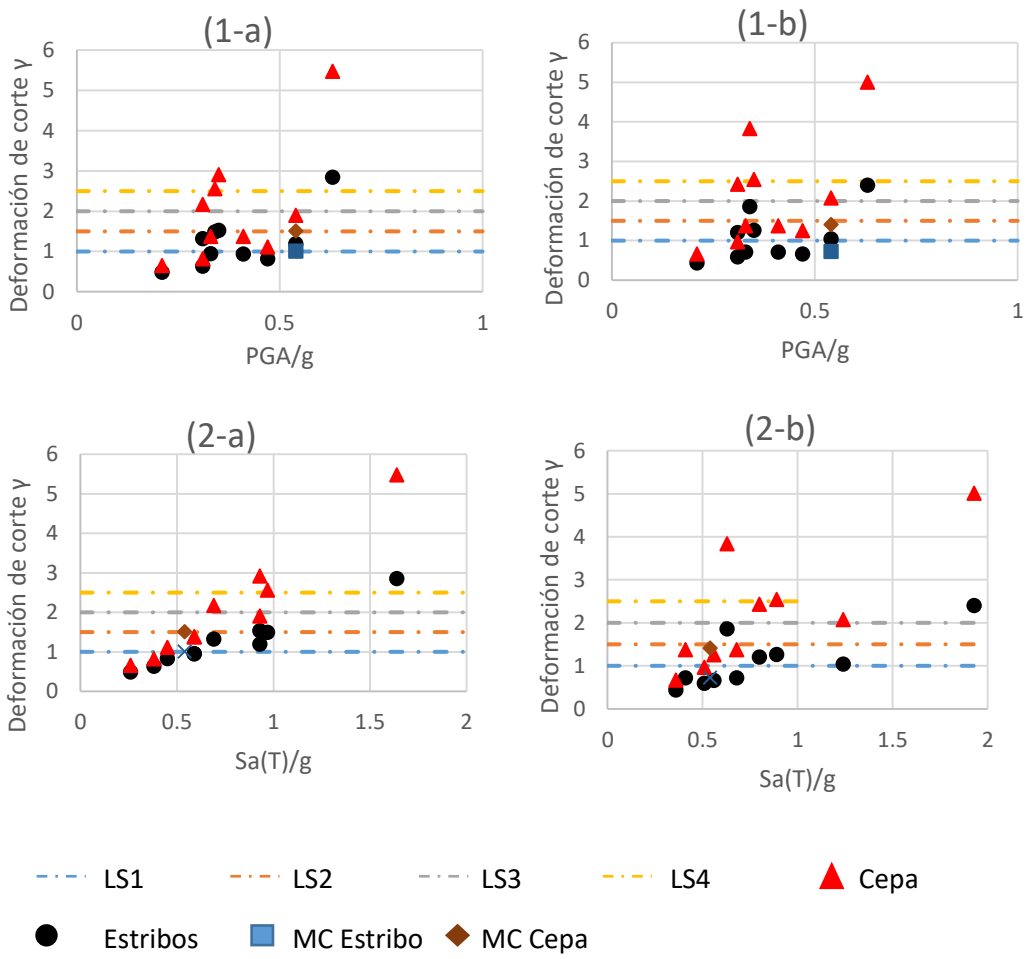


Figura 5-9: Desempeño sísmico de apoyos elastoméricos P.I. Las Mercedes. 1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g.

Respecto a la dirección transversal de análisis la deformación sobre el límite LS4 está estrechamente relacionada con la ausencia de topes sísmicos, particularidad que lo diferencia de los puentes Chanco y Rarirruca, en donde para elastómeros de cepas no se supera la deformación de LS4 en la dirección transversal de análisis. Analizando el desempeño de los elastómeros ubicados en los estribos, se aprecia que el espectro de mayor solicitación (Const. T) lleva al elastómero a una deformación superior a LS4 (Figura 5-9: 1-a y 2-a). Estos resultados podrían estar relacionadas con el colapso experimentado en el puente para el evento sísmico del 27 de Febrero de 2010.

Respecto a los resultados de los espectros de diseño del Manual de Carreteras, se observa que en ningún caso se supera el estado límite asociado al daño moderado (LS2).

5.2.2. CEPAS

Para la evaluación del desempeño sísmico de las cepas, se utilizará la variable de ductilidad de desplazamiento de acuerdo a los criterios expuestos en la tabla Tabla 2-13.

En la Figura 5-10 se presentan los resultados de desempeño sísmico para la cepa correspondiente al Puente Chanco.

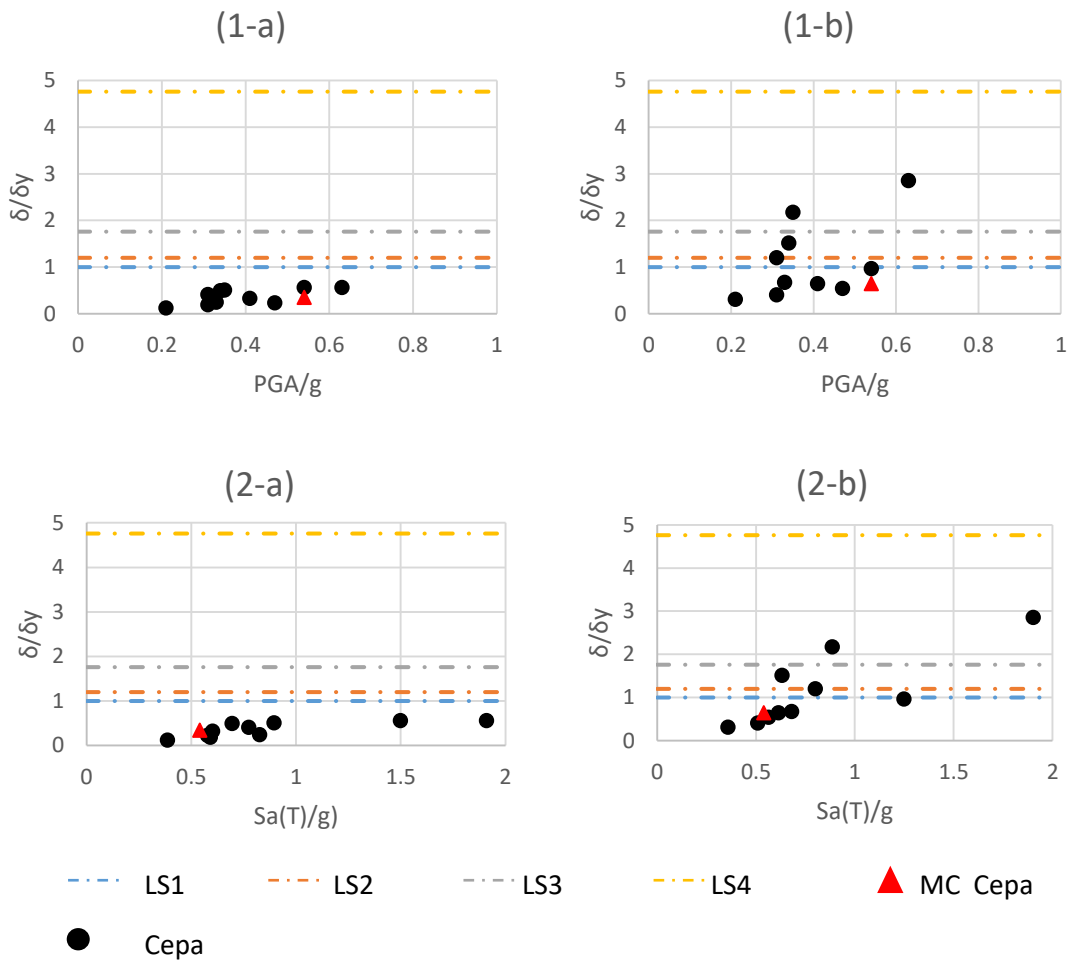


Figura 5-10: Desempeño sísmico cepas en Puente Chanco: (1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g

Se observa que para la dirección longitudinal de análisis (Figura 5-10: 1-a y 2-a) no existen espectros que lleven la deformación de la cepa más allá de la primera fluencia (LS1). Para la dirección transversal de análisis (Figura 5-10: 1-b y 2-b) se observa una serie de espectros que superan el estado límite LS1, LS2 y LS3. Sin embargo ningún espectro supera el estado límite asociado al colapso (LS4), por lo que, considerando que el espectro de mayor PGA y Sa(T) corresponde a un terremoto de intensidad severa, es posible desprender que para las columnas de este puente se cumple la

filosofía de diseño según lo estipulado en el Manual de Carreteras (sección 2.1.1.1). Respecto a las solicitaciones del espectro de diseño, se observa que en ningún caso se supera el límite LS1.

El correcto desempeño de las cepas, en dirección transversal, (en dónde se rotulan las columnas) depende de proveer un buen detallamiento sísmico y las cuantías de acero de refuerzo adecuadas, de tal manera que las columnas sean capaces de soportar sin daños irreparables (sin colapso), las fuerzas y desplazamientos demandados por los espectros.

En la Figura 5-11 se muestran los resultados de desempeño correspondientes al puente Rarirruca.

