



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**REHABILITACIÓN DE PILARES DE PUENTES DE
HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICO
NO LINEAL.**

TESIS DE DOCTORADO EN INGENIERÍA.

Germán Aníbal Nanclares

Julio de 2022

**REHABILITACIÓN DE PILARES DE PUENTES DE
HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE SISTEMAS PASIVOS A
TRAVÉS DE ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.**

Germán Aníbal Nanclares

Ingeniero Civil

Universidad Nacional de Cuyo

Tesis presentada en parcial cumplimiento para la obtención del grado
académico de

Doctor en Ingeniería

Director:

Ricardo Daniel Ambrosini

Codirector:

Oscar Raúl Curadelli

Facultad de Ingeniería

Universidad Nacional de Cuyo

Mendoza, mayo de 2021.

Resumen

Los puentes de carretera cumplen un rol esencial en la red de transporte que forma parte de la infraestructura de las ciudades. Su desempeño frente a acciones sísmicas resulta crucial para evitar la pérdida de vidas humanas, como así también para permitir la inmediata asistencia luego del terremoto. Los sismos ocurridos en las últimas décadas han dejado como saldo numerosos puentes con un estado de daño extendido e incluso, en algunos casos, alcanzando el colapso total de la estructura. Ante el colapso de un puente, se presenta un escenario de riesgo para la salud de las personas que lo transitan, pero también se producen serias consecuencias económicas asociadas a la interrupción del tráfico vehicular. Por estas razones, la protección estructural de los puentes frente a acciones sísmicas extremas es de vital interés.

En este trabajo se estudia el comportamiento sísmico transversal de dos tipologías estructurales de puentes de carretera representativas del inventario existente, mediante un modelo numérico con un alto nivel de detalle focalizando el análisis en los pilares de apoyo intermedio. El modelo numérico permite simular el colapso de la estructura mediante el uso de herramientas y modelos constitutivos adecuados para representar los materiales.

Se considera la incorporación de sistemas pasivos de control de vibraciones en los apoyos intermedios, con la intención de mejorar la respuesta de los puentes y asegurar la integridad estructural. En una primera instancia, se realizó un modelo lineal de uno de los puentes para evaluar la respuesta en su estado original y de cuatro alternativas de rehabilitación mediante: Refuerzo con riostras diagonales, amortiguadores de masa sintonizados (AMS), amortiguadores de fluido viscoso (AFV) y disipadores metálicos (ADAS). Por medio de un análisis paramétrico comparativo se analizó la eficiencia de cada sistema propuesto y se concluyó que el más conveniente es el sistema de disipadores metálicos, el cual fue seleccionado para su implementación en un modelo no lineal.

Posteriormente, se desarrollaron modelos no lineales que permiten simular el colapso de los puentes frente a acciones sísmicas transversales. Las intervenciones planteadas para las dos tipologías estructurales estudiadas constan de un sistema de disipación, uno de refuerzo estructural y de un sistema de aislamiento parcial de la superestructura por medio de una superficie de contacto de fricción. El objetivo principal que se persigue es el de evitar el colapso de la estructura, monitoreando los valores máximos de desplazamientos y sollicitaciones en los elementos estructurales. De la comparación entre los resultados de las distintas alternativas

planteadas se determina la eficiencia de cada una y se determina la opción más conveniente para cada puente estudiado.

Entre las conclusiones obtenidas, se destaca el buen comportamiento que surge de la combinación del sistema de aislamiento parcial (*PRSI*) con deslizadores de fricción para el caso de puentes con vigas continuas, con el tablero aportando la fuerza restitutiva. Esta alternativa representa un sistema a ser explorado en profundidad. Además, se resalta la enorme utilidad que ofrecen los modelos numéricos con alto nivel de detalle, lo cual permite identificar comportamientos localizados, difíciles de prever en algunos elementos, cuya falla local conduce al colapso global de la estructura. Por otro lado, este tipo de modelos ofrecen un caudal de información que permite evaluar la eficacia de los dispositivos incorporados a través de distintos parámetros de análisis. La determinación del grado de influencia que ejerce la geometría de los puentes en su comportamiento global es considerada un aporte que surge de este trabajo, como así también la conveniencia de desarrollar dispositivos de aislamiento con el menor valor de coeficiente de fricción posible.

Palabras clave: Puentes de Carreteras, Rehabilitación Estructural, Análisis Dinámico No Lineal, Método de Elementos Finitos Explícito.

Abstract

Road bridges play an essential role in the transportation network, which is part of the infrastructure of countries. Their performance against seismic actions is crucial to avoid the loss of human lives, as well as to allow immediate assistance after the seismic event. The earthquakes that have occurred in the last decades have left numerous bridges with an extended level of damage, and in some cases even reaching the total collapse of the structure. In a bridge collapse scenario, in addition to jeopardize the integrity of persons, there are a series of economic implications associated with the interruption of vehicular traffic. For these reasons, the structural protection of bridges against extreme seismic actions is of vital interest.

In this work, the transverse seismic behavior of two structural typologies of highway bridges representative of the existing inventory is studied by means of a numerical model with a high level of detail focusing the analysis on the intermediate support piles. The numerical model allows to simulate the collapse of the structure by using appropriate tools and considering adequate constitutive models to represent the materials.

The incorporation of passive vibration control systems in the intermediate supports is considered, with the intention of improving the response of the bridges and ensuring structural integrity. In a first instance, a linear model of one of the bridges was carried out to evaluate the response of its original states and of four rehabilitations alternatives: Stiffening with diagonal braces, tuned mass dampers (AMS), viscous fluid dampers (AFV) and metallic dampers (ADAS). By means of a comparative parametric analysis, the efficiency of each proposed system was analyzed and it was concluded that the most convenient is the metallic damper system, which was selected for implementation in a nonlinear model.

Subsequently, nonlinear models were developed to simulate the collapse of the bridges subjected to transverse seismic actions. The rehabilitations proposed for the two structural typologies studied consist of a dissipation system, a structural reinforcement system and a partially restrained seismic isolation system (PRSI) of the superstructure by means of a friction contact surface. The main objective pursued is to avoid the collapse of the structure, by monitoring the maximum values of displacements and stresses in the structural elements. From the comparison of the results of the different alternatives proposed, the efficiency of each one is determined and the most convenient option for each bridge studied is determined.

Among the conclusions obtained, the good performance of the combination of the partial isolation system (PRSI) with friction sliders for the case of bridges with continuous girders, with the deck providing the restoring force, stands out. This alternative represents a system to be

explored in depth. In addition, the enormous usefulness of numerical models with a high level of detail is highlighted, which allows the identification of localized behaviors, difficult to foresee in some elements, whose local failure leads to the global collapse of the structure. On the other hand, this type of model offers a wealth of information that makes it possible to evaluate the effectiveness of the devices incorporated through different analysis parameters. The determination of the degree of influence exerted by the geometry of the bridges on their global behavior is considered a contribution arising from this work, as well as the convenience of developing isolation devices with the lowest possible friction coefficient value.

Keywords: Highway Bridges, Structural Rehabilitation, Nonlinear Dynamic Analysis, Explicit FEM.

Agradecimientos

Esta tesis no hubiera sido posible sin la participación de muchas personas a quienes les debo este logro.

En primer lugar, agradezco a mi director, Dr. Daniel Ambrosini, y co-director, Dr. Oscar Curadelli; por su dedicación y permanente guía, por el compromiso con el que trabajaron y la claridad que aportaron cuando el trabajo parecía no avanzar.

A los miembros del área de dinámica experimental de la Facultad de Ingeniería de UNCUYO, Martín, Hernán, Ramón, Rodrigo y Fernanda; por compartir sus conocimientos y aportar sus ideas para mejorar la tesis. Especialmente al Ing. Gabriel Hourí por el soporte brindado en las etapas experimentales del trabajo y al Ing. Pablo Barlek por su disposición y colaboración aportando los datos experimentales de sus estudios sobre fricción.

Al Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET) por financiar mi trabajo de investigación.

Al Ing. Daniel Quiroga por el enorme aporte que significó facilitarme toda la documentación disponible de los puentes. Al Dr. Crisafulli y Dr. Torrisi por los comentarios y sugerencias que hicieron a los papers publicados.

A mi familia por el apoyo incondicional que siempre me han brindado. A mis amigos y compañeros por sus divertidas conversaciones. Especial agradecimiento a Victoria, mi compañera en la vida, quien siempre ha estado dispuesta a escuchar y dar calma en los momentos más difíciles que me tocó atravesar. Finalmente, a Tomás, porque con su llegada nos llenó de amor y nos regala cada día una enorme felicidad.

A todos ellos les estaré infinitamente agradecido.

ÍNDICE

Resumen.....	V
Abstract	VII
Agradecimientos	IX
ÍNDICE	XI
LISTA DE FIGURAS	XV
LISTA DE TABLAS.....	XXV
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Organización de la tesis.....	4
CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE.....	7
2.1. Acciones de origen sísmico.....	7
2.2. Desempeño de puentes frente a cargas sísmicas	10
2.2.1. San Fernando, Estados Unidos, 1971	10
2.2.2. Loma Prieta, Estados Unidos, 1989	12
2.2.3. Northridge, Estados Unidos. 1994	13
2.2.4. Kobe, Japón. 1995.....	15
2.2.5. Chi Chi, Taiwán. 1999	17
2.2.6. Sichuan, China. 2008	18
2.2.7. Maule, Chile. 2010.....	20
2.2.8. Christchurch, Nueva Zelanda. 2011	21
2.2.9. Tohoku, Japón. 2011	22
2.2.10. Kaikoura, Nueva Zelanda. 2016.....	23
2.3. Control de Vibraciones.....	23
2.3.1. Sistemas de aislamiento sísmico	26
2.3.2. Efecto de falla cercana en el aislamiento sísmico	31
2.3.3. Sistemas pasivos de disipación de energía.	32

2.4.	Rehabilitación de puentes existentes.....	37
2.4.1.	Refuerzos estructurales	37
2.4.2.	Disipadores de energía	39
2.4.3.	Sistemas de aislamiento	41
2.5.	Métodos de análisis sismorresistente	42
2.6.	Antecedentes de estudios numéricos.....	43
CAPÍTULO 3: CASOS PROPUESTOS.....		47
3.1.	Selección de puentes.....	47
3.1.1.	Puente calle Paso.....	48
3.1.2.	Puente calle Boedo.....	50
3.2.	Caracterización Dinámica	52
3.2.1.	Puente calle Paso.....	53
3.2.2.	Puente calle Boedo.....	62
3.3.	Hipótesis de análisis.....	67
CAPÍTULO 4: MODELO NUMÉRICO LINEAL.....		69
4.1.	Comentarios generales	69
4.2.	Descripción del modelo numérico.....	69
4.3.	Acciones sobre la estructura.....	72
4.4.	Respuesta estructural.....	73
4.5.	Estrategias de control de vibraciones estructurales	74
4.5.1.	Rigidización global de la estructura	74
4.5.2.	Amortiguador de masa sintonizada (AMS).....	78
4.5.3.	Amortiguador de fluido viscoso (AFV)	80
4.5.4.	Disipador metálico	82
4.6.	Comparación de resultados	86
CAPÍTULO 5: MODELO NUMÉRICO NO LINEAL.....		91
5.1.	Comentarios generales	91
5.2.	Descripción del modelo no lineal.....	92
5.2.1.	Parámetro de fisuración del hormigón.....	95

5.2.2.	Parámetro de erosión	98
5.2.3.	Influencia del suelo	101
5.2.4.	Modelo de fricción	104
5.3.	Puente de calle Paso	112
5.3.1.	Condiciones de contorno	114
5.3.2.	Parámetros de los materiales	117
5.3.3.	Acciones sísmicas consideradas	120
5.3.4.	Propuestas de rehabilitación	122
5.4.	Puente de calle Boedo	124
5.4.1.	Condiciones de contorno	125
5.4.2.	Parámetros de los materiales	127
5.4.3.	Acciones sísmicas consideradas	130
5.4.4.	Propuestas de rehabilitación	131
CAPÍTULO 6: RESULTADOS NUMÉRICOS.....		133
6.1	Comentarios generales	133
6.2	Puente de calle Paso	133
6.2.1	Estructura sin controlar	133
6.2.2	Aislamiento parcial del tablero.....	138
6.2.3	Disipador metálico	146
6.3	Puente de calle Boedo	150
6.3.1	Estructura sin controlar	150
6.3.2	Aislamiento parcial del tablero.....	153
6.3.3	Encamisado metálico.....	164
6.3.4	Comparación de sistemas de rehabilitación	168
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES.....		175
7.1.	Introducción a las conclusiones.....	175
7.2.	Conclusiones del puente de calle Paso	177
7.3.	Conclusiones del puente de calle Boedo	179
7.4.	Conclusiones generales	180

7.5. Líneas futuras de investigación	181
ANEXO 1: VERIFICACIÓN DE LAS RIOSTRAS ANTE ESFUERZOS AXIALES.	183
A. 1. Descripción General.....	183
A. 2. Datos de la estructura	183
A. 3. Resistencia a la tracción	184
A. 4. Resistencia a la compresión	184
REFERENCIAS	187

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1. Tipos de desplazamientos en el plano de falla. (a) Deslizamiento lateral. (b) Deslizamiento normal. (c) Deslizamiento inverso.*
- Figura 2.2. Registro de velocidad y desplazamientos temporales para el terremoto de: (a) Northridge, 1994 - Estación: Rinaldi. (b) Kocaeli, Turquía 1999- Estación: Sakarya [Adaptada de: Kalkan & Kunnath,(2006)].*
- Figura 2.3. Falla por falta de confinamiento del hormigón en la cabeza de una columna (Priestley et al., 1996).*
- Figura 2.4 (a) Falla por corte en tramo central de la columna. (b) Falla por corte en la rótula plástica (Priestley et al., 1996).*
- Figura 2.5. Colapso de un tramo entero de un puente, (Priestley et al., 1996).*
- Figura 2.6. Daño en base de columna por deslizamiento de barras longitudinales (Priestley et al., 1996).*
- Figura 2.7. Colapso del Cypress Viaduct por falla de deslizamiento por corte en columnas (Calvi et al., 2007).*
- Figura 2.8(a) Falla por corte del hormigón. Desintegración del hormigón del núcleo, Puente Mission-Gothic. (b) Falla diagonal de corte con pandeo de armadura longitudinal, Interestatal 10- La Cienaga. (c) Pérdida de hormigón de recubrimiento y fisuración diagonal, Paso a distinto nivel Washington- Autopista Fairfax (NISEE, 2016).*
- Figura 2.9. Falla por flexión en columnas. Insuficiente resistencia flexional por escasa armadura e inapropiados detalles de confinamiento, (a) La Cienaga-Autopista Venice. (b) Freeway Santa Monica. (NISEE, 2016).*
- Figura 2.10. Colapso del Gavin Canyon Undercrossing sobre la interestatal 5, descalce del tablero producido por oblicuidad de ejes de las vías. (NISEE, 2016)*
- Figura 2.11. Falla de soldadura en empalmes de la armadura de la columna del "Hanshin Expressway", (Priestley et al., 1996).*
- Figura 2.12. Falla por corte por interrupción abrupta de armadura, (Priestley et al., 1996).*
- Figura 2.13. Colapso de 18 columnas de la autopista Hanshin-Expressway por flexión en la base, insuficiente ductilidad e inadecuado diseño del anclaje de barras de refuerzo (NISEE, 2016).*
- Figura 2.14(a) Colapso del tramo por excesivos desplazamientos longitudinales. (b) Falla de una columna de puente Wushi por corte (Calvi et al., 2007).*
- Figura 2.15. Puente Shi-wei en Taiwán. Rotura del capitel de las columnas (Chang et al., 2000)*
- Figura 2.16(a) Puente de Miaoziping, desplome de un tramo completo por escasa longitud de asiento y descalce de vigas longitudinales [Wikipedia contributors, (2020)]. (b) Puente de Baihua, daño en pie de columna por insuficiente resistencia flexional, (Han et al., 2009).*
- Figura 2.17. Falla por corte en pila del puente Huilan (Kawashima et al., 2009).*

- Figura 2.18. Colapso del vano producto de la falla por flexión y corte de las vigas principales. Puente Romero (Kawashima et al., 2011).*
- Figura 2.19. Fisuras diagonales de corte, falla de columna por pandeo de armadura debido a la flexión (Wotherspoon et al., 2011).*
- Figura 2.20. Falla de Corte en el puente de Fuji, cortesía de Dr. Hoshikuma en (Kawashima, 2012)*
- Figura 2.21. Clasificación de los sistemas de control de vibraciones (Saaed et al., 2015)*
- Figura 2.22. Deformación transversal de la superestructura de un puente PRSI (Tsai, 2008).*
- Figura 2.23. Representación esquemática de modelos simplificados equivalentes (Tsai, 2008).*
- Figura 2.24. Esquema de un péndulo de fricción simple y su respuesta cíclica (Adaptada de Petti et al., 2013).*
- Figura 2.25. Disipador metálico ADAS, de disipación y rigidez añadida (Soong & Spencer, 2002)*
- Figura 2.26. Implementación de la unión abulonada con deslizamiento limitado (LSBJ) en arriostramientos diagonales de un pórtico [Adaptada de Pall & Marsh (1982)]*
- Figura 2.27. Esquema típico de un disipador viscoelástico (Adaptada de Soong & Spencer, 2002)*
- Figura 2.26. Esquema de un amortiguador de fluido viscoso [Adaptado de Seleemah & Constantinou (1997)].*
- Figura 2.28. Diferentes configuraciones del amortiguador de masa sintonizada (Matta & De Stefano, 2009).*
- Figura 2. 29. a) Construcción de vigas de vinculación. b) Vista de las vigas de vinculación del viaducto doble de San Francisco (G. M. Calvi et al., 2007).*
- Figura 2.30. Encamisado metálico en una viga de Missouri (Wright et al., 2011)*
- Figura 2.31. Encamisado metálico de columna en toda la altura de la autopista Interestatal I-40, Tennessee, Estados Unidos. b) Encamisado metálico parcial de columna en Missouri, Estados Unidos (Wright et al., 2011).*
- Figura 2.32. Recubrimiento de hormigón de columna en el puente Hernando DeSoto de la autopista Interestatal I-40, Tennessee (Wright et al., 2011).*
- Figura 2.33. a) Refuerzo de encamisado con fibra de carbono de columnas huecas del puente Sakawa-gawa de la autopista Tomei en Japón. b) Encamisado con fibras de aramidas (G. M. Calvi et al., 2007).*
- Figura.2.34. Amortiguador de fluido viscoso conectando la superestructura con las columnas del puente de aproximación al “Nanjing third Yangtze River bridge” (Yongqi et al., 2008).*
- Figura. 2.35. Amortiguador de masa sintonizado instalado en el puente peatonal "three springs pedestrian bridge" de Las Vegas (<https://www.taylordevices.com>).*
- Figura 2.36. Instalación de aisladores de goma con núcleo de plomo en el puente Coronado en California ejecutado por DIS Inc.*

Figura.2.37. Dispositivos de aislamiento de goma de alta disipación instalados a) Indiana (HW50 Red Skeleton). b) Illinois (Wright et al., 2011).

Figura.2.38. a) Péndulo de fricción instalado en el puente Hernando DeSoto en Tennessee. b) Combinación de un aislador de fricción con un apoyo de goma con núcleo de plomo en Illinois (Wright et al., 2011).

Figura 3.1. Puente de calle Paso, Intersección RP10 y RN40, provincia de Mendoza.

Figura 3.2. Geometría del puente "A". Vista en planta y corte longitudinal. Dimensiones en metros.

Figura 3.3. Sección transversal del puente "A". Dimensiones en metros.

Figura 3.4. Puente de calle Boedo y RN40, provincia de Mendoza.

Figura 3.5. Dimensiones en planta y corte longitudinal, puente calle Boedo. Dimensiones en metros.

Figura 3.6. Sección transversal del puente Boedo. (a) En estribo. (b) En la mitad de la luz. Dimensiones en metros.

Figura 3.7. Posición de los acelerómetros en la planta del puente calle Paso.

Figura 3.8. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 0.

Figura 3.9. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 1.

Figura 3.10. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 2.

Figura 3.11. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 3.

Figura 3.12. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 4.

Figura 3.13. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 6.

Figura 3.14. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 7.

Figura 3.15. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 8.

Figura 3.16. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 9.

Figura 3.17. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 10.

Figura 3.18. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 11.

Figura 3.19. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 12.

Figura 3.20. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 13.

Figura 3.21. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 14.

Figura 3.22. Posición de los acelerómetros en la planta del puente calle Boedo.

Figura 3.23. Puente calle Boedo, ensayo de prueba. E0.

Figura 3.24. Puente calle Boedo, ensayo número 1.

Figura 3.25. Puente calle Boedo, ensayo número 2.

Figura 3.26. Puente calle Boedo, ensayo número 3.

Figura 3.27. Puente calle Boedo, ensayo número 4.

Figura 3.28. Puente calle Boedo, ensayo número 5.

Figura 3.29. Puente calle Boedo, ensayo número 6.

Figura 4.1. (a) Vista isométrica del modelo de elementos finitos. (b) Esquema de modelación de estructura principal y vínculos externos.

Figura 4.2. Registros sísmicos incorporados al modelo simplificado y sus respectivos espectros de respuesta elástico.

Figura 4.3. Historia temporal de las variables de control para el puente sin sistema de control.

Figura 4.4. Esquema de disposición de diagonales metálicas de rigidización (riostras).

Figura 4.5. Variación de valores máximos registrados en función de la rigidez axial de las riostras de refuerzo. a) Desplazamiento horizontal. b) Escala gráfica ampliada del desplazamiento horizontal, y criterio de selección de la sección transversal adoptada. c) Reacción horizontal del apoyo. d) Reacción vertical del apoyo. e) Corte horizontal en la base de la columna izquierda.

Figura 4.6. Variación temporal de los parámetros de control evaluados para cada sismo considerado en la estructura del puente con riostras de refuerzo.

Figura 4.7. Historia temporal del esfuerzo axial en las riostras.

Figura 4.8. Variación del máximo desplazamiento horizontal para cada sismo considerado.

Figura 4.9. Variación temporal de los parámetros de control evaluados para el sismo de Kobe y Mendoza. Estructura con AMS.

Figura 4.10. Variación de máximos valores experimentados en el puente en función del coeficiente de amortiguamiento C .

Figura 4.11. Variación temporal de los parámetros de control evaluados para el sismo de Kobe y Mendoza. Estructura con AFV.

Figura 4.12. Comportamiento cíclico del amortiguador de fluido viscoso para cada registro sísmico.

Figura 4.13. Esquema de configuración geométrica para la instalación del disipador metálico.

Figura 4.14. Ley constitutiva del elemento discreto no lineal (COMBIN39) que define el disipador metálico en el modelo numérico.

Figura 4.15. Valores máximos de los parámetros de diseño del disipador metálico en función de la resistencia del dispositivo de disipación.

Figura 4.16. Variación temporal de los parámetros de control evaluados para el sismo de Kobe y Mendoza. Estructura con disipador metálico.

Figura 4.17. Comportamiento cíclico del disipador metálico.

Figura 4.18. Comparación de valores máximos y valores medios cuadráticos de los parámetros de control para cada propuesta de control de vibraciones analizada. Caso 1: Sin control. Caso 2: Rigidizado. Caso 3: Amortiguador de masa sintonizada. Caso 4: Amortiguador de fluido viscoso. Caso 5: Disipador metálico

- Figura 5.1. Superficie de falla definida en la modelación constitutiva del hormigón (Ottosen, 1977)
- Figura 5.2. Comparación numérico-experimental de los desplazamientos horizontales. Parámetro de fisuración (Domizio, 2015).
- Figura 5.3. Comparación numérico-experimental del corte en la base de la columna. Parámetro de fisuración (Domizio, 2015).
- Figura 5.4. Resumen comparación numérico experimental para los desplazamientos horizontales. Parámetro de fisuración (Domizio, 2015).
- Figura 5.5. Resumen comparación numérico experimental para el corte basal de la columna. Parámetro de fisuración (Domizio, 2015)
- Figura 5.6. Comparación numérico-experimental para los desplazamientos horizontales. Parámetro de erosión (Domizio, 2015).
- Figura 5.7. Comparación numérico-experimental para el corte basal en la columna. Parámetro de erosión (Domizio, 2015).
- Figura 5.8. Resumen comparación numérico experimental para los desplazamientos horizontales. Parámetro de erosión (Domizio, 2015)
- Figura 5.9. Resumen comparación numérico experimental para el corte basal de la columna. Parámetro de erosión (Domizio, 2015)
- Figura 5.10. Modelos numéricos evaluados para determinar la extensión del suelo. a) Relación diámetro del cilindro-diámetro de la columna igual a 2. b) Relación diámetro del cilindro-diámetro de la columna igual a 3. c) Relación diámetro del cilindro-diámetro de la columna igual a 5. d) Relación diámetro del cilindro-diámetro de la columna igual a 8. e) Relación diámetro del cilindro-diámetro de la columna igual a 15.
- Figura 5.11. Frecuencias de vibración obtenidas numéricamente para distintos diámetros del cilindro de suelo.
- Figura 5.12. Variación porcentual de las frecuencias de vibración para los primeros cuatro modos de vibrar.
- Figura 5.13. Dimensiones del cilindro de suelo adoptado.
- Figura 5.14. Esquema general de ensayo de bloque deslizante sobre canal plano de aluminio (Barlek et al., 2021).
- Figura 5.15. Resultados experimentales de una excitación armónica. Aceleraciones de la mesa vibratoria y del bloque deslizante (Barlek et al., 2021).
- Figura 5.16. Resultados experimentales del sismo de Mendoza 1985. Aceleraciones de la mesa vibratoria y del bloque deslizante (Barlek et al., 2021).
- Figura 5.17. Resultados experimentales del sismo de Kobe 1995. Aceleraciones de la mesa vibratoria y del bloque deslizante (Barlek et al., 2021).
- Figura 5.18. Modelo numérico en LS-DYNA de los ensayos de fricción de Barlek et al. (2021).
- Figura 5.19. Aceleraciones horizontales del bloque deslizante para una carga armónica, comparación numérico-experimental.

Figura 5.20. Aceleraciones horizontales del bloque deslizante para el registro del sismo de Mendoza 1985, comparación numérico-experimental.

Figura 5.21. Aceleraciones horizontales del bloque deslizante para el registro del sismo de Kobe 1995 (x 0,65), comparación numérico-experimental.

Figura 5.22. Desplazamientos horizontales del bloque deslizante para una carga armónica, resultados numéricos.

Figura 5.23. Desplazamientos horizontales del bloque deslizante para el sismo de Mendoza 1985, resultados numéricos.

Figura 5.24. Desplazamientos horizontales del bloque deslizante para el sismo de Kobe 1995, resultados numéricos.

Figura 5.25. Puente de calle Paso.

Figura 5.26. a) Modelo de elementos finitos del puente de calle Paso. b) Armadura de refuerzo. c) Sección transversal de las columnas.

Figura 5.27. Vista esquemática de la planta del puente de calle Paso.

Figura 5.28. Vista esquemática de la sección transversal de la superestructura del puente de calle Paso en el apoyo del estribo.

Figura 5.29. Vista esquemática superior del apoyo del puente de calle Paso en uno de los estribos.

Figura 5.30. Fotografía de unos de los estribos del puente de calle Paso.

Figura 5.31. Condiciones de contorno del puente de calle Paso. a) Nodos de los cilindros de suelo. b) Nodos de los extremos de las vigas longitudinales.

Figura 5.32. Primeros tres modos naturales de vibración del puente de calle Paso. a) Flexión lateral. b) Flexión del tablero. c) Torsión longitudinal.

Figura 5.33. Terremoto de Kobe, Japón (1995), estación KJMA. Puente de calle Paso.

Figura 5.34. Terremoto de Northridge, California (1994), estación Alhambra – Fremont School. Puente de calle Paso.

Figura 5.35. Terremoto de Chi Chi, Taiwán (1999), estación CHY028. Puente de calle Paso.

Figura 5.36. Terremoto de Loma Prieta, California (1989), estación Corralitos. Puente de calle Paso.

Figura 5.37. Terremoto de Mendoza, Argentina (1985). Puente de calle Paso.

Figura 5.38. Esquema de aplicación del sistema de aislamiento por superficie deslizantes en el puente de calle Paso.

Figura 5.39. Esquema de implementación del Disipador Metálico, Puente de calle Paso.

Figura 5.40. Puente de calle Boedo.

Figura 5.41. a) Modelo de elementos finitos del puente de calle Boedo, apoyo en estribo. b) Sección transversal de la columna. c) Detalle de armadura de refuerzo.

Figura 5.42. Apoyo de la superestructura en el estribo del puente de calle Boedo.

Figura 5.43. Primeros tres modos naturales de vibración. a) Traslación lateral. b) Flexión del tablero. c) Torsión longitudinal.

Figura 5.44. Terremoto de Kobe, Japón (1995), estación KJMA. Puente de calle Boedo.

Figura 5.45. Terremoto de Mendoza, Argentina (1985). Puente de calle Boedo.

Figura 5.46. Terremoto de San Fernando, California (1971), estación Pacoima Dam. Puente de calle Boedo.

Figura 5.47. Esquema de aplicación del sistema de aislamiento por superficie deslizante, puente de calle Boedo.

Figura 6.1. Identificación del nodo de control del puente de calle Paso.

Figura 6.2. Historia temporal de los desplazamientos horizontales en el pórtico del puente de calle Paso.

Figura 6.3. Propagación de fisuras en el pórtico de hormigón armado. (a) Kobe. $t = 0.61$ seg, (b) Northridge. $t = 2.07$ seg. (c) Chi-Chi. $t = 1.57$ seg, (d) Loma Prieta. $t = 0.74$ seg, (e) Mendoza. $t = 0.57$ seg.

Figura 6.4. Mecanismo de colapso del puente. (a) Kobe. $t = 4.28$ seg, (b) Northridge. $t = 2.93$ seg. (c) Chi-Chi. $t = 5.85$ seg, (d) Loma Prieta. $t = 2.34$ seg, (e) Mendoza. $t = 1.86$ seg.

Figura 6.5. Historia temporal de los desplazamientos horizontales del pórtico de hormigón armado, puente de calle Paso con aislamiento parcial del tablero.

Figura 6.6. Historia temporal de los desplazamientos horizontales del tablero, puente de calle Paso.

Figura 6.7. Estado de la estructura del puente de calle Paso al finalizar la simulación numérica. (a) Colapso del puente, sismo de Kobe, $t = 4.23$ seg. (b) Pórtico sin daño evidente, sismo de Northridge, $t = 10$ seg. (c) Colapso del puente, sismo de Chi-Chi, $t = 5.42$ seg. (d) Daño generado en el pórtico, sismo de Loma Prieta, $t = 10$ seg. (e) Daño en el pórtico, sismo de Mendoza, $t = 10$ seg.

Figura 6.8. Historia temporal de los esfuerzos axiales en una columna del pórtico.

Figura 6.9. Primeros cuatro modos de vibración del puente aislado. a) Modo lateral, frec.: 0,909 Hz. b) Torsión del pórtico, frec.: 3,607 Hz. c) Modo flexional, frec.: 4,262 Hz. d) Modo lateral del pórtico, frec.: 4,760 Hz

Figura 6.10. Espectro de respuesta elástica de aceleraciones para cada registro sísmico considerado.

Figura 6.11. Desplazamientos verticales en la superficie de contacto para cada columna del puente aislado, registro de Kobe.

Figura 6.12. Apertura del contacto comparada con los esfuerzos axiales de las columnas de puente de calle Paso, sismo de Kobe.

Figura 6.13. Modelo numérico del puente de calle Paso con disipador metálico.

Figura 6.14. Desplazamientos horizontales del pórtico, puente de calle Paso con disipador metálico.

- Figura 6.15. Historia temporal del esfuerzo de corte en la columna izquierda del pórtico central del puente de calle Paso.
- Figura 6.16. Respuesta cíclica de los disipadores metálicos instalados en el puente de calle Paso, para cada registro sísmico evaluado.
- Figura 6.17. Nodo de control del puente de calle Boedo.
- Figura 6.18. Historia temporal de los desplazamientos horizontales del puente sin refuerzo de calle Boedo.
- Figura 6.19. a) Colapso del puente para el sismo de Kobe, $t=2,18$ seg. b) Propagación de fisuras para el sismo de Kobe, $t= 0,91$ seg. c) Colapso del puente para el sismo de San Fernando, $t= 6,40$ seg. d) Propagación de fisuras para el sismo de San Fernando, $t= 1,04$ seg. e) Colapso del puente para el sismo de Mendoza, $t= 1,87$ seg. f) Propagación de fisuras para el sismo de Mendoza, $t= 1,10$ seg.
- Figura 6.20. a) Estado final de deformaciones de la armadura de refuerzo de la columna para la simulación del sismo de Kobe en el instante $t= 2,18$ seg. b) Modo de falla de la columna de un puente de hormigón durante el terremoto de San Fernando en 1971 (Priestley et al., 1996).
- Figura 6.21. Desplazamientos horizontales de la columna del puente Boedo parcialmente aislado, evaluación de distintos coeficientes de fricción. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.
- Figura 6.22. Desplazamientos horizontales del tablero del puente Boedo parcialmente aislado, evaluación de distintos coeficientes de fricción. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.
- Figura 6.23. Comparación de desplazamientos máximos y desplazamientos residuales para distintos coeficientes de fricción considerados en el puente de calle Boedo.
- Figura 6.24. Formas modales del puente de calle Boedo con aislamiento parcial. a) Primer modo flexión lateral, frecuencia=2,38 Hz. b) Segundo modo flexión del tablero, frecuencia=2,98 Hz. c) Tercer modo torsión longitudinal, frecuencia= 3,65 Hz.
- Figura 6.25. Corte en la base de la columna del puente Boedo, parcialmente aislado. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.
- Figura 6.26. Desplazamientos verticales de los nodos ubicados sobre los ejes laterales de la superestructura, sismo de San Fernando 1971. (a) Puente no controlado. (b) Tablero parcialmente aislado con un coeficiente de fricción de 5%.
- Figura 6.27. Máximo desplazamiento horizontal del tablero y la columna en función del valor de coeficiente de fricción. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.
- Figura 6.28. Máximo corte en la base de la columna en función del coeficiente de fricción. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.
- Figura 6.29. Respuesta cíclica de la columna del puente Boedo. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.
- Figura 6.30. Historia temporal de los desplazamientos horizontales, comparación de la respuesta con fricción variable versus fricción constante. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985. Historia temporal del corte en

la base de la columna. (d) Sismo de Kobe 1995. (e) Sismo de San Fernando 1971. (f) Sismo de Mendoza 1985.

Figura 6.3310. Respuesta cíclica del contacto friccional en el puente Boedo. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

Figura 6.32. Modelo numérico de puente Boedo reforzado con encamisado metálico.

Figura 6.33. Historia temporal de los desplazamientos horizontales del puente reforzado con encamisado metálico. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

Figura 6.34. Historia temporal del corte basal en la columna reforzada con encamisado metálico. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

Figura 6.35. Respuesta cíclica de la columna con encamisado metálico del puente Boedo, comparada con la respuesta del puente no controlado. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

Figura 6.36. Comparación de los desplazamientos horizontales en la columna correspondientes al puente no controlado, refuerzo con encamisado metálico, aislamiento parcial del tablero con 0 y 5% de coeficiente de fricción. a) Sismo de Kobe 1994. b) Sismo de San Fernando 1971. c) Sismo de Mendoza 1985.

Figura 6.37. Comparación de los desplazamientos horizontales del tablero correspondientes al puente no controlado, refuerzo con encamisado metálico, aislamiento parcial del tablero con 0 y 5% de coeficiente de fricción. a) Sismo de Kobe 1994. b) Sismo de San Fernando 1971. c) Sismo de Mendoza 1985.

Figura 6.38. Comparación de la fuerza de corte en la base de la columna correspondientes al puente no controlado, refuerzo con encamisado metálico, aislamiento parcial del tablero con 0 y 5% de coeficiente de fricción. a) Sismo de Kobe 1994. b) Sismo de San Fernando 1971. c) Sismo de Mendoza 1985.

Figura 6.39. Comparación de la respuesta dinámica del puente con refuerzo de encamisado metálico y aislamiento parcial con coeficiente de fricción de 0 y 5% para el sismo de Kobe x 2,0. a) Desplazamientos horizontales de la columna. b) Desplazamientos horizontales del tablero. c) Fuerza de corte en la base de la columna.

Figura 6.40. Estado estructural de la columna para la simulación de Kobe 1994 x 2. a) Aislamiento parcial del tablero con coeficiente de fricción de 0,05. b) Mecanismo de colapso del puente con encamisado metálico, con elementos Shell ocultos, $t=1,10$ seg. c) Distribución de tensiones de Von Mises en el encamisado metálico, $t=1,08$ seg.

LISTA DE TABLAS

- Tabla 3.1. Distribución Porcentual de los tipos de puentes existentes en las zonas de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica de la República Argentina (Saracho et al., 2014)*
- Tabla 3.2. Condiciones de borde de los puentes predominantes en términos porcentuales (Saracho et al., 2014)*
- Tabla 3.3. Materiales constitutivos de los elementos estructurales del puente de calle Paso.*
- Tabla 3.4. Especificaciones de los instrumentos de medición empleados.*
- Tabla 3.5. Eventos destacados de cada ensayo experimental del puente calle Paso.*
- Tabla 3.6. Frecuencias fundamentales de los primeros tres modos del puente de calle Paso, identificadas mediante el método de peak-picking.*
- Tabla 3.7. Eventos destacados de cada ensayo experimental del puente calle Boedo.*
- Tabla 3.8. Resumen de las primeras tres frecuencias de vibración, Puente calle Boedo.*
- Tabla 4. 1. Rigidez de los resortes empleados en el modelo simplificado.*
- Tabla 4.2. Frecuencias de vibración del modelo simplificado del puente de calle Paso. Comparación con mediciones experimentales.*
- Tabla 4. 3. Resumen de valores máximos y medios cuadráticos de la respuesta dinámica del puente son controlar.*
- Tabla 4.4. Comparación de valores máximos y RMS para la respuesta dinámica de Kobe*
- Tabla 4.5. Comparativa de valores máximos y RMS para la respuesta dinámica de Mendoza.*
- Tabla 5.1. Propiedades del material viscoelástico de los asientos de neoprene (Bi & Hao, 2013)*
- Tabla 5.2. Comparación de frecuencias para los primeros cuatro modos de vibración.*
- Tabla 5.3. Variación porcentual de las frecuencias obtenidas numéricamente, referidas a las correspondientes con el cilindro de mayor diámetro.*
- Tabla 5.4. Comparación de desplazamientos residuales experimentales y numéricos (Barlek et al., 2021) con los obtenidos por la simulación explícita.*
- Tabla 5.5. Parámetros de los materiales utilizados en el modelo del puente de calle Paso.*
- Tabla 5.6. Comparación numérico-experimental de frecuencias naturales de vibración del puente de calle Paso.*
- Tabla 5.7. Aceleraciones horizontales seleccionadas para el puente de calle Paso. Fuente: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER): <http://peer.berkeley.edu/>*
- Tabla 5.8. Parámetros de los materiales utilizados en el modelo del puente de calle Boedo.*
- Tabla 5.9. Comparación numérico-experimental de frecuencias naturales de vibración del puente de calle Boedo.*

Tabla 5.10. Aceleraciones horizontales seleccionadas para el puente de calle Boedo. Fuente: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER): <http://peer.berkeley.edu/>

Tabla 6.1. Factor de amplificación de los registros sísmicos introducidos al modelo del puente de calle Paso.

Tabla 6.2. Frecuencias obtenidas de un análisis modal del puente aislado de calle Paso.