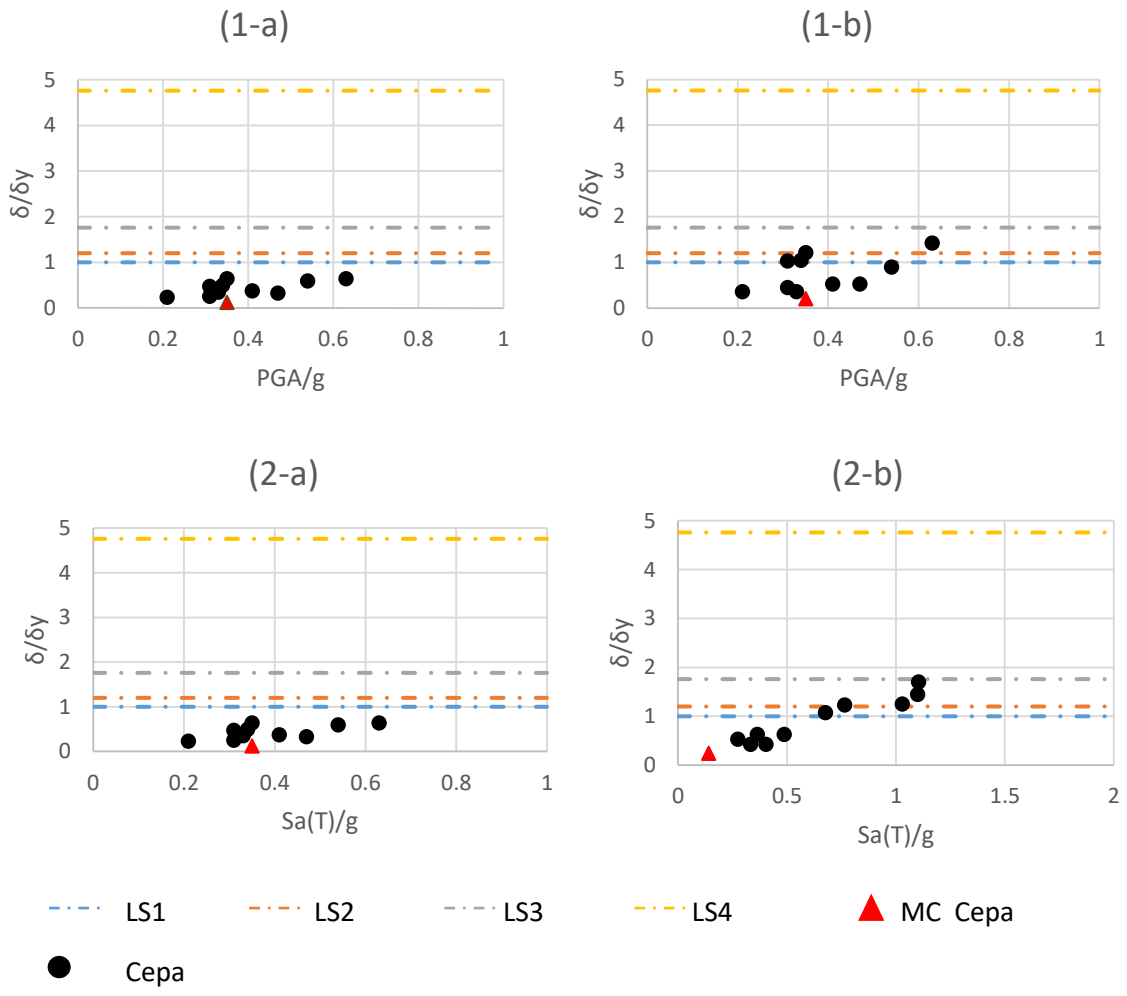


Figura 5-11: Desempeño sísmico cepas en Puente Rarirruca: (1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g

Se observan resultados similares a los resultados de desempeño sísmico de las cepas de Puente Chanco.

En la Figura 5-12 se muestran los resultados de desempeño para las cepas en el P.I. Las mercedes. Se observa que para en ningún caso se supera el límite asociado a la primera fluencia (LS1), se observa, para cada caso, la existencia de un límite superior de desempeño, esto corresponde a la capacidad máxima que poseen los elementos de conexión (elastómeros y barras anti- sísmicas) de transmitir la fuerza de corte hacia las cepas. La principal diferencia respecto a los puentes Chanco y Rarirruca es la ausencia de los topes sísmicos, se observa en los resultados del análisis transversal (Figura 5-12: 1-b y 2b) el efecto de la ausencia de los topes sísmicos que hace que el comportamiento en dirección transversal sea similar al comportamiento en dirección longitudinal.

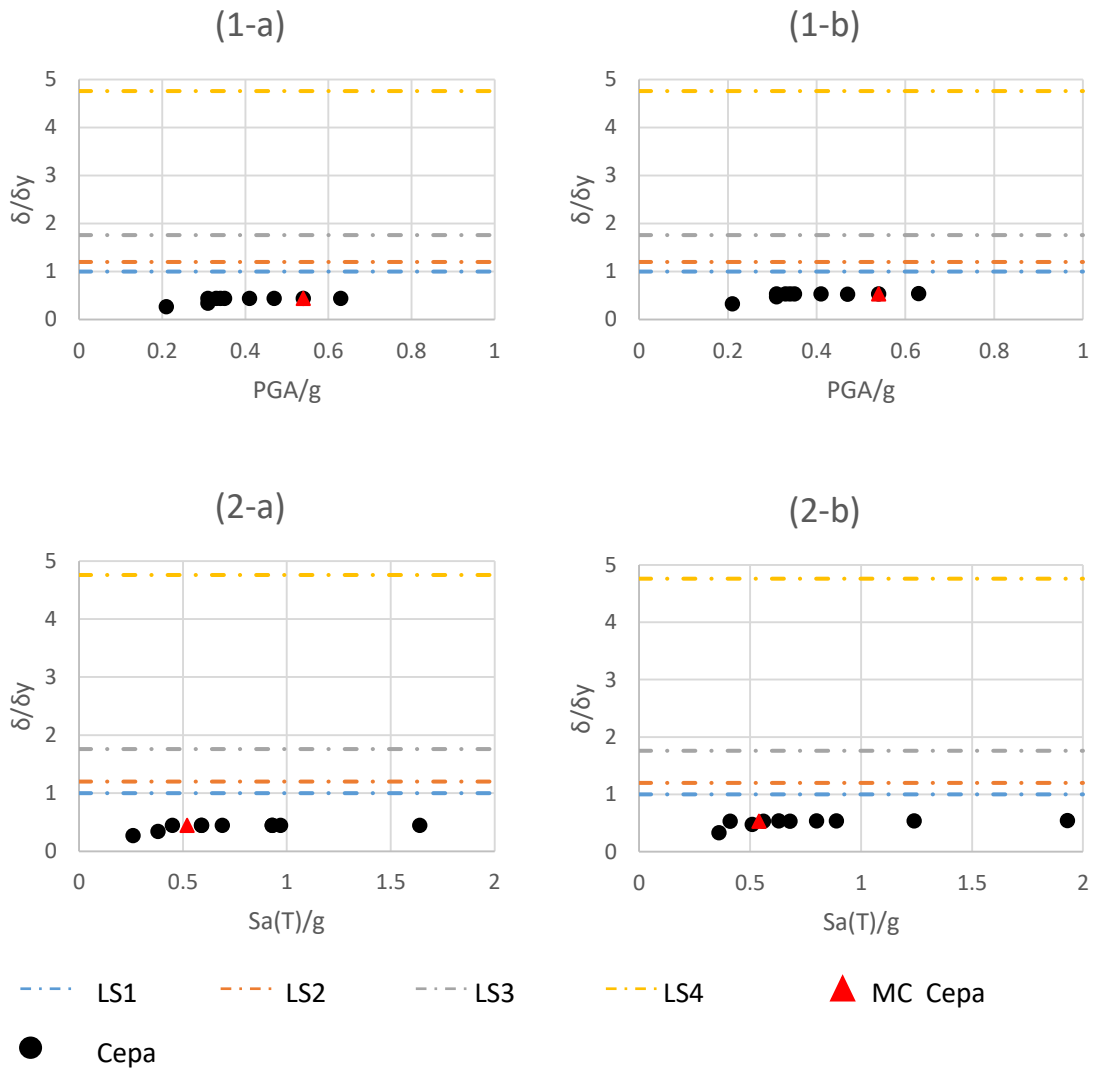


Figura 5-12: Desempeño sísmico cepas en P.I. Las Mercedes: (1-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a PGA/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a PGA/g, (2-a) Análisis en dirección longitudinal resultado respecto a Sa(T)/g, (2-b) análisis en dirección transversal resultado respecto a Sa(T)/g

5.2.3. ESTRIBOS ACTIVOS EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL DE ANÁLISIS

Para la evaluación del desempeño sísmico de los elastómeros, se utilizará la variable de deformación de estribo de acuerdo a los criterios expuestos en la tabla Tabla 2-14.