Tabla 6.3. Factor de escala de amplificación para los registros sísmicos considerados en el puente de calle Boedo.

Tabla 6.4. Desplazamientos horizontales máximos y residuales de cada registro sísmico para los distintos coeficientes de fricción evaluados en el puente de calle Boedo.

Tabla 6.5. Frecuencias naturales de vibración del puente de calle Boedo con sistema PRSI.

Tabla 6.6. Valores del coeficiente de fricción evaluados en la simulación numérica para cada sismo.

Tabla 7.1. Desplazamiento horizontal máximo para el puente de calle Paso. Unidades en mm.

Tabla 7.2. Corte máximo en columna del puente de calle Paso. Unidades en kN.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.

1.1. Introducción

La ocurrencia de terremotos devastadores a lo largo de la historia, incluso durante el siglo XXI, deja al descubierto la vulnerabilidad de la humanidad frente a estos fenómenos naturales. Como resultado de estos catastróficos episodios, se ha tenido que lamentar la pérdida de miles de vidas humanas y se ha debido afrontar las enormes consecuencias económicas debido al daño que ocasionan estos fenómenos en las estructuras. La ingeniería estructural ha intentado dar soluciones a esta problemática de manera continua. El proceso de evolución de la ingeniería sismorresistente, muchas veces se ha ido desarrollando luego de consumada una catástrofe de esta índole, modificando las prácticas existentes contemporáneas (G. M. Calvi et al., 2007). El desafío actual de la investigación es el de desarrollar tecnologías y conocimientos que provean a las edificaciones de un nivel de seguridad aceptable.

Las causas que afectan a los puentes aparecen diferenciadas por Deng et al. (2016); como naturales (Inundaciones, socavación, terremotos, huracanes, etc.) y humanas (Errores de diseño y construcción, colisiones, sobrecarga vehicular, falta de mantenimiento, atentados, etc.). Los terremotos constituyen una importante causa de derrumbe particularmente en puentes de carreteras y autopistas. Eventos sísmicos de las últimas décadas han demostrado, en algunos casos, un pobre desempeño de puentes de hormigón armado. Algunos de ellos han alcanzado niveles de daño muy avanzados que, incluso, ocasionan el colapso de la estructura. A diferencia de los edificios, los puentes son estructuras isostáticas o de bajo grado de redundancia, lo que se traduce en la imposibilidad de desarrollar caminos alternativos para las fuerzas cuando se alcanza cierto nivel de deterioro en perjuicio de la estructura (Priestley et al., 1996).

Los puentes son estructuras que ocupan un lugar especial en la atención de ingenieros y arquitectos, debido a que su concepción estructural está íntimamente relacionada con aspectos estéticos y con su funcionalidad, posiblemente en mayor medida que cualquier otra construcción. A pesar de que su funcionamiento pueda parecer sencillo y predecible por entenderse como sistemas estructurales simples, los terremotos ocurridos en las últimas décadas han dejado como saldo muchos puentes con grandes niveles de daño, algunos de ellos alcanzando el colapso (G. M. Calvi et al., 2007).

El colapso de puentes implica una situación trágica, principalmente al poner en riesgo la seguridad de las personas que lo utilizan, pero también por las consecuencias que genera la interrupción del tránsito en el sistema de transporte, ya que los puentes constituyen un eslabón crucial en el proceso de recuperación post desastre (Brito et al., 2019). Estas secuelas se agravan si el estado de integridad estructural de los puentes impide la inmediata asistencia frente a la emergencia, como ocurrió luego del terremoto de Italia en 2016 (Di Sarno et al., 2019) o bien si el puente constituye un enlace estratégico en la red de transporte. Además, existen otros aspectos que se traducen en pérdidas económicas, derivadas de los costos que surgen del reemplazo de la estructura y por la necesidad de crear nuevas vías de comunicación alternativas (aunque fueran temporales), estas pérdidas se intensifican a medida que se extiende el período de restauración. Por otra parte, aún sin alcanzar el colapso, un escenario de daño extendido sobre la estructura de un puente puede provocar su cierre e interrupción del flujo vehicular por lo que muchos de los efectos económicos descritos anteriormente se harán presentes aun cuando el colapso total del puente no se produzca.

Particularmente, los puentes de vigas rectas de hormigón armado constituyen el más numeroso y a la vez sencillo conjunto de estructuras de puente, sólo en Estados Unidos este tipo de estructura representa aproximadamente el 50% del total y en China este valor se eleva a 74% (Deng et al., 2016). En cuanto a la Argentina, Saracho et al. (2014) presentan una categorización de los puentes existentes en las zonas de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica, estos son 827 puentes pertenecientes a la zona de Cuyo y zona del Noroeste. En este estudio, se destaca que un 55.5% de los puentes estudiados se corresponden con una estructura de vigas de hormigón armado o pretensado, alrededor del 90% de ellos tienen sus extremos simplemente apoyados. Uno de los datos más relevante que surge es el de la edad promedio de estas estructuras, los puentes de vigas rectangulares de hormigón fueron construidos en promedio en el año 1973, para el caso de vigas doble T, datan de 1986; mientras que para las estructuras con viga cajón, su año de construcción se remonta a 1977.

El movimiento de los puentes y la naturaleza del daño que se genera está fuertemente ligado a su geometría y a su regularidad. En general es posible distinguir la irregularidad de los puentes en términos de su geometría en planta o a lo largo de su longitud (Akbari & Maalek, 2018). A diferencia de los edificios, cuya regularidad ha sido ampliamente estudiada, los puentes siguen siendo motivo de investigación. Se han dado muchas definiciones de regularidad en puentes, Akbari & Maalek (2018) enumeran los criterios aportados en distintos estudios al respecto. En términos generales, todas las definiciones se refieren a conceptos similares relacionados a la influencia de modos altos en la respuesta estructural y a la existencia de efectos torsionales. Los puentes de autopistas a veces muestran una geometría en planta con forma de

paralelogramo, conformando un cruce oblicuo debido a que el eje de la vía normalmente no es perpendicular a la dirección del gálibo (*skewed bridges*). Esta característica propia de la geometría provoca rotaciones del tablero en su plano cuando es excitada por aceleraciones horizontales, producida por el ángulo de inclinación de las fuerzas de impacto que el estribo le proporciona al tablero. Esta particularidad geométrica puede introducir alteraciones en la respuesta dinámica de los puentes incrementando la demanda de desplazamientos y fuerzas en los elementos estructurales (Mallick & Raychowdhury, 2015), o bien generando fenómenos adicionales difíciles de prever.

El diseño sísmico de los puentes requiere especial atención en virtud de las dificultades que usualmente se presentan en el proyecto. La construcción de un puente muchas veces es considerada cuando resulta necesario sortear un accidente geográfico, en el caso en que la estructura debe atravesar una falla geológica activa, la magnitud de los desplazamientos relativos en sus apoyos podría resultar prohibitiva (Priestley et al., 1996).

La antigüedad de las estructuras está directamente relacionada a los criterios empleados en su diseño, como se verá en la siguiente sección. Además, es un buen indicador de cómo será su desempeño, se podrá esperar mayores niveles de daño asociado mientras más longevo sea el puente (Moehle & Eberhard, 2000). Por otra parte, el paso del tiempo involucra un estado de deterioro natural de los materiales que requiere una tarea de mantenimiento de forma periódica, la cual muchas veces no es realizada en la práctica. Frente a este escenario, resulta evidente la necesidad de analizar el comportamiento sísmico de los puentes existentes, con el objetivo de encontrar deficiencias en las estructuras originadas tanto por el deterioro natural de los materiales con el paso del tiempo, o bien debido a un diseño basado en criterios antiguos que requieran una actualización.

Debido a la importancia que representan los puentes y la vulnerabilidad estructural que ha quedado demostrada en eventos sísmicos anteriores, queda en evidencia la necesidad de estudiar en profundidad el comportamiento de puentes sometidos a acciones sísmicas extremas.

1.2. Objetivos

El objetivo principal de la tesis es desarrollar, mediante técnicas de modelación refinada, diferentes propuestas de rehabilitación y refuerzo de puentes de hormigón armado existentes, sometidos a acciones sísmicas transversales, concentrando el análisis en los pilares de apoyo intermedio. Para esto, se seleccionan dos puentes de características representativas del inventario y se someten a acciones sísmicas transversales extremas que provoquen el colapso estructural. En busca de mejorar el comportamiento se proponen diferentes

alternativas incorporando dispositivos basados en la disipación de energía o bien aislamiento sísmico. El trabajo se formaliza mediante una combinación de estudios experimentales para caracterizar las estructuras analizadas y numéricos mediante modelos refinados de elementos finitos concentrando la atención en los pilares, que puedan captar diversos niveles de daño estructural hasta el colapso. Para lograr este objetivo se proponen los siguientes objetivos secundarios:

- Seleccionar dos tipos estructurales predominantes en la región de los puentes de carretera existentes.
- Desarrollar criterios que permitan seleccionar dispositivos de control adecuados para incorporar en los apoyos intermedios de los puentes seleccionados.
- Determinar la eficiencia de dispositivos de control comparando variables de respuesta estructural.
- Identificar los parámetros que inciden en el comportamiento de los dispositivos de control y encontrar valores que definan su performance.
- Implementar técnicas de modelación numérica refinadas focalizadas en los apoyos intermedios de puentes que logren representar daño estructural y reproducir la respuesta dinámica de las estructuras frente a acciones sísmicas transversales. En este aspecto se destaca la necesidad de obtener resultados de simulaciones que representen los fenómenos fuertemente no lineales de los pilares de puentes de hormigón armado, a fin de detectar problemas de daño estructural, inestabilidad y comportamientos imprevistos.

1.3. Organización de la tesis

El trabajo de tesis está dividido en siete capítulos y un anexo, el presente es el primero de ellos y contiene una introducción al tema en estudio.

El segundo capítulo presenta un resumen de la naturaleza de las acciones sísmicas y los efectos que estas producen en las estructuras. Además, se repasa brevemente los antecedentes y lecciones aprendidas sobre diseño y comportamiento de puentes reales frente a los terremotos más importantes en las últimas décadas. Se incluye un repaso del estado del arte de los sistemas de control de vibraciones con el foco puesto principalmente en los sistemas pasivos de control, particularmente los sistemas de aislamiento sísmico y los disipadores pasivos de energía. Además, se menciona algunos casos de puentes existentes rehabilitados con sistemas pasivos de control de vibraciones. Por último, se enumera los trabajos científicos publicados en los que analizan puentes de hormigón armado mediante modelos numéricos de diversa complejidad. De esta recopilación destaca la escasa cantidad de análisis realizados con modelos tridimensionales que sean capaces

de simular el colapso estructural, como así también que permitan determinar mecanismos de fallas inusuales.

En el tercer capítulo se desarrolla una descripción pormenorizada de los puentes que se analizan, con todas sus propiedades geométricas y características estructurales. Adicionalmente, se incluye un resumen de los ensayos experimentales realizados para caracterizar dinámicamente a los puentes. Finalmente, se analizan los resultados obtenidos experimentalmente y se determinan las frecuencias naturales de vibración.

El capítulo cuarto presenta un modelo numérico preliminar de uno de los puentes estudiados, este modelo simplificado considera un comportamiento lineal de la estructura del puente e incorpora distintos tipos de dispositivos pasivos de control de vibraciones que sirven como base para evaluar la eficiencia de cada uno y su incidencia en la respuesta dinámica integral del puente. Debido a la simplicidad del modelo considerado en esta etapa, es posible llevar a cabo análisis paramétricos de las variables de interés que conducen a la optimización en el diseño de los dispositivos de control de vibraciones.

El quinto capítulo contiene en detalle los modelos numéricos tridimensionales que representan a los puentes investigados. Se destacan las hipótesis asumidas, las condiciones de vínculo establecidas, los modelos constitutivos de los materiales empleados y la materialización de los refuerzos propuestos. También se valida el modelo de fricción que se considera en el análisis dinámico no lineal de los puentes, contrastando con resultados experimentales.

En el capítulo número seis, se incorporan los resultados dinámicos no lineales de las simulaciones numéricas realizadas mediante un código explícito de elementos finitos. Se divide en respuesta del puente original y respuesta de los puentes reforzados. En todos los casos en los que se alcanza el colapso, se presta especial atención en la identificación del mecanismo de falla. Los resultados obtenidos incluyen la historia temporal de desplazamientos horizontales, pero también se analizan las solicitaciones en elementos estructurales, de esta manera se contrastan los beneficios y desventajas que se producen en cada caso.

En el séptimo y último capítulo, se encuentran resumidos los comentarios más destacados del trabajo, se identifican conclusiones globales y particulares de cada caso estudiado y se incluyen sugerencias para líneas futuras de investigación.

Finalmente, se presenta un anexo que contiene la verificación de riostras de acero aplicadas como solución en el Capítulo 4, según la aplicación del reglamento en vigencia.

CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE.

2.1. Acciones de origen sísmico

Los más importantes movimientos sísmicos se originan a lo largo de las líneas que dividen las distintas placas tectónicas que conforman la corteza terrestre, en lo que se denomina sismos de origen tectónico. Estas placas se encuentran en constante movimiento interactuando entre sí. En las zonas donde distintas placas se ponen en contacto, se desarrollan estados complejos de tensiones y deformaciones que se distribuyen en la corteza, al superar la resistencia de las rocas que la componen se produce una ruptura creando lo que se conoce como falla geológica. La potencialidad destructiva de un evento sísmico está asociada a la caracterización geológica del lugar.

La ruptura de una falla está asociada a la liberación repentina de una gran cantidad de energía, transmitida a través de la tierra por medio de ondas vibratorias que son irradiadas en todas las direcciones desde el punto de fractura, denominado hipocentro. Como consecuencia de estas ondas irradiadas, las estructuras experimentan fuerzas inerciales generando fuertes sollicitaciones en sus elementos componentes y en ocasiones generando considerables daños que pueden llegar a implicar el colapso.

Los desplazamientos que se producen a lo largo de la superficie de falla se denominan deslizamientos laterales cuando son debidos al movimiento principalmente horizontal de los bloques en la dirección de la orientación de la falla (Figura 2.1a). Mientras que, si el desplazamiento es predominantemente vertical de un bloque por sobre el otro, se designa deslizamiento normal (o de tracción) cuando el bloque por encima de la falla desciende respecto del restante (Figura 2.1b). O bien, se denomina deslizamiento de falla inverso (o de compresión) si el bloque por arriba del plano de ruptura asciende por sobre el otro bloque Figura 2.1c (Clough & Penzien, 2003).

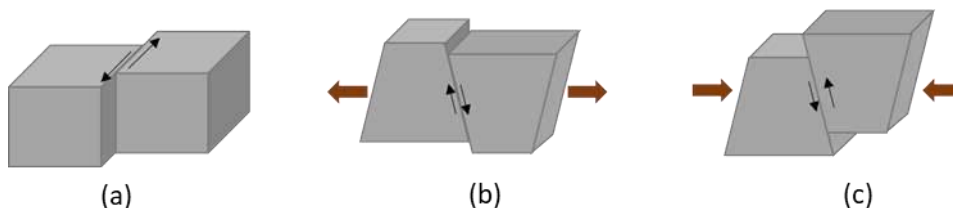


Figura 2.1. Tipos de desplazamientos en el plano de falla. (a) Deslizamiento lateral. (b) Deslizamiento normal. (c) Deslizamiento inverso.

En la proximidad de las fallas activas, la vibración del terreno se ve fuertemente afectada por el mecanismo de ruptura, la dirección de propagación de la falla y la deformación permanente que pueda quedar luego de la fractura. La corta duración de este tipo de registros libera grandes cantidades de energía concentrada en pocos ciclos. Este fenómeno ha sido extensamente estudiado desde 1966 luego de las observaciones iniciales realizadas por Housner & Trifunac (1967) a partir del terremoto de Parkfield, California.

Dependiendo del proceso de ruptura y la dirección en la que avanza la misma, se identifican dos efectos que podrían ser muy perjudiciales para las edificaciones, estos son: directividad hacia adelante (*forward rupture directivity*) y desplazamientos remanentes (*Fling-Step*).

El efecto de directividad de ruptura hacia adelante (*forward rupture directivity*) se genera al acumularse los frentes de onda en la dirección en la que se propaga la ruptura de la falla. En contraste, en la dirección opuesta al avance de la ruptura (*backward rupture directivity*), se observa el efecto contrario: Movimientos de larga duración con baja amplitud (Frau & Saragoni, 2012). La directividad de ruptura hacia adelante provoca registros de pocos pulsos, corta duración y baja frecuencia; cuya amplitud es tanto más elevada mientras más se aproxime la velocidad de ruptura de la superficie a la velocidad de propagación de onda de corte del terreno. Un claro ejemplo de un registro de falla cercana que refleja el resultado de la directividad hacia adelante es el de la estación Rinaldi, del terremoto de Northridge en 1994, Figura 2.2a. Por otra parte, el *Fling-Step* es el producto de la acumulación de deformaciones residuales del terreno, se manifiesta como un pulso unidireccional de velocidad y un desplazamiento monótonico estático del terreno, tal es el caso de registro obtenido durante el terremoto de Kocaeli en 1999 según la medición de la estación Sakarya, SKR, Figura 2.2b, (Kalkan & Kunnath, 2006).

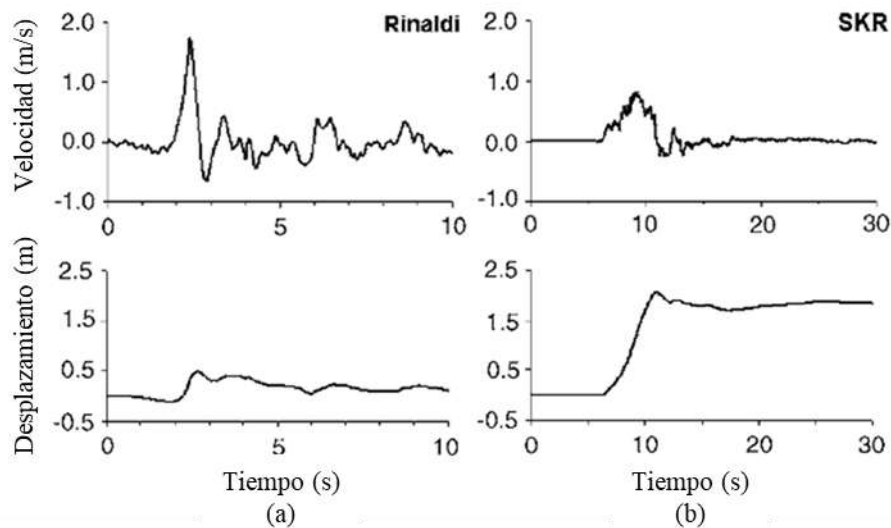


Figura 2.2. Registro de velocidad y desplazamientos temporales para el terremoto de: (a) Northridge, 1994 - Estación: Rinaldi. (b) Kocaeli, Turquía 1999- Estación: Sakarya [Adaptada de: Kalkan & Kunnath,(2006)].

La corta duración de este tipo de registros libera grandes cantidades de energía concentrada en pocos ciclos, con lo que las estructuras son sometidas a fuertes demandas de desplazamientos que favorecen la formación de mecanismos de falla frágiles, si bien todas las estructuras son susceptibles de experimentar estos efectos, muchos puentes son construidos específicamente para atravesar accidentes geográficos que incluyen fallas sismogénicas. Estudios recientes remarcan que el comportamiento dinámico de los puentes que atraviesan una falla sismogénica activa, está fuertemente influenciado por el ángulo que forma el puente con la falla (F. Zhang et al., 2020). Calvi et al. (2007) remarcan que para un puente que atraviesa una falla, no es posible soportar los desplazamientos que se producen sin tomar medidas especiales en el diseño, incluso para puentes de mediana o corta longitud probablemente se requiera reconstruir algún sector de su geometría desplazada luego del sismo.

Aún sin atravesar la falla, la demanda de desplazamientos es muy superior a la que produce un terremoto de campo lejano (*Far Field*), tanto la demanda de ductilidad como las solicitaciones en los elementos se ven incrementadas considerablemente, llegando a duplicar los valores que se corresponden con registros de campo lejano (Liao et al., 2000). Por su parte, Yashinsky et al. (2014) dan un valor tentativo de unos 15 km de distancia dentro de la cual los puentes están sujetos a estos efectos destructivos. Este fenómeno es tenido en cuenta en algunos reglamentos de diseño sismorresistente de puentes, como por ejemplo el de California, incrementando las ordenadas del espectro de diseño con un factor que depende de la distancia desde el emplazamiento a la falla hasta 25 km (Yashinsky & Duan, 2014).

2.2. Desempeño de puentes frente a cargas sísmicas

La evolución del conocimiento técnico que se ha ido desarrollando a partir de las lecciones aprendidas en terremotos pasados ha generado un mejor entendimiento del comportamiento estructural y un perfeccionamiento en las técnicas de diseño. Sin embargo, estos criterios modernos de diseño solo pueden ser aplicados a estructuras nuevas de puentes, las que resultan una fracción relativamente pequeña dentro del inventario total de puentes. Por esta razón, el estudio de rehabilitación en puentes existentes debe ser un asunto de especial consideración, ya que muchas estructuras construidas en etapas previas son susceptibles de experimentar en terremotos futuros las mismas fallas observadas en eventos pasados (Priestley et al., 1996).

Acorde a lo previamente señalado, se propone un breve repaso del comportamiento de puentes en terremotos ocurridos.

2.2.1. San Fernando, Estados Unidos, 1971

Este terremoto, ocurrido en 1971 cerca de Sylmar en el valle de San Fernando, dejó al descubierto una gran cantidad de falencias en los métodos de diseño y construcción contemporáneos. Cabe destacar que, para esta época, el diseño sísmico de estructuras era llevado a cabo mediante métodos basados en tensiones admisibles y no centraba su atención en la necesidad de detallar adecuadamente los elementos a fin de conseguir un desarrollo de ductilidad. Este concepto se ha vuelto de suma importancia en la actualidad, ya que asegura un nivel de resistencia estable en la estructura, con una degradación mínima, luego de ser sometida a deformaciones cíclicas muy por encima del límite de fluencia.

Esencialmente la ductilidad se alcanza protegiendo el hormigón del núcleo de los elementos estructurales mediante estribos cerrados, ganchos o espirales; con un distanciamiento entre ellos tan próximo como para que las fisuras y grietas que se producen en el hormigón de recubrimiento no se expandan hacia el interior, degradando al material. Además, una reducida separación entre estribos evita el pandeo de la armadura longitudinal, con lo que la resistencia flexional de los elementos no se ve afectada conforme se producen los sucesivos ciclos de deformación.

Entre muchos ejemplos existentes de los tipos de falencias asociados al diseño elástico de estructuras sismorresistentes, la Figura 2.3 muestra la falla por falta de confinamiento en el extremo de una columna con desintegración del hormigón del núcleo y posterior pandeo de la armadura de refuerzo (Priestley et al., 1996). En la Figura 2.4 se indican dos fallas por corte en la columna, en (a) la resistencia de flexión de la pila es muy superior a la de corte, por cuanto no se producen rótulas plásticas en los extremos, mientras que en (b) se produce la falla por corte dentro

de la rótula por flexión; ambos casos se deben a una insuficiente cantidad de armadura transversal (Priestley et al., 1996).



Figura 2.3. Falla por falta de confinamiento del hormigón en la cabeza de una columna (Priestley et al., 1996).

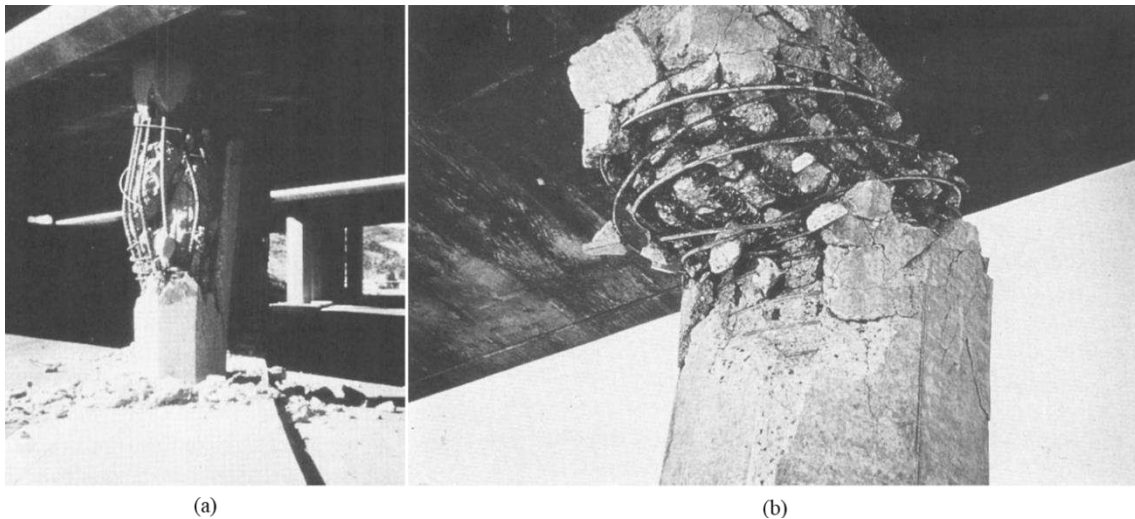


Figura 2.4 (a) Falla por corte en tramo central de la columna. (b) Falla por corte en la rótula plástica (Priestley et al., 1996).

Otra grave consecuencia del diseño elástico es la subestimación de deformaciones y desplazamientos en la estructura, la Figura 2.5 muestra la caída de todo un tramo por la pérdida de soporte del tablero debido a una escasa previsión de longitud de asiento (Priestley et al., 1996).



Figura 2.5. Colapso de un tramo entero de un puente, (Priestley et al., 1996).

2.2.2. Loma Prieta, Estados Unidos, 1989

Este sismo, ocurrido el 17 de octubre de 1989, presentó un pequeño porcentaje de puentes dañados, la mayoría de éstos tienen en común que su construcción fue realizada antes de la actualización reglamentaria y la modernización de conceptos que surgió luego del terremoto de San Fernando en 1971. Este aspecto relativo a la época de construcción, sumado al emplazamiento sobre suelos blandos fue el principal motivo del desarrollo de niveles elevados de daño en puentes (Zhiqiang & Lee, 2009).

La falla en las uniones viga-columna fue la más repetida en muchas estructuras de hormigón armado que mostraron daño severo. Debido a las elevadas fuerzas de corte presentes en dichas uniones, la generación y apertura de fisuras diagonales se torna excesiva frente a una débil armadura transversal, este problema se agrava seriamente si, además, no se prevé una suficiente longitud de anclaje de la armadura longitudinal (G. M. Calvi et al., 2007), la Figura 2.6 (Priestley et al., 1996) muestra este tipo de falla. El colapso del *Cypress Viaduct* (Figura 2.7) es quizás el caso más resonante de esta problemática identificada durante el terremoto de Loma Prieta.



Figura 2.6. Daño en base de columna por deslizamiento de barras longitudinales (Priestley et al., 1996).



Figura 2.7. Colapso del Cypress Viaduct por falla de deslizamiento por corte en columnas (Calvi et al., 2007).

2.2.3. Northridge, Estados Unidos. 1994

El resultado de este sismo fue de 65 muertes y más de 5000 heridos, con pérdidas económicas primarias estimadas entre 15 y 30 mil millones de dólares (Housner & Thiel, 1995). Durante el sismo ocurrido en Northridge, California, se registró el derrumbe de siete puentes de autopista, de los cuales seis de ellos fueron producto de la falla en las columnas o tabiques que definen los tramos del puente, en los que se apoyan las vigas longitudinales (Housner & Thiel, 1995). Entre las fallas encontradas aparecen casos de rotura por corte (Figura 2.8) y flexión (Figura 2.9). Por su parte, el séptimo caso de colapso fue el puente de Gavin Canyon, cuya

geometría oblicua forma un ángulo de 67° con los apoyos (Xiang et al., 2019) lo cual generó una fuerte respuesta torsional que redujo la superficie de asiento de los extremos del tablero (Zhiqiang & Lee, 2009) (Figura 2.10).

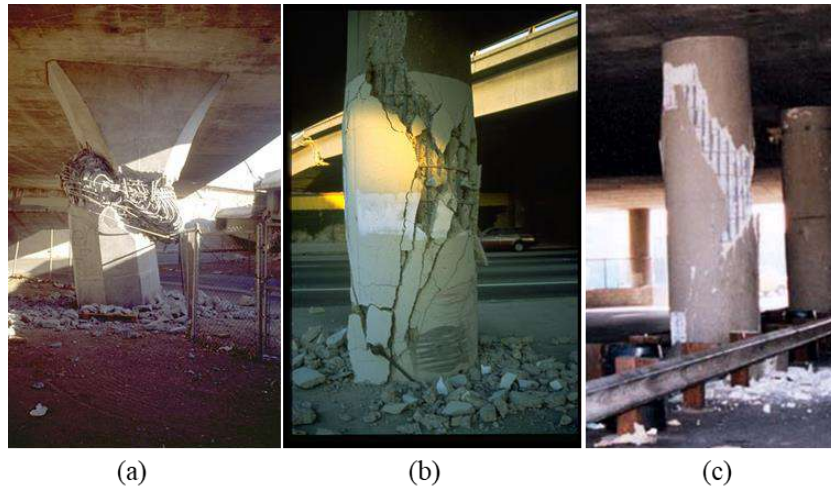


Figura 2.8(a) Falla por corte del hormigón. Desintegración del hormigón del núcleo, Puente Mission-Gothic. (b) Falla diagonal de corte con pandeo de armadura longitudinal, Interestatal 10- La Cienaga. (c) Pérdida de hormigón de recubrimiento y fisuración diagonal, Paso a distinto nivel Washington- Autopista Fairfax (NISEE, 2016).

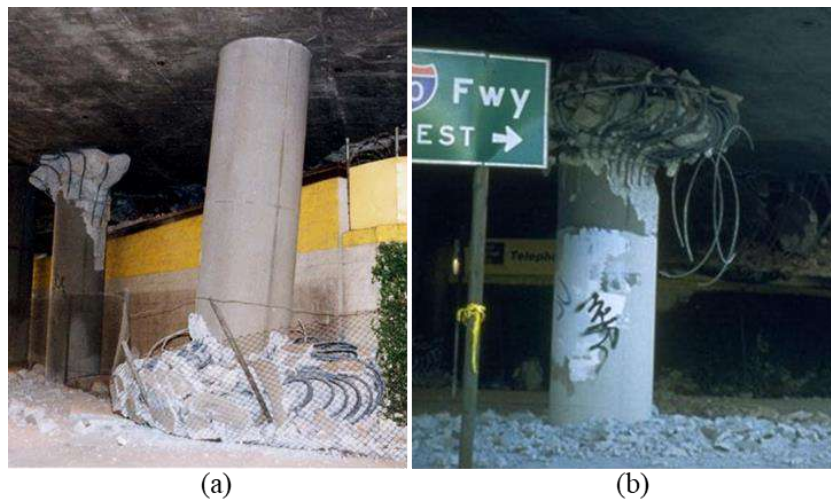


Figura 2.9. Falla por flexión en columnas. Insuficiente resistencia flexional por escasa armadura e inapropiados detalles de confinamiento, (a) La Cienaga-Autopista Venice. (b) Freeway Santa Monica. (NISEE, 2016).



Figura 2.10. Colapso del Gavin Canyon Undercrossing sobre la interestatal 5, descalce del tablero producido por oblicuidad de ejes de las vías. (NISEE, 2016)

2.2.4. Kobe, Japón. 1995

Este evento (17 de enero de 1995) fue devastador para siete ciudades japonesas (incluida Kobe) no solo desde el punto de vista económico sino también referido a la destrucción de infraestructura primaria del país. Las evaluaciones posteriores al terremoto dejaron en evidencia algunas falencias en los criterios de diseño sísmico de puentes. Según los sondeos llevados a cabo por el Ministerio de Construcción de Japón un total de 3396 columnas/paneles de puentes experimentaron daño severo, en algunos casos llevando al colapso de la estructura (Kawashima & Unjoh, 1997). Entre las causas que originaron el daño en pilas se encuentran: Falla de anclaje en empalmes soldados y deslizamiento de armaduras de flexión (Figura 2.11), fallas de corte tanto en rótulas plásticas como fuera de ellas (Figura 2.12), descalce de apoyos de vigas longitudinales, falla en conectores de corte y licuación del terreno. En gran número se observó un comportamiento frágil de los elementos estructurales, resaltando la importancia que tiene en el diseño la elaboración de detalles constructivos que aseguren una respuesta dúctil.

Posiblemente la imagen más icónica de la catástrofe provocada por este terremoto sea la del colapso del puente del viaducto en *Fukae*, de la *Hanshin Expressway*, Figura 2.13. La interrupción prematura de armadura longitudinal, escasa longitud de anclaje de las barras y la insuficiente armadura transversal en las columnas provocaron el vuelco de 18 tramos de la autopista.

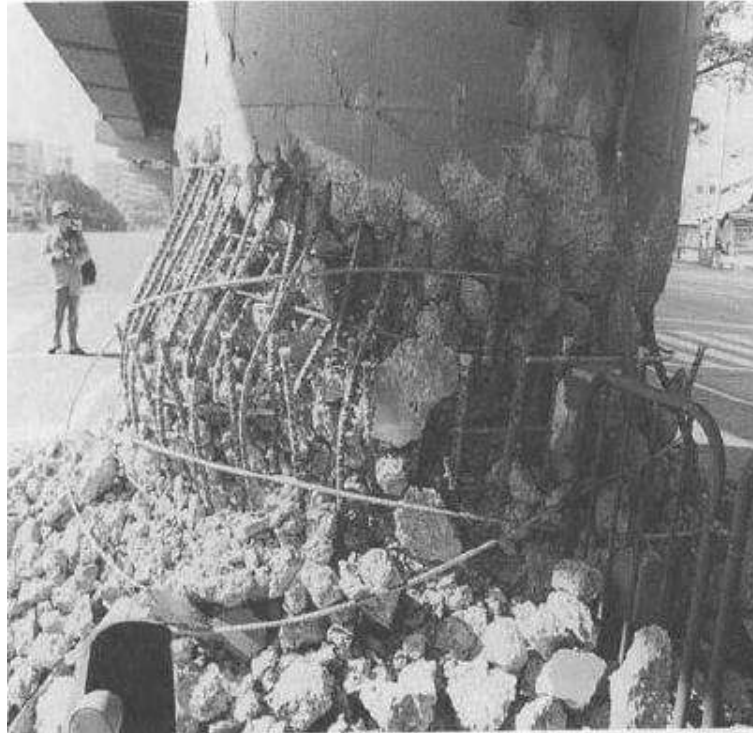


Figura 2.11. Falla de soldadura en empalmes de la armadura de la columna del "Hanshin Expressway", (Priestley et al., 1996).



Figura 2.12. Falla por corte por interrupción abrupta de armadura, (Priestley et al., 1996).



Figura 2.13. Colapso de 18 columnas de la autopista Hanshin-Expressway por flexión en la base, insuficiente ductilidad e inadecuado diseño del anclaje de barras de refuerzo (NISEE, 2016).

2.2.5. Chi Chi, Taiwán. 1999

Hsu & Fu (2004), analizaron el efecto del sismo sobre los puentes de carreteras y establecieron una categorización según el modo de falla que manifestaron los 200 casos que se asumieron considerablemente afectados por este terremoto. De esta manera se pudo observar puentes colapsados por la caída de vigas longitudinales debido a longitudes insuficientes de apoyo, agravado por la cercanía de estas estructuras a la falla (todos los casos estudiados se encontraron como máximo a 50km de la falla geológica). Además, observaron casos de falla en los estribos, juntas, fundaciones e inestabilidad del suelo.

En relación al agravante que implica la cercanía a la falla, la mayoría de los puentes dañados se ubicaron dentro de un radio de 10 km de distancia al epicentro (Xiang et al., 2019). Por otra parte, Hsu & Fu (2000) analizan el caso de un puente particular que atraviesa la falla que dio origen a este terremoto, se trata del puente de *Wushi* compuesto por 18 vanos de 34.84m de longitud cada uno, conformando un viaducto de 624.5m de longitud total. Allí destacan el desplome de dos vanos por descalce de la superestructura (Figura 2.14a) a raíz de los violentos desplazamientos tanto longitudinales como transversales, del orden de 2 metros. Pero también destacan una multiplicidad de fallas que incluyen la fractura por corte de pilas de apoyo (Figura 2.14b), el impacto de la estructura contra los estribos, asentamiento de fundaciones entre otros. El pobre desempeño de este puente se debe a su antigüedad y consecuentemente al criterio obsoleto de los requisitos impuestos en el diseño.

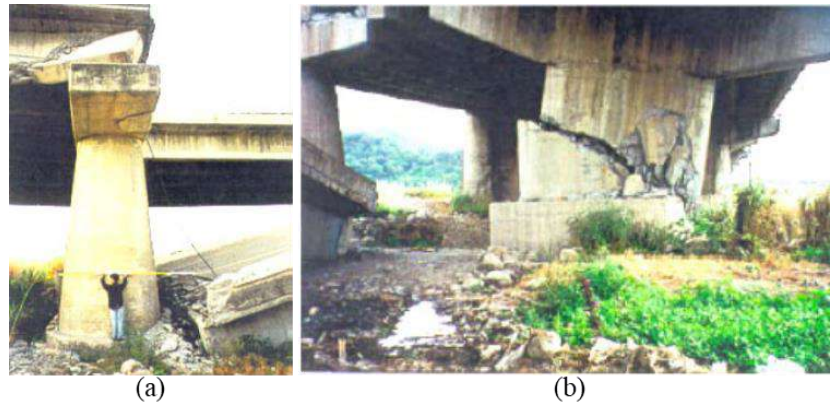


Figura 2.14(a) Colapso del tramo por excesivos desplazamientos longitudinales. (b) Falla de una columna de puente Wushi por corte (Calvi et al., 2007).

Por su parte, Chang et al. (2000) profundizan su estudio sobre 10 puentes que colapsaron en este evento, destacando finalmente que la mitad de ellos se encontraba sobre la falla o atravesándola, resultando inevitable que se produzca una pérdida de soporte de vigas y tablero que condujo al derrumbe de la estructura. En los otros casos pudo determinarse que el colapso fue debido a la acumulación de daño estructural tanto en las pilas y tabiques intermedios, los cuales presentaron fallas de flexión en los extremos y fisuración diagonal por tensiones de corte (Figura 2.15); como así también en los apoyos, estribos, vigas longitudinales y fundaciones.



Figura 2.15. Puente Shi-wei en Taiwán. Rotura del capitel de las columnas (Chang et al., 2000)

2.2.6. Sichuan, China. 2008

El terremoto ocurrido el 12 de mayo de 2008, en la provincia de Sichuan, China, causó enormes pérdidas económicas y grandes niveles de destrucción, se estima que el 80% de las edificaciones fueron completamente destruidas. Se vieron seriamente afectados 46 puentes de autopistas mientras que otros 282 puentes fueron moderada o levemente dañados. Quedó evidenciada la dependencia existente entre los servicios de rescate y suministro de servicios vitales con la integridad del sistema de transporte post terremoto, siendo mayor el impacto

generado en las zonas que quedaron aisladas al colapsar puentes y vías de comunicación (Han et al., 2009).

Se destaca en el trabajo mencionado que entre las causas más comunes de daño aparecen: descalce de tablero por insuficiente longitud de asiento (Figura 2.16a), fallas de momento y corte en pilas intermedias (Figura 2.16b), fallas en juntas de expansión, fractura de conectores de corte, impacto de vigas adyacentes (con mayor importancia en puentes de oblicuos), entre otros.

Por otra parte, se subraya que las especificaciones de diseño sismorresistente de China establecen una sollicitación sísmica de 0,4g, mientras que durante este terremoto llegó a registrarse picos de 0,98g, agravado por la ubicación cercana de la falla activa.



Figura 2.16(a) Puente de Miaoziping, desplome de un tramo completo por escasa longitud de asiento y descalce de vigas longitudinales [Wikipedia contributors, (2020)]. (b) Puente de Baihua, daño en pie de columna por insuficiente resistencia flexional, (Han et al., 2009).

Tanto el puente de *Miaoziping* como el intercambiador de *Huilan* colapsaron por efecto de la geometría curva del eje. Kawashima et al. (2009) destacan la falla de las pilas por corte y por flexión (Figura 2.17) debido a fuertes desplazamientos horizontales del tablero curvo.



Figura 2.17. Falla por corte en pila del puente Huilan (Kawashima et al., 2009).

Todos los puentes que exhibieron niveles considerables de daño revelaron la necesidad de considerar los efectos de la cercanía a la falla geológica en los criterios de diseño (Schultz & Gastineau, 2016).

2.2.7. Maule, Chile. 2010.

El sismo que ocurrió durante la madrugada del 27 de febrero de 2010 produjo grandes daños a la infraestructura y la economía de Chile. Numerosos casos de puentes colapsados fueron reportados en las tareas de reconocimiento de campo posteriores al evento. La mayoría de ellos fueron provocadas por una rotación del tablero en su plano, originada por la geometría oblicua de su planta, seguida de la pérdida de soporte de las vigas principales por escasa longitud de asiento en sus extremos (Kawashima et al., 2011; Xiang et al., 2019). Si bien se resaltaron unos pocos casos de fallas de origen geotécnico y en elementos estructurales (por corte en columnas y flexión en vigas longitudinales, Figura 2.18), el tipo de colapso más observado fue por pérdida de soporte en el tablero.



Figura 2.18. Colapso del vano producto de la falla por flexión y corte de las vigas principales. Puente Romero (Kawashima et al., 2011).

La práctica habitual de construcción en Chile consiste de una serie de tramos simplemente apoyados sobre dispositivos de goma sin un punto fijo horizontal, esta configuración es susceptible a experimentar impacto entre elementos adyacentes o contra los estribos. En una revisión del estado de los puentes post terremoto, se identificó como falla local predominante la destrucción de las juntas de expansión y de los topes laterales, aunque esto no impidió que los puentes se mantuvieran operativos pero con tránsito reducido (Schanack et al., 2012)

2.2.8. Christchurch, Nueva Zelanda. 2011

El terremoto originado en Christchurch, Nueva Zelanda el 22 de febrero de 2011 (Mw=6.2), produjo licuefacción del terreno sobre gran parte de la ciudad. Se observó en dos puentes daño estructural severo debido a causas que no fueron licuefacción, con generación de rótulas en las pilas, fisuras diagonales en el hormigón y pandeo de la armadura longitudinal, Figura 2.19 (Wotherspoon et al., 2011). A pesar de los daños reportados en el trabajo, no hubo ningún puente que colapsara. Los autores concluyen que la red de puentes de la ciudad mostró, en líneas generales, un excelente desempeño frente al evento sísmico, y la razón que explica su performance radica en la modernidad que exhiben los reglamentos de ese país en cuanto a diseño sismorresistente.



Figura 2.19. Fisuras diagonales de corte, falla de columna por pandeo de armadura debido a la flexión (Wotherspoon et al., 2011).

2.2.9. Tohoku, Japón. 2011

Denominado como el “Gran terremoto de Japón oriental”, ocurrido el 11 de marzo de 2011 ($M_w=9.0$); ha sido el terremoto más potente de la historia de Japón. El comportamiento de los puentes durante este sismo puede ser entendido tal como lo aborda Kawashima (2012), estableciendo un hito en la historia de la evolución de los códigos de diseño de Japón del año 1990, que es cuando se incorporan requisitos de ductilidad en el diseño y se presentan los lineamientos para prevenir las fallas observadas en eventos anteriores. Como consecuencia de esta distinción, se observó que todos aquellos puentes diseñados con los códigos posteriores a 1990 experimentaron daños menores. De la misma manera, esta observación es válida para los puentes cuyo diseño es previo al año señalado, pero que fueron reforzados acorde a los nuevos requisitos impuestos. Por su parte, Brito et al. (2019) señala que luego de este terremoto, en los puentes más modernos, no se observaron fallas frágiles, mejorando el comportamiento dúctil de las columnas.

Por otra parte, los puentes previos a 1990 sufrieron importantes daños que incluyen fallas por corte de pilas, escasa longitud de desarrollo para el anclaje de la armadura, fallas en apoyos metálicos, entre otros. Uno de los casos mencionados por Kawashima (2012) es el del puente de *Fuji* que presentó una falla de corte originada por la interrupción abrupta de armadura longitudinal que rápidamente se propagó en la sección transversal de la columna (Figura 2.20).



Figura 2.20. Falla de Corte en el puente de Fuji, cortesía de Dr. Hoshikuma en (Kawashima, 2012)

2.2.10. Kaikoura, Nueva Zelanda. 2016

En este sismo se registraron aceleraciones horizontales muy superiores a las que especifica el espectro elástico de diseño, llegando a picos de 3.14g asociado a un período fundamental de 0.29s. En trabajos posteriores de inspección, se verificó que los daños experimentados por los puentes fueron fuertemente influenciados por la cercanía a la falla y afectados por los efectos de directividad de la misma (Palermo et al., 2017). Si bien no se presentaron colapsos, se comprobó en muchos casos la generación de rótulas plásticas en pilas y estribos. Incluso en algunos casos especificados, se produjo el pandeo y la rotura de barras de acero de refuerzo longitudinales.

2.3. Control de Vibraciones

Las estructuras civiles soportan acciones de diverso origen, algunas de ellas son producto de su uso y otras debido a su interacción con el medio ambiente. Todas las acciones son aplicadas en un lapso de tiempo y pueden permanecer constantes o con una variación temporal muy leve. En este caso, normalmente sus efectos suelen considerarse como fuerzas estáticas aplicadas. Por otra parte, cuando los efectos dinámicos no pueden ser ignorados, se introducen fuerzas inerciales que generan solicitaciones adicionales sobre las estructuras. El enfoque tradicional de la ingeniería estructural trata estas fuerzas inerciales como fuerzas estáticas equivalentes, tal es el caso de cargas de viento, terremotos, impacto, etc.

En general, el diseño sismorresistente de estructuras civiles tiene como objetivo resistir las fuerzas que los terremotos generan en las edificaciones, asegurando que las solicitaciones impuestas a los elementos estructurales se mantengan por debajo de un nivel de resistencia confiable. Esta consideración implica que frente a estados de carga límite, la estructura incurrirá en deformaciones inelásticas con algún nivel de daño asociado. De esta manera, la energía

ingresada al sistema estructural es disipada por medio de la plastificación, fisuración y eventualmente rotura de algunos elementos diseñados para tal efecto. En este escenario los reglamentos suelen limitar los desplazamientos máximos a fin de evitar el colapso. Aun considerando procedimientos de diseño más modernos como el diseño por capacidad, la extensión del daño en elementos estructurales esenciales puede afectar la operatividad de los puentes inmediatamente después de ocurrido el sismo. De esta manera, en el último tiempo el concepto de resiliencia estructural se ha afianzado como un requisito necesario que debe ser provisto por los puentes (Brito et al., 2019).

Existe una tendencia creciente a evaluar los efectos y características dinámicas de los terremotos, desarrollando un concepto moderno de protección estructural a través del control de las vibraciones. En una temprana clasificación de los sistemas de control de vibraciones, Soong & Dargush (1997) proponen una diferenciación entre sistemas de aislamiento y sistemas suplementarios de disipación (SSD) o transferencia de energía. La distinción entre estos dos sistemas se establece a partir del momento en el que intervienen en la excitación dinámica. Por un lado, el aislamiento modifica las propiedades dinámicas de la estructura disminuyendo las fuerzas inerciales que se generan, y de esta manera se reduce la energía ingresada al sistema estructural. Por otra parte, los dispositivos suplementarios toman parte de la energía ingresada al sistema y la absorben o transfieren, limitando la demanda de ductilidad en los distintos elementos. Es decir, conceptualmente el aislamiento interviene antes de deformarse la estructura, como un dispositivo en serie con la edificación; mientras que los dispositivos suplementarios actúan como consecuencia de la deformación de los elementos, como un dispositivo en paralelo a la estructura.

Saaed et al. (2015) presentan una clasificación de los sistemas de control de vibraciones estructurales (Figura 2.21). En la primera subdivisión, se distingue entre:

- **Sistemas Pasivos:** Son dispositivos mecánicos, cuyas propiedades y características se mantienen inalterables desde su instalación. No requieren de una fuente de energía ya que su funcionamiento está asociado a las acciones inerciales del sismo.
- **Sistemas Activos:** Están conformados por actuadores que son operados por medio de un controlador que monitorea las variables de manera permanente mediante un conjunto de sensores e instrumentos. Debido a su constante monitoreo y evaluación de las mediciones, realizados en tiempo real, estos sistemas requieren de un importante suministro externo de alimentación eléctrica, el cual debe ser permanente.
- **Sistemas Semi-Activos:** Compuestos por dispositivos similares a los sistemas pasivos, que tienen la particularidad de poder ajustar alguna de sus propiedades mecánicas con el objeto de mejorar el desempeño del dispositivo bajo ciertas condiciones. Requieren de un suministro

externo de energía que es relativamente pequeño cuando se compara con los sistemas activos. Algunos ejemplos que pueden encontrarse son sistemas de fricción variable (Kori & Jangid, 2008), Amortiguadores de fluido viscoso magneto-reológicos (Heo et al., 2017), Dispositivos de rigidez variable (Andersson et al., 2015), etc.

- Sistemas Híbridos: Resultan de una combinación de los tres tipos anteriormente señalados, supone una mejora en el desempeño respecto de los sistemas pasivos con un requerimiento moderado de alimentación externa.

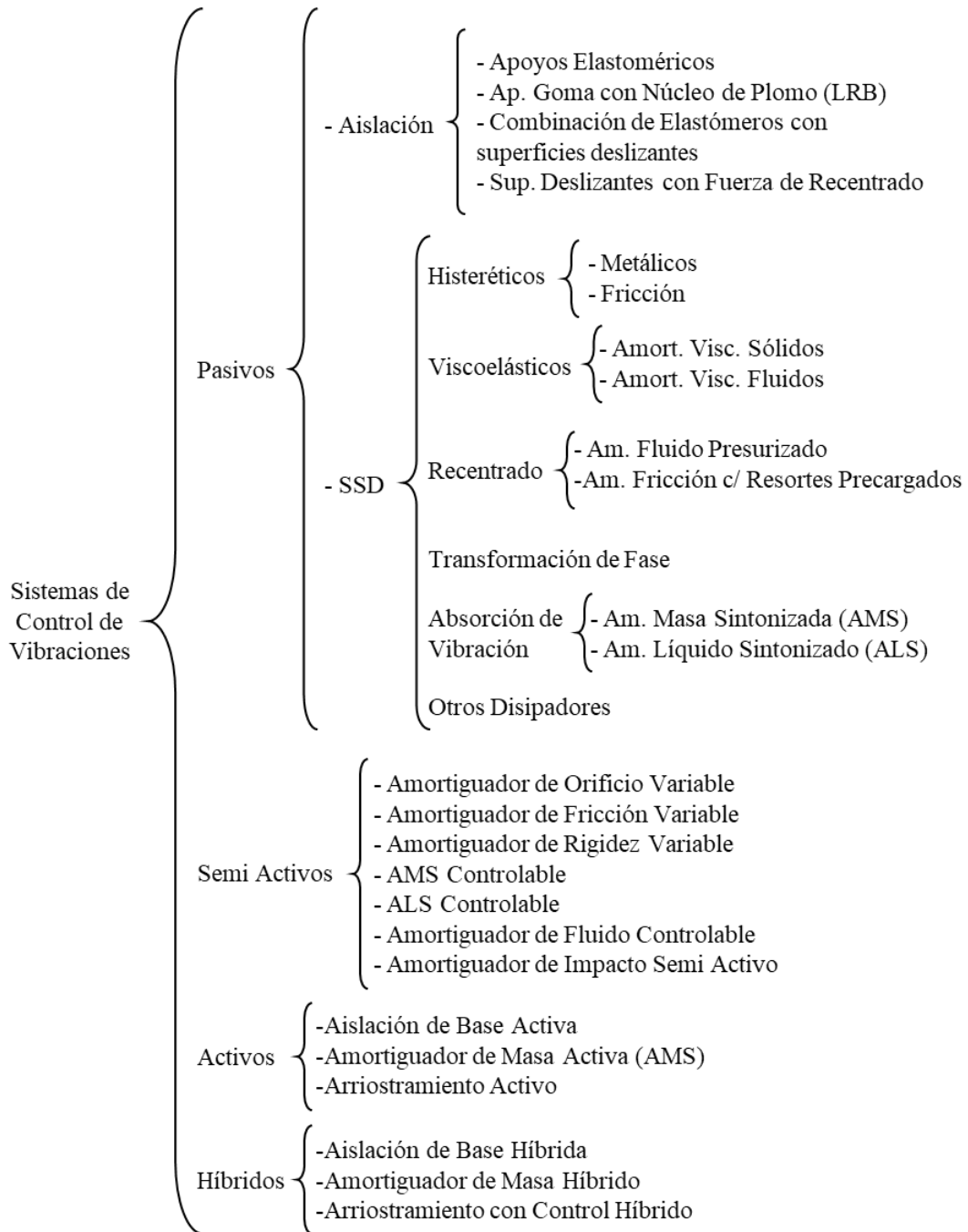


Figura 2.21. Clasificación de los sistemas de control de vibraciones (Saaed et al., 2015)

2.3.1. Sistemas de aislamiento sísmico

El aislamiento de base es presentado por muchos autores como una de las más eficientes soluciones en la prevención sísmica de estructuras. Esta opción resulta apropiada cuando la estructura sin aislar presenta valores de frecuencia coincidentes con la zona de aceleraciones máximas del espectro. Se trata de un concepto antiguo que surge de la idea de desacoplar la estructura de los apoyos fijos al terreno, minimizando los efectos dañinos que produce la aceleración del suelo. La introducción de este concepto data de 1909, luego del terremoto de 1908 en Reggio-Messina, Italia, sugiriendo separar la estructura de su fundación por medio de una capa de arena o mediante el uso de rodillos (Makris, 2019). El objetivo se logra disminuyendo la frecuencia fundamental de vibración de la estructura, alejándola del rango dominante de frecuencias contenidas en el movimiento sísmico y obteniendo por consiguiente una demanda de aceleraciones en la estructura aislada muy inferior a la original (Kunde & Jangid, 2003). Como contrapartida, al reducirse la frecuencia de vibración, se produce un incremento en la demanda de desplazamientos totales. Si bien es esperable que la deformación en la estructura se reduzca como consecuencia de la disminución de fuerzas inerciales, los desplazamientos de la estructura como cuerpo rígido se verán fuertemente incrementados (Shahabi et al., 2020).

La técnica de aislamiento puede ser empleada tanto en construcciones nuevas como en reparación de estructuras existentes (Shahabi et al., 2020). Ya sea por el deterioro propio de los puentes con el paso del tiempo, o debido a la actualización de criterios de diseño; la rehabilitación estructural mediante el uso de aisladores sísmicos es una opción ampliamente difundida. La localización de los aisladores es típicamente en la fundación o apoyos de la estructura, de modo que la energía procedente de los terremotos es parcialmente absorbida por los aisladores antes de ser transferida a la estructura. Esto resulta en una reducción en las aceleraciones y en la demanda de ductilidad de la estructura (Soong & Dargush, 1997). En el caso de puentes, una de las maneras más implementadas en la incorporación de sistemas de aislamiento es en el extremo superior de las columnas (G. M. Calvi et al., 2007), fundamentalmente cuando se busca instalar un aislador en un puente existente.

En puentes nuevos, debe preverse una junta constructiva en los extremos que permita acomodar los desplazamientos de cuerpo rígido del tablero con el objetivo de evitar el impacto de la superestructura contra los estribos. En el caso de su implementación en estructuras existentes, esta consideración puede verse limitada. De esta manera, restringiendo lateralmente los apoyos en los estribos se obtiene un tipo particular de aislamiento en puentes que es conocida como “Aislamiento Sísmico Parcialmente Restringido” o *PRSI* por sus siglas en inglés (*Partially Restrained Seismically Isolated*). Este tipo de aislamiento es apropiado para puentes cuya superestructura es continua (Tsai, 2008; Tubaldi et al., 2015; Tubaldi & Dall’Asta, 2011, 2012).

En puentes con aislamiento parcial, o *PRSI*, se identifican dos caminos de carga frente a las excitaciones sísmicas transversales. Por un lado los estribos y la superestructura, y por otro lado la infraestructura y los apoyos intermedios (Tubaldi & Dall'Asta, 2011). Al desacoplar las columnas del movimiento horizontal, los esfuerzos de corte podrían verse reducidos, al mismo tiempo que se podrían incrementar las solicitaciones en los estribos del puente. Por otra parte, al mantener los apoyos extremos fijos, el comportamiento lateral del tablero es francamente flexional (Figura 2.22). En este sentido, la suposición de un desplazamiento rígido de la superestructura, que simplifica el análisis de los puentes totalmente aislados, no puede aplicarse al caso de puentes PRSI (Tubaldi & Dall'Asta, 2011). En su lugar, tanto la resistencia lateral del tablero como las reacciones de vínculo en los estribos deben ser verificada (Tsai, 2008).

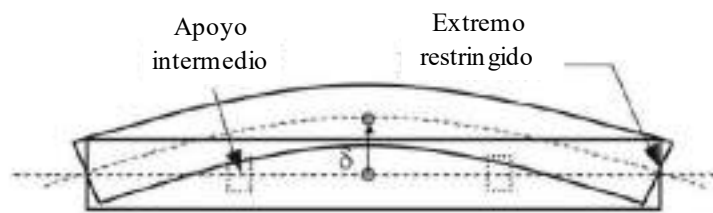


Figura 2.22. Deformación transversal de la superestructura de un puente PRSI (Tsai, 2008).

Conceptualmente, la diferencia fundamental de los puentes completamente aislados y los PRSI puede ser descrita a partir de sus modelos simplificados equivalentes que se muestran en la Figura 2.23. Puede observarse que la combinación en serie del dispositivo de aislamiento con la columna no es el único mecanismo de restitución de la superestructura frente a la vibración transversal. En el caso de puentes PRSI se combina en paralelo con la rigidez flexional del tablero (Tsai, 2008)

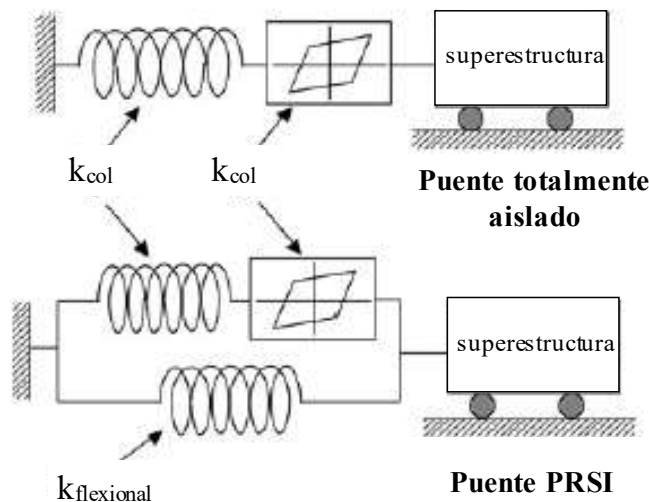


Figura 2.23. Representación esquemática de modelos simplificados equivalentes (Tsai, 2008)

Los puentes con aislamiento parcialmente restringido tienen características particulares en su comportamiento, el periodo fundamental puede incrementarse con la adición de un aislador

en la cabeza de las columnas hasta un límite superior, correspondiente al periodo de una viga simplemente apoyada en sus extremos (Tubaldi & Dall'Asta, 2011). El rango de valores que puede tomar el periodo, dependiendo de la rigidez del sistema columna-aislador, se sitúa en un punto intermedio entre el límite superior anteriormente descrito y el límite inferior, coincidente con el caso del puente sin aislamiento (Makris et al., 2009).

La necesidad de incorporar un aislador en un puente debe evaluarse para cada caso, Furinghetti et al. (2018) sugieren que las pilas que sirven de apoyo intermedio en puentes de varios tramos pueden ser consideradas como columnas esbeltas o como columnas cortas (rígidas), dependiendo de la altura de las mismas, que queda definida por la topografía del terreno. Esto quiere decir, en columnas de mayor longitud, la demanda de desplazamientos puede distribuirse elásticamente a lo largo de toda su dimensión, mientras que en las columnas de menor altura se requerirá un dispositivo instalado en el tope superior para asegurar su comportamiento elástico. Este fenómeno de irregularidad estructural proporcionada por apoyos de distinta rigidez controla la respuesta global del puente, siendo las pilas más rígidas las principales fuentes de disipación de energía (Akbari & Maalek, 2018). Por otra parte, la incorporación de un aislador en puentes existentes modifica sus propiedades dinámicas y las condiciones de apoyo, lo que podría resultar en una respuesta sísmica muy diferente a la prevista con sus condiciones originales.

Los sistemas de aislamiento deben ser capaces de cumplir simultáneamente tres requisitos fundamentales en su funcionamiento, estos son el de proveer soporte vertical a la estructura sobre la que actúa, proporcionar suficiente flexibilidad horizontal en su apoyo y disipar eficientemente energía. Estas características pueden encontrarse reunidas en un único dispositivo o resultar de una combinación de diferentes componentes (Priestley et al., 1996).

El efecto de introducir una elevada flexibilidad horizontal puede reducir las fuerzas sísmicas. Sin embargo, debe actuar en conjunto con una apropiada capacidad de disipación de energía para controlar los desplazamientos estructurales. Las propiedades de disipación apropiadas usualmente están asociadas con desplazamientos residuales significativos, lo cual puede generar inconvenientes en cuanto a la utilidad de la estructura luego del terremoto. Si en el sistema de aislamiento no se incorpora una fuerza de auto centrado, deben tenerse en cuenta los procedimientos necesarios después del evento sísmico para retornar la superestructura del puente a la posición correcta (Priestley et al., 1996)

Esencialmente, Kunde & Jangid (2003) clasifican los métodos de aislamiento en dos grandes grupos: Aquellos basados en apoyos elastoméricos y los que consideran superficies deslizantes. A estos dos grandes grupos, Shahabi et al. (2020) le agregan otro más, denominado

método basado en balanceo (*Rocking-Based method*) que se obtiene logrando desacoplar el movimiento por medio de movimientos oscilantes de los apoyos.

Los sistemas de aislamiento de superficie deslizante fueron los que se introdujeron inicialmente para conseguir desacoplar el movimiento de la estructura del movimiento del terreno, así surgieron los apoyos sobre rodillos circulares (T. Lin & Hone, 1993) y ovalados (Jangid & Londhe, 1998); estos fueron evolucionando, encontrando la necesidad de hallar un mecanismo de restitución de la deformación residual y una fuente de disipación de energía. Esto último condujo a la incorporación del principio físico de la fricción, con esto se logra reducir el ingreso de energía a la estructura para un rango muy amplio de frecuencias contenidas en la excitación sísmica (Kunde & Jangid, 2003). Estos sistemas poseen la particularidad de que requieren de una fuerza mínima para iniciar su deslizamiento, esto es cuando la fuerza sísmica supera la fricción estática, y a partir de ese momento la disipación se realiza con un coeficiente de fricción dinámico (comúnmente menor que el estático). Esta alternativa, además tiene la capacidad de controlar la fuerza que se transmite a la estructura por medio del coeficiente de fricción (Shahabi et al., 2020). Adicionalmente, Kunde & Jangid (2003) destacan como ventaja sobresaliente de los sistemas de aislamiento de superficies deslizantes la disminución de los efectos torsionales en edificaciones asimétricas, esto es debido a que la fuerza de fricción es proporcional a la fuerza normal a la superficie, por lo tanto el centro de masas y el centro de rigidez serán coincidentes. Entre las alternativas existentes pueden nombrarse las siguientes:

- **Sistemas de Fricción Pura (*P-F System*):** El área de soporte de la estructura se efectúa mediante dos superficies en contacto que deslizan, resultando una respuesta independiente de la frecuencia y de la amplitud de la excitación externa. La respuesta de la estructura aislada de esta manera es fuertemente dependiente del coeficiente de fricción que se considere. Puede materializarse por medio de láminas de acero inoxidable (Shahabi et al., 2020) que suministra una fuerza estática para niveles bajos de acciones horizontales antes de iniciarse el deslizamiento que produce la disipación. Estas soluciones son las más sencillas de implementar, aunque presentan como contrapartida la inexistencia de una fuerza restitutiva que intente minimizar los desplazamientos remanentes al concluir el terremoto.

- **Apoyos de Teflón:** Los apoyos de politetrafluoretileno (PTFE) son un caso particular de los sistemas P-F, con la particularidad de que su coeficiente de fricción se reduce con el aumento de la velocidad de deslizamiento y con el incremento en la fuerza normal a la superficie. Se trata de un material de bajo coeficiente de fricción, incluso para un contacto teflón-acero, el coeficiente de rozamiento es muy inferior al correspondiente con el contacto acero-acero. Algunos trabajos desarrollan la idea de incorporar elementos que restituyan la deformación residual con la incorporación de polímeros que actúan como dispositivos de recentrado.

Los sistemas P-F (y su caso particular de apoyo de PTFE) carecen de fuerza de centrado, por lo que su uso debe efectuarse en combinación con otro dispositivo que proporcione un mecanismo restitutivo (Priestley et al., 1996).

- **Péndulo de fricción:** Su versión primitiva fue desarrollada y patentada en el año 1987 por Victor Zayas (Makris, 2019). El deslizamiento de una articulación de teflón sobre una superficie cóncava genera la fricción que disipa energía al mismo tiempo que el radio de curvatura de la concavidad del apoyo restituye el apoyo a su posición inicial (Figura 2.24), (Petti et al., 2013).

Hay una extensa variedad de aisladores de péndulo de fricción que surgen para mitigar la desventaja de las superficies planas que arrojan un desplazamiento residual permanente elevado.

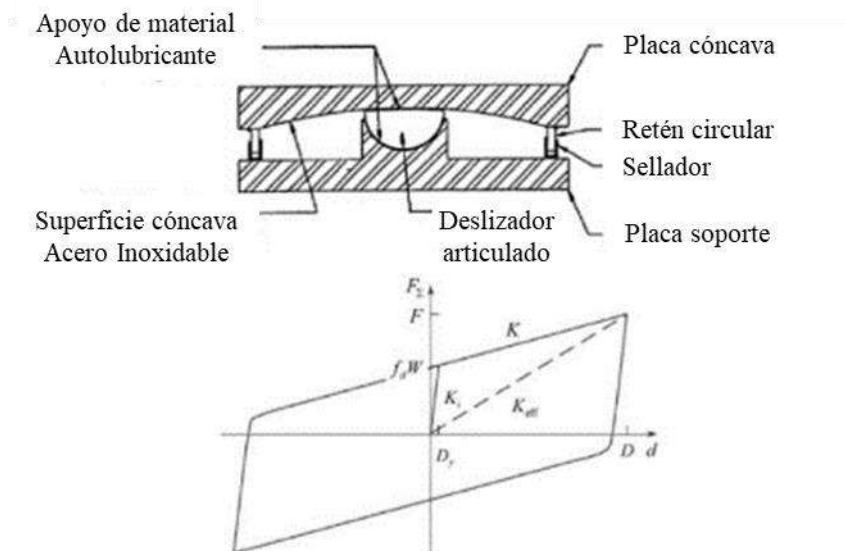


Figura 2.24. Esquema de un péndulo de fricción simple y su respuesta cíclica (Adaptada de Petti et al., 2013).

A lo largo del tiempo han surgido distintos tipos de péndulo de fricción, con doble o triple curvatura, de doble concavidad, etc. que buscan obtener distintos resultados que se amolden a las necesidades particulares de cada estudio.

- **Sistema de Fricción Convexa:** tiene una geometría similar al péndulo de fricción simple, pero se diferencia con la incorporación de un cono circular de contacto que mejora la capacidad de recentrado del aislador (Shahabi et al., 2020).

2.3.2. Efecto de falla cercana en el aislamiento sísmico

Los terremotos de falla cercana, de fuerte carácter impulsivo, tienden a provocar diversos efectos en puentes aislados. Junfeng et al. (2014) mencionan la falla del aislador del viaducto *Bolu* que vincula Estambul con Ankara durante el terremoto de Duzce, Turquía en 1999. El mismo es atravesado por la falla geológica que dio origen al sismo mencionado, en el que se produjeron desplazamientos muy superiores a los permitidos por el dispositivo.

Liao et al. (2004) comparan la respuesta de un puente de viga continua con base fija, respecto del mismo si se incluyen aisladores de goma con núcleo de plomo entre el tablero y las columnas, estos son sometido a registros de campo lejano y de falla cercana. Las conclusiones remarcan que el corte en las columnas, la demanda de ductilidad, los desplazamientos horizontales y la deformación del dispositivo de aislamiento resultan fuertemente sensibles a la relación entre la máxima velocidad y el pico máximo de aceleración de cada registro, es decir, a la relación PGV/PGA. Además, cuando se evalúa un registro de falla cercana, la disminución del corte en la columna no es tan significativa como en el caso de sismos de campo lejano.

Algunos autores sostienen la necesidad de mejorar los sistemas de aislamiento de base con algún sistema activo o semiactivo de control dando lugar a los conocidos sistemas híbridos de control de vibraciones (Spencer & Nagarajaiah, 2003). La explicación se sienta sobre las bases de que al diseñar un dispositivo de aislamiento se toma en consideración un terremoto de diseño extremadamente poderoso y de muy remota probabilidad de ocurrencia. Por esta razón, el efecto de aislamiento puede resultar insignificante para sismos de probabilidad más moderada (Johnson et al., 1998). Makris (1997) en su trabajo sobre sistemas semiactivos de disipación viscosa variable, evalúa la respuesta de un edificio aislado en Pardue-Avenue, Los Ángeles, frente al terremoto de Northridge en 1994 y concluye que la supervivencia de la estructura se debe a que se encontraba a 24 km del epicentro, la cual considera una distancia prudente de la fuente sísmogénica. De la misma manera destaca que en estructuras rígidas (de bajo periodo de vibración) se logra reducir las aceleraciones a través del aislamiento de base, pero es necesario incorporar una manera de disipación friccional para limitar los desplazamientos. No obstante, la disipación friccional conduce a desplazamientos permanentes cuando es excitada por acciones externas del tipo falla cercana. De este análisis conducente se justifica la consideración de un amortiguador con control semiactivo que a partir de cierto momento relaje las fuerzas resistivas friccionales y adicione una resistencia viscosa para disminuir la vibración libre de la estructura al finalizar el sismo.

2.3.3. Sistemas pasivos de disipación de energía.

La principal característica de los sistemas pasivos es que proveen a las estructuras de rigidez y/o disipación de energía adicional sin una fuente de energía externa ni algoritmos de control para su funcionamiento.

Como fue presentado en la Figura 2.21, los sistemas pasivos actúan a través de la deformación de los elementos estructurales captando ese movimiento y consumiendo o transfiriendo parte de la energía en la deformación interna del dispositivo. Los siguientes párrafos repasan brevemente los principales sistemas suplementarios de disipación pasiva que existen:

- **Disipadores Metálicos:** Estos dispositivos transfieren la disipación de energía a las deformaciones inelásticas que se producen en el material. El uso de disipadores metálicos se ha convertido en uno de los sistemas de control de vibraciones más populares a nivel global, por su bajo costo de construcción, su ciclo de histéresis estable, independencia con la velocidad de deformación, resistencia a la temperatura ambiente, su confiabilidad y su gran capacidad de disipar energía (Javanmardi et al., 2019).

Dentro de esta categoría puede encontrarse una variedad de dispositivos y aplicaciones donde cada desarrollo busca potenciar o resaltar alguna característica particular del material que resulte beneficiosa. Así es posible hallar disipadores de acero, que son los más implementados y ampliamente difundidos; de aluminio, que presentan mayor ductilidad y un punto de fluencia más bajo que el acero; de plomo, cuyas características particulares son su rápida recristalización a temperatura ambiente y su alta resistencia a la fatiga; de cobre, cuya ventaja por sobre el resto es su alta ductilidad, bajo punto de fluencia y resistencia a la corrosión; y finalmente, las aleaciones con memoria de forma, con su enorme beneficio de soportar grandes desplazamientos y eliminar las deformaciones residuales debido a la súper-elasticidad (Javanmardi et al., 2019).

Uno de los dispositivos más utilizados es el denominado ADAS (*Added Damping and Stiffness*) (Figura 2.25) por su característica de añadir disipación y rigidez a la estructura. La deformación de las placas de acero con forma de "X" se produce por flexión, para incrementar la capacidad de disipación se le agregan sucesivamente placas que trabajan en paralelo. Con un concepto similar, cuando se evalúa el comportamiento de las placas con forma triangular, se logra mejorar la eficiencia, estos artefactos se denominan TADAS (*Triangular Added Damping and Stiffness*).

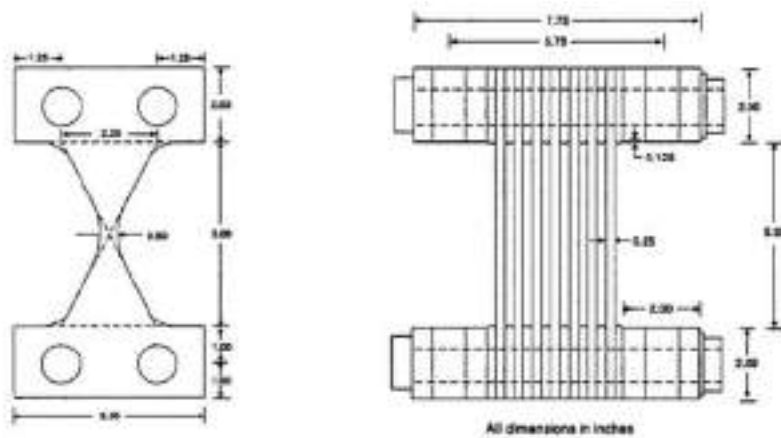


Figura 2.25. Disipador metálico ADAS, de disipación y rigidez añadida (Soong & Spencer, 2002)

Existe una amplia variedad de disipadores de acero con distinta geometría, en donde se ha intentado mejorar el desempeño del dispositivo o producir un efecto particular en cada uno (Javanmardi et al., 2019).

Una alternativa muy implementada en Japón y Estados Unidos son las riostras de pandeo restringido, las cuales consisten en un núcleo de acero, recubierto por un material confinante no adherido, de modo de no transferir tensiones tangenciales frente a los esfuerzos axiales del núcleo. El objetivo del material confinante es el de dotar al sistema de la rigidez necesaria para evitar que el núcleo pandee cuando es sometido a fuerzas axiales de compresión. Con este sistema descrito, se consigue una respuesta mecánica aproximadamente simétrica en tracción y compresión de las riostras. Esta tipología, además, ha sido incorporada en la edición 2005 de las disposiciones sísmicas para edificios de acero del *American Institute of Steel Construction* (AISC) con recomendaciones para su diseño (Della Corte et al., 2011)

- **Disipadores de Fricción:** La disipación de energía por medio de fricción constituye uno de los mecanismos más estables y confiables debido a que no se involucran deformaciones plásticas de los elementos, ni la necesidad de incorporar elementos tipo fusible en la estructura. Además, la fricción estática provee de rigidez a la estructura cuando actúan acciones menores a las de diseño. La curva de respuesta cíclica generalmente es un rectángulo con rigidez inicial matemáticamente infinita ya que actúa una fuerza resistiva provocada por la fricción estática mientras no ocurra un desplazamiento relativo de las dos superficies en contacto. Al iniciarse el deslizamiento, el coeficiente de fricción actuante es menor que el inicial (coeficiente de fricción dinámico). Como contrapartida, al extinguirse la acción, el desplazamiento no se recupera mientras no se desarrolle una fuerza externa de sentido contrario.

Un ejemplo de esta categoría de disipadores es la unión abulonada de deslizamiento limitado (*Limited Slip Bolted Joint*) compuesto por placas de acero entre dos pastillas de freno, su aplicación usual es vinculando dos niveles de un pórtico por medio de diagonales de rigidización (Figura 2.26).

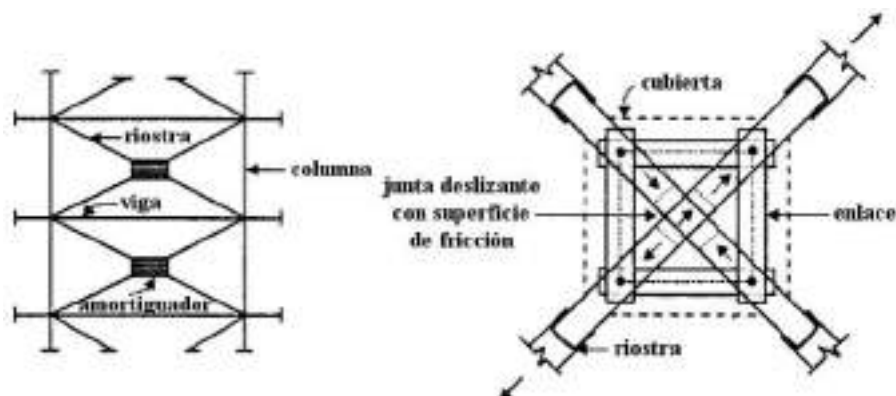


Figura 2.26. Implementación de la unión abulonada con deslizamiento limitado (LSBJ) en arriostramientos diagonales de un pórtico [Adaptada de Pall & Marsh (1982)]

Disipadores Viscoelásticos: Estos dispositivos comenzaron a ser utilizados en la industria aeroespacial, con el objetivo de reducir las vibraciones en algunos componentes que se veían afectados a fenómenos de fatiga (Domizio, 2015). Los avances en el desarrollo de estos disipadores en el campo de la ingeniería estructural, y particularmente en control de vibraciones sísmicas es reciente comparado con sus primeras aplicaciones, los materiales que se emplean a tal efecto usualmente son polímeros o materiales cristalinos, que disipan energía por medio de deformaciones por corte (Soong & Spencer, 2002). La respuesta mecánica de los materiales viscoelásticos es altamente sensible a la temperatura, a la frecuencia de excitación y también a la velocidad de deformación. En general la rigidez dinámica y la capacidad de disipación de energía se ven fuertemente disminuidas en la medida de que la temperatura se vea incrementada (J. Wang et al., 2017). Se destacan tres maneras de implementar dispositivos de disipación viscoelástica (Shedbale & Muley, 2017): Aplicando directamente una capa de material viscoelástico sobre la superficie de los elementos estructurales, quedando una cara adherida a estos y la otra libre, la deformación del polímero se produce a partir de la misma deformación de los elementos estructurales. La segunda forma es incorporando a la anterior una capa rígida en la superficie libre, constituyendo un borde restringido del material viscoelástico, esta disposición introduce deformaciones de corte y axiales al elastómero, configurando un estado tensional complejo. La tercera se basa en forzar la deformación del material viscoelástico a estados puramente cortantes, intercalando dos láminas de goma entre tres láminas rígidas que se desplazan en sentido opuesto, como se muestra en la Figura 2.27 (Soong & Spencer, 2002). Esta es la geometría más eficiente para disipar energía y la más común de encontrar en los dispositivos implementados en edificios.