Se presenta en la Figura 5-13 los resultados de desempeño de los estribos activos en el Puente Chanco y sus respectivos estados límites, se observa que sólo cuatro espectros poseen un desplazamiento diferente de cero, esto está fuertemente relacionado con el "*GAP*" longitudinal existente. En ningún caso se supera el estado límite LS2 y sólo para el registro de mayor PGA y Sa(T) se supera el LS1.

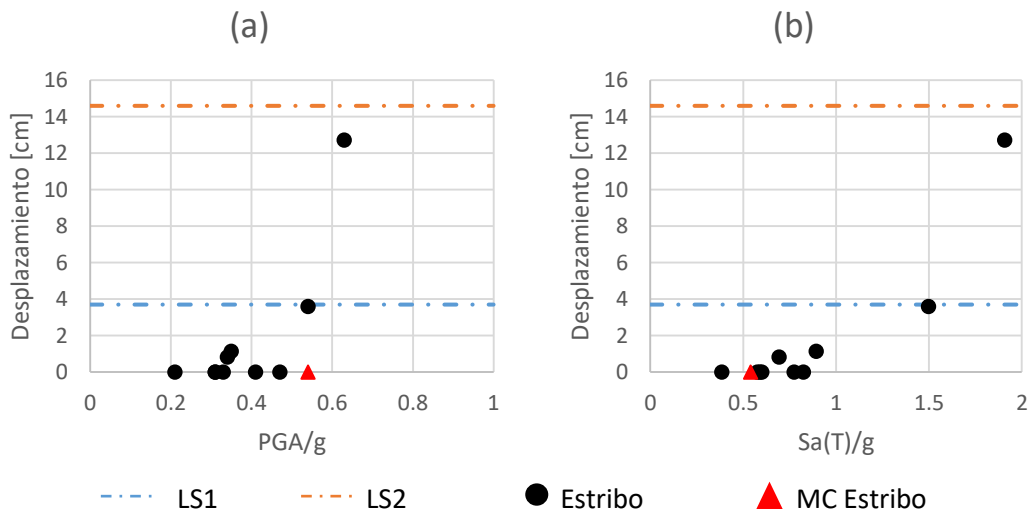


Figura 5-13: Desplazamiento de estribo activo en Puente Chanco. (a): Respecto a PGA/g, (b) respecto a Sa(T)/g

Se muestra en la Figura 5-14 los resultados de desempeño de los estribos activos en el Puente Rarirruca y sus respectivos estados límites, se observa que existe un registro que supera el LS2, este corresponde al espectro de mayor PGA y Sa(T).

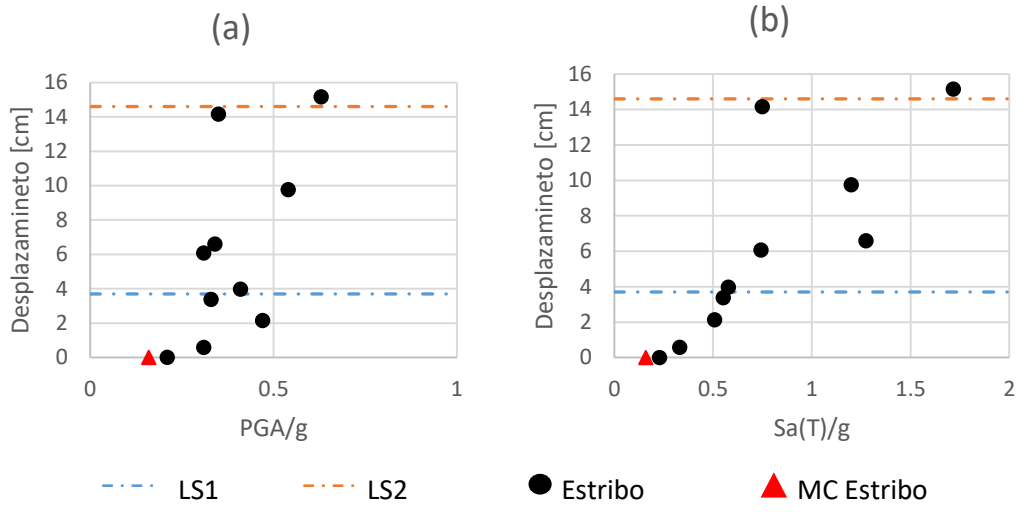


Figura 5-14: Desplazamiento de estribo activo en Puente Rarirruca. (a): Respecto a PGA/g, (b) respecto a Sa(T)/g

A diferencia del desempeño correspondiente al Puente Chanco, en este puente existen nueve espectros que presentan desplazamiento diferente de cero. Geométricamente el Puente Rarirruca posee un "*GAP*" menor que el puente Chanco, por lo que una mayor cantidad de puntos de demanda espectral superan dicha distancia.

Se presenta en la Figura 5-15 los resultados de desempeño sísmico para el estribo del P.I. Las Mercedes, se observa que sólo el espectro con mayor PGA y Sa(T) supera el estado límite LS1 y ningún espectro supera el LS2. El desplazamiento diferente de cero se observa sólo para tres demandas, las que corresponden a los tres espectros de mayor Sa(T). Con respecto al espectro de diseño este no supera el "*GAP*" existente por lo que presenta desplazamiento cero.

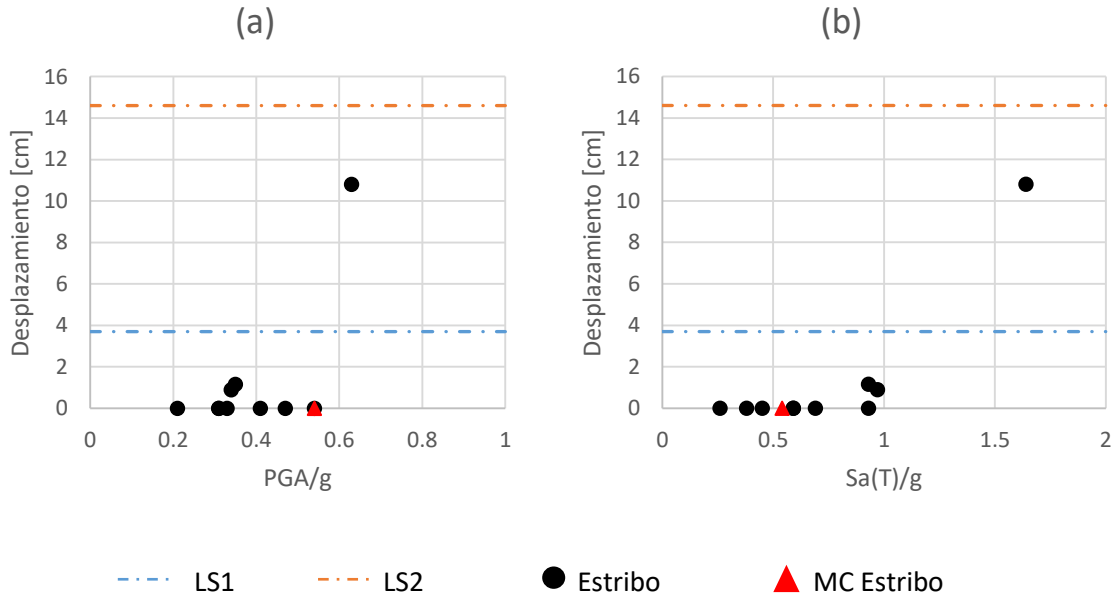


Figura 5-15: Desplazamiento de estribo activo en P.I. Las Mercedes. (a): Respecto a PGA/g, (b) respecto a Sa(T)/g

5.2.4. ESTRIBOS EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL

Para la evaluación del desempeño sísmico de los elastómeros, se utilizará la variable de deformación de estribo de acuerdo a los criterios expuestos en la Tabla 2-14.

Se presenta en la Figura 5-16 los resultados de desempeño sísmico de los estribos para la dirección transversal del puente Chanco. Se observa que existen dos puntos que superan el estado límite tres, asociado al daño severo sin colapso, estos puntos están asociados a la gran capacidad del puente de transmitir la fuerza de corte desde la superestructura a los estribos. Se observa, además, que para la solicitación de deformación asociada al espectro de diseño el estribo responde bajo el estado límite LS2. Mientras en la Figura 5-17 se muestran los resultados de desempeño sísmico para la dirección transversal del puente Rarirruca, en este caso se observa que a diferencia del Puente Chanco, el puente Rarirruca no presenta puntos sobre el estado límite LS3.