La primera aplicación tuvo lugar en los edificios del World Trade Center en New York (Samali & Kwok, 1995).

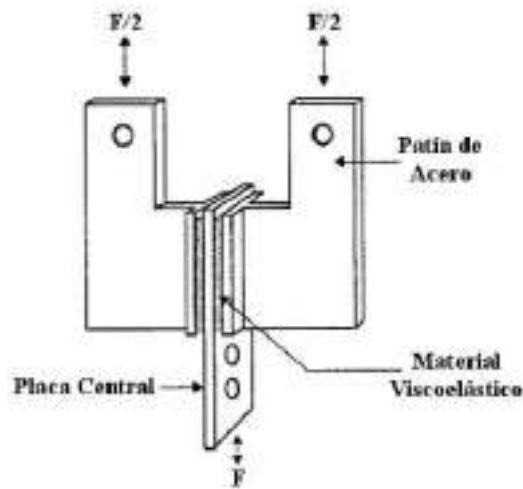


Figura 2.27. Esquema típico de un disipador viscoelástico (Adaptada de Soong & Spencer, 2002)

- **Disipadores de Fluido Viscoso:** Estos disipadores operan bajo el principio de la resistencia que ofrecen los fluidos viscosos frente a los movimientos inerciales, convirtiendo energía mecánica en calor. En este sentido, existen disipadores en los que se produce el traspaso de un fluido viscoso a través de un orificio (Figura 2.28), o bien depósitos de fluido a presión atmosférica donde un cuerpo sumergido se desplaza en su interior. Estos dispositivos tienen una inmensa aplicación en la industria automotriz, en el campo de la ingeniería estructural existen numerosos estudios que muestran sus aptitudes mecánicas. Actualmente, un gran número de edificios han sido reforzados con amortiguadores viscosos (Soong & Spencer, 2002).

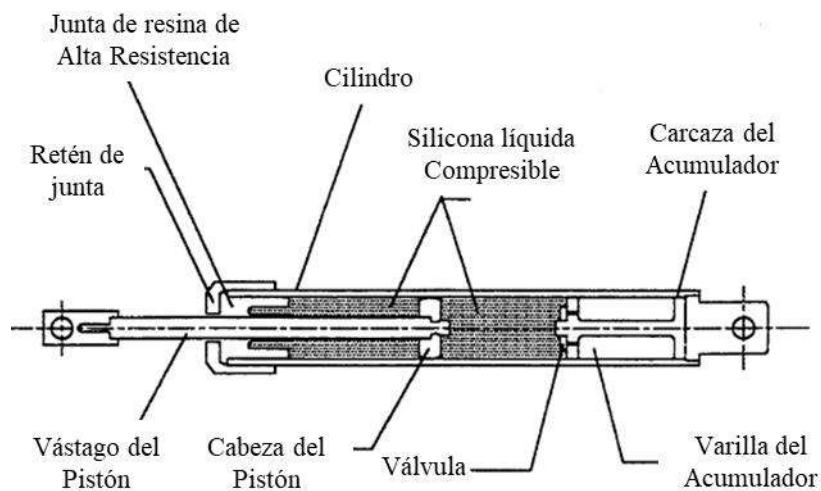


Figura 2.28. Esquema de un amortiguador de fluido viscoso [Adaptado de Seleemah & Constantinou (1997)].

- **Amortiguadores de Masa Sintonizada:** Los amortiguadores de masa sintonizada (AMS), o por sus siglas en inglés TMD (*Tuned mass damper*), transfieren parte de la energía vibratoria que ingresa a la estructura a una masa móvil vinculada a esta. La materialización tradicional de este amortiguador consiste en una masa con libertad de desplazarse, vinculada a la estructura principal por medio de un resorte y un amortiguador de fluido viscoso, aunque es posible lograrlo con diferentes configuraciones, como se indica en la Figura 2.29 (Matta & De Stefano, 2009). Este concepto fue inicialmente presentado en la mitigación de vibraciones producidas por el viento, es de destacar que estos dispositivos son capaces de disipar grandes cantidades de energía cuando la excitación externa actúa con una frecuencia coincidente con la del amortiguador (Soong & Spencer, 2002). En relación al control de vibraciones producidas por los terremotos, su efectividad sigue siendo estudiada y discutida (Domizio, 2015; Domizio et al., 2019; Nanclares et al., 2018).

Los parámetros que definen sus propiedades dinámicas son: la masa, la frecuencia de sintonización y el coeficiente de amortiguamiento viscoso. Existen muchos criterios de optimización de estos parámetros que buscan un desempeño óptimo, algunos ejemplos que pueden nombrarse son el de Warburton (1982) y Den Hartog (1956).

Su uso en puentes se encuentra restringido a aquellos casos en los que las vibraciones son producidas por vientos, generalmente en puentes flexibles de grandes luces, puentes colgantes o atirantados (Abdel-Rohman & Askar, 1996). Debido a la limitación del amortiguador tradicional, que puede reducir la respuesta estructural de una frecuencia asociada, suele incorporarse múltiples amortiguadores de masa sintonizada que abarcan un rango más amplio de frecuencias de actuación (Matin et al., 2020).

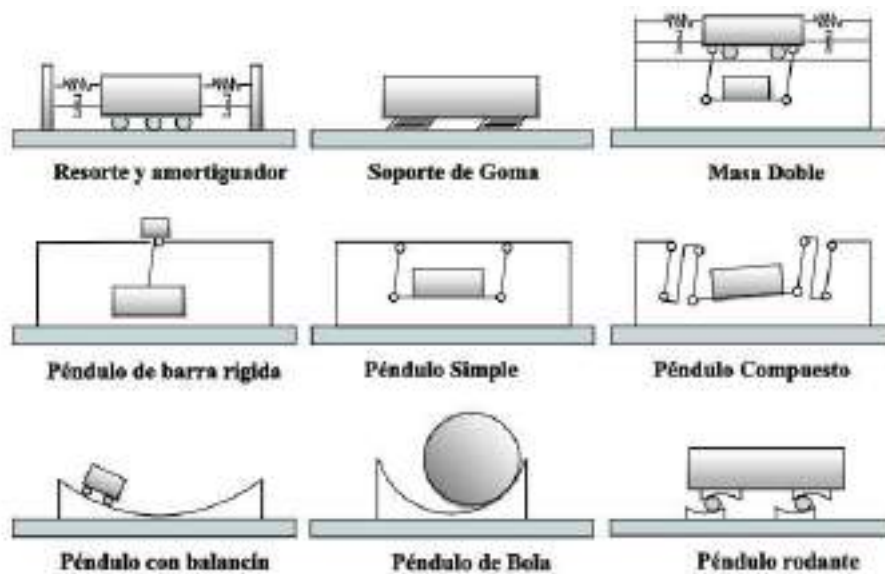


Figura 2.29. Diferentes configuraciones del amortiguador de masa sintonizada (Matta & De Stefano, 2009).

La implementación para el control de vibraciones sísmicas en puentes tanto de los amortiguadores de líquido sintonizado como los de masa sintonizada es poco frecuente. En general, estos amortiguadores son empleados en la etapa de construcción, fundamentalmente de torres esbeltas y flexibles, como son las torres de puentes suspendidos, Un ejemplo es el del puente Akashi-Kaikyo en Japón (Buckle, 2000).

2.4. Rehabilitación de puentes existentes

La necesidad de rehabilitar la estructura de un puente está determinada por la vulnerabilidad de éstos frente a eventos sísmicos. Factores como el deterioro debido a la edad, la corrosión de la armadura, el agrietamiento del hormigón, etc.; pueden afectar la rigidez, resistencia o capacidad de deformación para resistir las cargas sísmicas requeridas. Por otro lado, la evolución de los criterios de diseño puede ser un factor muy importante de reevaluación de la vulnerabilidad de un puente (Billah & Alam, 2014).

Existen numerosos casos de puentes con diferentes técnicas de rehabilitación y refuerzo. Algunas de las aplicaciones más destacadas se resumen a continuación, las que se han agrupado según el tipo al que pertenecen.

2.4.1. Refuerzos estructurales

La más elemental medida de refuerzo que puede preverse es la incorporación de elementos estructurales adicionales a los existentes, como el caso de vigas de vinculación, columnas, etc. (Figura 2.30).



Figura 2. 30. a) Construcción de vigas de vinculación. b) Vista de las vigas de vinculación del viaducto doble de San Francisco (G. M. Calvi et al., 2007).

Una técnica muy difundida de rehabilitación de puentes de hormigón armado es el refuerzo de vigas (Figura 2.31) y columnas (Figura 2.32) con la adición de encamisados, que pueden ser metálicos, de hormigón (Figura 2.33) o diversos compuestos de fibras (Figura 2.34). Esta opción es una alternativa muy considerada cuando los elementos de hormigón armado presentan insuficiente cantidad de acero longitudinal y/o transversal, escasa longitud de anclaje de las barras o detalles de armado deficientes.



Figura 2.31. Encamisado metálico en una viga de Missouri (Wright et al., 2011)



Figura 2.32. Encamisado metálico de columna en toda la altura de la autopista Interestatal I-40, Tennessee, Estados Unidos. b) Encamisado metálico parcial de columna en Missouri, Estados Unidos (Wright et al., 2011).



Figura 2.33. Recubrimiento de hormigón de columna en el puente Hernando DeSoto de la autopista Interestatal I-40, Tennessee (Wright et al., 2011).

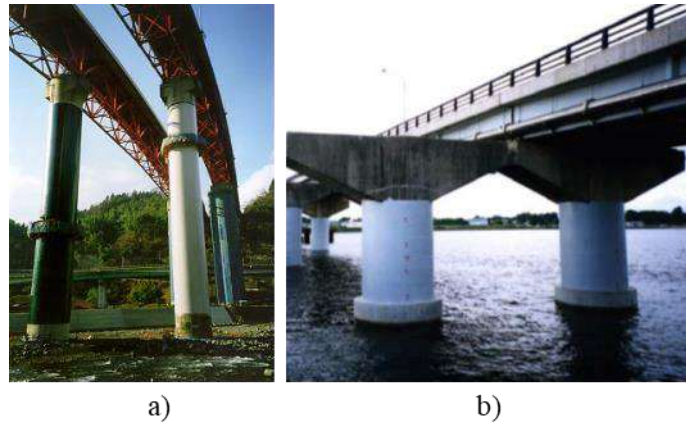


Figura 2.34. a) Refuerzo de encamisado con fibra de carbono de columnas huecas del puente Sakawa-gawa de la autopista Tomei en Japón. b) Encamisado con fibras de aramidás (G. M. Calvi et al., 2007).

La eficiencia de estos métodos convencionales de refuerzo ha sido extensamente estudiada y comprobada luego de comparar el desempeño de puentes reforzados contra puentes sin rehabilitación frente al sismo de Japón en 2011 (Hoshikuma & Zhang, 2013)

2.4.2. Disipadores de energía

Constantinou & Soong (1998) presenta en el apéndice un resumen de puentes y estructuras con sistemas pasivos de control de vibraciones, en este listado se incluye la rehabilitación de puentes con dispositivos de fluido viscoso en Estados Unidos durante la década de 1990. El puente de aproximación al “Nanjing third Yangtze River bridge”, ubicado en china, dispone de 54 conjuntos de amortiguadores de fluido viscoso (Figura 2.35) que distribuyen las fuerzas entre las columnas, reduciendo el esfuerzo de corte durante un terremoto (Yongqi et al., 2008)



Figura.2.35. Amortiguador de fluido viscoso conectando la superestructura con las columnas del puente de aproximación al “Nanjing third Yangtze River bridge” (Yongqi et al., 2008).

Puede encontrarse varios casos de puentes equipados con dispositivos histeréticos de disipación, que incluye disipadores torsionales, axiales, o de flexión tipo ADAS en Skinner et al. (1980)

En el caso de puentes que se encuentran en resonancia con una frecuencia en particular suele utilizarse amortiguadores de masa sintonizada. Normalmente su aplicación típica es en puentes peatonales, como el “*three springs mountain pedestrian bridge*” de Las Vegas, Nevada (Figura 2.36). También suele emplearse este tipo de amortiguador para control de vibraciones originadas por vientos, como fue el caso del puente Río-Niteroi en Brasil (Battista & Pfeil, 2000). Su aplicación frente a acciones de origen sísmico no es habitual.



Figura. 2.36. Amortiguador de masa sintonizado instalado en el puente peatonal "three springs pedestrian bridge" de Las Vegas (<https://www.taylordevices.com>).

2.4.3. Sistemas de aislamiento

La rehabilitación estructural de puentes a través de sistemas de aislamiento se logra normalmente instalando dispositivos entre la superestructura y la superestructura, ya sea en los apoyos sobre los estribos o bien en los apoyos intermedios. El uso de aisladores en combinación con dispositivos de disipación de energía ha sido implementado como técnica de rehabilitación de puentes desde la década de 1980, con la sustitución de apoyos de la superestructura por aisladores sísmicos (Skinner et al., 1993).

Fundamentalmente se considera dos tipos de aisladores, los apoyos elastoméricos (Aisladores de goma de alta disipación y aisladores de goma con núcleo de plomo, Figura 2.37 y 2.38) y los apoyos deslizantes (Péndulo de fricción o Dispositivos de fricción pura, Figura 2.39). Skinner et al. (1993) incluyen un capítulo dedicado a presentar casos de edificios y puentes aislados, en los que se encuentran mencionados numerosos casos de puentes rehabilitados mediante esta técnica durante la década del '80 en Japón, Estados Unidos, Italia y Nueva Zelanda.



Figura 2.37. Instalación de aisladores de goma con núcleo de plomo en el puente Coronado en California ejecutado por DIS Inc.



Figura.2.38. Dispositivos de aislamiento de goma de alta disipación instalados a) Indiana (HW50 Red Skeleton). b) Illinois (Wright et al., 2011).



Figura.2.39. a) Péndulo de fricción instalado en el puente Hernando DeSoto en Tennessee. b) Combinación de un aislador de fricción con un apoyo de goma con núcleo de plomo en Illinois (Wright et al., 2011).

2.5. Métodos de análisis sismorresistente

Hasta la década del 70, el diseño de los puentes era realizado mediante métodos de tensiones admisibles, limitando el desarrollo de tensiones en los elementos estructurales a valores relativamente bajos. Dichos estados tensionales son producto de unas fuerzas horizontales equivalentes que resultan menores a las fuerzas que podría soportar la estructura. Esto significa que la estructura presenta una reserva de resistencia elevada y las fuerzas desarrolladas en los elementos podrían ser muy superiores a las esperadas, lo que podría provocar diagramas de solicitaciones distintos a los previstos.

Consecuentemente, el diseño en rango elástico ha dado lugar a muchos de los problemas que han provocado el colapso de puentes frente a terremotos (Priestley et al., 1996), además de tener un costo elevado. En primer lugar, los desplazamientos horizontales determinados por las fuerzas horizontales resultan inferiores a los que podrían producirse. Además, la combinación de fuerzas verticales y horizontales podría implicar diagramas de solicitaciones muy diferentes a los esperados. En relación a esto, no solo la magnitud de las solicitaciones se ve afectada, sino que podría alterarse la ubicación de las secciones críticas e incluso modificar al signo y la forma de dichos diagramas. Esta imprecisión es de vital importancia ya que a partir de la magnitud de las solicitaciones se determina la cantidad de armadura necesaria en los elementos para lograr la resistencia requerida. Pero otro aspecto influyente es la ubicación del punto de inflexión de las vigas (donde el momento flector se hace cero), que es un parámetro fundamental en el diseño del anclaje de las barras de refuerzo, frente a una estimación incorrecta del punto de inflexión (producto de la combinación de cargas verticales con una reducida fuerza horizontal) podría producirse el deslizamiento de la armadura, provocando una falla prematura y frágil en la estructura que debe evitarse. Finalmente, este método de diseño basado en tensiones admisibles no protege a la estructura frente a mecanismos de falla indeseados. Lo aquí expuesto es

detalladamente desarrollado por Priestley et al. (1996) para justificar la necesidad de implementar el moderno método de diseño por capacidad.

El enfoque tradicional en el diseño sismorresistente de puentes de hormigón armado es a través de la aplicación de un sistema de fuerzas estáticas equivalente, con las cuales se obtiene las solicitaciones en los distintos elementos estructurales. Esta fuerza estática equivalente es determinada a partir del periodo fundamental de la estructura considerada como un sistema de un grado de libertad y un espectro de diseño especificado por la reglamentación. Cuando el puente requiere de un análisis estructural más riguroso, debe hacerse uso de los métodos dinámicos. El análisis modal espectral es un procedimiento reglamentado en el cual se tiene en consideración la influencia de varios modos de vibración que son combinados a partir de una técnica determinada, como por ejemplo la superposición cuadrática completa (*Complete Quadratic Combination, CQC*), la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (*Square Root Sum of Square, SRSS*), etc. Por otro lado, el análisis no lineal de la historia temporal de la estructura es el método más preciso y poderoso para evaluar el comportamiento de puentes, su aplicación está justificada para puentes de geometría compleja o cuya importancia es crítica para la infraestructura del lugar. Como contrapartida de la mayor precisión en los resultados y de la gran cantidad de información que puede extraerse de este tipo de análisis, su aplicación requiere una adecuada y cuidadosa calibración, un mayor tiempo de resolución y una demanda de recursos computacionales más elevada que en los otros métodos. Si la calibración fue realizada correctamente, el análisis dinámico no lineal provee una medida realista de la respuesta de la estructura debido a la consideración de la redistribución de esfuerzos entre distintos elementos cuando son sometidos a desplazamientos que exceden el límite de proporcionalidad (Zhang et al., 2014).

El análisis no lineal de la historia temporal involucra procedimientos de integración directa de las ecuaciones de movimiento en el dominio del tiempo. La no linealidad material puede considerarse como plasticidad concentrada o a través de plasticidad distribuida. Los modelos de plasticidad concentrada se basan en la hipótesis de la presencia de rótulas plásticas convencionales, con requerimientos computacionales más modestos. Sin embargo, la selección y calibración de las rótulas para representar adecuadamente los ciclos histeréticos pueden ser una dificultad en el proceso de análisis. Por otro lado, los modelos de plasticidad distribuida se aplican preferentemente a elementos de fibra en los cuales se evita tener que definir una relación de momento-curvatura y un comportamiento cíclico de la sección (Aydinoğlu et al., 2012).

2.6. Antecedentes de estudios numéricos

Existe una gran cantidad de publicaciones basadas en modelos numéricos de diversa complejidad. La mayor cantidad de trabajos se centran en modelos con elementos de barra,

muchos de ellos a partir del modelo estándar (*Benchmark*) que proponen Agrawal & Nagarajaiah (2009) en base a un puente existente al sur de California para establecer diferentes estudios sobre control de vibraciones que sean comparables entre sí. El modelo propuesto está constituido por una combinación de elementos de barra tipo *viga, links* y resortes; la superestructura se considera elástica, mientras que las columnas se definen a través de una relación bilineal.

Una de las alternativas más implementadas en el estudio de puentes frente a acciones sísmicas es a través de modelos con elementos de fibra, en los que se considera un modelo de plasticidad distribuida. Hassan & Billah (2020) evalúan la respuesta sísmica de un puente de geometría oblicua considerando tres tipos de aislamiento, cuya respuesta cíclica es validada experimentalmente. Su et al. (2020) estudian la influencia de los parámetros de fluencia del acero en el comportamiento sísmico de un puente cuando las columnas están construidas con acero de alta resistencia. Chen & Li (2020) comparan la eficiencia de distintos disipadores pasivos incorporados como refuerzo en un puente con columnas esbeltas. Zhang et al. (2020) investigan el efecto que genera el ángulo de inclinación de una falla sismogénica respecto de un puente prototipo, cuando este la atraviesa. A pesar de que este tipo de modelos permiten resolver simulaciones numéricas con modestos recursos computacionales que requieren de un breve lapso de tiempo, la aplicabilidad de los modelos simplificados para representar el daño generado en elementos de hormigón armado debe ser estudiado en profundidad (Su et al., 2020)

Por otra parte, existe una tendencia creciente en el ámbito de la investigación a considerar modelos más detallados a partir de elementos sólidos, en los cuales se toma en consideración la evolución del daño en elementos de hormigón. En este sentido, se mencionan algunos de los trabajos que se destacan:

Dulinska y Szczerba (2012) presentan un estudio orientado a evaluar la influencia de los apoyos en la respuesta de la estructura, a través de un modelo resuelto en el software ABAQUS. En esta publicación se analiza un puente existente de hormigón compuesto de tres vanos cuyos vínculos se realizan mediante apoyos elastoméricos con láminas de acero. El comportamiento de las columnas y estribos es considerado elástico, mientras que en el tablero y vigas longitudinales se incorpora un modelo constitutivo para el hormigón que toma en cuenta las fallas por compresión (*crushing*) y tracción (*cracking*).

En otro trabajo de los mismos autores se evalúa la respuesta dinámica no-lineal del mismo puente (Dulinska & Szczerba, 2013). Se considera un registro sísmico real registrado en Polonia durante el año 2012, con aceleraciones en las tres direcciones. La evaluación del daño y degradación de la rigidez es realizada únicamente en el tablero y vigas longitudinales del puente. El modelo constitutivo del hormigón involucra una superficie no asociada de plastificación con

el modelo *Scalar Damaged Elasticity*. La principal dificultad encontrada en el modelo es que se debió considerar un intervalo de tiempo de integración de 1 ms para lograr la convergencia. Un enfoque muy similar al descrito anteriormente, aplicado a un puente de tres vanos y dos apoyos intermedios es resuelto por Borón & Dulinska (2016) con un registro de aceleraciones correspondiente al sismo de Aquilliano, Italia del año 2009.

Debido a las dificultades de lograr la convergencia cuando se intenta modelar estructuras con fuertes no linealidades que incluyen el desarrollo de mecanismos de colapso, es posible integrar la ecuación de equilibrio dinámico con el método de diferencia central, en lo que se conoce como un esquema de integración explícito. De esta manera, el esquema así resuelto no muestra inconvenientes de convergencia y logra un rendimiento computacional más eficiente que utilizando un esquema implícito tradicional. Como contrapartida, si el paso de tiempo de integración no es lo suficientemente pequeño, puede provocar inestabilidad numérica en la solución (Luo et al., 2016). Esta técnica de resolución se ha aplicado en análisis de estructuras de hormigón frente a explosiones o impactos, y en menor medida cuando se trata de acciones de origen sísmico. Algunos de los trabajos existentes que utilizan este esquema de resolución se mencionan a continuación.

Zong et al. (2016) presentan un ensayo dinámico en mesa vibratoria de un puente continuo de tipo marco rígido, de dos tramos en escala reducida (1:15). El ensayo se compara con los resultados de un modelo numérico resuelto con un código explícito de integración en donde las acciones de un registro sísmico se han ido escalando hasta alcanzar la falla de la estructura y el colapso.

Moharrami & Koutromanos (2017) incorporan al programa LS-DYNA (Hallquist, 2006) un modelo constitutivo para el hormigón, desarrollado por uno de sus autores (Moharrami, 2016) que tiene la capacidad de captar los fenómenos no lineales debidos a: estallido por compresión, degradación de resistencia y rigidez por fisuración en tracción e incremento de la resistencia y la ductilidad por efecto del confinamiento. De este modo, convalidan de forma numérica una serie de ensayos experimentales sobre tabiques de hormigón armado pretensado con carga cíclica cuasi estática (Pakiding et al., 2015), un tabique “U” frente a acciones cuasi estáticas bidireccionales (Beyer et al., 2008) y una pila de puente frente a acciones sísmicas (Schoettler et al., 2015).

Por su parte, Bi & Hao (2013) presentan un estudio centrado en el daño producido en la superestructura de un puente de hormigón armado, particularmente debido a los golpes tipo “martilleo” (*pounding*) que sufren los estribos contra los extremos del tablero. En un trabajo posterior (Bi & Hao, 2015), analizan a partir de un modelo numérico resuelto en LS-DYNA, el comportamiento integral de un puente cuando se introducen topes laterales (*shear keys*) en los

apoyos de las vigas longitudinales como restricción de desplazamientos frente a acciones extremas.

Bi, et.al. (2015) analizan el colapso “tipo dominó” del viaducto Hongqi en la ciudad de Zhuzhou en China, ocurrido durante su demolición en el año 2009. Si bien este trabajo no involucra acciones sísmicas en su desarrollo, el modelo detallado y las hipótesis asumidas para evaluar el colapso del puente resultan de interés particular para esta tesis.

Lin et al. (2020a, 2020b) desarrollan un modelo tridimensional no lineal de un puente de tipo marco rígido de estructura compuesta hormigón-acero de tres vanos, utilizando el código de elementos finitos LS-DYNA y validado a través de ensayos experimentales. Además, Lin et. al (2021) emplea este mismo software para identificar el mecanismo de colapso de un puente de tres tramos simplemente apoyados, que atraviesa una falla geológica.

Otros autores que analizan el colapso de puentes frente a acciones sísmicas utilizan modelos multi escala de elementos finitos en los que combina elementos de distinto tipo para simplificar la estructura fuera de las zonas de interés. El desafío de esta técnica de modelación está en las ecuaciones de restricción que se le impone a la sección donde se cambia de elementos, las cuales deben asegurar la continuidad en la compatibilidad de deformaciones. Li et al. (2017) estudian la respuesta sísmica de un puente de 340m de longitud a través de un modelo multi escala, en el que se intercalan elementos sólidos con elementos tipo viga para modelar con mayor detalle las zonas de interés. Hu et al. (2017) analizan dos puentes de características diferentes con esta técnica de modelación, buscando encontrar fallas locales en elementos y el colapso global de la estructura frente a acciones sísmicas severas.

A partir de la enumeración de los trabajos previamente presentados se destaca el predominio de los modelos simplificados con elementos de barras por sobre los modelos tridimensionales de mayor complejidad. Estos modelos simplificados permiten una aplicación rápida y con escasos recursos computacionales, pero no son capaces de simular el colapso de los puentes cuando son sometidos a acciones extremas. Asimismo, no permiten advertir comportamientos inusuales en los puentes que son difíciles de prever en el diseño, ni simular fallas locales en los elementos estructurales que puedan poner en peligro la estabilidad global de la estructura.

CAPÍTULO 3: CASOS PROPUESTOS.

3.1. Selección de puentes.

Tal como fue presentado en la introducción, en el Capítulo 1, la composición del inventario de puentes de la República Argentina permite formar un criterio de selección de los puentes que sean representativos del total. En este sentido, Saracho et al. (2014) publican un tratamiento estadístico de los puentes existentes en las zonas de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica (Tabla 3.1) correspondientes a las zonas 3 y 4 de la zonificación establecida en la reglamentación vigente (INPRES-CIRSOC 103, 2018). Estas zonas incluyen localidades de las provincias de Mendoza, San Juan, La Rioja, Salta y Jujuy.

Tabla 3.1. Distribución Porcentual de los tipos de puentes existentes en las zonas de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica de la República Argentina (Saracho et al., 2014)

Tipología	Cantidad porcentual
Puente de vigas de Hormigón Armado o Pretensado	55,50 %
Puentes Losa	39,00 %
Puentes Metálicos	3,42 %
Puentes en Arco	2,08 %

En las dos primeras categorías se concentra aproximadamente el 95% del total de puentes, los cuales pueden ser, puentes de “viga cajón”, puentes de vigas de hormigón de sección rectangular, sección “T”, doble “T” o puentes de losa de hormigón. En el grupo dominante, la mayoría responde a un esquema de vinculación simplemente apoyado (Tabla 3.2), en esta clasificación se descartan los puentes de un único tramo por ser no representativo de la muestra realizada. En cuanto a la sección transversal de vigas rectas, Saracho et al. (2014) indican que el 59,15% de los casos, las vigas son de sección doble “T”.

Tabla 3.2. Condiciones de borde de los puentes predominantes en términos porcentuales (Saracho et al., 2014)

Sección transversal	Simplemente apoyado	Continuo
Viga cajón	93.33 %	6.67%
Vigas rectas	68.82 %	31.18 %

Con los datos presentados, se justifica el análisis de la respuesta de dos tipos de puente, uno de sección transversal de viga cajón y otro de vigas doble “T”, ambos con sus extremos simplemente apoyados y de más de un tramo.

3.1.1. Puente calle Paso

El primer puente que se analiza está ubicado en el paso a distinto nivel de la Ruta Provincial 10 (RP10) sobre la Ruta Nacional 40 (RN40), en la provincia de Mendoza (Figura 3.1). Es un puente de dos tramos independientes de 29,25 m cada uno, sumando una longitud total de 58,5 m. La superestructura consiste en un tablero horizontal de losas premoldeadas de hormigón de dimensiones 4,65 m x 3,11 m y 0,17 m de espesor; las cuales apoyan sobre seis vigas longitudinales de hormigón postesado con sección transversal “doble T”. La separación entre las vigas es de 2,30 m. La vinculación entre el tablero y las vigas longitudinales está resuelta a través de conectores de corte instalados previamente en las vigas, embebidas en un hormigón colado *in-situ* vertido en una etapa posterior al montaje. Las vigas longitudinales se vinculan horizontalmente entre sí por medio de una viga transversal de hormigón armado de dimensiones 0,25m x 0,90m. Esta vinculación se presenta en los extremos de cada tramo y en la mitad de la longitud (Figura 3.2).

En los extremos, el puente se apoya en estribos de tierra armada, cada viga se ubica sobre un soporte de neopreno de 0,42m x 0,22m de dimensiones y 38 mm de espesor. El apoyo intermedio se realiza sobre un pórtico de hormigón armado, comprendido por tres columnas circulares de 0,80m de diámetro, vinculadas por una viga cabezal de sección rectangular (1,50 m x 1,00 m). Las dimensiones de la geometría se indican en las Figuras 3.2 y 3.3.

La geometría en planta (Figura 3.2) muestra un ángulo de oblicuidad, definido como el ángulo que forma un eje normal al eje longitudinal del puente con el eje de los apoyos en el estribo (He et al., 2012), de 11,5°.



Figura 3.1. Puente de calle Paso, Intersección RP10 y RN40, provincia de Mendoza.

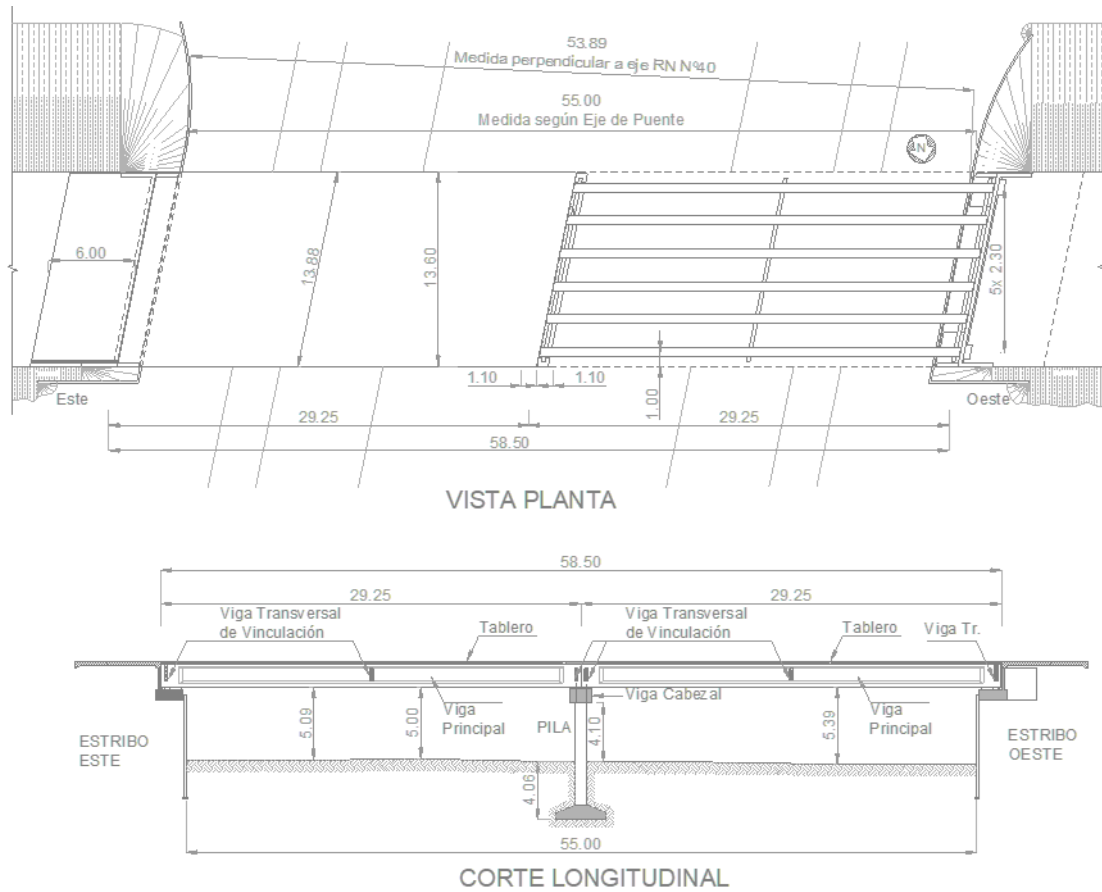


Figura 3.2. Geometría del puente de calle Paso. Vista en planta y corte longitudinal. Dimensiones en metros.

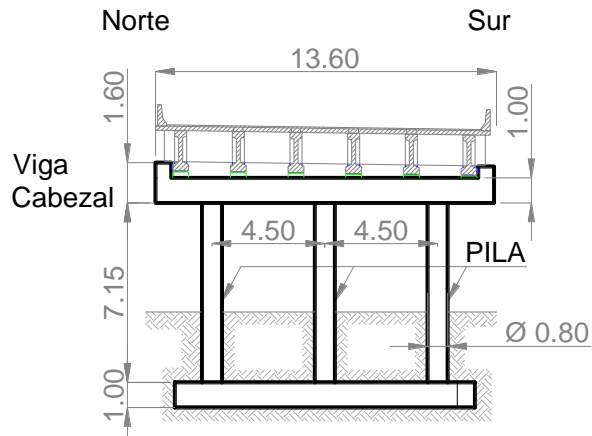


Figura 3.3. Sección transversal del puente de calle Paso. Dimensiones en metros.

Los materiales de cada elemento estructural, y sus propiedades se resumen en la Tabla 3.3. Se trata de una obra relativamente moderna, cuya construcción finalizó en el año 2011.

Tabla 3.3. Materiales constitutivos de los elementos estructurales del puente de calle Paso.

Elemento	Material	Designación
Vigas longitudinales	Hormigón Postesado	H30
Tablero	Hormigón premoldeado	H21
Pórtico de Apoyo	Hormigón Armado	H21
Acero de Refuerzo	Acero Dureza Natural	ADN 420

3.1.2. Puente calle Boedo

El segundo puente analizado se encuentra ubicado en el paso elevado de la calle Mariano Boedo por sobre la Ruta Nacional 40 (RN40), Figura 3.4. La superestructura está formada por un tablero horizontal de sección transversal tipo “viga cajón” continuo de hormigón pretensado, en la mitad de la luz se apoya sobre una columna de sección circular de 1,35m de diámetro. Sus extremos están simplemente apoyados en estribos de hormigón armado que se fijan a un talud inclinado de suelo, entre el estribo y el fondo de la viga cajón tiene intercalado dos asientos de neopreno de 0,70m x 0,80m de dimensiones y 40 mm de espesor. Su geometría en planta es doblemente simétrica y su eje es recto. El ancho de la calzada es de 8,50m y cuenta con una vereda de circulación peatonal a cada lado.



Figura 3.4. Puente de calle Boedo y RN40, provincia de Mendoza.

Un relevamiento realizado en el lugar arroja las dimensiones de la geometría que se indican en la Figura 3.5. La sección transversal para la mitad de la longitud y en los apoyos extremos se muestra en la Figura 3.6.

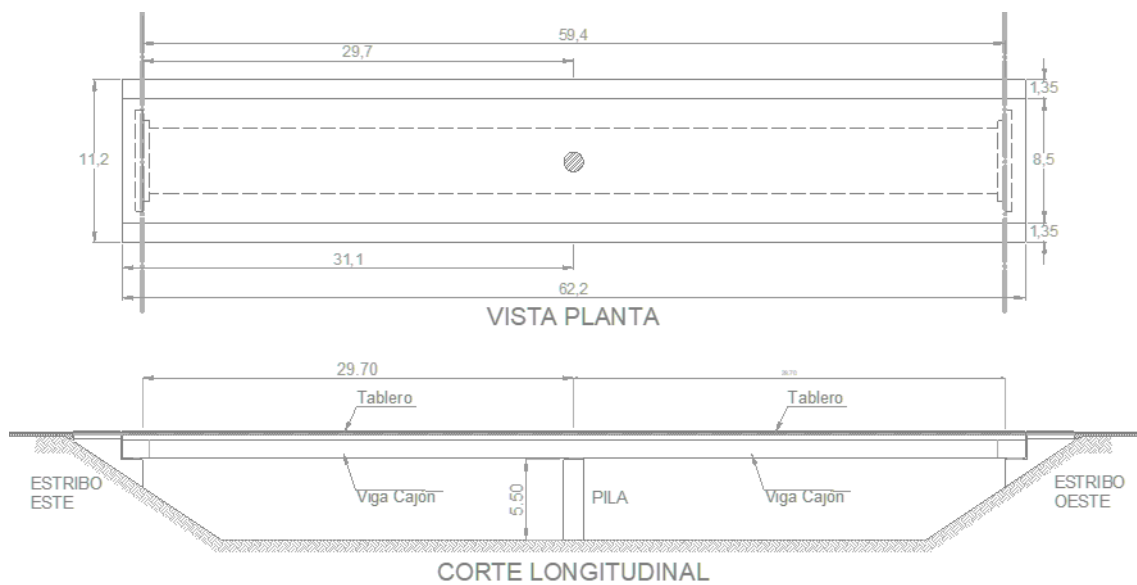


Figura 3.5. Dimensiones en planta y corte longitudinal, puente calle Boedo. Dimensiones en metros.

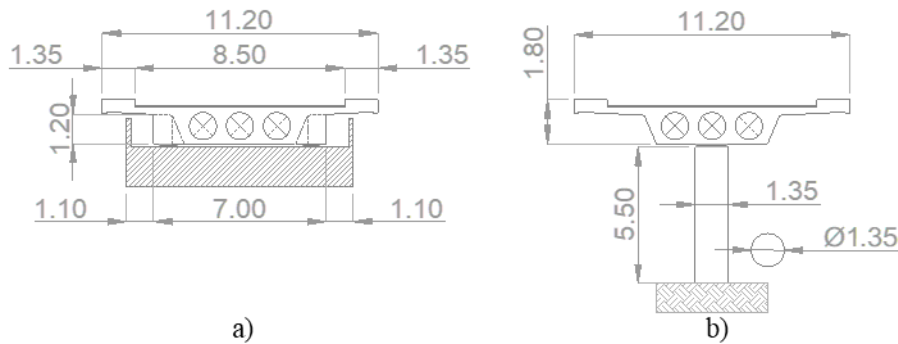


Figura 3.6. Sección transversal del puente Boedo. (a) En estribo. (b) En la mitad de la luz. Dimensiones en metros.

3.2. Caracterización Dinámica

Con el objetivo de determinar las frecuencias naturales de vibración de los puentes seleccionados, se lleva a cabo una serie de mediciones experimentales. Los ensayos consisten en la medición de las aceleraciones que experimentan los puentes bajo la acción de las cargas originadas por el tránsito. Se registra los valores de aceleración vertical y horizontal en dirección transversal al eje del puente.

El instrumental de medición utilizado consta de acelerómetros piezoeléctricos y capacitivos PCB Piezotronics, modelos 393B05, 393A03 y 3701D1FA3G. Las características técnicas de cada aparato se resumen en la Tabla 3.4. Los instrumentos de medición son alimentados y acondicionados por los acondicionadores de señal que a su vez se conectan a una placa de adquisición de datos instalada en una computadora portátil que permite procesar y archivar los datos registrados a través de un programa diseñado para tal efecto en HP VEE 5.0 (Hewlett Packard, 1998).

Cada ensayo consta de un muestreo de las aceleraciones horizontales y verticales durante 100 segundos, registradas simultáneamente por los instrumentos dispuestos. La tasa de adquisición de datos es fijada en 500 mediciones por segundo, por lo que cada ensayo tiene un total de 50000 puntos. Con esta definición de muestreo, a partir del teorema de Nyquist (Bendat & Piersol, 1986), es posible reconstruir la señal con una frecuencia máxima de 250 Hz y con incrementos de 0.01 Hz. Los resultados experimentales se analizan gráficamente en el dominio del tiempo y en el dominio de las frecuencias, a través de la transformada rápida de Fourier (FFT, *Fast Fourier Transform*). En el espectro de Fourier se identifican las frecuencias dominantes mediante el método de selección manual (*peak-picking*).

Tabla 3.4. Especificaciones de los instrumentos de medición empleados.

Ensayo	Canal	Medición	Instrumento	Precisión	N° Serie
Paso (Tramo Este)	C0	Horizontal	Piezoeléctrico 393B05	10 V/g	26927
	C1	Horizontal ⁽¹⁾	Capacitivo 3701D1FA3G	700 mV/g	6430
	C2	Vertical	Piezoeléctrico 393A03	1 V/g	15659
Paso (Tramo Oeste)	C0	Horizontal	Piezoeléctrico 393B05	10 V/g	26927
	C1	Vertical	Piezoeléctrico 393B05	10 V/g	26913
	C2	Vertical ⁽¹⁾	Piezoeléctrico 393A03	1 V/g	15659
Boedo	C0	Horizontal	Piezoeléctrico 393B05	10 V/g	26927
	C1	Horizontal	Piezoeléctrico 393B05	10 V/g	26913
	C2	Vertical	Piezoeléctrico 393A03	1 V/g	15662

⁽¹⁾ Medición Auxiliar

3.2.1. Puente calle Paso

La medición se realiza para cada tramo del puente por separado, se utilizan dos instrumentos en cada ensayo, con uno se registra la aceleración vertical y con el restante la horizontal en dirección transversal al puente. Los acelerómetros se ubican en los puntos de medición (PM), que se muestran en la Figura 3.7.

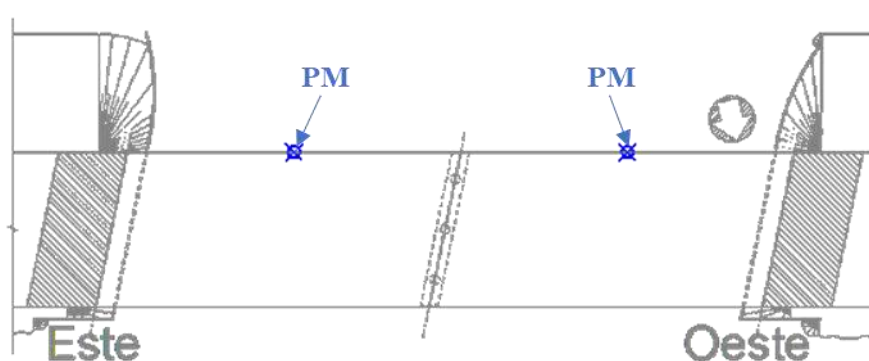


Figura 3.7. Posición de los acelerómetros en la planta del puente calle Paso.

El ensayo se repite siete veces para cada tramo, iniciando con una medición de prueba en el tramo Este del puente. Los eventos destacados de cada registro se encuentran resumidos en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Eventos destacados de cada ensayo experimental del puente calle Paso.

TRAMO ESTE	E0	Prueba con tránsito menor.
	E1	Paso de 4 camiones menores
	E2	Paso de 1 camión pequeño
	E3	Paso de 1 camión mediano cargado con materiales de construcción
	E4	Paso de 1 camión vacío a gran velocidad
	E5	<i>Registro incompleto. Error.</i>
	E6	Paso de 2 camiones mezcladores de hormigón (vacíos)
TRAMO OESTE	E7	Sólo vehículos livianos
	E8	Paso de 1 camión mezclador de Hormigón (Lleno)
	E9	Paso de 1 camión con acoplado
	E10	Paso de 1 camión de grandes dimensiones al final del registro
	E11	Paso de 2 camiones al inicio del registro
	E12	Paso de 1 camión mezclador de hormigón al comienzo
	E13	Paso de 1 camión mediano
	E14	Paso de 1 camión mezclador de hormigón

Las aceleraciones y su correspondiente espectro de Fourier son los presentados en Figuras 3.8 a 3.14 para el tramo Este del puente. Mientras que, para el tramo Oeste, los registros experimentales se presentan en Figuras 3.15 a 3.21.

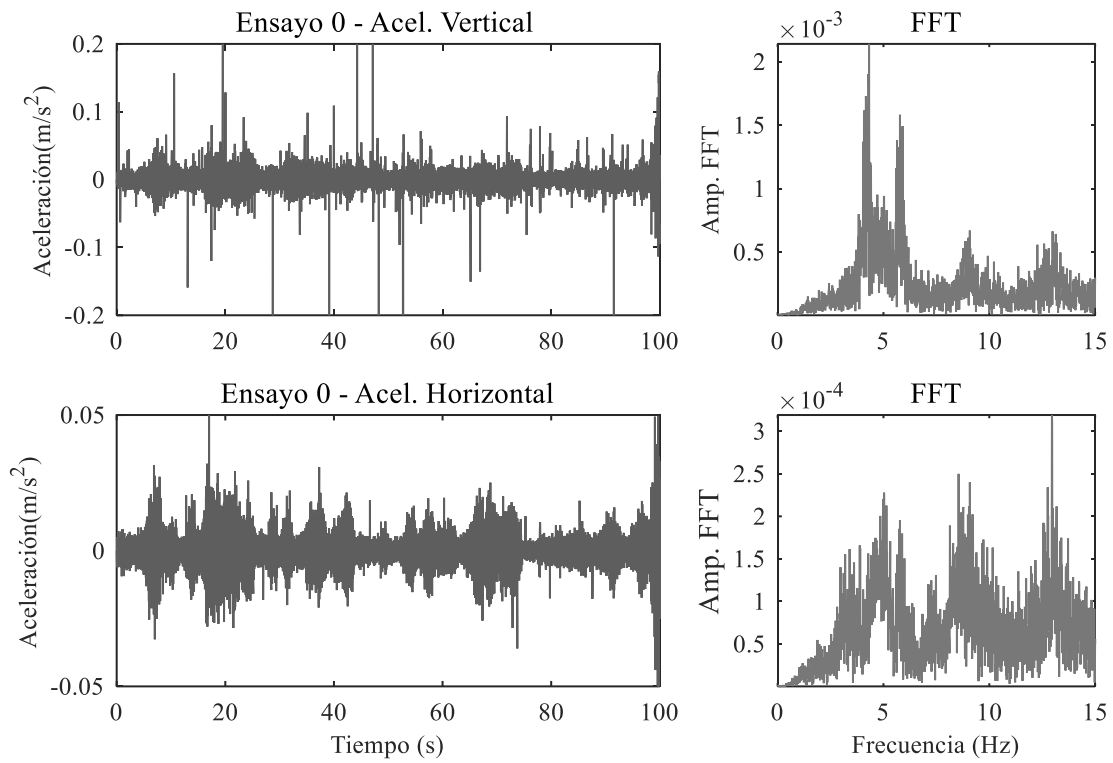


Figura 3.8. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 0.

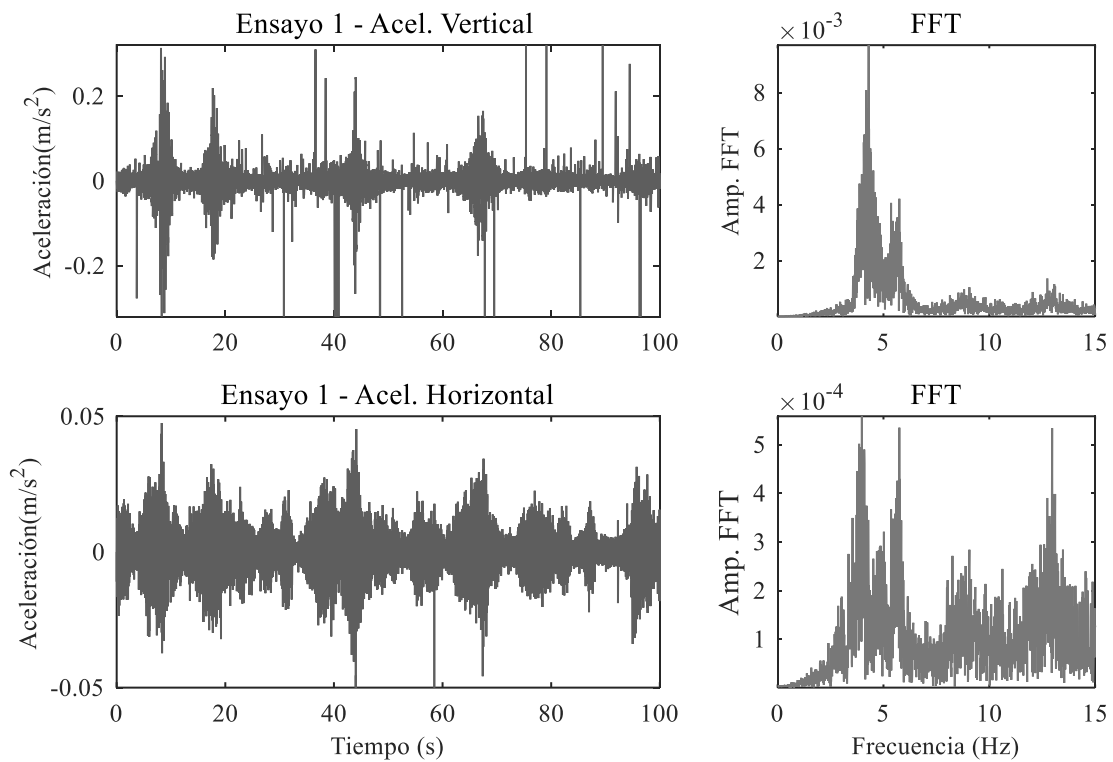


Figura 3.9. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 1.

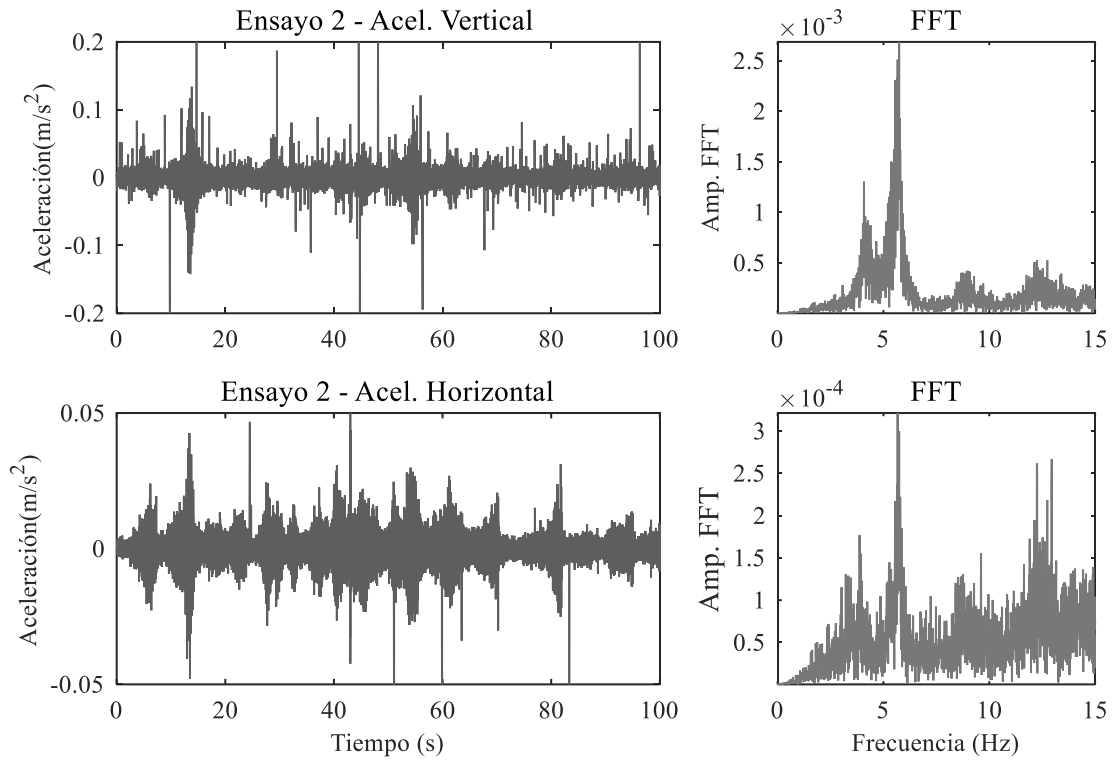


Figura 3.10. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 2.

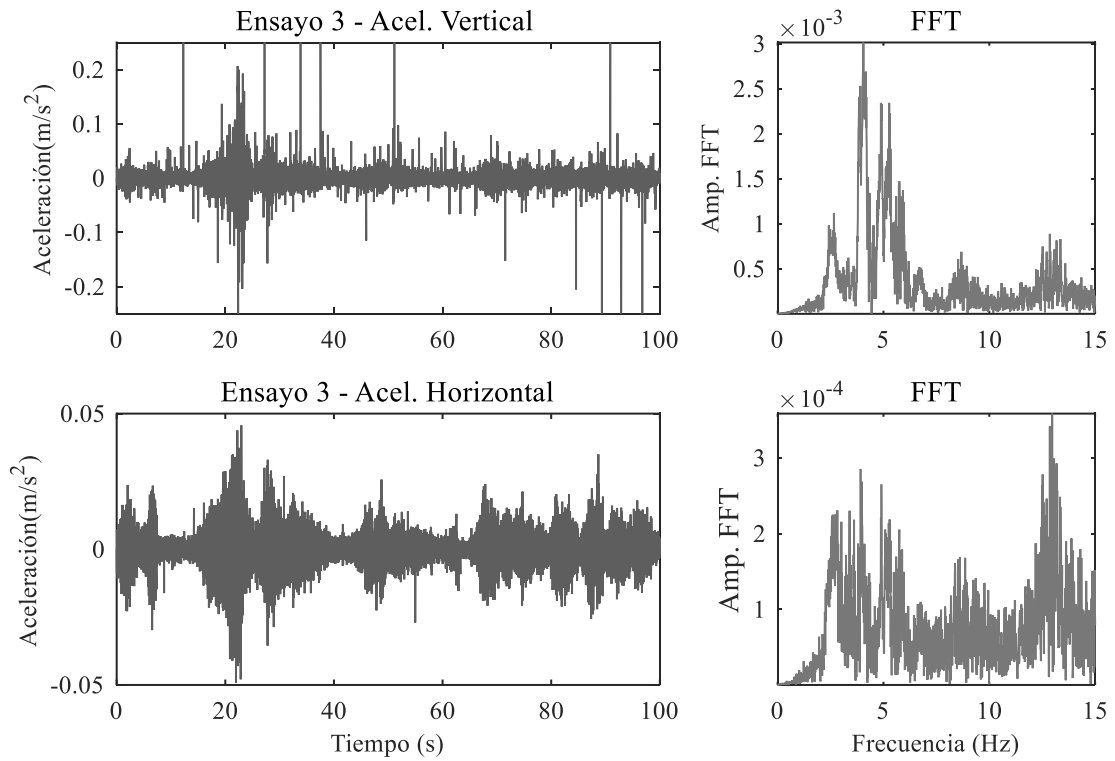


Figura 3.11. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 3.

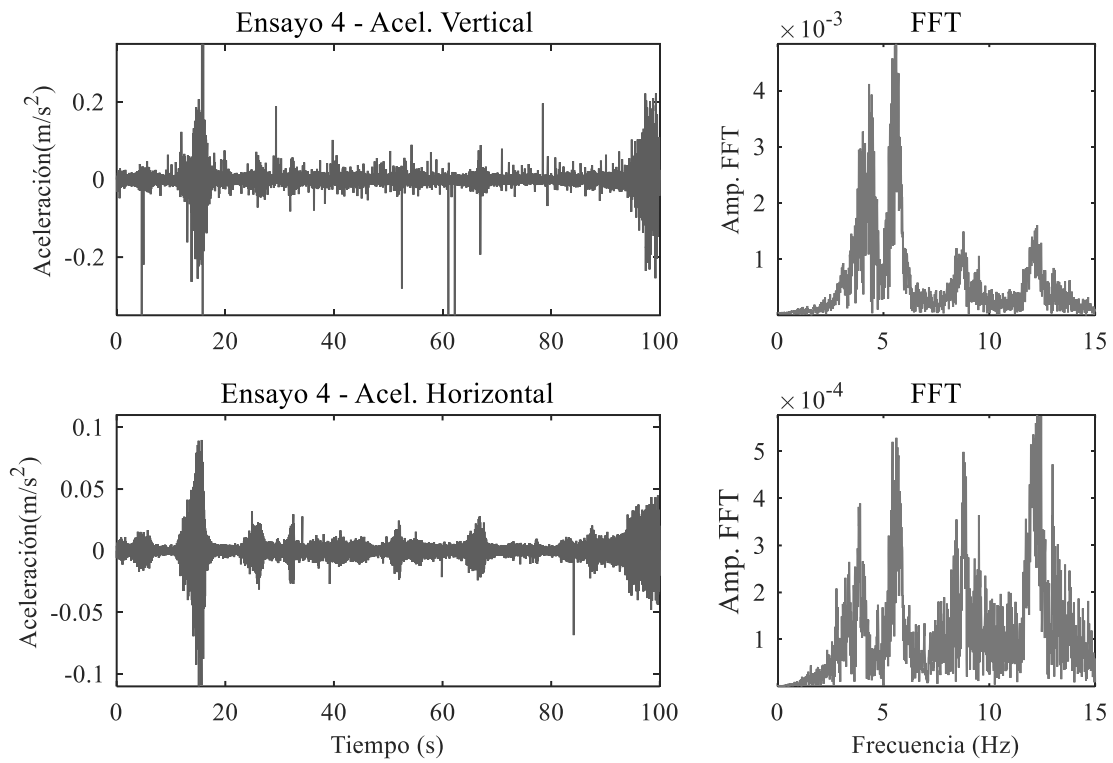


Figura 3.12. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 4.

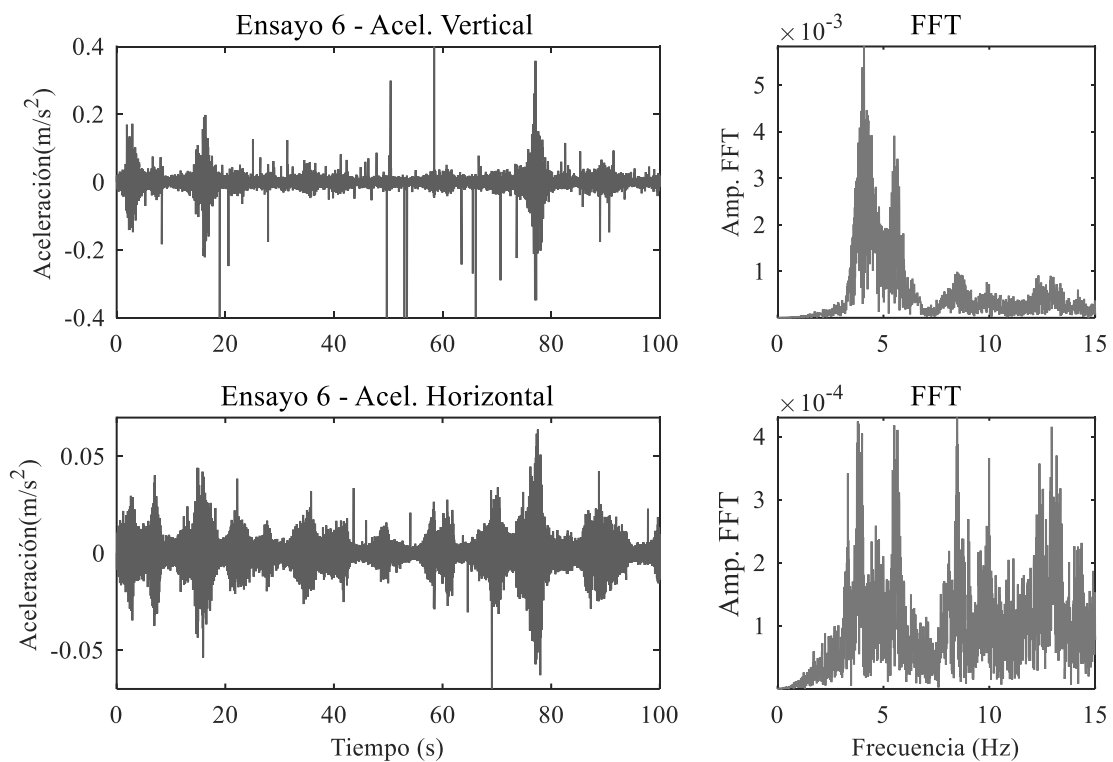


Figura 3.13. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 6.

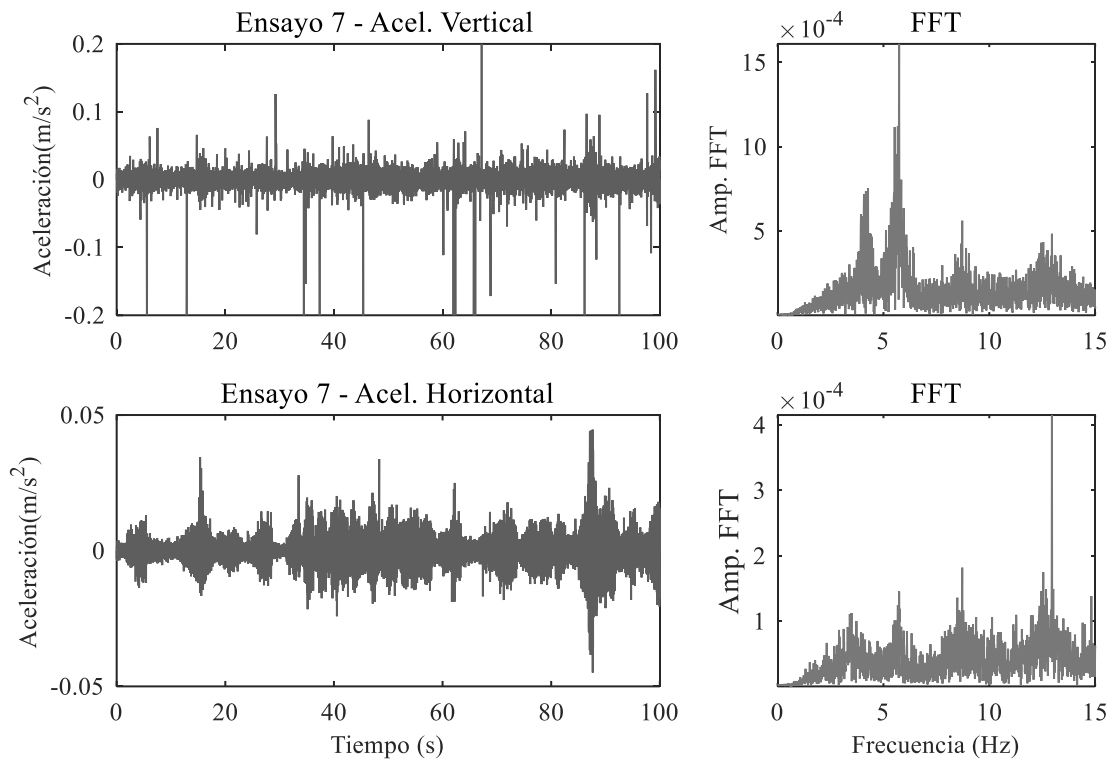


Figura 3.14. Puente calle Paso, tramo Este. Ensayo 7.

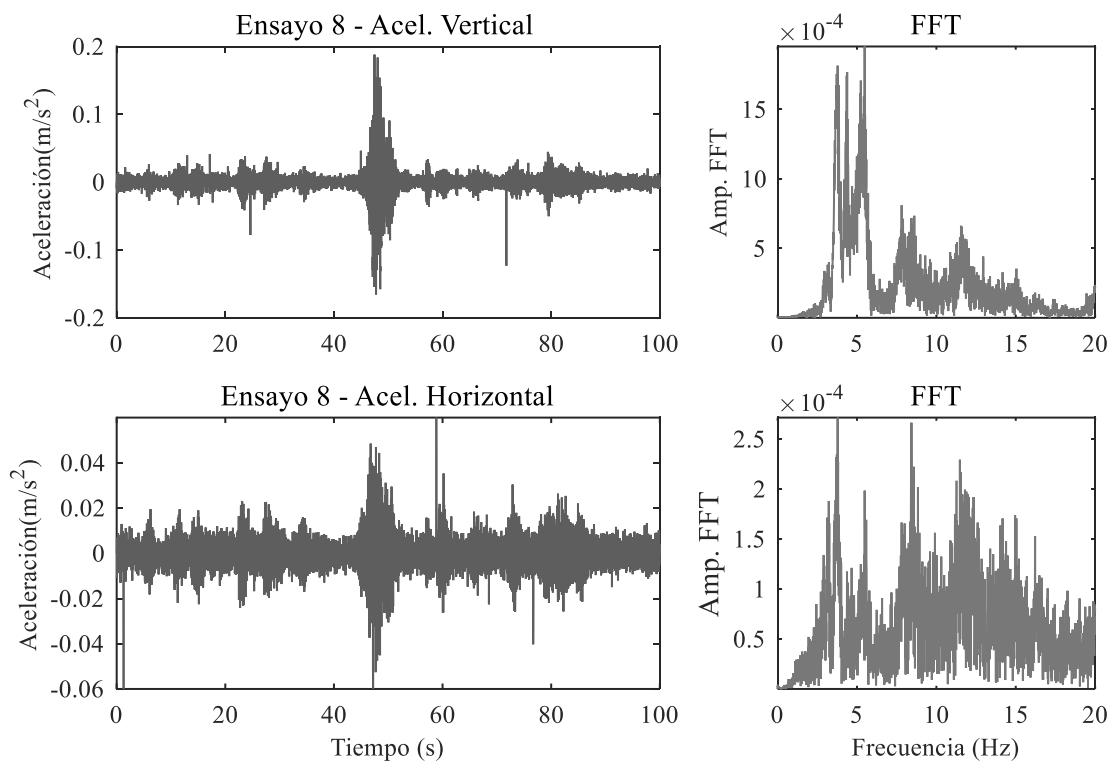


Figura 3.15. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 8.

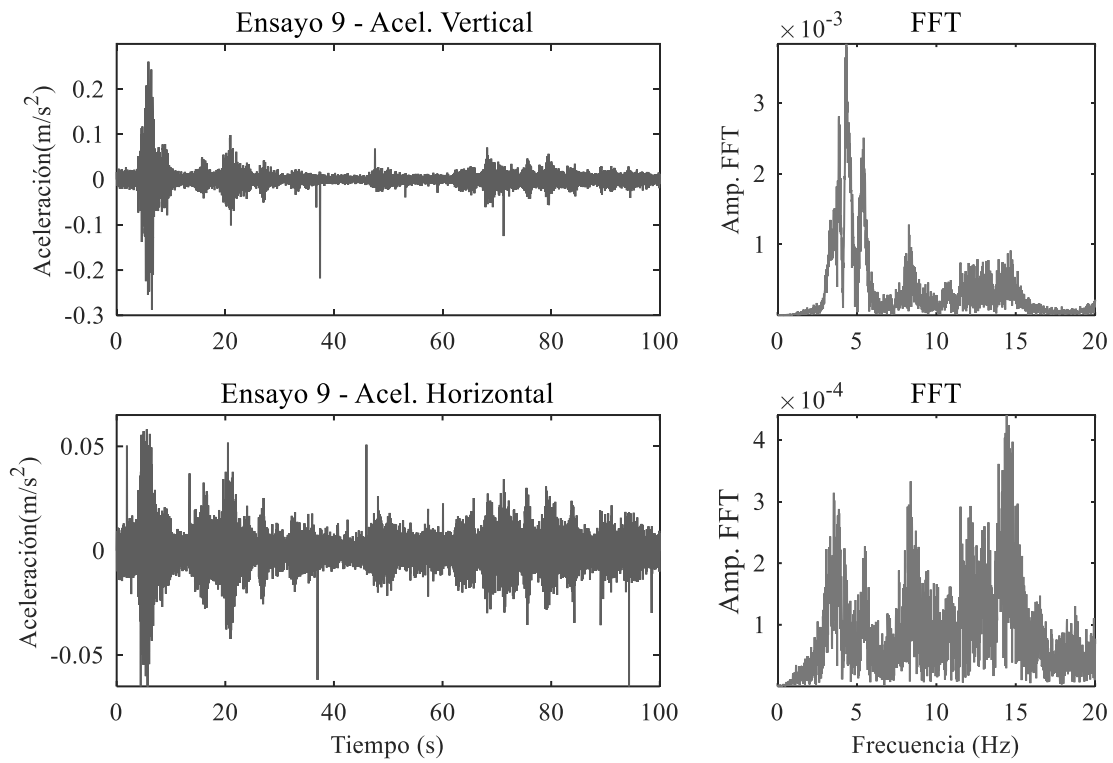


Figura 3.16. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 9.

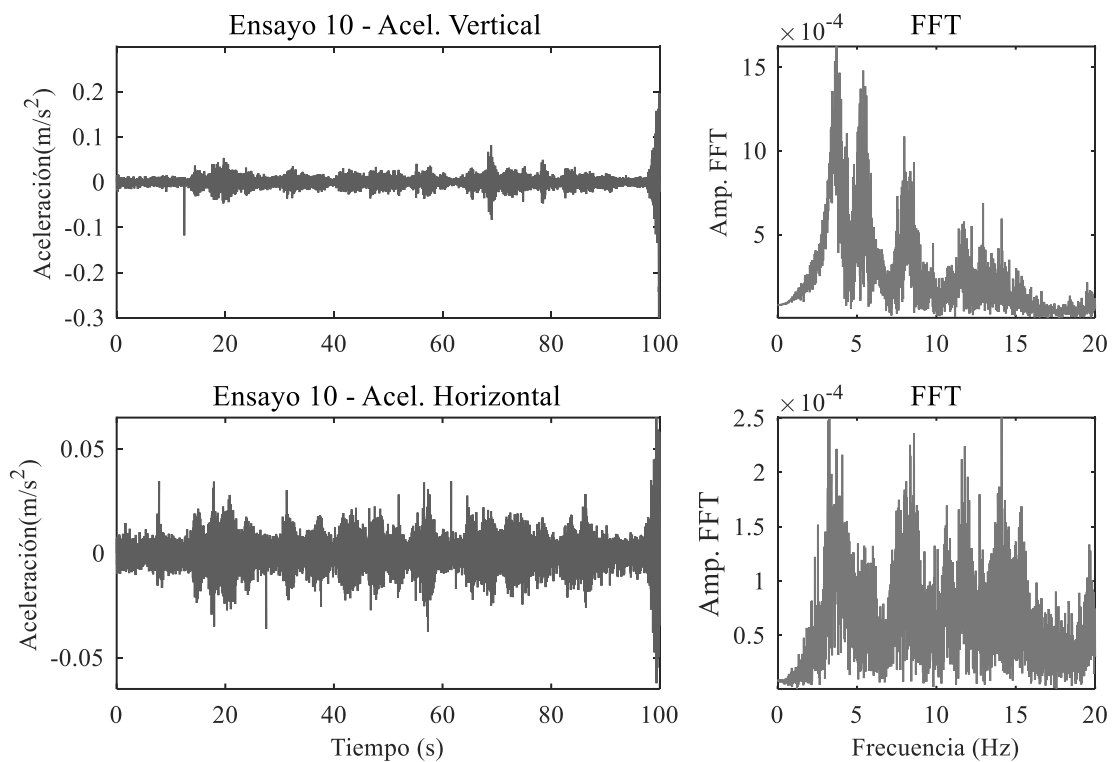


Figura 3.17. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 10.

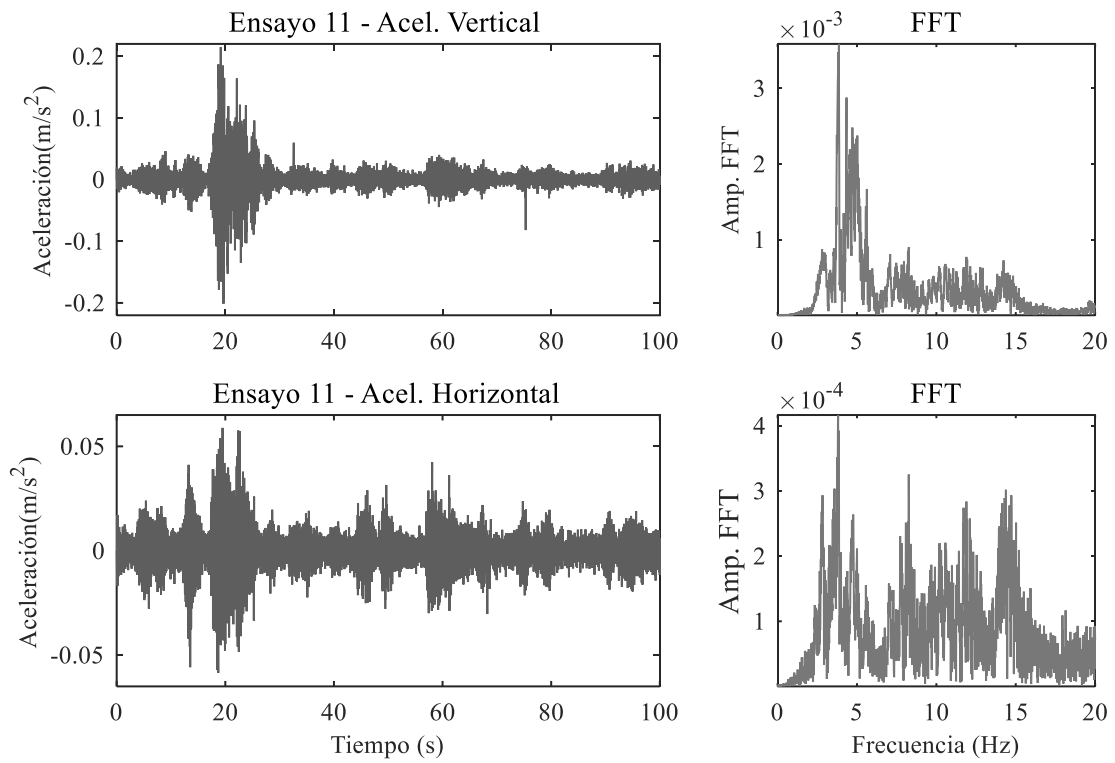


Figura 3.18. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 11.

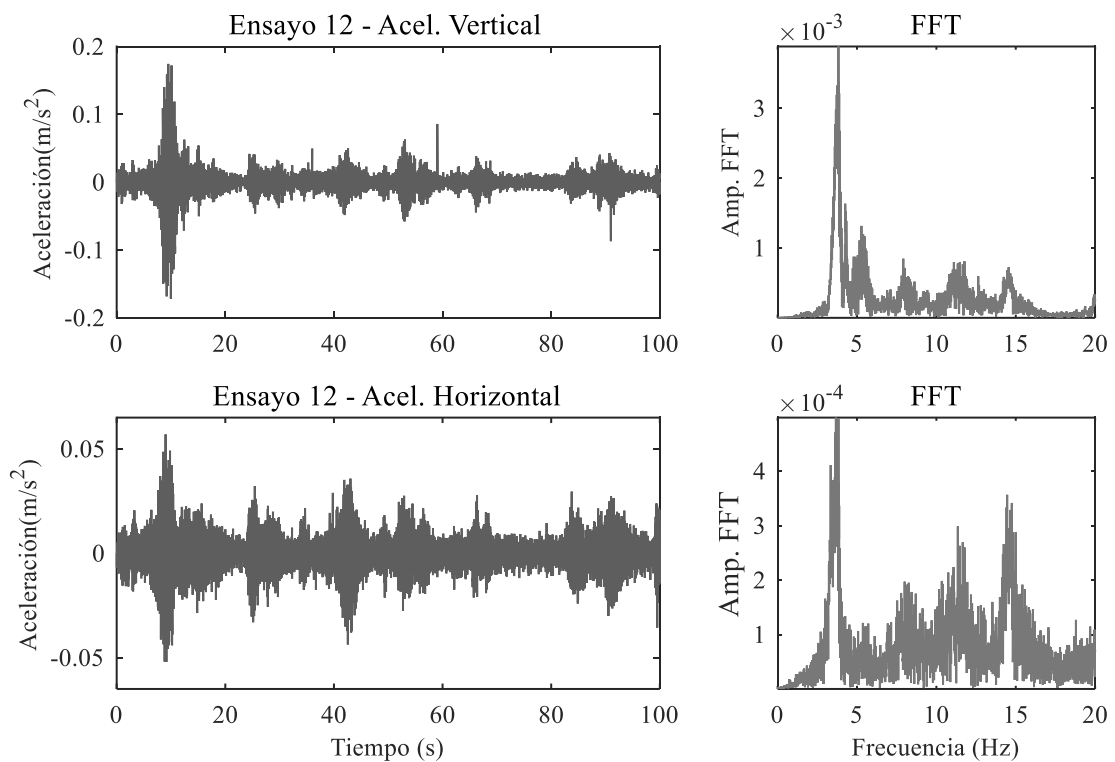


Figura 3.19. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 12.

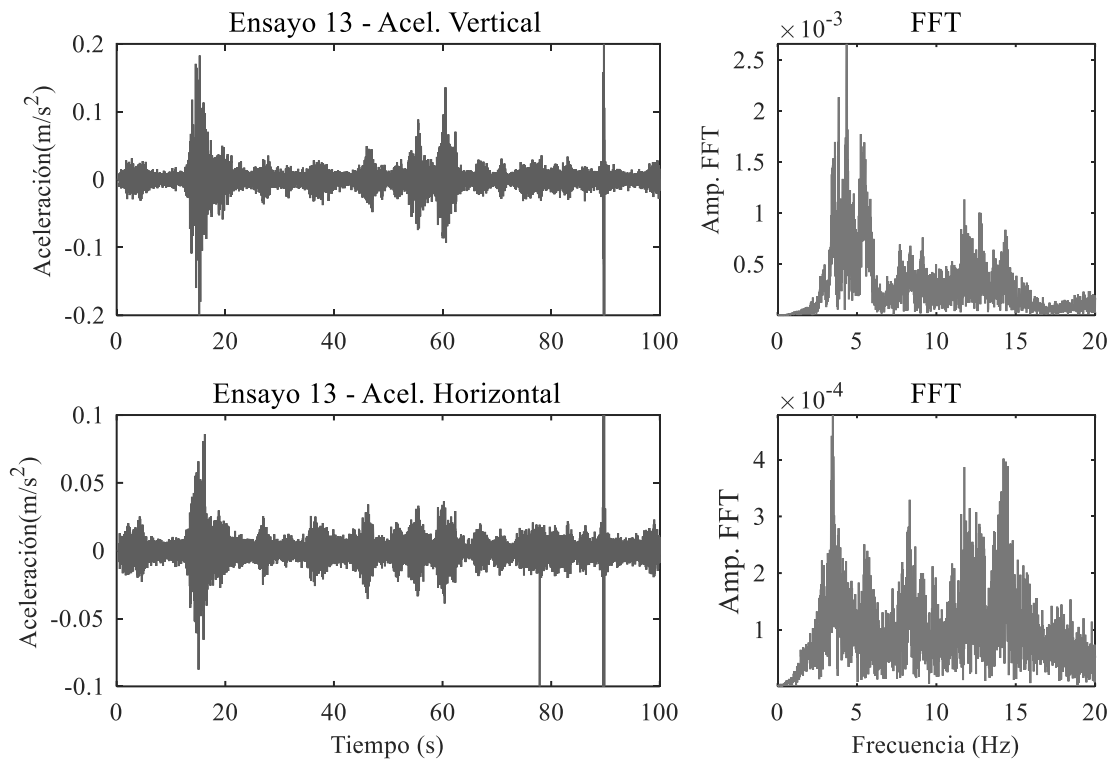


Figura 3.20. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 13.