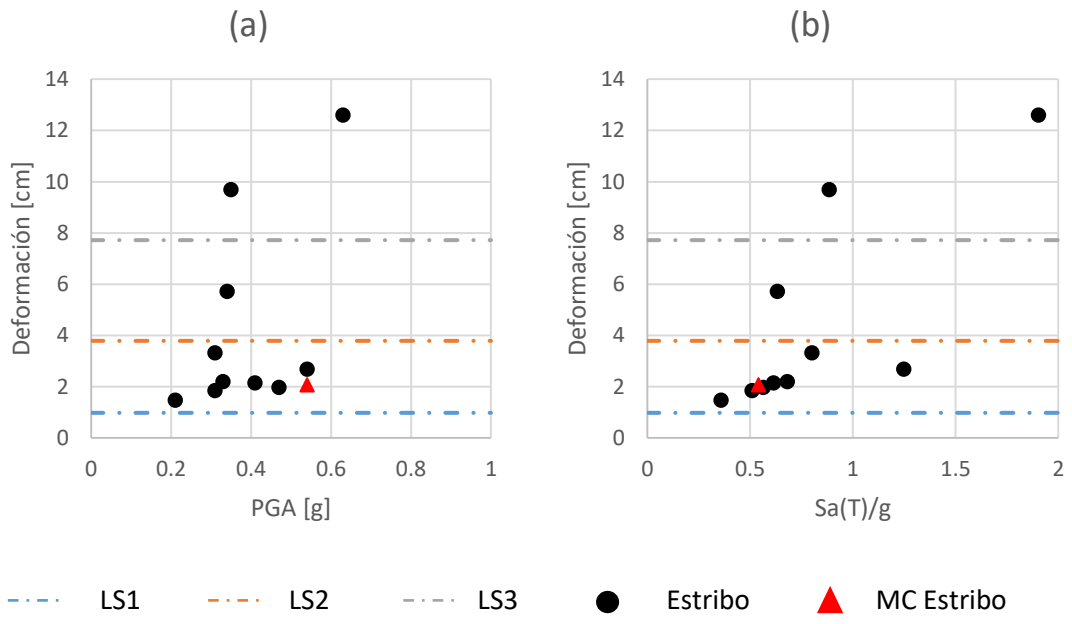


Figura 5-16: Desempeño sísmico de estribos en dirección transversal para Puente Chanco: a) Respecto a PGA/g, b) Respecto a Sa(T)/g

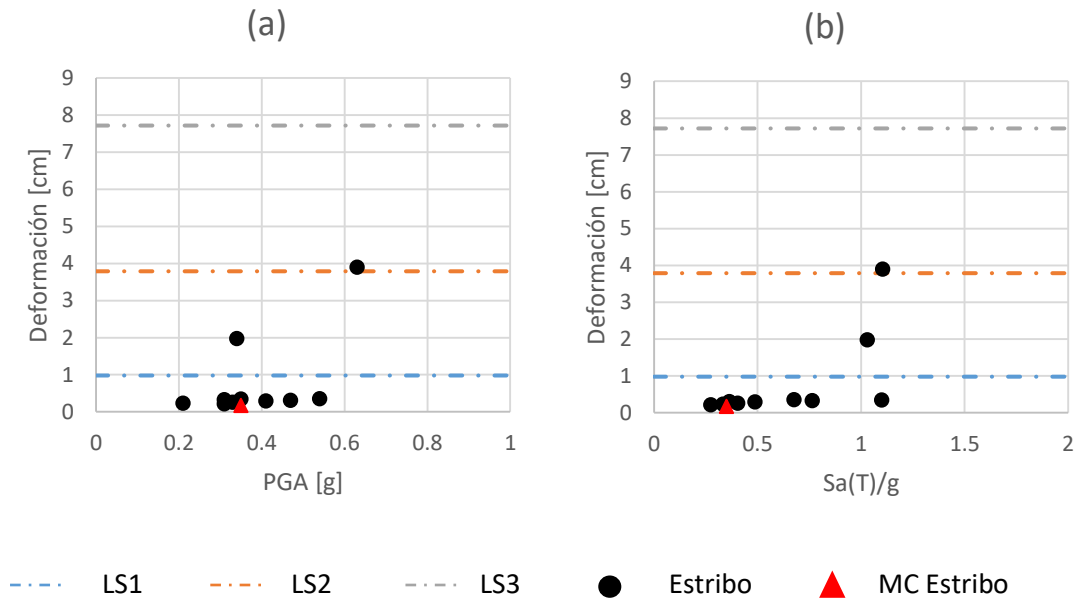


Figura 5-17: Desempeño sísmico en dirección transversal para Puente Rarirruca: a) Respecto a PGA/g, b) Respecto a Sa(T)/g

Para el P.I. Las mercedes no se realizó este análisis debido a que las características de la fundación de los estribos no coincide con lo establecido por las normativas de referencia (CALTRANS, 2013).

5.2.5. DESPLAZAMIENTO DEL TABLERO

Para la evaluación del desempeño sísmico de los elastómeros, se utilizará la variable de deformación de tablero, será comparado con la variable, largo de tablero.

Se presenta en las Figura 5-18, Figura 5-19 y Figura 5-20 los desplazamiento de tablero respecto a la mesa de apoyo para los puentes Chanco, Rarirruca y Las Mercedes respectivamente, se observa que ningún espectro considerado lleva al tablero a un nivel de desplazamiento por sobre la distancia de apoyo. Si bien la evidencia muestra que uno de los problemas en el colapso de este puente fue la falta de apoyo en la mesa, es importante mencionar que para el análisis realizado existen fenómenos que no se han incorporado en el análisis y podrían explicar el colapso del puente, como la degradación de la rigidez de los materiales ante cargas cíclicas o posibles choques inelásticos entre el tablero y el estribo.

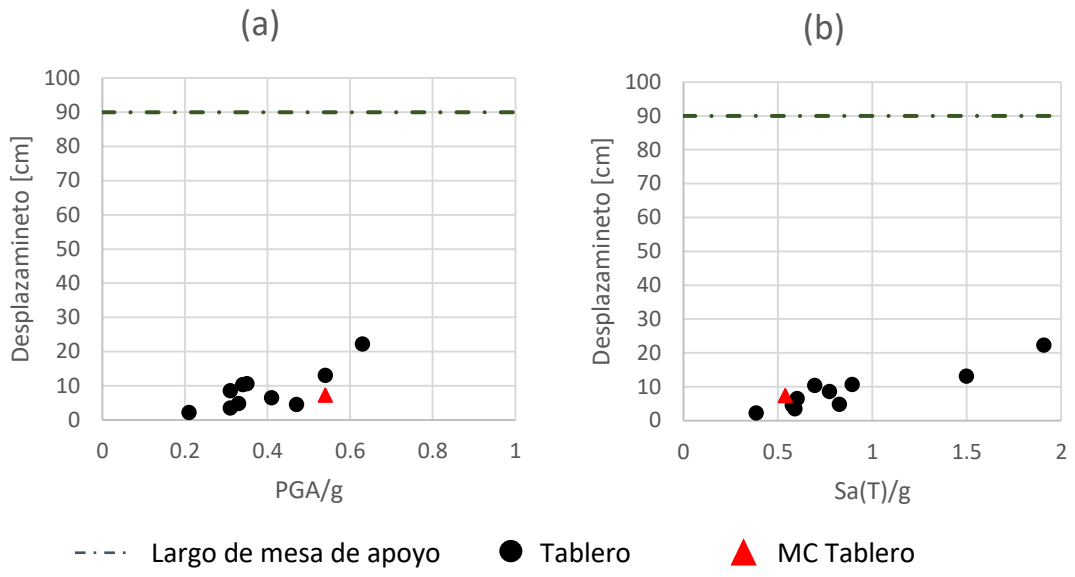


Figura 5-18: Desplazamiento de tablero en Puente Chanco dirección longitudinal. (a) Respecto a PGA/g, (b) Respecto a Sa(T)/g

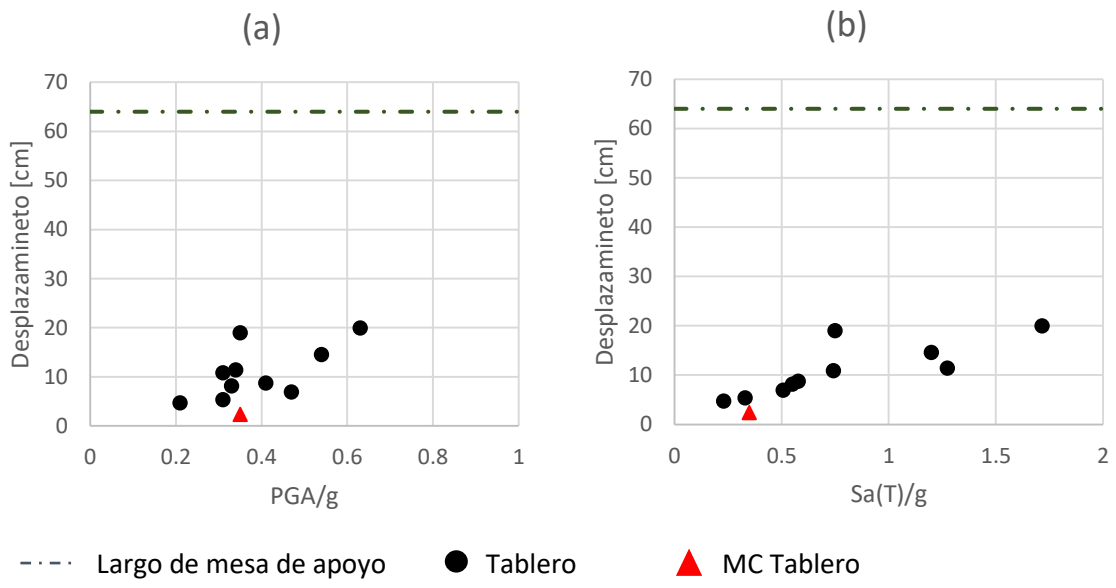


Figura 5-19: Desplazamiento de tablero en Puente Rarirruca, dirección longitudinal. (a) Respecto a PGA/g. (b) Respecto a Sa(T)/g