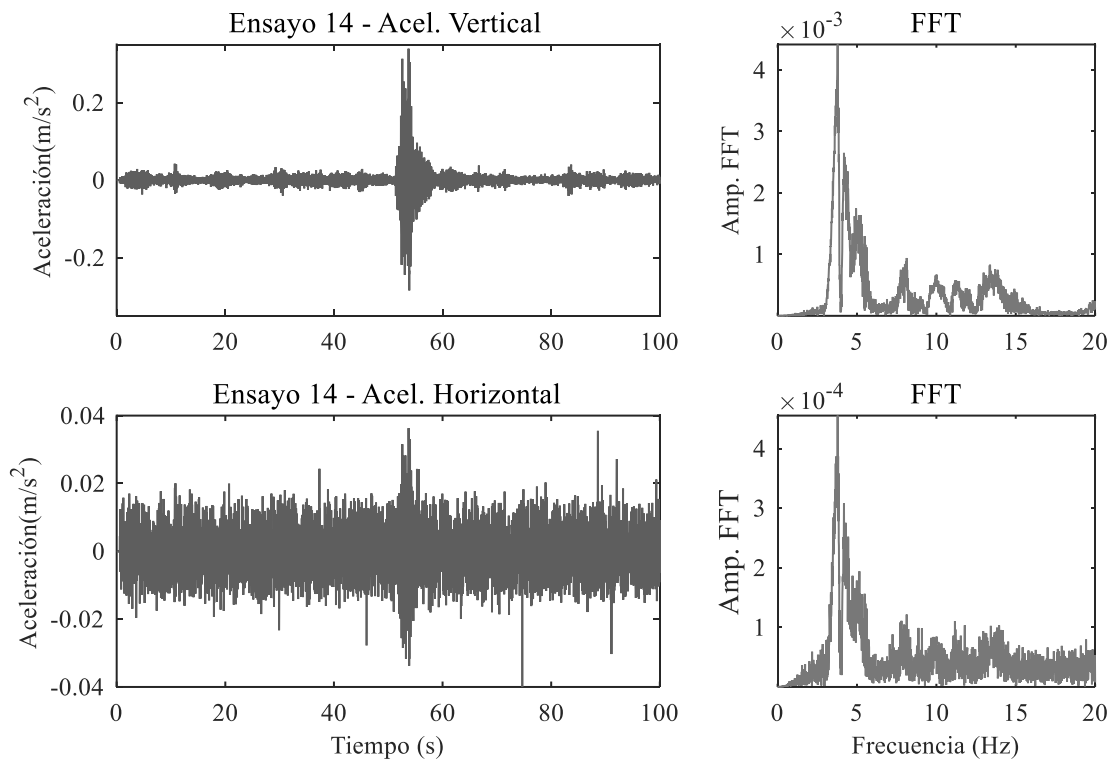


Figura 3.21. Puente calle Paso, tramo Oeste. Ensayo 14.

A partir de las frecuencias presentes en los registros experimentales, se obtienen los valores de las frecuencias para los primeros tres modos, los que se encuentran resumidos en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6. Frecuencias fundamentales de los primeros tres modos del puente de calle Paso, identificadas mediante el método de peak-picking.

N° Modo	Frecuencia	Modo
1°	3,68 Hz	Horizontal
2°	4,24 Hz	Flexión del tablero
3°	5,47 Hz	Torsión longitudinal

3.2.2. Puente calle Boedo

Este puente, al ser doblemente simétrico y continuo en la mitad de la luz, es ensayado en dos puntos de medición seleccionados (PM) que se muestran en la Figura 3.22. En la mitad de la longitud se coloca un acelerómetro que registra aceleraciones horizontales en dirección transversal al puente. El otro punto de medición se fija en la mitad del vano, ubicado a un cuarto de la luz del puente, en este PM se registran aceleraciones horizontales y verticales.

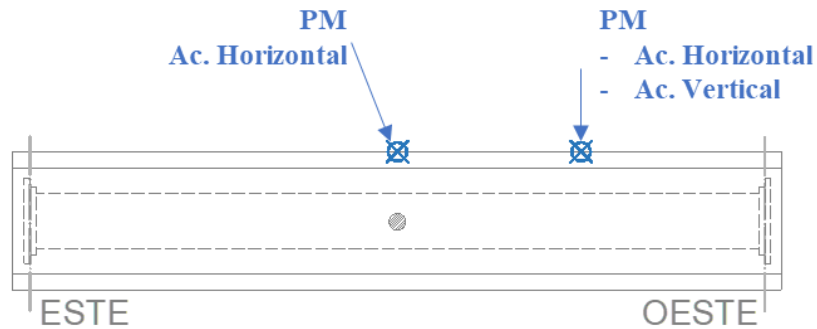


Figura 3.22. Posición de los acelerómetros en la planta del puente calle Boedo.

El ensayo se repite seis veces con una medición inicial de prueba, denominada Ensayo 0. En la Tabla 3.7 se resumen los eventos más destacados de cada medición. Los resultados obtenidos en cada repetición se presentan en Figuras 3.23 a 3.29

Tabla 3.7. Eventos destacados de cada ensayo experimental del puente calle Boedo.

E0	Ensayo de prueba. Aceleración horizontal en pila (CANAL 0), sin registro
E1	Tránsito normal de vehículos livianos
E2	Paso de ómnibus a baja velocidad Paso de camión de carga a elevada velocidad.
E3	Paso de un camión mediano cargado con ripio. Aceleración horizontal en pila (CANAL 0), sin registro
E4	Paso de un camión pequeño cargado con gas envasado Paso de ómnibus Aceleración horizontal en pila (CANAL 0), sin registro
E5	Paso de un camión cargado con ladrillos Paso de un camión con acoplado, que traslada máquinas viales Paso de un camión mediano sin carga
E6	Tránsito esporádico de vehículos livianos particulares

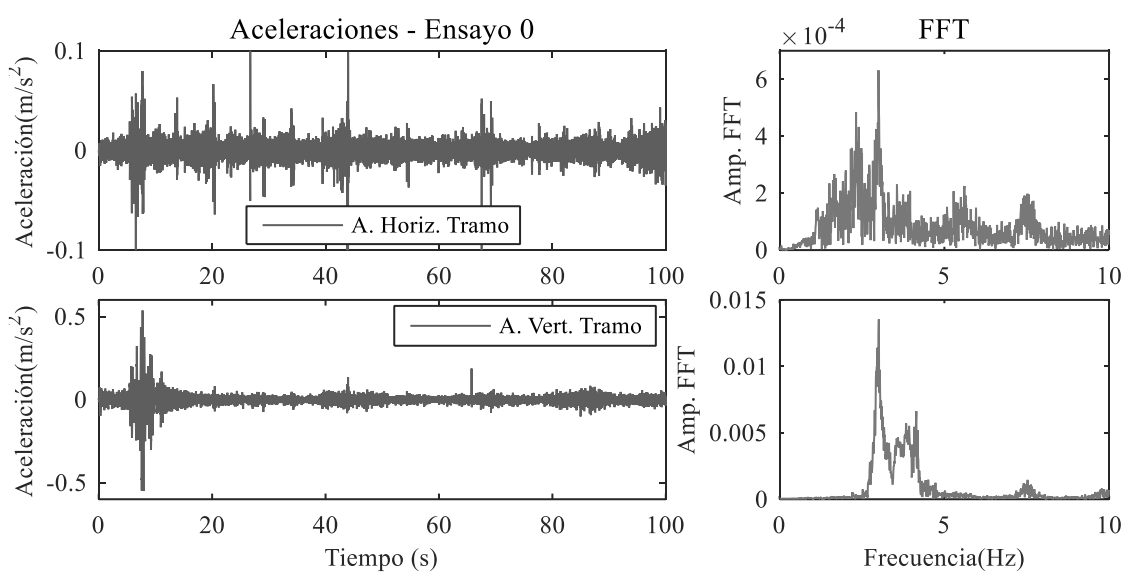


Figura 3.23. Puente calle Boedo, ensayo de prueba. E0.

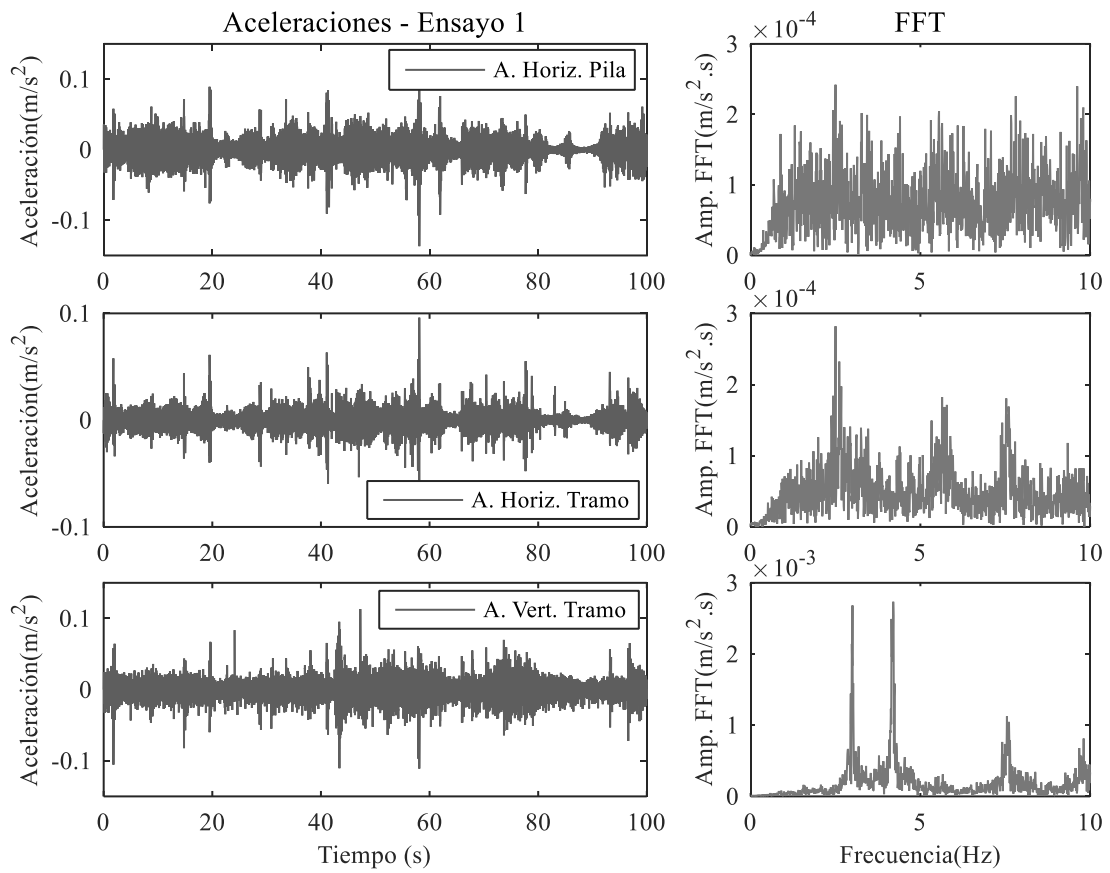


Figura 3.24. Puente calle Boedo, ensayo número 1.

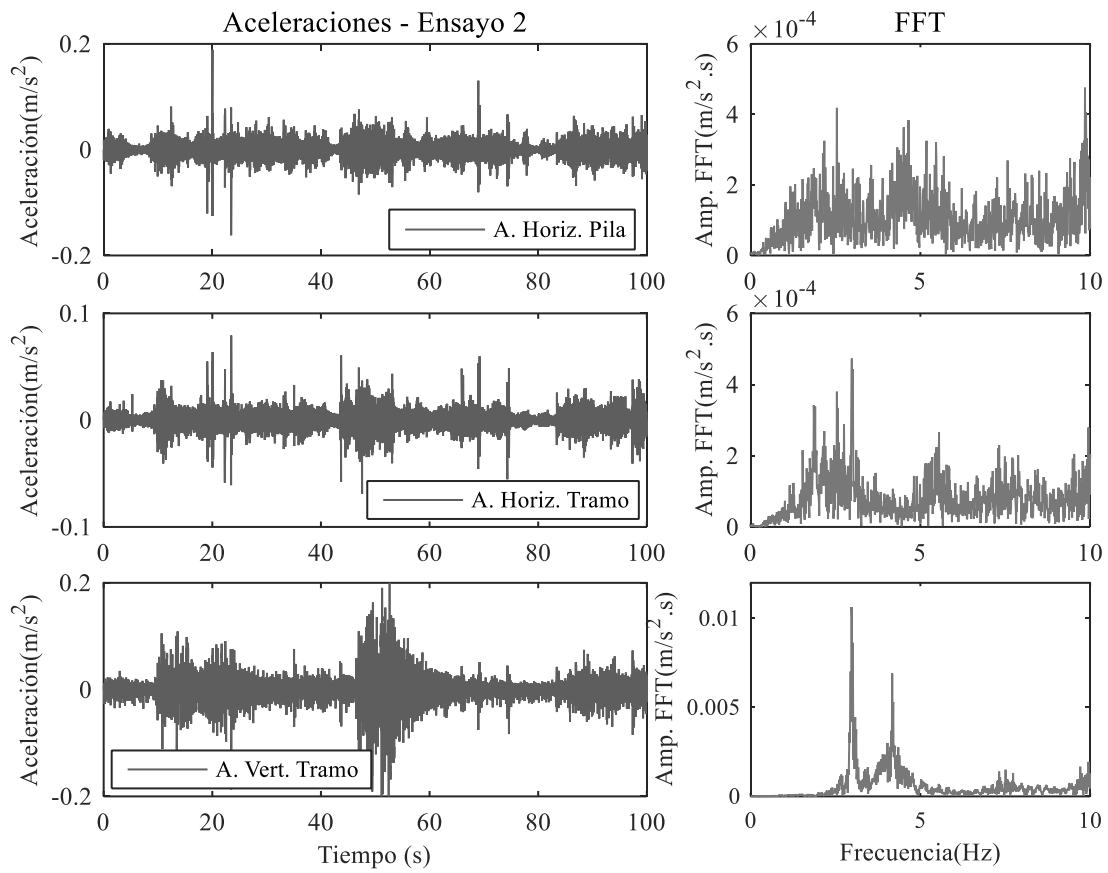


Figura 3.25. Puente calle Boedo, ensayo número 2.

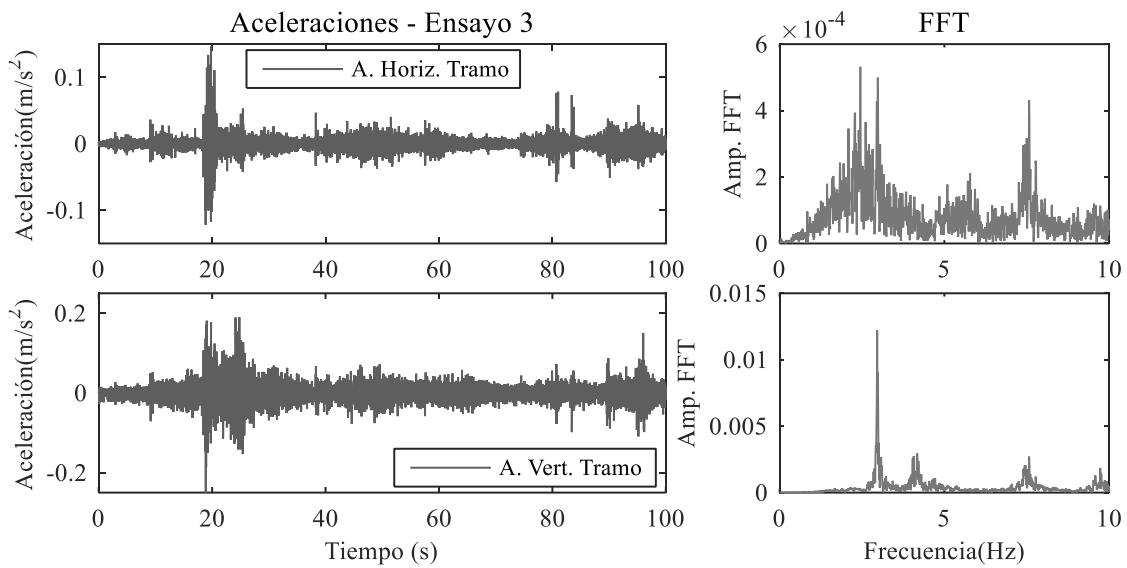


Figura 3.26. Puente calle Boedo, ensayo número 3.

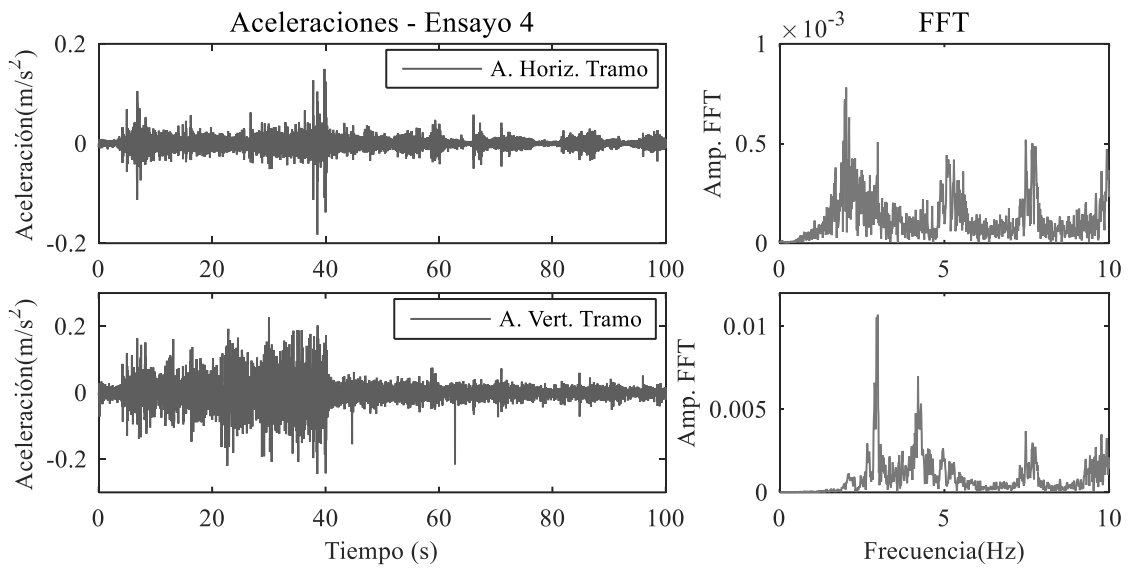


Figura 3.27. Puente calle Boedo, ensayo número 4.

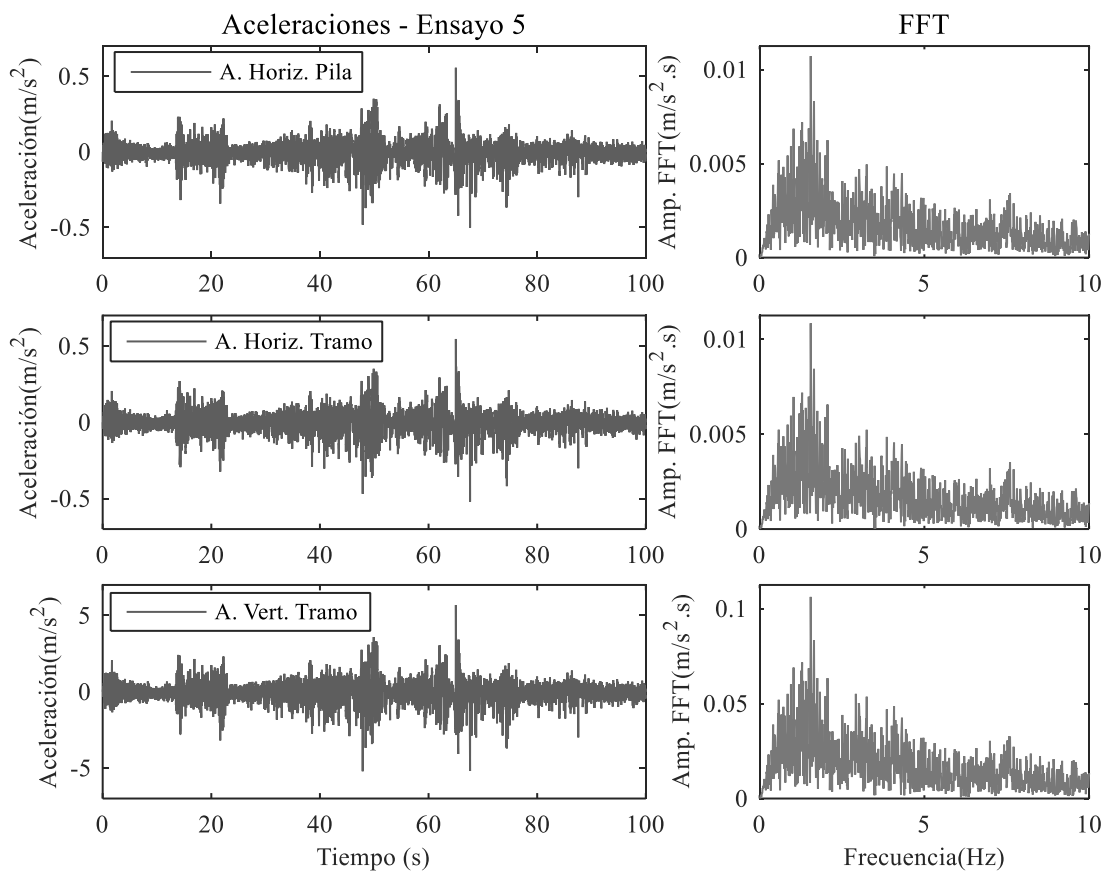


Figura 3.28. Puente calle Boedo, ensayo número 5.

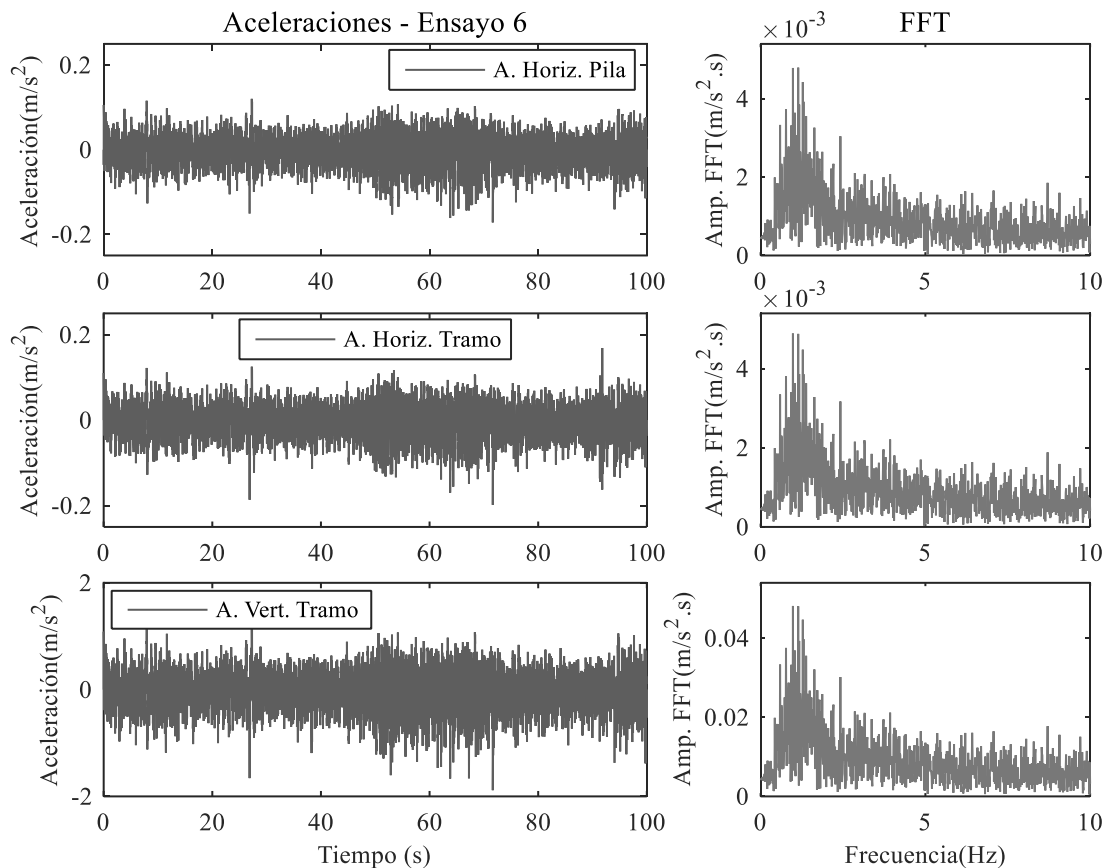


Figura 3.29. Puente calle Boedo, ensayo número 6.

A partir de los registros experimentales, se seleccionan las frecuencias principales que contienen en el dominio de la frecuencia.

Con los datos que aquí se han analizado, las primeras tres frecuencias de vibración que pueden identificarse a partir de los ensayos experimentales se resumen en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8. *Resumen de las primeras tres frecuencias de vibración, Puente calle Boedo.*

N° Modo	Frecuencia		Modo
1°	2,44	Hz	Horizontal
2°	2,98	Hz	Flexión del tablero
3°	4,17	Hz	Torsión longitudinal

3.3. Hipótesis de análisis

El trabajo, de acuerdo con los objetivos planteados y el costo computacional que implica un análisis completo, focaliza su interés en el estudio de la respuesta de los dos puentes seleccionados bajo una excitación transversal, con énfasis en las columnas de los apoyos intermedios. Las acciones que se tienen en consideración son: fuerzas verticales originadas por la gravedad y una serie de registros sísmicos aplicados en dirección transversal. Tanto la componente longitudinal como la vertical de los registros sísmicos no son tenidas en consideración. De esta manera, la

respuesta longitudinal con sus respectivos modos de falla por “descalce” o impacto contra los estribos (*longitudinal pounding*) exceden el alcance y objetivos de la tesis.

La ausencia de la componente vertical de la carga sísmica podría alterar la historia temporal de los esfuerzos axiales de las columnas, los cuales podrían presentar valores máximos de compresión superiores a los determinados, e incluso podría presentarse casos de tracción. Por otra parte, en aquellos casos que involucran superficies de fricción, las fuerzas que se generan dependen del valor de la fuerza normal a la superficie, por lo que los valores que surgen de las simulaciones podrían verse afectados. Este efecto ha sido propuesto para ser estudiado en trabajos futuros.

Los estribos en los extremos de los puentes no han sido modelados, considerando despreciable la deformación del estribo y del suelo circundante en esa zona. Es importante resaltar que los estribos deben ser analizados y adecuadamente diseñados para resistir las fuerzas que le transmite la superestructura del puente, sobre todo en el caso de la rehabilitación con sistemas de aislamiento parcialmente restringido.

Con relación a la fundación de las columnas intermedias, se conoce con certeza que el puente de calle Paso tiene una cota de fundación de 4,0 m por debajo del nivel de terreno natural, a ese nivel se apoya una viga de fundación de 3,50 m x 1,00 m de sección transversal que vincula las tres columnas. Por el lado del puente de calle Boedo, a pesar de no contar con documentación técnica, es esperable que la columna circular presente una fundación a una profundidad similar al caso anterior. Por lo dicho, se asume para el puente de calle Boedo una cota de fundación igual a la del puente de calle Paso.

Si bien estas hipótesis asumidas en los modelos constituyen una limitación respecto al diseño completo de los puentes, se ha considerado que se ajustan a las necesidades requeridas para cumplimentar los objetivos establecidos en el trabajo.

CAPÍTULO 4: MODELO NUMÉRICO LINEAL.

4.1. Comentarios generales

El presente capítulo contiene la representación del puente de calle Paso (Ruta Provincial N°10 – RP10), que fue presentado en el capítulo 3, a través de un modelo de elementos finitos simplificado, cuya estructura es considerada mediante elementos de barra, de comportamiento elástico-lineal. Sobre este modelo se propone una serie de estrategias de rehabilitación estructural que buscan como objetivo mejorar la respuesta sísmica transversal del puente. El mismo constituye una publicación realizada oportunamente (Nanclares et al., 2018). Debido a la característica particular de este puente, cuyo apoyo intermedio es un pórtico de dos vanos, las propuestas planteadas se implementan de acuerdo a las posibilidades que ofrece esta configuración particular. Dado que el puente de calle Boedo dispone de una única columna central, no se ha considerado de utilidad un análisis de este tipo.

El análisis simplificado que se presenta tiene por objetivo evaluar la eficiencia de distintas estrategias de rehabilitación, para la tipología estructural que se presenta. El estudio se basa en la comparación de distintas variables de la respuesta estructural, evaluando el impacto que generan en la respuesta dinámica de la estructura. De acuerdo a las ventajas y desventajas de cada sistema de control que surgen del análisis, se selecciona el dispositivo que se considera más apropiado para el control de la respuesta estructural con el fin de ser implementado en un modelo numérico refinado y así profundizar su estudio.

4.2. Descripción del modelo numérico

El modelo simplificado del puente de calle Paso es resuelto con el programa computacional ANSYS (ANSYS Inc., 2010). Para ello, se usa una combinación de elementos de barra para la estructura principal (BEAM188 de dos nodos con seis grados de libertad por nodo) y elementos de placa (SHELL181 de cuatro nodos con seis grados de libertad por nodo) para el tablero horizontal. La unión entre el tablero y las vigas longitudinales se realiza mediante un algoritmo de contacto con adhesión perfecta (*bonded contact*).

El pórtico intermedio se modela hasta el nivel del terreno natural, es decir, sin contemplar la longitud de las columnas que se encuentran por debajo del suelo, hasta alcanzar la zapata de fundación (Figura 3.3). Por esta razón se considera cierta flexibilidad rotacional en la base de la columna para tener en cuenta la posibilidad de rotación alrededor del eje “X” y del eje “Z” (Figura 4.1), que tiene la sección transversal a nivel del terreno.

En cuanto al apoyo del tablero en los estribos, las vigas principales están apoyadas sobre placas de neopreno, el puente dispone de topes laterales a fin de evitar el descalce de la superestructura. Además, debido a la geometría oblicua de la planta se ha construido una losa de aproximación de forma trapecial con el objetivo de obtener la regularidad de la planta, de tal manera que permita la materialización modular del tablero mediante losas premoldeadas de hormigón. Por lo dicho anteriormente, se asume que el apoyo de la superestructura en los estribos presenta una restricción a desplazarse horizontalmente (dirección “X” y “Z”) provista por los topes antisísmicos descritos. Mientras que la losa de aproximación suministra al tablero de rigidez flexional, en el modelo se contempla un resorte rotacional que tiene en cuenta esta rigidez flexional asumida. Finalmente, para tener en consideración los apoyos de neopreno se incorpora un resorte lineal (COMBIN14), cuya rigidez es considerada a partir de la expresión $E.A/h$. Teniendo en cuenta que las dimensiones de los apoyos son 0,42m x 0,22 m x 0,038m y un módulo elástico de 54 MPa del neopreno, la primera aproximación a la rigidez del resorte resulta de $1,3 \times 10^8$ N/m. Tanto este valor como el correspondiente a la rigidez de los resortes rotacionales se ha ajustado mediante iteraciones a fin de conseguir los modos de vibrar y sus frecuencias asociadas coincidentes con las que se obtuvieron experimentalmente (Tabla 4.1).

La estructura es íntegramente considerada elástica y lineal. La malla del modelo resulta en un total de 4078 elementos y 2102 nodos (Figura 4.1a). Con el objetivo de incorporar al modelo la diferencia de altura existente entre los distintos planos que conforman los elementos estructurales, se incorporan elementos rígidos (indeformables) que actúan transmitiendo los esfuerzos entre los planos ubicados a diferente altura.

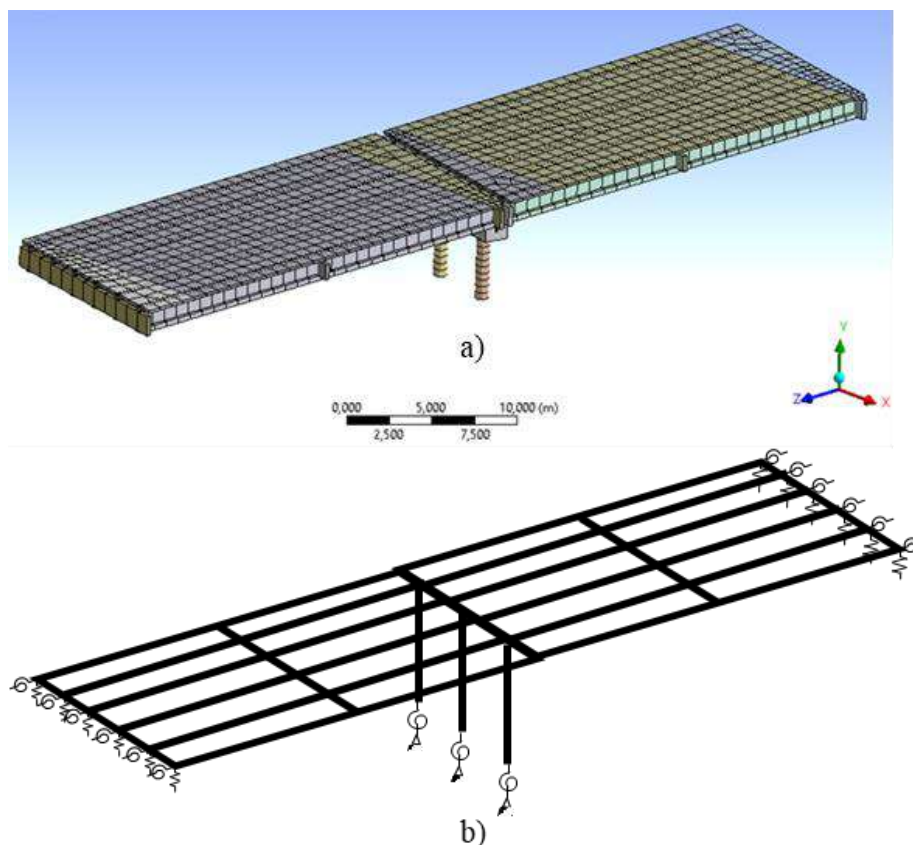


Figura 4.1. (a) Vista isométrica del modelo de elementos finitos. (b) Esquema de modelación de estructura principal y vínculos externos.

Como fue presentado en la sección 3.1.1, el pórtico está materializado con un hormigón H21 mientras que las vigas postesadas con hormigón H30. A los efectos del modelo simplificado se considera un módulo elástico de 21 GPa y 27 GPa para cada tipo de hormigón, respectivamente. En relación a la precompresión de las vigas longitudinales, se introducen como un estado de carga estático inicial de 4250 kN mediante la opción *bolt-prestressed* del programa.

Tabla 4. 1. Rigidez de los resortes empleados en el modelo simplificado.

Elemento	Resorte	Rigidez
Columnas	Rotación	$2,2 \times 10^8$ N.m/rad
Estribo	Rotación	$4,9 \times 10^8$ N.m/rad
Estribo	Traslación vertical	$2,6 \times 10^8$ N.m

Los elementos no estructurales que forman parte del puente son introducidos como una masa adicional, uniformemente distribuida en la superficie horizontal del tablero. Se considera un amortiguamiento de Rayleigh igual al 5% para los dos primeros modos de vibrar (Clough & Penzien, 2003).

Al ajustar los valores de los resortes rotacionales de la base de las columnas y la rigidez axial de los apoyos elásticos, Tabla 4. 1, se logra obtener mediante el análisis modal los modos de vibración y sus valores de frecuencia asociados. Los valores obtenidos numéricamente son comparados con los medidos experimentalmente (Tabla 4.2).

Tabla 4.2. Frecuencias de vibración del modelo simplificado del puente de calle Paso. Comparación con mediciones experimentales.

Modo	Forma modal	Experimental	Numérico	
		Frecuencia (Hz)	Frecuencia (Hz)	Diferencia (%)
1	Horizontal (Dir. "X")	3,68	3,681	+0,02%
2	Flexión	4,24	4,221	-0,45%
3	Torsional	5,47	5,452	-0,33%

4.3. Acciones sobre la estructura

Se consideran las fuerzas verticales, producto de la aceleración de la gravedad tanto del peso propio de los elementos modelados como las masas adicionales que se corresponden con aquellos componentes no estructurales del puente que se han omitido en la modelación. Además, se incorporan como acciones horizontales transversales al eje del puente las aceleraciones de eventos sísmicos reales. Se utilizan el terremoto de Kobe, Japón (1995), estación KJMA; y el de Mendoza, Argentina (1985), Estación LHeras en su componente longitudinal, amplificada por 2,5 para obtener un valor de PGA similar al de Kobe. La elección de estos sismos se encuentra justificada por ser registros de falla cercana, con características impulsivas de pocos ciclos, además de presentar valores de aceleraciones elevadas en coincidencia con el período fundamental del puente. La Figura 4.2 presenta las aceleraciones de los sismos considerados y los espectros de respuesta elástico de cada uno, para un valor de amortiguamiento del 5% del crítico. En el espectro de respuesta elástica se muestra el período correspondiente a la frecuencia del primer modo de vibración ($1/3,70 \text{ Hz} = 0,27\text{s.}$). Dichos sismos se consideran actuantes en dirección transversal del puente, es decir en dirección 'x' según el sistema de coordenadas global que indica la Figura 4.1a.

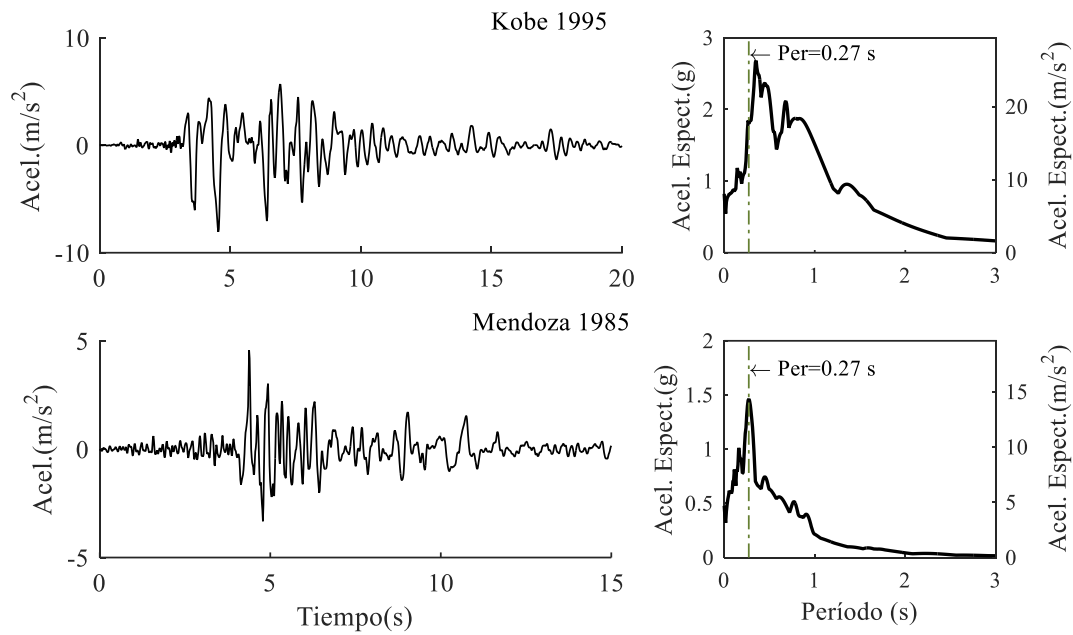


Figura 4.2. Registros sísmicos incorporados al modelo simplificado y sus respectivos espectros de respuesta elástico.

4.4. Respuesta estructural

La respuesta temporal de la estructura obtenida del análisis dinámico (Figura 4.3) es evaluada en términos de: Desplazamientos horizontales del pórtico (u_x), esfuerzo de corte en la columna izquierda (V), reacción horizontal y vertical del apoyo izquierdo (R_h y R_v respectivamente). Los valores máximos de cada variable se identifican en cada caso y se encuentran resumidos en la Tabla 4. 3, además se presenta el valor medio cuadrático (RMS), definido por la ecuación (4.1), de cada curva.

$$x_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2} \quad (4.1)$$

Donde x es la variable evaluada y N es el número total de valores de x .

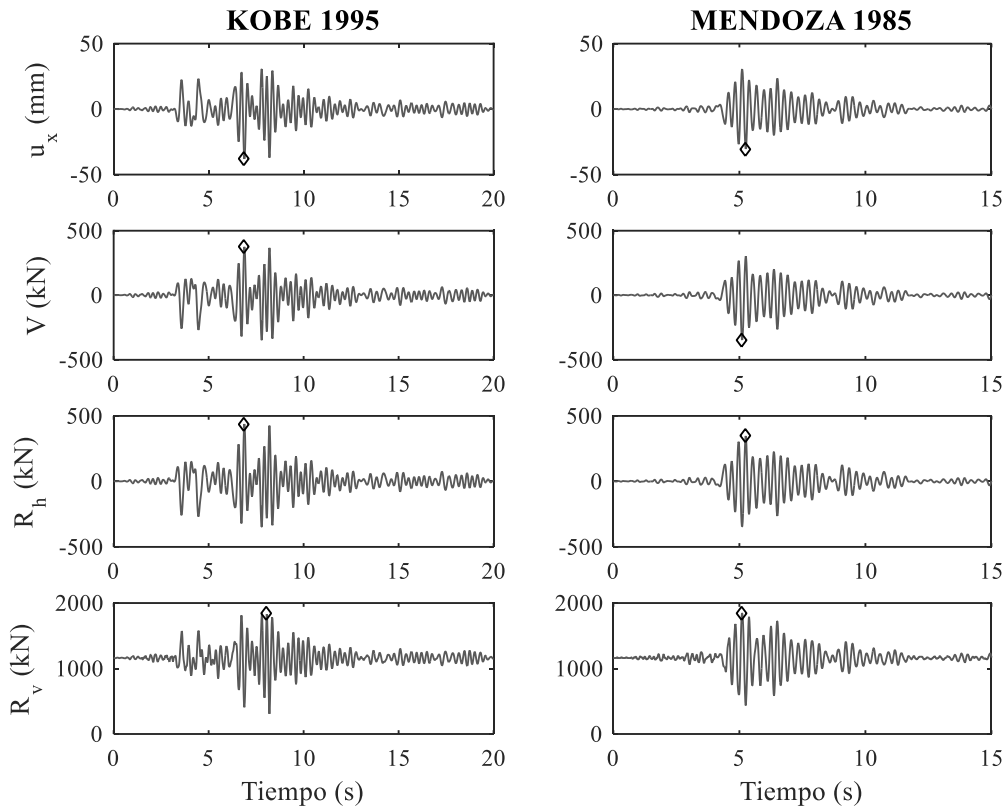


Figura 4.3. Historia temporal de las variables de control para el puente sin sistema de control.

Tabla 4. 3. Resumen de valores máximos y medios cuadráticos de la respuesta dinámica del puente sin controlar.

	u_x (mm)	V (kN)	R_h (kN)	R_v (kN)
Máximo	38,0	374,9	438,4	1813,3
RMS	6,77	72,52	77,62	1170,70

4.5. Estrategias de control de vibraciones estructurales

4.5.1. Rigidización global de la estructura

En primer lugar, se estudia como sistema de control de las vibraciones estructurales el refuerzo de la estructura principal mediante arriostramientos transversales que incrementen la rigidez lateral. La disposición de estos elementos es tal como se indica en la Figura 4.4. Con la configuración indicada, se obtienen dos elementos diagonales de 4,95m de longitud, cuyos extremos se asumen articulados, es decir con libertad de rotar en sus puntos de apoyo. Como contrapartida de la reducción de desplazamientos horizontales del pórtico rigidizado, se generan fuerzas axiales de las diagonales que involucrarán aumentos de la reacción (tanto horizontal como vertical) a nivel del terreno.

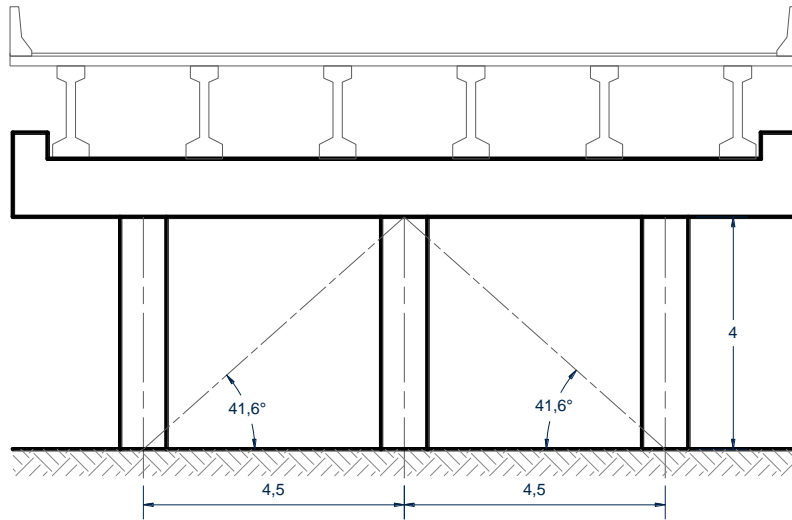


Figura 4.4. Esquema de disposición de diagonales metálicas de rigidización (riostras).

En el modelo a partir del cual se ha evaluado la respuesta estructural se incorporan las diagonales de rigidización como elementos de barra (BEAM188). Se adopta una sección transversal tubular, analizando una variedad de dimensiones del diámetro (ϕ_{ext}) y espesor (t) del mismo. Los máximos desplazamientos horizontales del punto de control, reacción del apoyo de la columna y corte horizontal en la columna son comparados para cada sección en función de la rigidez axial del elemento agregado (Figura 4.5). En la imagen se ha agregado en línea de trazos los valores de cada parámetro correspondientes a la respuesta original del puente sin rigidizar. La variación del desplazamiento horizontal máximo asociado a la rigidez axial de las diagonales, es presentado en la Figura 4.5b en una escala adecuada que permita establecer un criterio de selección. Se advierte una importante reducción del desplazamiento máximo para todas las diagonales evaluadas, la elección de una sección transversal apropiada implica la máxima reducción del parámetro de control con el menor costo posible. Con esto, queda en evidencia que el objetivo de minimizar el costo se contrapone al de disminuir las deformaciones. Una solución de compromiso es adoptar un valor intermedio. De esta forma, se identifica un valor de rigidez a partir de la cual los desplazamientos máximos experimentados por la estructura disminuyen más lentamente, esta razón es un buen argumento de decisión si se considera que aumentando la sección transversal de las diagonales (y consecuentemente su costo) no se obtendrían mejoras sustanciales en la respuesta de la estructura. Por lo antedicho, la sección transversal adoptada es de $\phi = 230$ mm y espesor $t=12.7$ mm ($1/2''$), con una rigidez axial de 350,3 kN/mm. La respuesta temporal del

punto rigidizado se muestra en la Figura 4.6, donde es comparada con la respuesta del puente no rigidizado.

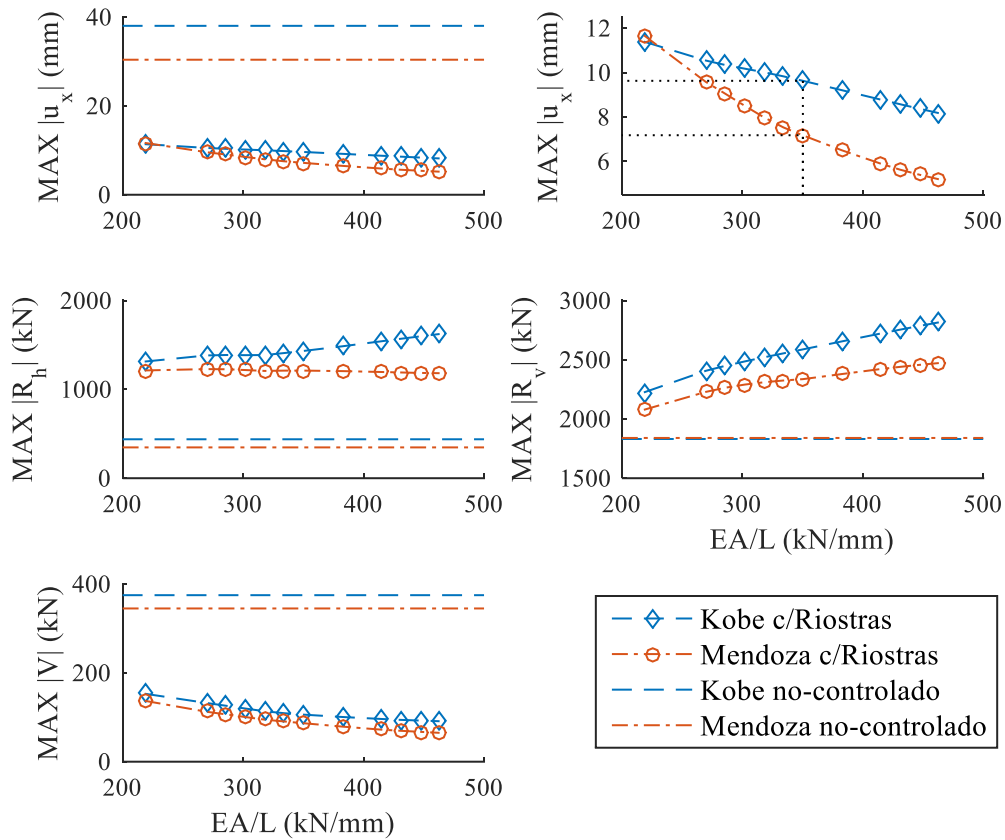


Figura 4.5. Variación de valores máximos registrados en función de la rigidez axial de las riostras de refuerzo. a) Desplazamiento horizontal. b) Escala gráfica ampliada del desplazamiento horizontal, y criterio de selección de la sección transversal adoptada. c) Reacción horizontal del apoyo. d) Reacción vertical del apoyo. e) Corte horizontal en la base de la columna izquierda.

Si bien la rigidización global de la estructura produce importantes reducciones en los desplazamientos horizontales y en el corte de las columnas, la alternativa resulta poco atractiva en virtud del significativo incremento que experimenta la reacción horizontal de los apoyos. Esta solución implicaría, además de la instalación de las riostras, una evaluación y eventual refuerzo del sistema de fundación ya que dichas solicitaciones son mayores al triple de las que se obtuvieron en la respuesta original del puente.

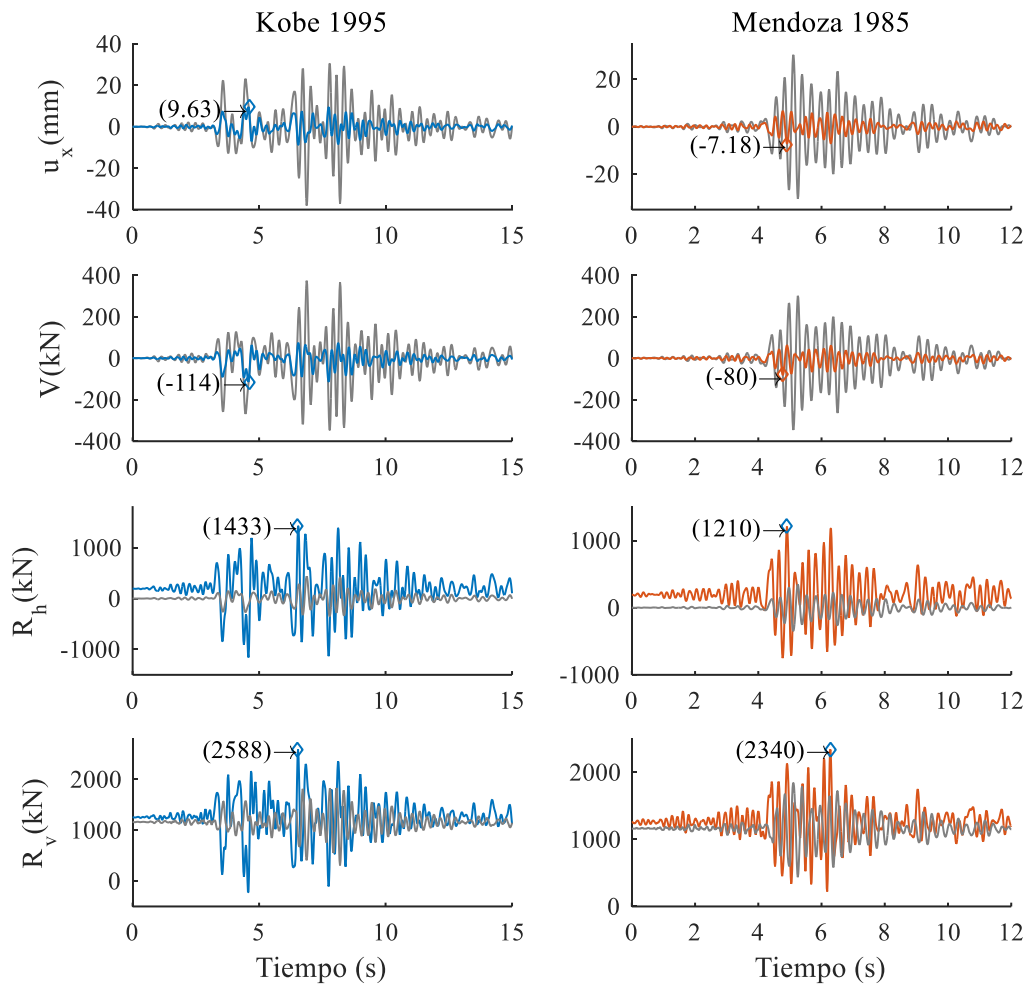


Figura 4.6. Variación temporal de los parámetros de control evaluados para cada sismo considerado en la estructura del puente con riostras de refuerzo.

Por su parte, la fuerza axial a la que se ven sometidas las riostras presenta la variación temporal indicada en la Figura 4.7. Se indica en líneas discontinuas la resistencia de las riostras tanto en tracción como en compresión, acorde a la verificación que se presenta en el Anexo 1.

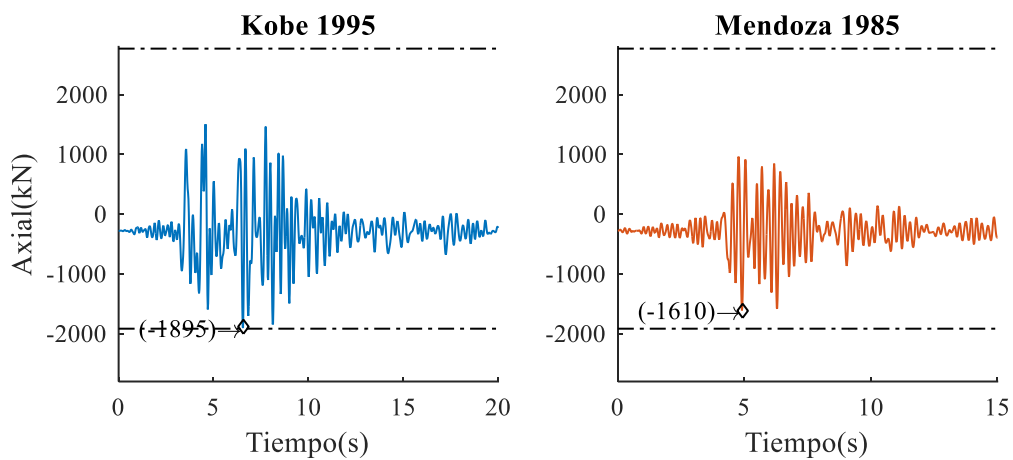


Figura 4.7. Historia temporal del esfuerzo axial en las riostras.

4.5.2. Amortiguador de masa sintonizada (AMS)

Esta estrategia de mitigación de vibraciones estructurales consiste en incorporar a la estructura principal un sistema auxiliar compuesto por una masa, un resorte y un amortiguador. Su funcionamiento y principales características fueron introducidas en la sección 2.4.3.

El AMS queda especificado mediante tres parámetros (Ecuación 4.2) que lo definen: la frecuencia de sintonizado (ω_{AMS}), expresada mediante el factor α que indica la relación de frecuencias respecto a la del sistema estructural principal (ω). Los otros dos factores intervinientes son: relación de masas (μ) y el factor de amortiguamiento relativo del AMS (ξ).

$$\alpha = \frac{\omega_{AMS}}{\omega} ; \mu = \frac{m}{M} ; \xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2 * m * \omega_{AMS}} \quad (4.2)$$

A partir de estas expresiones se puede obtener la frecuencia de sintonización del amortiguador, y consecuentemente a partir de la Ecuación (4.3) es posible determinar la rigidez del resorte (k).

$$\omega_{AMS} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4.3)$$

Existen diversos criterios para determinar los parámetros óptimos del amortiguador. Aquí se comparan los detallados en (Warburton, 1982) para estructuras sin amortiguamiento, excitadas mediante aceleraciones provenientes de acciones sísmicas, Ecuación (4.4).

$$\alpha_{OPT} = \frac{\sqrt{1 - \mu/2}}{1 + \mu} ; \xi_{OPT} = \sqrt{\frac{\mu(1 - \mu/4)}{4(1 + \mu)(1 - \mu/2)}} \quad (4.4)$$

Adicionalmente, se compara con el criterio de Den Hartog (1956), que busca minimizar los desplazamientos máximos en la estructura principal (Soong & Dargush, 1997) de donde surgen las expresiones indicadas en la Ecuación (4.5).

$$\alpha_{OPT} = \frac{1}{1 + \mu} ; \xi_{OPT} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3}} \quad (4.5)$$

En base a estos dos criterios se determina las constantes previamente definidas para una diversidad de valores de μ .

La masa que interviene en la determinación de los parámetros óptimos es la masa efectiva asociada al primer modo, $M=690475$ kg. En el modelo numérico se introduce un elemento MASS21, que es un elemento puntual de seis grados de libertad al que debe definírsele la inercia traslacional y rotacional en caso de que corresponda. El elemento de masa puntual se conecta

mediante un resorte lineal (COMBIN14) a la cabeza de la columna central del pórtico de apoyo intermedio para el tablero.

Cada una de estas combinaciones arroja una respuesta que es analizada a partir del máximo desplazamiento que experimenta el punto de control constituido por el pórtico central. Asimismo, se determina el valor medio cuadrático (*RMS: Root Mean Square*) de la historia de desplazamientos del mismo punto. Los resultados se presentan en la Figura 4.8. En los gráficos se expresa sobre el eje ubicado a la izquierda los valores en unidades de desplazamiento, mientras que sobre el eje de la derecha de cada figura se expresa el valor porcentual de los desplazamientos respecto al máximo desplazamiento que experimenta el puente original.

Se adopta una relación de masas μ de 0,02 ya que para la respuesta frente al registro de Kobe se obtienen los valores mínimos (tanto en desplazamientos máximos como en valores medios cuadráticos). Por su parte, cuando se considera el terremoto de Mendoza, a partir del valor indicado, los parámetros que se comparan disminuyen más lentamente. En cuanto al criterio de sintonización del AMS, se opta por el de Den Hartog. A pesar de que para la relación adoptada no representa un desempeño significativamente mejor, con este criterio se obtienen valores más bajos de rigidez del resorte y coeficiente de amortiguamiento del AMS. La respuesta del puente con el AMS definido se presenta en la Figura 4.9.

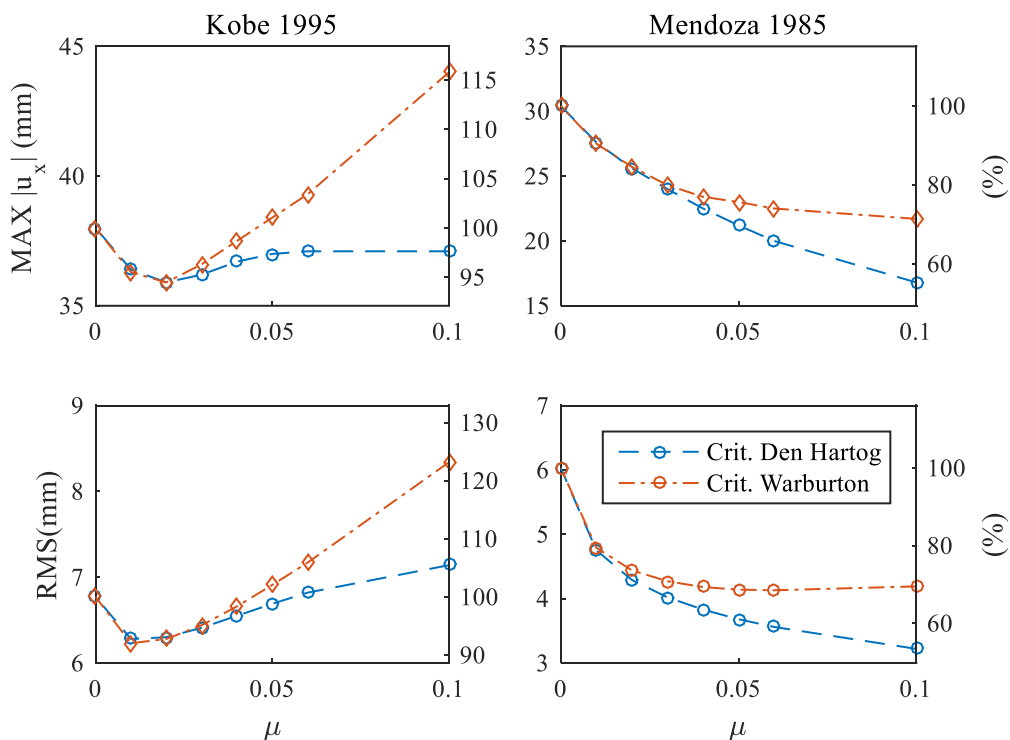


Figura 4.8. Variación del máximo desplazamiento horizontal para cada sismo considerado.

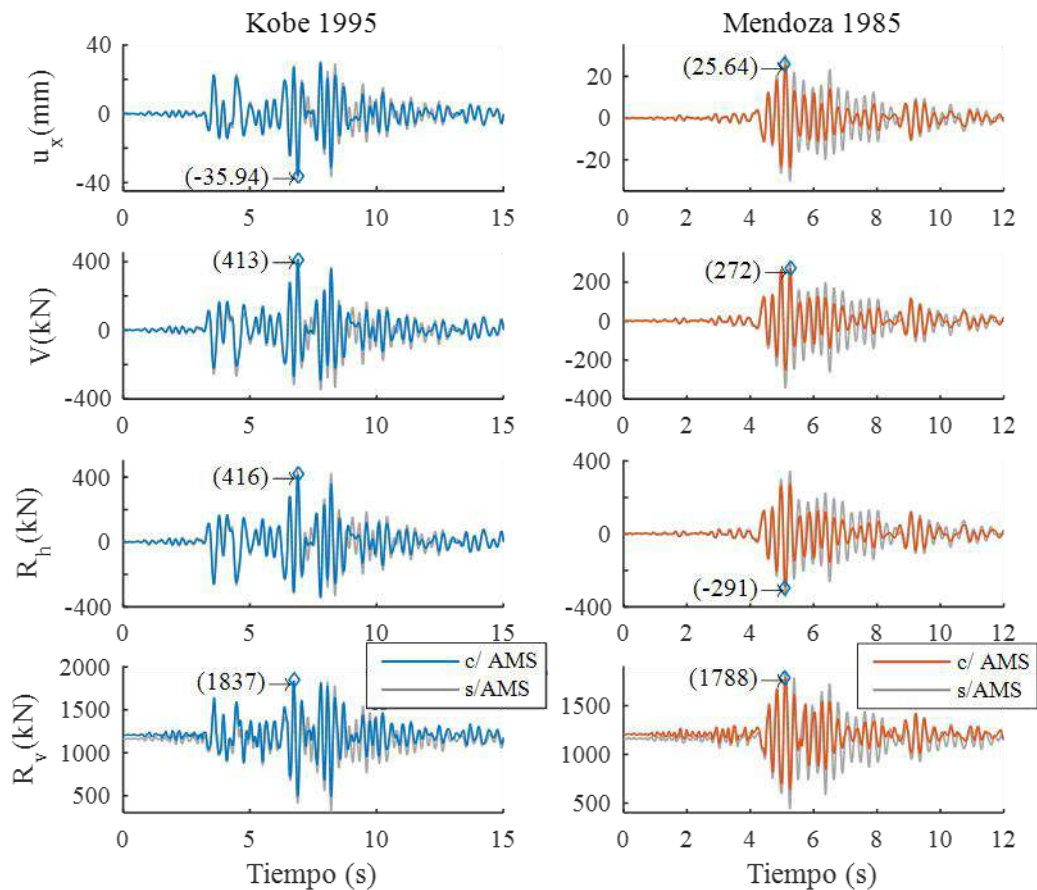


Figura 4.9. Variación temporal de los parámetros de control evaluados para el sismo de Kobe y Mendoza. Estructura con AMS.

4.5.3. Amortiguador de fluido viscoso (AFV)

La tercera medida de control consiste en colocar dos amortiguadores lineales de fluido viscoso en una configuración idéntica a la de las riostras de la propuesta de rigidización global, es decir, en las diagonales del pórtico que conforman las tres columnas del apoyo central del puente.

El modelo macroscópico simplificado que describe la fuerza de amortiguamiento de estos dispositivos lineales es directamente proporcional a la velocidad relativa entre los extremos del amortiguador, tal como se expresa en la Ecuación (4.6).

$$F_D = -C \frac{dx(t)}{dt} \quad (4.6)$$

Siendo C es el coeficiente de amortiguamiento viscoso [N.s/m].

Variando el valor del coeficiente C se comparan en la Figura 4.10 los parámetros de control de la respuesta de la estructura. Se busca el menor coeficiente C posible que provoque la mayor reducción en la variable de control, esto se debe a que el costo del dispositivo está

directamente asociado a la resistencia del amortiguador (la máxima fuerza F_D), (Madhekar & Jangid, 2009).

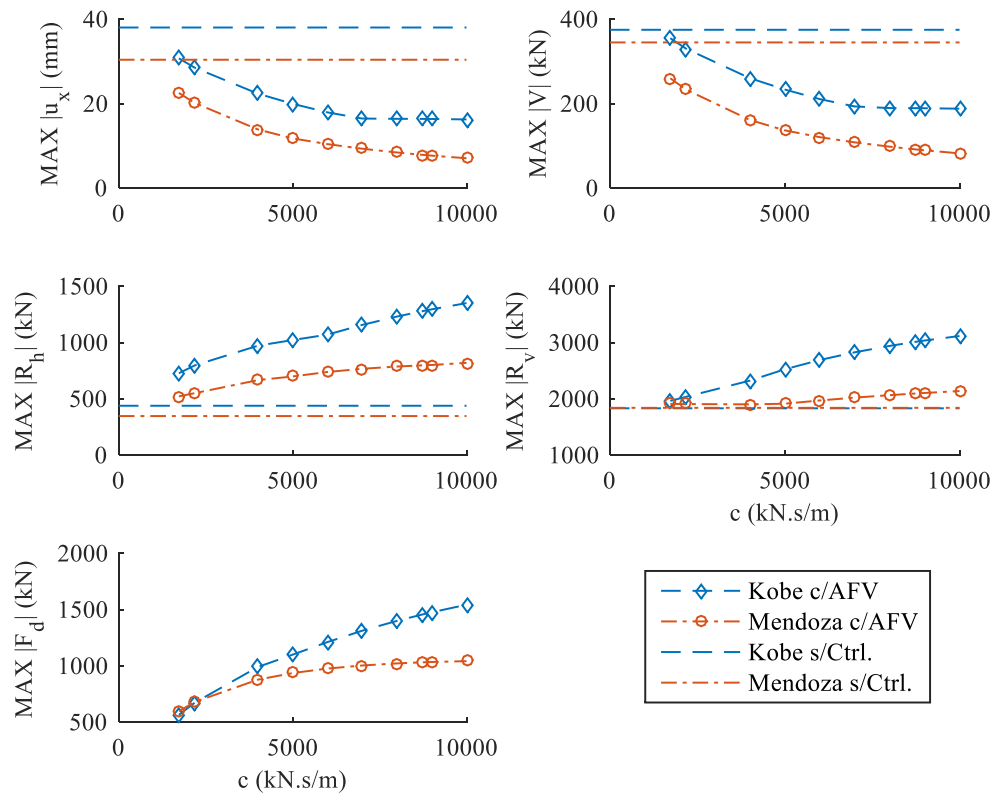


Figura 4.10. Variación de máximos valores experimentados en el puente en función del coeficiente de amortiguamiento C .

Con el propósito de definir las características del disipador, se adopta un coeficiente de amortiguamiento de 4000 kN.s/m, ya que a partir de este valor los desplazamientos máximos y el corte en las columnas se reducen más lentamente. Con esta elección, la respuesta dinámica del puente es la que se muestra en la Figura 4.11. El comportamiento del amortiguador para cada sismo considerado es el que se indica en la Figura 4.12.

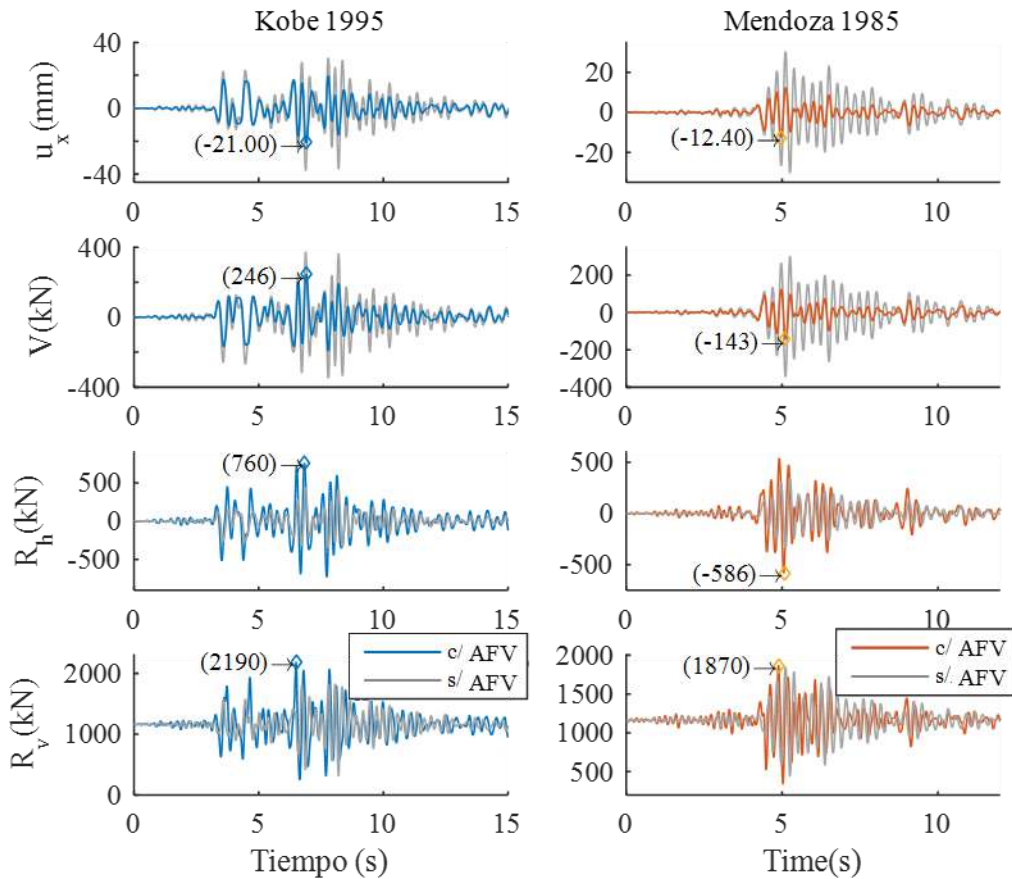


Figura 4.11. Variación temporal de los parámetros de control evaluados para el sismo de Kobe y Mendoza. Estructura con AFV.

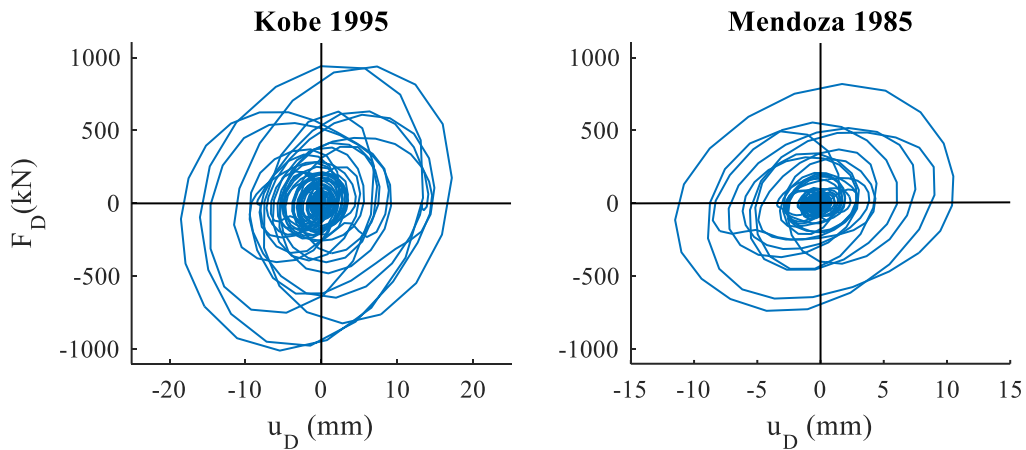


Figura 4.12. Comportamiento cíclico del amortiguador de fluido viscoso para cada registro sísmico.

4.5.4. Disipador metálico

A diferencia de las propuestas anteriores, este caso involucra la disipación histerética por medio de la incursión de deformaciones inelásticas de los elementos que componen el dispositivo, tal como fue detallado en el Capítulo 2. Para el caso en estudio se propone una disposición en la intersección de las diagonales dispuestas en “X” en cada vano del pórtico central, Figura 4.13. En

la literatura, los disipadores metálicos son conocidos por sus siglas en inglés «*Added Damping And Stiffness, ADAS*» (Soong & Dargush, 1997) ya que aportan a la estructura mayor capacidad de disipación, al mismo tiempo que le suministra rigidez lateral.

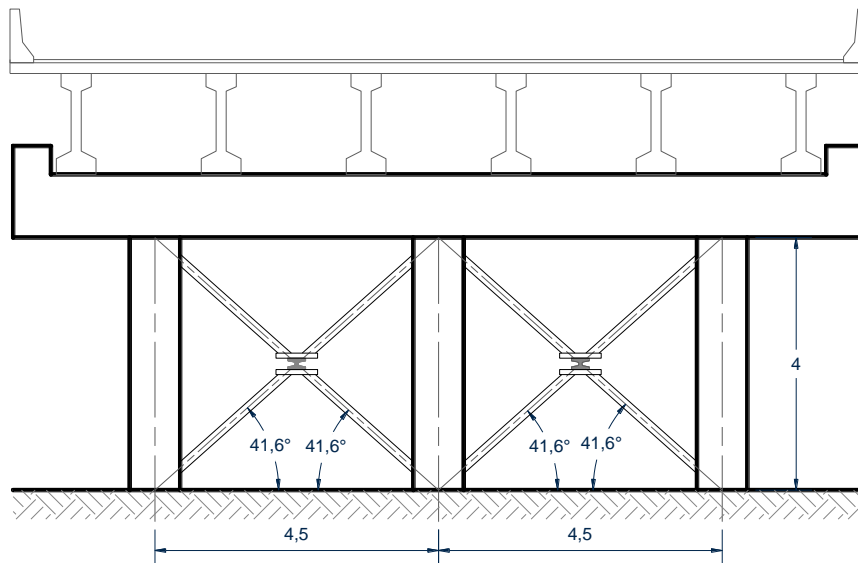


Figura 4.13. Esquema de configuración geométrica para la instalación del disipador metálico.

A los efectos de la modelación numérica, se introduce el disipador metálico como un resorte mediante un elemento discreto (COMBIN39) con comportamiento no-lineal e inelástico, cuya ley constitutiva global queda descrita en la Figura 4.14.

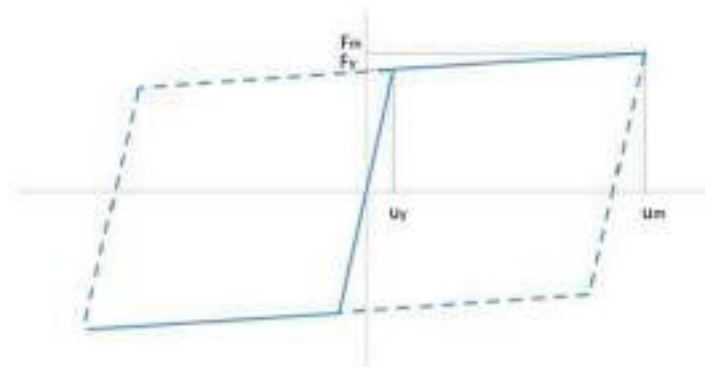


Figura 4.14. Ley constitutiva del elemento discreto no lineal (COMBIN39) que define el disipador metálico en el modelo numérico.

Como criterio de diseño de los disipadores se establece un valor del desplazamiento de fluencia fijo. Existen algunos criterios de diseño para estos dispositivos que establecen un rango del valor del desplazamiento de fluencia en función de la altura de piso (Moreschi & Singh, 2003; Xia & Hanson, 1992), otros autores establecen un valor fijo (Shen et al., 2017) y algunos trabajos realizan una optimización de los parámetros (Ribakov & Gluck, 1999; R. Zhang et al., 2018). En este trabajo se propone un criterio basado en la historia temporal de los desplazamientos del puente no controlado. Para este fin se toma un 20% del valor medio cuadrático de los

desplazamientos producidos en el punto de control de la estructura original. Siendo estos valores para la respuesta al sismo de Kobe: 6,77 mm, y para el sismo de Mendoza: 6,03 mm; el valor de la fluencia del dispositivo se fija en 1,20 mm.