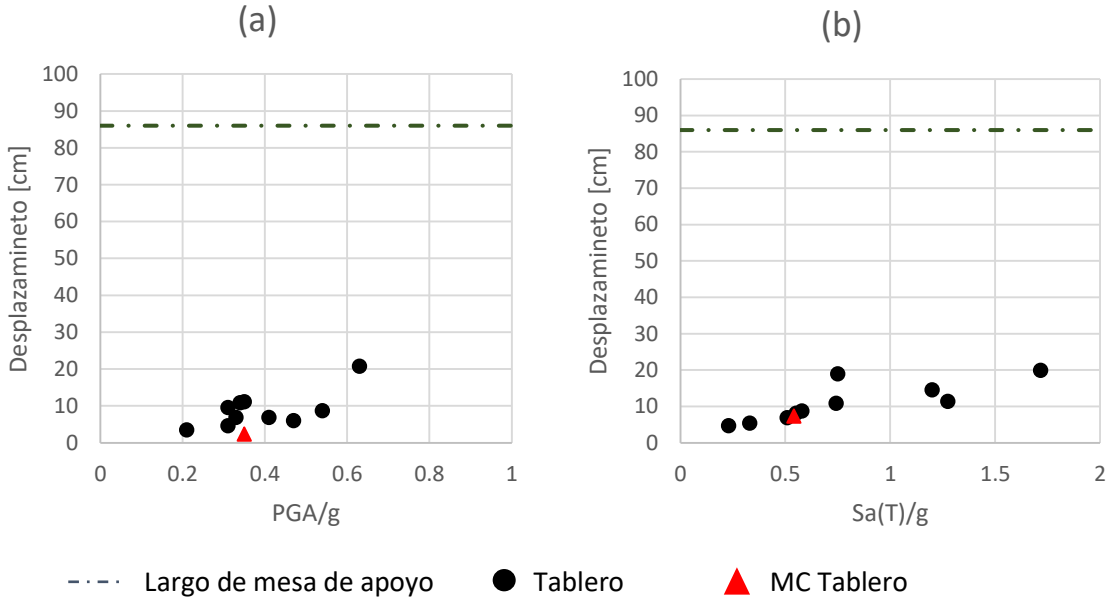


Figura 5-20: Deslizamiento de tablero en P.I. Las Mercedes. (a) Respecto al PGA/g, (b) Respecto a Sa(T)/g

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES

El presente capítulo se divide en dos secciones, en la primera (6.1) se presentan las conclusiones que se desprenden directamente de los resultados de esta investigación en conjunto con lo revisado en la revisión bibliográfica (CAPÍTULO 2). La segunda parte (6.2) consta de comentarios y recomendaciones que se desprenden de la investigación, con énfasis en las limitantes del análisis utilizado y el trabajo futuro recomendado en el área de desempeño sísmico de puentes.

6.1. CONCLUSIONES

Desde el presente estudio se desprende que para todos los puentes en análisis, los apoyos elastoméricos presentan un desempeño sísmico no acorde con los criterios de normativas nacionales e internacionales, esto se concluye debido a que no se cumple con la filosofía de diseño planteada por AASHTO y por el Manual de Carreteras, en donde para terremotos severos el puente no debe colapsar. Identificando los espectros con mayor PGA y Sa(T)[3] como sismos severos, se observa que estos generan deformaciones superiores al límite asociado al colapso (LS4). La situación de colapso del elastómero, si bien no necesariamente es un indicador directo del colapso y pérdida total del puente, genera que las hipótesis utilizadas para la modelación de elementos finitos, en donde la superestructura se conecta a la subestructura mediante estos elementos, no representen lo que realmente ocurre en los ciclos de carga y descarga, por ende la situación de colapso del P.I. Las Mercedes, podría explicarse por la pérdida de la conexión asociada a la solicitación de deformación por sobre el LS4 de los elastómeros. Sin embargo, para poder concluir acerca del colapso del P.I. Las Mercedes es necesario un análisis no lineal tiempo-historia que incluya el registro sísmico y la degradación de materiales debido a los ciclos de histéresis, entre otras variables.

Además, para los apoyos elastoméricos, es importante mencionar que para la dirección transversal, en el Puente Chanco, ningún espectro supera el estado LS4 (aunque sí se ve superado para la dirección longitudinal), considerando que este es el único puente que posee topes sísmicos intermedios y además dichos elementos (topes sísmicos) son los que poseen cuantías más altas y dimensiones mayores, se concluye que estos funcionan como limitantes de la deformación de los elastómeros.

Para todos los puentes, en dirección longitudinal, las cepas presentan deformaciones menores a la deformación de primera fluencia (comportamiento lineal elástico), esto se debe a que en esta dirección la conexión existente no posee la capacidad de generar deformaciones plásticas en las columnas de la cepa, esta es la razón por la que para espectros de terremotos severos, las cepas responden a los requerimientos asociados al terremoto de servicio (475 años de periodo de retorno). Este fenómeno no ocurre en la dirección transversal para los puentes que presentan topes

[3] Espectros de Constitución en dirección transversal y longitudinal.

sísmicos, por lo que se concluye que la presencia de topes sísmicos es fundamental para el desempeño de las cepas.

Desde los resultados obtenidos en la sección 5.2 es importante destacar que es fundamental, en este tipo de análisis, evaluar el desempeño de todos los elementos que participan en el sistema. Esto debido que a partir de un solo parámetro se pueden generar conclusiones erróneas respecto al funcionamiento global del puente, específicamente para los puentes en análisis, los elastómeros presentan demandas no acordes con la filosofía de diseño, por lo que generar conclusiones respecto a las cepas no representaría, en ningún caso, el comportamiento del puente.

En este estudio no se observó problemas en el dimensionamiento de las mesas de apoyo, sin embargo, es importante mencionar que en la modelación no se consideró una potencial desconexión entre la subestructura y la superestructura, tampoco se consideraron los efectos inerciales de choques (pounding) elásticos o inelásticos entre el tablero y los muros espaldares de los estribos, efectos que pueden amplificar las deformaciones.

Bajo la hipótesis de que todos los puentes en análisis fueron diseñados mediante las disposiciones del Manual de Carreteras, se concluye que el diseño sísmico basado en fuerzas mediante el espectro de diseño no se relaciona, en ningún caso analizado, con el objetivo de desempeño para sismos severos. Al considerar el espectro de diseño del Manual de Carreteras como un espectro de diseño de intensidad moderada, es posible observar que los puentes cumplen con el objetivo de desempeño para sismos de intensidad moderada.

Finalmente se observa que los puentes seleccionados presentan diferentes comportamientos ante el análisis no lineal estático, uno de los principales motivos es que cada puente responde a diferentes versiones del código de diseño, siendo el motor principal de dicha diferencia la presencia de topes sísmicos, los que controlan la rotulación de las columnas, desencadenando así diferentes mecanismos de disipación de energía.

6.2. COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES

En base a los resultados y debido a que actualmente este tipo de análisis no lo solicita la normativa vigente, es que se recomienda crear un espectro de diseño especial para evaluar demandas similares a las de un terremoto severo, esto debido a que las demandas de desplazamiento del Manual de Carreteras no mostraron relación alguna con las demandas asociadas a espectros de gran magnitud.

En base a la revisión bibliográfica, y con miras a la implementación de esta metodología en el proceso de diseño se recomienda realizar estudios respecto al comportamiento de los topes sísmicos (Ministerio de Obras Púlicas, 2015) debido a que si bien existen modelos analíticos, estos se realizaron en campañas experimentales que consideran cuantías que no corresponden a las utilizadas en los puentes en estudio.

CAPÍTULO 7. Bibliografía

AASHTO. (2009). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.* Washigton DC.

AASHTO. (2012). *LRFD Bridge Design Specifications.* Washington D.C.

Ady Aviram, K. M. (2008). *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California.* Sacramento: Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering .

Bozorgzadeh, A. M. (2006). Capacity evaluation of exterior sacrificial shear keys of bridge abutments. *J. Bridge Eng.*, 555-565.

CALTRANS. (2010). *Seismic Design Methodology.* Sacramento.

CALTRANS. (2013). *Seismic Design Criteria.* Sacramento .

E, F. (2013). Evaluatión of quasi-isolated seismic bridge behavior using nonlinear bearing models. *Engineering Structures*, 168-181.

Goel, R. C. (2008). Role of Shear Keys in Seismic Behaviour of Bridges Crossing Fault-Rupure Zones. *J Bridge Eng - ASCE*, 398-408.

Han, Q., Zhou, Y., Ou, Y., & Du, X. (2017). Seismic behavior of reinforced concrete sacrificial exterior shear keys of highway bridges. *Engineering Structures 139*, 59-70.

Kowalsky, M. (2000). Deformation Limit State for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns. *Journal of Structural Engineering*, 869-878.

Mander J.B., P. M. (1998). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering Vol.114*, 1084-1826.

Martínez, A. (2015). *Efecto de las Barras Sísmicas en el Comportamiento Sísmico Transversal de Puentes de Hormigón Armado.* Santiago de Chile: PUC.

Megally, .. S. (2001). *Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abuments.* San Diego, Californa, United States: Departament of Structural Engineering.

Menegotto, M. P. (1973). Method of analysis for ciclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elementos under combined normal force and bending. *IABSE reports of the working commissions*, 15-22.

Ministerio de Obras Públicas. (2011). Nuevos Criterios Sísmicos Para el Diseño de Puentes en Chile.

Ministerio de Obras Públicas. (2016). *Manual de Carreteras. Vol.3 Instrucciones y Criterios de Diseño.* Santiago.

Ministerio de Obras Púlicas. (2015). *Red Vial Nacional. Dimensionamiento y Carácteristicas.* Santiago.

Ministerio de Obras Púlicas. (2016). *Manual de Carreteras, Vol 4.* Santiago de Chile.

NCHRP. (2013). *Synthesis 440 Performance-Based Seismic Bridge Design.* Washington D.C.

Nielson, B., & Al, e. (2007). Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States. *Earthquake Spectra, Volume 23*, 615-633.

Priestley, M. J. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges .* New York: Wiley-Interscience Publitation.

Rubilar, F. (2015). *Modelo No Lineal Para Predecir La Respuesta Sísmica De Pasos Superiores.* Santiago.

Sheikh, M. N. (2014). Performance based seismic assessment of bridges designed according to Canadian Highway Bridge Design Code. *NRC Research Press*, 777-787.

Stewart, J., & al., E. (2007). *Full Scale Cyclic Testing of Foundation Support Systems for Highway Bridges. Part II: Abutment Backwalls.* Los Angeles, California.: UCLA-SGEL .

U.S. Departament of Transportation Federal Highway Administration. (2014). *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual.*

Zhang, J., & Huo, Y. (2009). Evaluating efectiveness and optimum design of isolation devides for highway bridges using the fragility function method. *Engenieering Structures*, 1648 - 1660.

ANEXO A: PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO DEL MANUAL DE CARRETERAS

La zonificación sísmica utilizada en el diseño de puentes del Manual de Carreteras corresponde a la zonificación entregada por la normativa NCh433.Of1996 Diseño Sísmico de Edificios normativa que plantea la división del territorio nacional en tres zonas que se detallan a continuación.

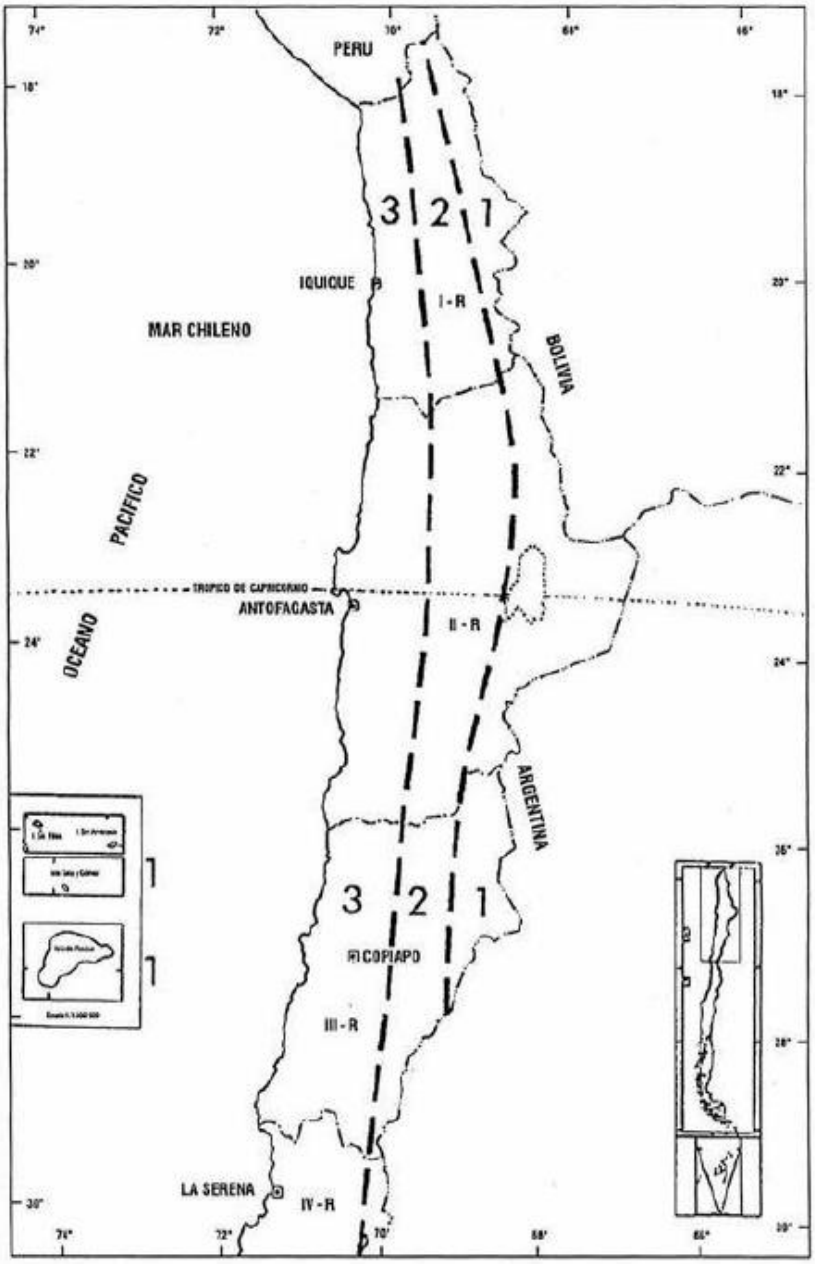


Figura A-1: Zonificación sísmica parte 1. Ministerio de Obras públicas (2016)

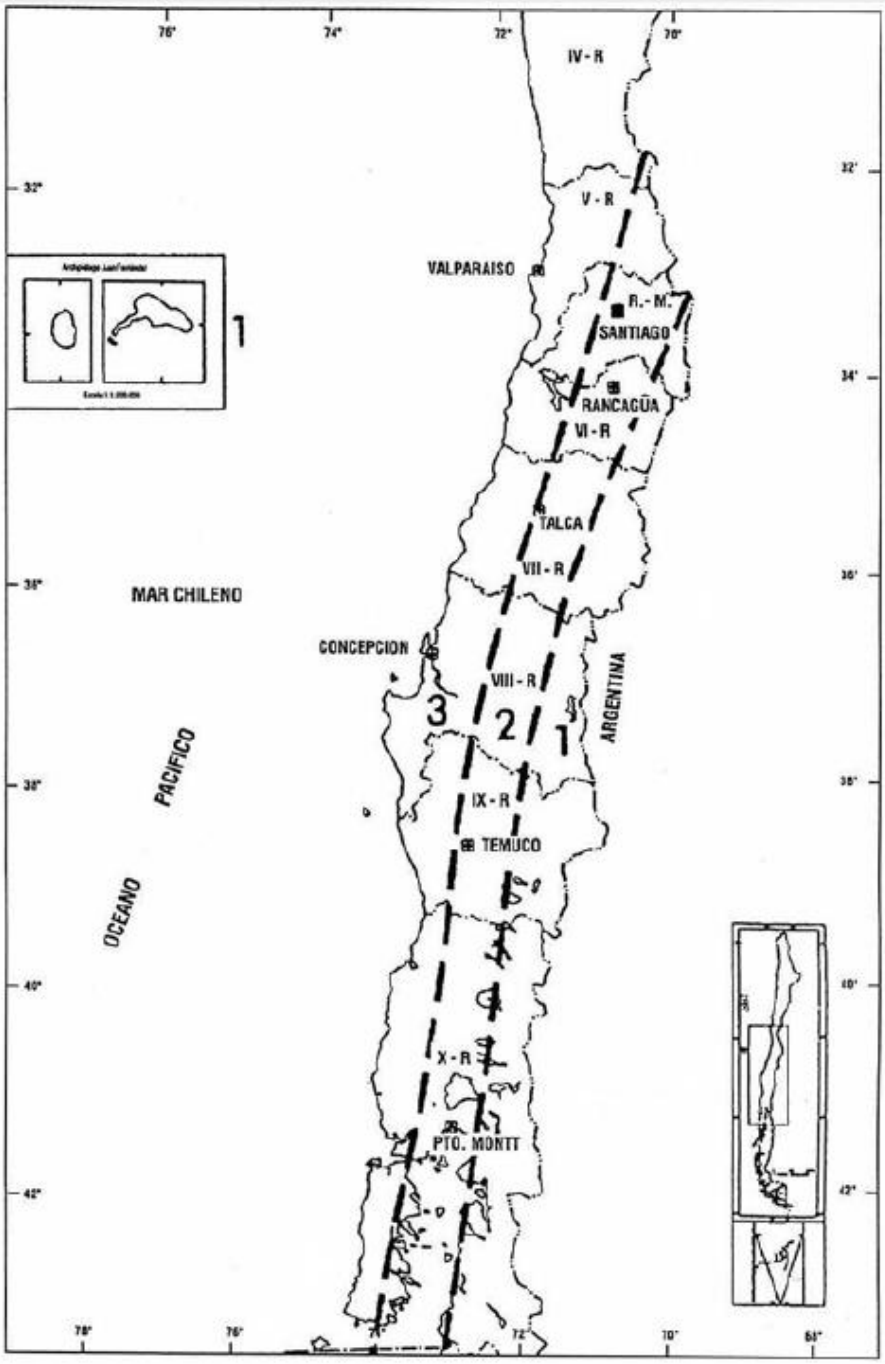


Figura A-2: Zonificación sísmica parte 2. Ministerio de Obras Públicas (2016)

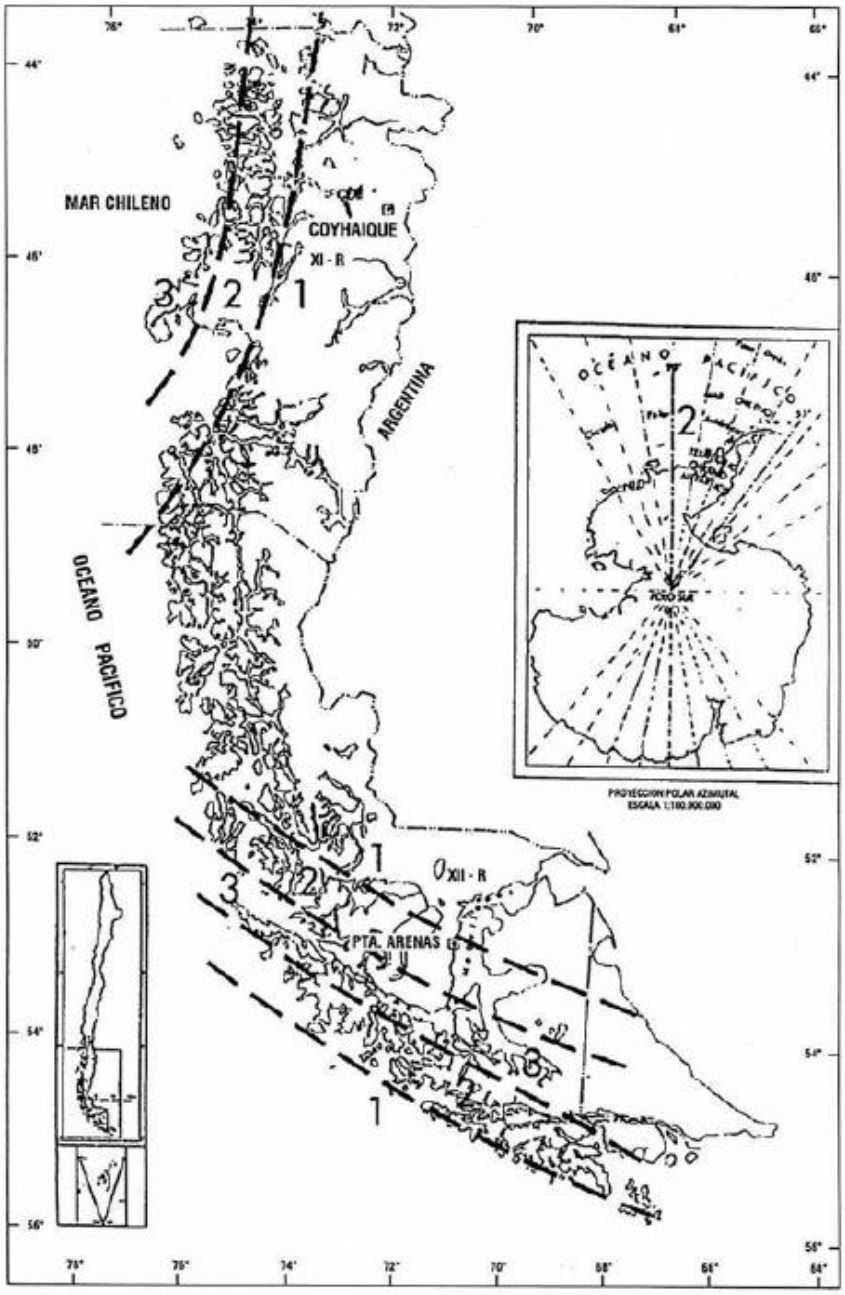


Figura A-3: Zonificación Sísmica parte 3. Ministerio de Obras Públicas (2016)

Para cada zona el manual de carreteras especifica una aceleración efectiva máxima del suelo, entregada a continuación.

Zona sísmica	Ao
1	0.2g
2	0.3g
3	0.4g

Tabla A-1: Aceleración máxima del suelo. Elaboración propia

Otro parámetro sísmico que interviene en el diseño es el coeficiente de importancia (C.I.), el que debe ser considerado en el diseño de puentes y pasarelas ubicadas en las zonas sísmicas 2 y 3, este coeficiente interviene directamente en el factor k_1, como se observa en la Tabla A-2.

Tabla A-2: Coeficiente de importancia, según Manual de Carreteras

Coeficiente de importancia	Coeficiente de importancia	Factor k_1
Puentes escenciales	I	1
Otros	II	0.8

Interviene directamente en el diseño, además de los parámetros anteriores, el tipo de suelo el que se clasifica según la Tabla A-3.

Tabla A-3: Tipo de suelo

Suelo tipo	T_1	K_2
I	0.2	0.513
II	0.3	0.672
III	0.7	1.182
IV	1.1	1.598

Estos parámetros determinan la demanda sísmica ya sea mediante el método estático y el método modal espectral.

ANEXO B: RELACIONES CONSTITUTIVAS UTILIZADAS EN LA MODELACIÓN.

Se presentan a continuación las relaciones de fuerza deformación utilizadas en la modelación de apoyos elastoméricos, topes sísmicos y barras anti-sísmicas.

APOYOS ELASTOMÉRICOS

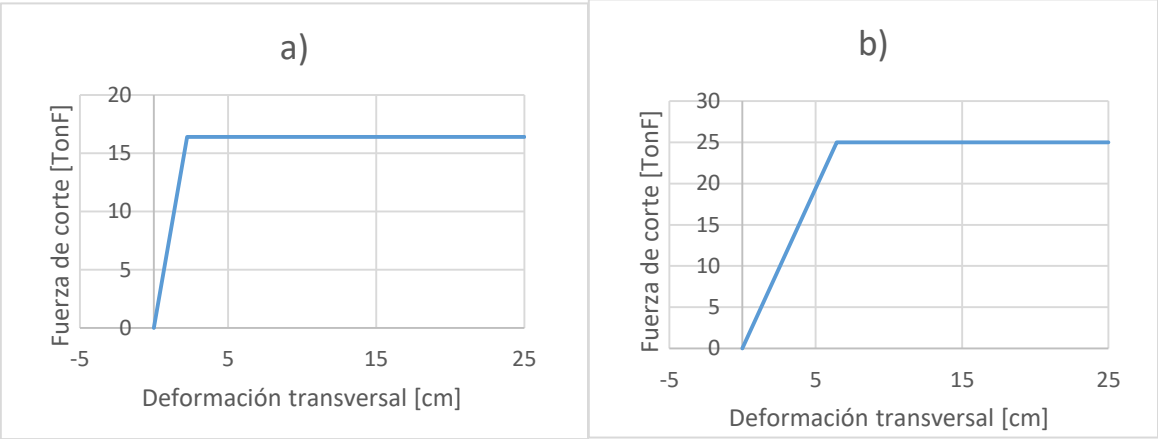


Figura B-1: Relación Fuerza deformación. (a) Apoyo elastomérico en estribo. (b) Apoyo elastomérico en Cepa. Puente Chanco.

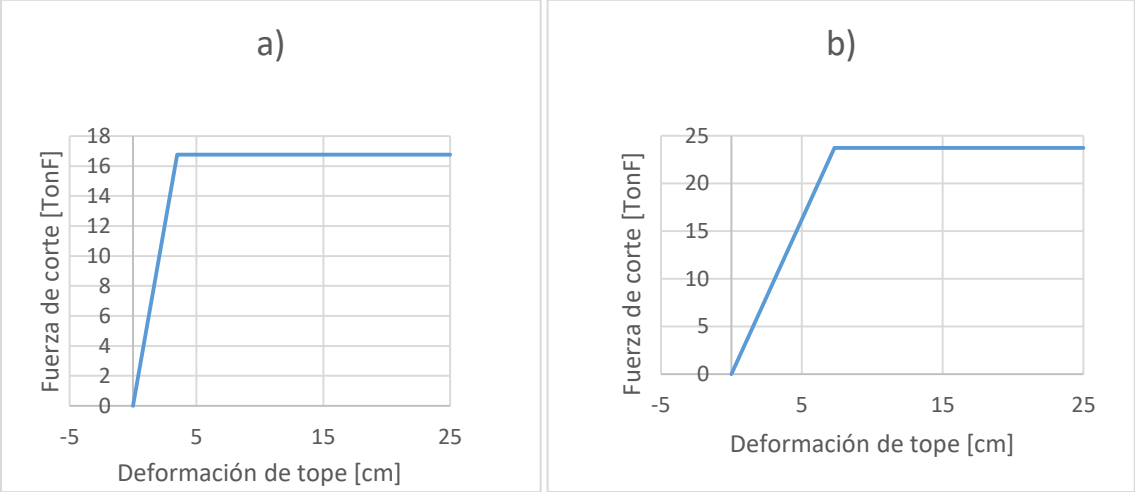


Figura B-2: Relación fuerza deformación. (a) Apoyo elastomérico en estribo. (b) Apoyo elastomérico en Cepa. Puente Rarirruca.

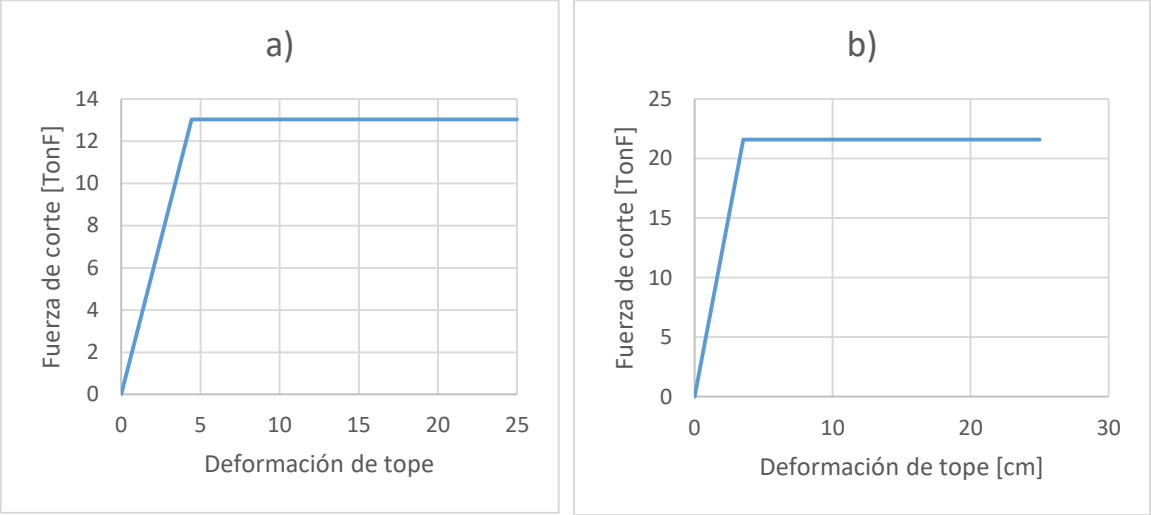


Figura B-3: Relación fuerza deformación. (a) Apoyo elastomérico en estribo. (b) Apoyo elastomérico en Cepa. P.I. Las Mercedes.

TOPES SÍSMICOS

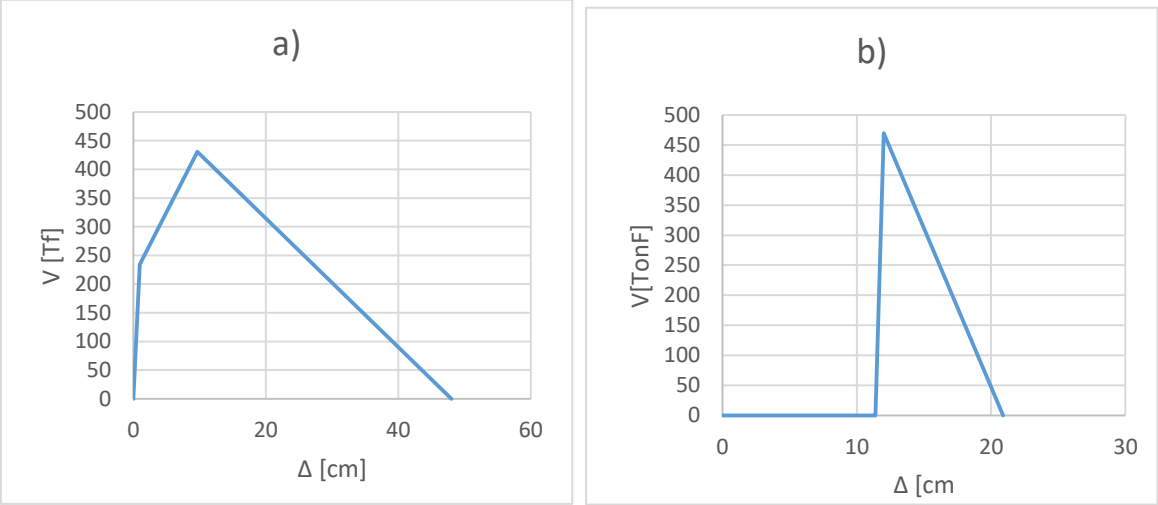


Figura B-4: Topes sísmicos en Cepa. Puente Chanco. (a) Exterior. (b) Interior

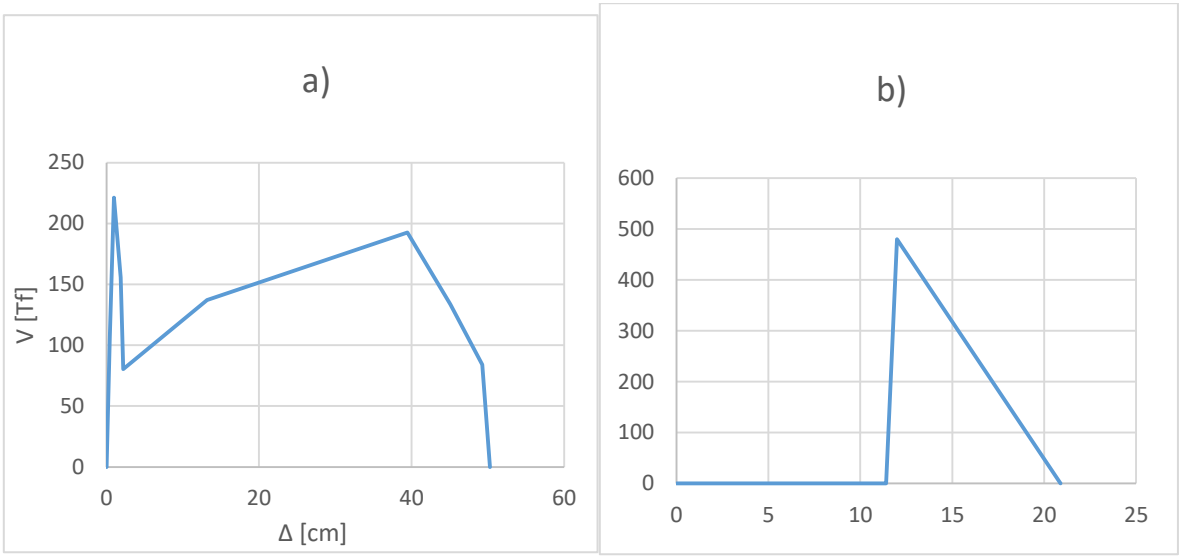


Figura B-5: Topes sísmicos en Estribo. Puente Chanco. (a) Exterior. (b) Interior

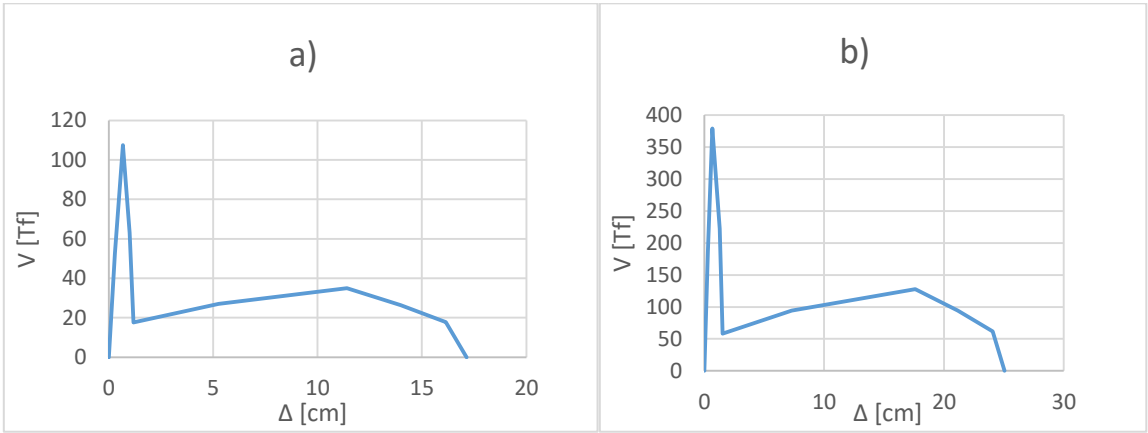


Figura B-6: Topes sísmicos. Puente Rarirruca. (a) Estribo. (b) Cepa

BARRAS ANTISÍSMICAS

Figura B-7: Fuerza deformación en barra anti-sísmica. P.I Las Mercedes

Figura B-8: Fuerza - deformación en barra anti-sísmica. Puente Chanco

Figura B-9: Fuerza - deformación en barra sísmica. Puente Rarirruca