A fin de determinar la resistencia del disipador, se lleva a cabo un análisis paramétrico de la evolución de los valores máximos en las variables de diseño, en función de la resistencia de fluencia del dispositivo metálico. Estos son: desplazamiento horizontal máximo de la estructura (u_x), máximo corte horizontal en una de las columnas del pórtico (V) y reacción horizontal y vertical en el apoyo de la columna del pórtico (R_H y R_V , respectivamente). La variación de dichos parámetros se indica en la Figura 4.15. Adicionalmente, es comparada con los valores máximos que experimenta cada parámetro en la respuesta original del puente sin controlar (en línea de trazos). En consecuencia, se obtienen disipadores con diferente rigidez inicial que intervienen en la respuesta global del puente. En base a los resultados obtenidos se determina un criterio de elección para el disipador metálico estudiado. Con respecto a la rigidez post-fluencia del mecanismo, se supone una pendiente del 1,30% respecto a la elástica inicial, asumiendo una relación de rigideces de orden similar a la determinada por Salem Milani & Diciceli (2016) en su desarrollo de un disipador metálico por torsión.

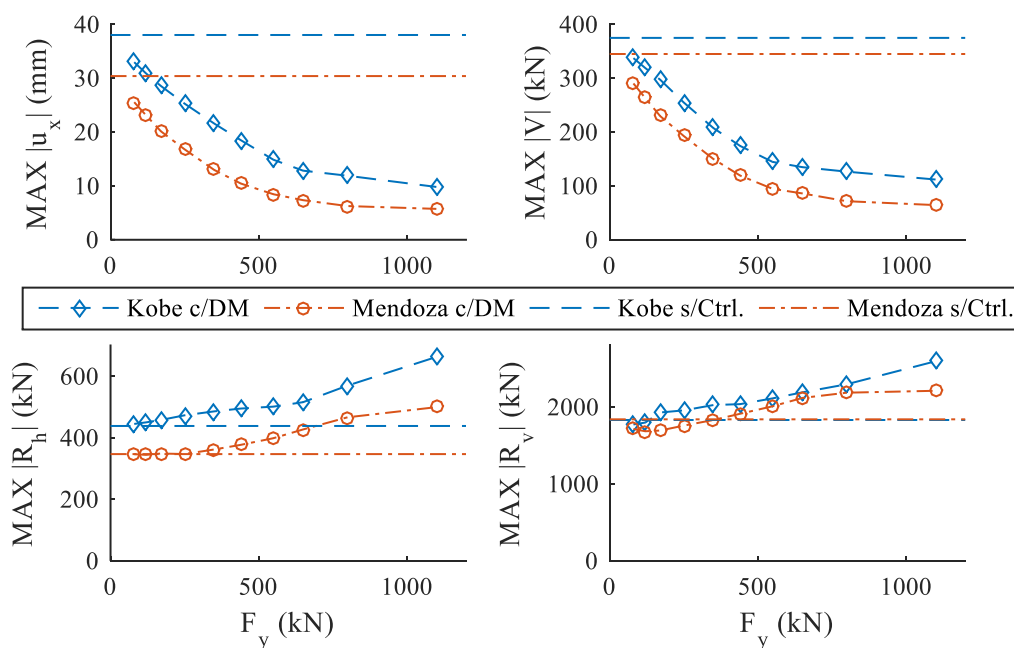


Figura 4.15. Valores máximos de los parámetros de diseño del disipador metálico en función de la resistencia del dispositivo de disipación.

La elección de la resistencia a la fluencia del disipador metálico se establece en base al objetivo perseguido por el sistema de control, esto es obtener la máxima reducción de los desplazamientos horizontales sin incrementar significativamente las reacciones en los apoyos de las columnas. Una fluencia de 550 kN produce una reducción en los desplazamientos del 61% y

72% para el sismo de Kobe y Mendoza respectivamente, a la vez que la máxima reacción horizontal en el apoyo se incrementa para cada uno de los registros considerados en 14% y 15%. Resultando esta opción muy ventajosa por sobre la alternativa de la rigidización global de la estructura. La respuesta temporal del puente con el disipador adoptado se muestra en la Figura 4.16, mientras que la Figura 4.17 presenta la respuesta cíclica del disipador durante la acción sísmica.

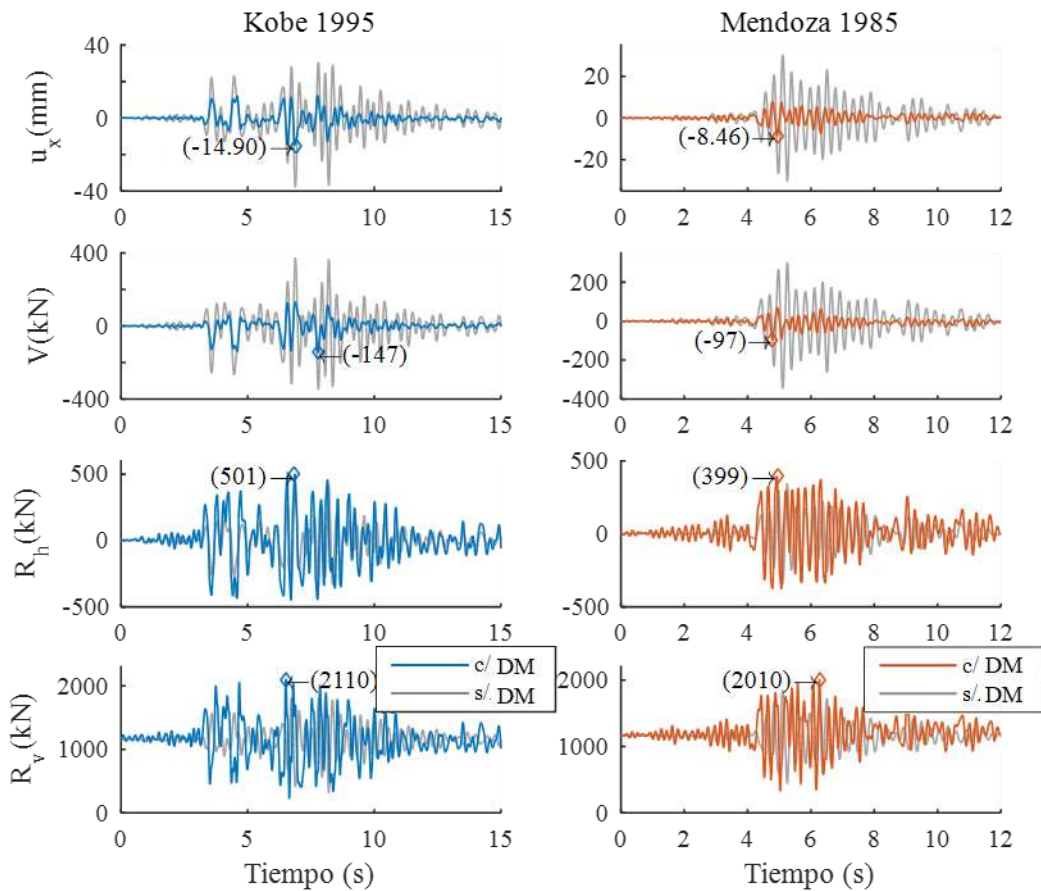


Figura 4.16. Variación temporal de los parámetros de control evaluados para el sismo de Kobe y Mendoza. Estructura con disipador metálico.

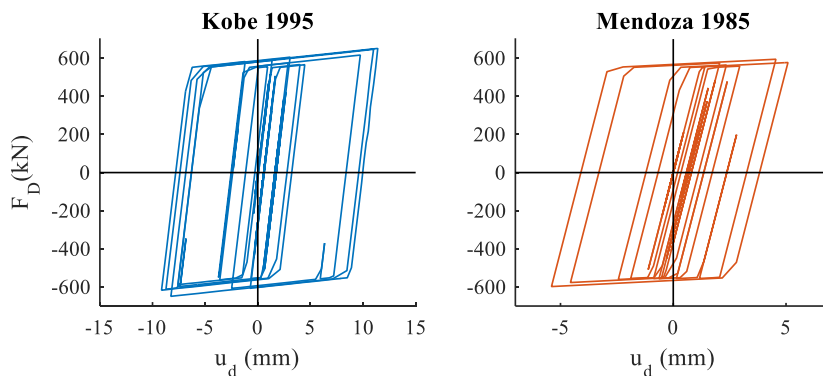


Figura 4.17. Comportamiento cíclico del disipador metálico.

4.6. Comparación de resultados

Contrastando los valores máximos y medios cuadráticos de los parámetros de control presentados en la sección anterior, Tabla 4.4 y Tabla 4.5, se observan algunas particularidades. La Figura 4.18 presenta los valores máximos y RMS obtenidos de la respuesta dinámica del puente original (indicado como “O”) y la compara con los que surgen de evaluar las cuatro propuestas de control de vibraciones analizadas anteriormente (R: Rigidizado, AMS: Amortiguador de masa sintonizada, AFV: Amortiguador de fluido viscoso y DM: Disipador metálico).

Tabla 4.4. Comparación de valores máximos y RMS para la respuesta dinámica de Kobe

	Sismo de Kobe				
	Original	Rigidizado	AMS	AFV	ADAS
u_x (mm)	38,0 -	9,63 25%	35,94 95%	21 55%	14,9 39%
RMS u_x (m)	6,77 -	2,02 30%	6,3 93%	4,32 64%	2,66 39%
V (kN)	374,9 -	113,89 30%	413,4 110%	246 66%	145,7 39%
RMS V (kN)	72,52 -	21,55 30%	67,38 93%	46,07 64%	27,9 38%
R_h (kN)	438,35 -	1433 327%	415,96 95%	760 173%	501,3 114%
RMS R_h (kN)	77,62 -	345,04 445%	72,42 93%	142,8 184%	128,3 165%
R_v (kN)	1813,3 -	2587,8 143%	1837,2 101%	2190 121%	2112,4 116%
RMS R_v (kN)	1170,7 -	1287,5 110%	1213,9 104%	1176,8 101%	1158 99%

Tabla 4.5. Comparativa de valores máximos y RMS para la respuesta dinámica de Mendoza.

	Sismo de Mendoza				
	Original	Rigidizado	AMS	AFV	ADAS
u_x (mm)	30,4 -	7,18 24%	25,64 84%	12,4 41%	8,5 28%
RMS u_x (m)	6,03 -	1,53 25%	4,29 71%	2,26 37%	1,56 26%
V (kN)	345 -	80,2 23%	271,7 79%	143 41%	95,7 28%
RMS V (kN)	64,28 -	15,93 25%	45,92 71%	24,06 37%	15,9 25%
R_h (kN)	347 -	1210 349%	291,13 84%	586 169%	398,7 115%
RMS R_h (kN)	68,47 -	290,74 425%	48,72 71%	97,6 143%	103,9 152%
R_v (kN)	1840 -	2340 127%	1787,5 97%	1870 102%	2009,7 109%
RMS R_v (kN)	1170,8 -	1273,3 109%	1211,6 103%	1169,9 100%	1229,6 105%

Como primera observación, se destaca el sistema de control de vibraciones provisto por el disipador metálico como el más eficiente en términos generales produciendo disminuciones muy significativas en picos de valores máximos y en valores medios cuadráticos (Figura 4.18a y b), al mismo tiempo que el resto de las solicitaciones comparadas no se ven incrementadas de manera trascendental.

De la comparación realizada, es destacable la excelente respuesta que se obtiene con la rigidización global en términos de desplazamientos y corte en columnas, pero esta opción no puede evaluarse como alternativa viable debido al fuerte aumento en las solicitaciones que se obtiene en los apoyos. En este aspecto, es válido destacar que el modelo numérico ha sido realizado hasta el nivel de suelo y el efecto de la fundación se ha considerado incorporando resortes que representan la capacidad de deformación. Todo el análisis que se ha desarrollado ha involucrado como parámetro de control la reacción horizontal del apoyo. Esta componente horizontal de la fuerza en el vínculo será transmitida a la fundación mediante corte en la columna, con lo que el incremento en dicho parámetro es sumamente alarmante en relación a la capacidad resistente de la estructura. Lo antedicho puede ser solucionado considerando una fundación independiente de la estructura principal en el sistema de rigidización diagonal, a pesar de evitar el aumento en el corte de la columna esta alternativa podría elevar de manera desproporcionada el costo de construcción de dicha opción. Asimismo, la ejecución de una viga de arriostramiento

a nivel del terreno podría dar solución al mencionado incremento de corte en la columna debido a la fuerza horizontal de la riostra. En este caso, debería diseñarse cuidadosamente la unión entre la estructura existente y la solución propuesta, como así también, estudiar en profundidad el efecto en las solicitaciones de corte que podría generar en la fracción soterrada de la columna.

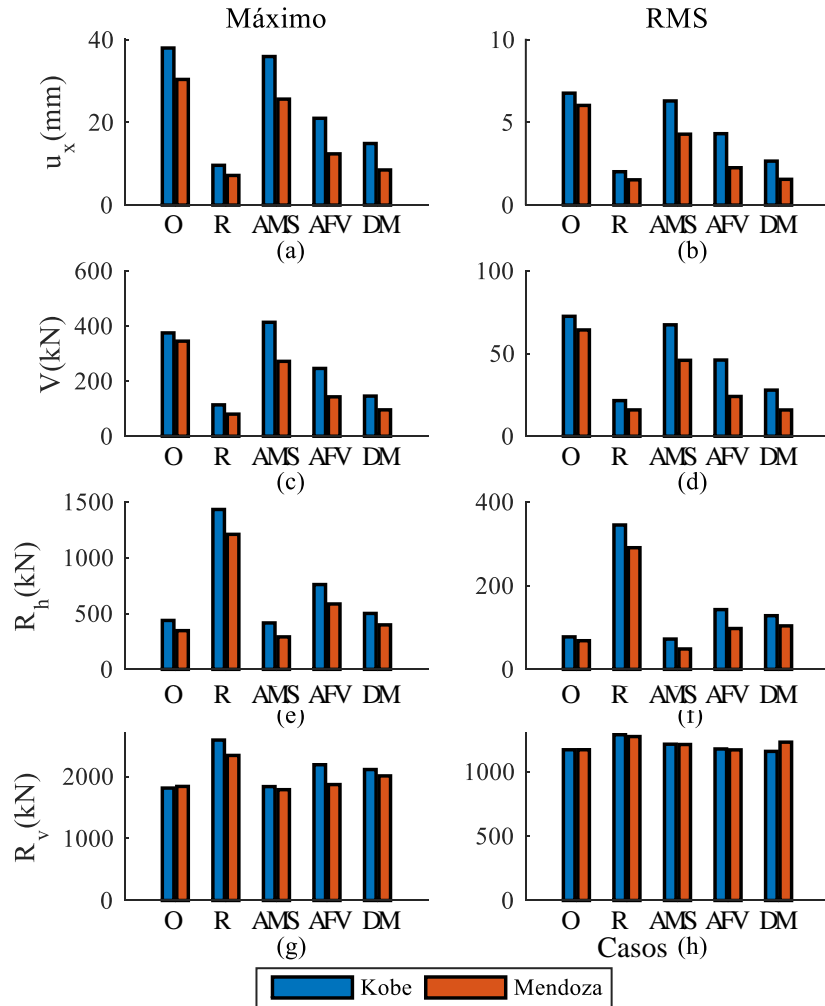


Figura 4.18. Comparación de valores máximos y valores medios cuadráticos de los parámetros de control para cada propuesta de control de vibraciones analizada. Caso 1: Sin control. Caso 2: Rigidizado. Caso 3: Amortiguador de masa sintonizada. Caso 4: Amortiguador de fluido viscoso. Caso 5: Disipador metálico

Como solución intermedia se ubica la propuesta de uso de amortiguadores de fluido viscoso. En la respuesta se obtienen reducciones importantes de desplazamientos y corte en columnas, aunque los apoyos se ven fuertemente solicitados en dirección horizontal y vertical. A pesar de lo antedicho, el incremento en las demandas a nivel de fundación no es tan elevado como en el caso de la rigidización global, particularmente en la componente horizontal de la reacción.

Finalmente, la alternativa del amortiguador de masa sintonizada no aporta reducciones considerables en los parámetros que se intentan controlar. De hecho, es la opción que menor disminución presenta de todas las estrategias comparadas.

En virtud de que se ha seleccionado al disipador metálico como la alternativa más eficiente de rehabilitación, resulta de interés evaluar su implementación en un modelo numérico más refinado. Por esta razón, se descartan las demás propuestas y se incorpora el disipador metálico, con las propiedades que aquí se han determinado, en un modelo tridimensional no lineal que es presentado en el Capítulo 5 y cuyos resultados son analizados en el Capítulo 6.

CAPÍTULO 5: MODELO NUMÉRICO NO LINEAL.

5.1. Comentarios generales

Los dos puentes seleccionados en el Capítulo 3 son analizados a partir de un modelo numérico no lineal, con un alto nivel de detalle que es abordado en el presente capítulo. De acuerdo a los objetivos planteados en esta tesis, en un primer paso, deben determinarse las acciones que produzcan el colapso de los puentes frente a acciones sísmicas laterales. Por este motivo, se elige una serie de registros sísmicos reales que son capaces de introducir aceleraciones horizontales significativas. Adicionalmente, se pretende minimizar el costo computacional en las simulaciones numéricas, por lo que se selecciona una fracción de cada registro para el análisis dinámico.

Se evalúa rehabilitar la estructura de cada puente a fin de evitar el colapso estructural, que es determinado a partir de la historia temporal del esfuerzo axial de la columna estudiada. En el momento en que dicha columna monitoreada es incapaz de soportar esfuerzos axiales se considera que la estructura ha colapsado. Adicionalmente, se busca reducir los desplazamientos máximos y las solicitaciones en los elementos estructurales. Es válido aclarar que la elección de ambos puentes está fundada en la intención de conseguir una mayor generalidad en el estudio. Por este motivo, cada ejemplar analizado tiene particularidades que lo distingue del otro, con lo cual algunas opciones de rehabilitación podrán ser válidas para un puente e inaplicables para el restante. Teniendo en cuenta las características principales de cada uno, se presentan dos alternativas para implementar en cada puente.

Como primera medida se evalúa el comportamiento de los puentes con un aislador de superficie deslizante ubicado en el apoyo intermedio, del tipo P-F (*Pure-Friction*) que es el sistema más simple de implementar en puentes existentes. Los apoyos extremos en los estribos no se alteran constituyéndose en un puente parcialmente restringido (*PRSI*) (Tsai, 2008; Tubaldi & Dall'Asta, 2011, 2012), ya que se intenta no modificar su trazado planimétrico ni altimétrico. En este sentido, disponiendo una zona de contacto entre la infraestructura y superestructura, con los materiales seleccionados se consigue un apoyo deslizante donde actúan las fuerzas originadas por la fricción. Como se indicó en el Capítulo 2, los sistemas P-F operan en un rango amplio de frecuencias, por lo que su efectividad es verificada para distintas acciones sísmicas (Jangid, 2005).

Como se mencionó en la sección (2.3.1), en la implementación de aisladores mediante superficies deslizantes debe considerarse un dispositivo o un mecanismo que proporcione las fuerzas de recentrado, acorde a lo señalado por Priestley et al. (1996).

Por otro lado, como es tratado más adelante, se evalúa para cada puente una propuesta de rehabilitación apropiada para su configuración.

5.2. Descripción del modelo no lineal

Los puentes son representados por un modelo de elementos finitos y resueltos con el código explícito del software LS-DYNA (Hallquist, 2006). Se definen dos niveles de detalle, tanto en la técnica de modelado como en el mallado: En la infraestructura de los puentes se focaliza la mayor atención del estudio, por lo tanto, se emplea un criterio más minucioso. De esta manera, tanto en las columnas como en el apoyo intermedio de cada puente se utiliza una malla más refinada que el resto. Las zonas de hormigón armado de mayor interés se representan mediante una combinación de elementos sólidos para el hormigón y elementos de barra para la armadura de refuerzo, mientras que en el resto de la estructura se emplea una armadura uniformemente distribuida (*smearred reinforcement*) en elementos discretos de mayor tamaño.

El hormigón es introducido a través de elementos sólidos hexaédricos de tensión constante y un punto de integración (a veces, referidos como elementos sub integrados). Estos elementos con integración reducida son susceptibles a experimentar estados de deformaciones no físicos o espurios denominados *Modos de Hourglass*, los cuales no tienen energía asociada y producen una distorsión en la malla. Para evitar este fenómeno se define un algoritmo de estabilización de Flanagan-Belytschko proporcional a la rigidez con integración exacta en el volumen (Flanagan & Belytschko, 1981; LSTC, 2017a). La armadura de refuerzo se modela con elementos tipo viga de dos nodos con una formulación de Hughes-Liu. La unión entre hormigón y barras de acero de refuerzo se considera idealmente adherida compartiendo los nodos coincidentes de los elementos sólidos y los elementos de barra. Por lo tanto, no se considera deslizamiento de las barras de acero dentro de la masa de hormigón.

La no linealidad del hormigón en conjunto con la degradación, tanto de resistencia como de rigidez, que éste experimenta frente a cargas dinámicas reversibles, puede provocar grandes distorsiones en la malla generando reducciones del paso de tiempo de cálculo que significan enormes costos computacionales. Otro perjuicio que podría generar la fuerte no linealidad en el modelo es la de un bloqueo en la solución por errores numéricos. Frente a este escenario existe la posibilidad de tener en consideración un criterio de erosión. Esta herramienta remueve de la malla a los elementos que cumplen con ciertas condiciones definidas. A pesar de que con la técnica de erosión puede simularse la pérdida de recubrimiento o el estallido del hormigón en compresión, debe considerarse como una herramienta numérica para evitar los inconvenientes antes mencionados. Existen numerosos criterios para tener en cuenta la erosión: algunos basados en deformaciones, tensiones, medidas del daño, u otros más inusuales como el mínimo paso de

tiempo (*time step*) de la simulación explícita (Luccioni et al., 2013). El programa utilizado en la resolución numérica cuenta con una gran variedad de criterios de erosión.

El modelo constitutivo considerado para representar el hormigón, denominado WINFRITH, fue desarrollado por Broadhouse & Nielson (1987) para predecir estructuras de hormigón armado sometidas a cargas de impacto y posteriormente implementado en LS-DYNA3D (Broadhouse, 1995). El comportamiento tensional es linealmente dependiente de las deformaciones hasta alcanzar la superficie de falla (F) definida por el criterio de Ottosen (1977). La superficie de fluencia está determinada en función de las invariantes del tensor de tensiones (Ecuación 5.1) en el espacio de las tensiones principales, y tiene una forma de paraboloides orientada sobre el eje de tensiones octaédricas o hidrostáticas. Su forma cambia desde triangular con aristas redondeadas (Figura 5.1) a circular, expandiéndose con el aumento de la tensión octaédrica. Este fenómeno puede interpretarse como un aumento de la resistencia debido al confinamiento.

$$F(I_1, J_2, \cos 3\theta) = a \frac{J_2}{f'_c} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f'_c} + b \frac{I_1}{f'_c} - 1 \quad (5.1)$$

Donde I_1 es el primer invariante del tensor de tensiones principales. J_2 : Segundo invariante del tensor de tensiones desviadoras. f'_c : Resistencia característica a compresión uniaxial del hormigón. a y b : Parámetros que definen la forma de la superficie de fluencia. Mientras que λ es una función del ángulo de Lode (θ), definido por la Ecuación 5.2.

$$\lambda(\cos 3\theta) = \begin{cases} k_1 \cos \left[\frac{1}{3} \cos^{-1}(k_2 \cos 3\theta) \right] & \text{for } \cos 3\theta \geq 0 \\ k_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(-k_2 \cos 3\theta) \right] & \text{for } \cos 3\theta < 0 \end{cases} \quad (5.2)$$

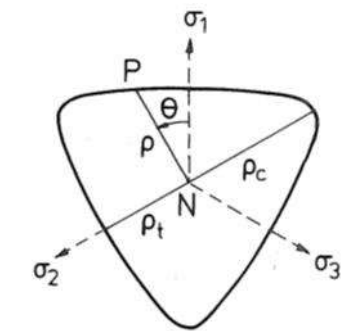


Figura 5.1. Superficie de falla definida en la modelación constitutiva del hormigón (Ottosen, 1977)

La falla en tracción uniaxial produce la formación de una fisura en el plano perpendicular. A partir de allí, la resistencia decae con una ley lineal hasta que finalmente la resistencia toma un valor nulo cuando iguala al ancho máximo de fisura, que debe ser definido por el usuario. Al incrementarse el ancho de las fisuras, también se ve reducida la capacidad de transmitir tensión

de corte en dicho plano. La falla por compresión triaxial produce instantáneamente tres fisuras cerradas, de manera que el material no tiene capacidad de soportar tensiones frente a descargas. El ablandamiento del material es tenido en cuenta en los elementos que alcanzan la falla reduciendo el módulo de corte a medida que se desarrollan las fisuras (Broadhouse, 1995).

En su implementación en el software LS-DYNA, el material descrito anteriormente queda definido por cuatro propiedades: resistencia uniaxial a compresión y a tracción, tamaño máximo de los agregados y ancho máximo de fisuras. Los tres primeros valores son datos intrínsecos del hormigón que se quiere representar, mientras que el ancho de fisura está asociado a la energía de fractura por lo que requiere una calibración contrastando resultados experimentales.

El material aquí presentado también admite la definición de la armadura de refuerzo uniformemente distribuida en grupos de elementos discretos específicos (*smearred rebar model*). El acero modelado de esta manera presenta compatibilidad de deformaciones con el elemento de hormigón que lo contiene, lo que implica una adherencia perfecta entre el hormigón y el acero cuando los elementos no están fisurados. Las tensiones se determinan a partir de una relación tensión-deformación bilineal que el usuario ingresa como dato de entrada, con endurecimiento post fluencia (Broadhouse, 1995). La manera de introducir la armadura es a partir de la definición de las cantidades de acero, como la relación de área de acero de refuerzo referida al área de la sección transversal de cada elemento. Esta opción es implementada para modelar los sectores de los puentes que requieren menos detalle, o donde se espera que no ocurra un daño significativo.

Por otra parte, para representar el acero de refuerzo en los sectores más detallados, se hace uso de elementos de viga (*ELEMENT_BEAM), con un material elástico-plástico con relación bilineal y endurecimiento cinemático (*MAT_003 PLASTIC_KINEMATIC). La elección de este tipo de endurecimiento es debido a la naturaleza reversible de las acciones externas, la cual requiere de un modelo que sea capaz de captar el efecto Bauschinger en la fluencia de los metales frente a cargas cíclicas. Este efecto es representado por el modelo de endurecimiento cinemático, ya que el radio de la superficie de fluencia, representada en el espacio de tensiones principales, se mantiene constante y se traslada el centro en la dirección de la deformación plástica. El modelo considerado es el desarrollado por Krieg & Key (1976). La definición del material es a partir de sus propiedades elásticas (módulo elástico, coeficiente de Poisson), la tensión de fluencia y el módulo de elasticidad post fluencia. El modelo constitutivo utilizado para representar el acero muestra la misma respuesta en tracción y compresión, por lo que este modelo material no contempla el pandeo de los elementos por sí mismo. Sin embargo, el modelo numérico admite grandes deformaciones y grandes desplazamientos. Por lo tanto, el fenómeno de pandeo en los elementos de viga es reproducido en la simulación. Esta situación, conforme a la hipótesis

asumida para simular la adherencia entre las barras y el hormigón, está sujeta a la erosión de los elementos sólidos circundantes a la barra. Ya que, al compartir los nodos de la malla, la compatibilidad de deformaciones entre ambos es completa.

Los valores adoptados para los materiales se detallan en la descripción de cada puente analizado.

5.2.1. Parámetro de fisuración del hormigón.

El modelo WINFRITH de hormigón requiere definir el máximo ancho de fisura. Este parámetro representa el tamaño de apertura de la fisura para el cual los elementos dejan de transferir esfuerzos de corte y esfuerzos normales. El valor utilizado en las simulaciones se extrae de la calibración numérica realizada por Domizio (2015). En el trabajo citado se contrasta los resultados experimentales de un pórtico de hormigón armado de un nivel, sometido al registro sísmico de Viña del Mar del año 1985, el cual es aplicado a través de la mesa vibratoria en el laboratorio de la Universidad de Berkeley, California (Elwood & Moehle, 2003). El modelo experimental es un pórtico de un nivel y dos vanos, cuyo hormigón presenta una resistencia promedio de 24,5 MPa, debido a la similitud con el pórtico intermedio del puente de calle Paso, tanto de la estructura como de los materiales, se adoptan los valores calibrados por Domizio (2015) en el modelo numérico. Por otro lado para el puente de calle Boedo, también se adopta la calibración hecha por Domizio (2015) a pesar de que se ha asumido un hormigón de 15 MPa de resistencia. Su validez ha sido verificada evaluando, por medio de una simulación, la respuesta estructural en términos de desplazamiento y corte del pórtico ensayado (Elwood & Moehle, 2003) admitiendo como resistencia del hormigón la utilizada en el mencionado puente.

La calibración se resuelve evaluando la respuesta numérica del pórtico de hormigón armado en términos de desplazamientos horizontales (Figura 5.2) y corte en la base de la columna (Figura 5.3), considerando cinco valores de ancho de fisura (0,20mm, 0,15mm, 0,10mm, 0,05mm y 0,02mm). Adicionalmente, se evaluó el pico o valor máximo, el valor medio cuadrático y el factor de correlación cruzada (R , definido por la Ecuación 5.3) para determinar el grado de similitud entre las curvas, tanto para los desplazamientos (Figura 5.4) como para el corte (Figura 5.5). Finalmente se concluye que un ancho de fisura de 0,02mm reproduce con mejor aproximación los resultados experimentales.

$$R = \frac{\sum_i a_{exp}[t_i] \cdot a_{num}[t_i]}{\sqrt{\sum_i a_{exp}[t_i]^2 \cdot a_{num}[t_i]^2}} \quad (5.3)$$

Donde: a_{exp} y a_{num} son los valores experimentales y numéricos respectivamente, de la variable evaluada en el instante t_i .

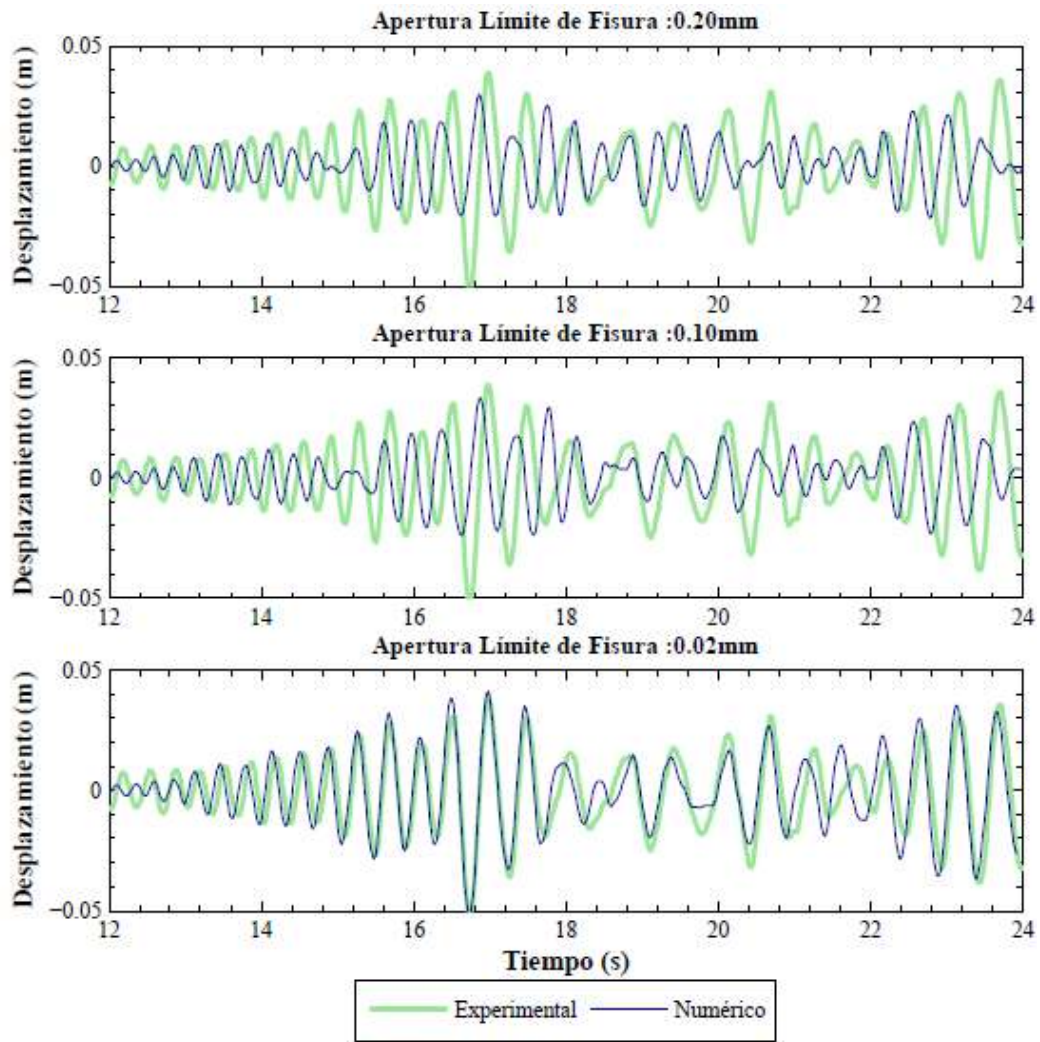


Figura 5.2. Comparación numérico-experimental de los desplazamientos horizontales. Parámetro de fisuración (Domizio, 2015).

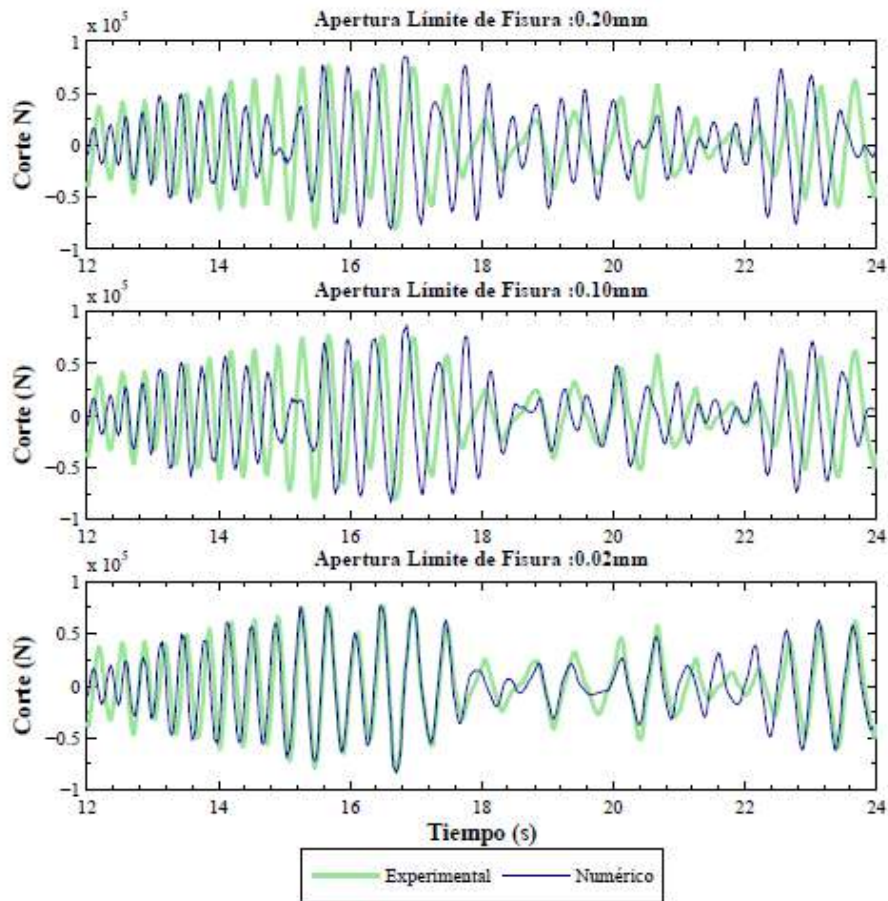


Figura 5.3. Comparación numérico-experimental del corte en la base de la columna. Parámetro de fisuración (Domizio, 2015).

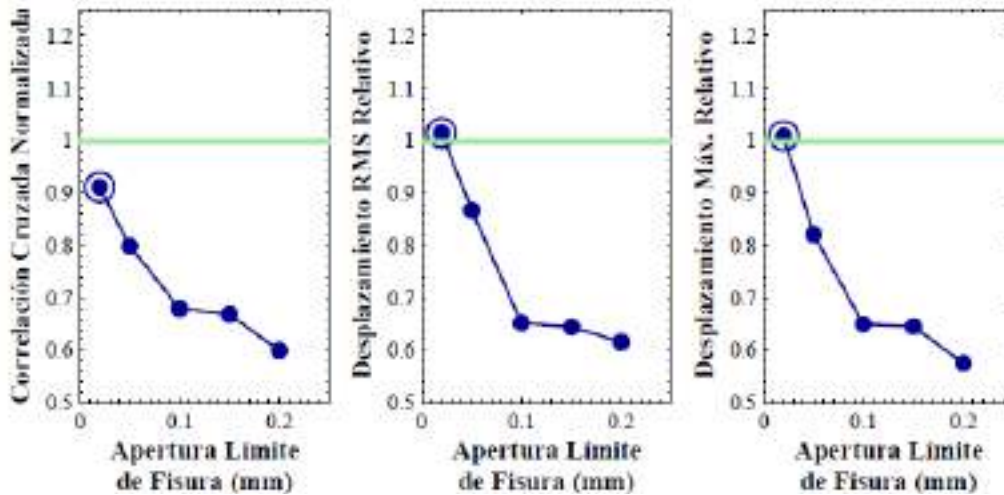


Figura 5.4. Resumen comparación numérico experimental para los desplazamientos horizontales. Parámetro de fisuración (Domizio, 2015).

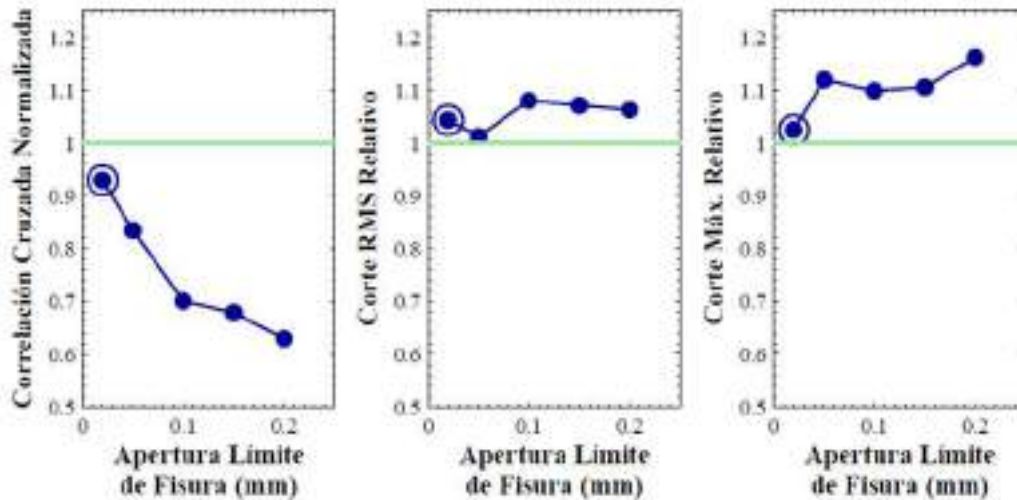


Figura 5.5. Resumen comparación numérico experimental para el corte basal de la columna. Parámetro de fisuración (Domizio, 2015)

5.2.2. Parámetro de erosión

En este trabajo se selecciona un límite superior a la máxima deformación efectiva (ε_{eff}) definida por la Ecuación 5.4 (LSTC, 2017a), donde ε_{eff} es la deformación efectiva y ε_{ij}^{dev} las componentes del tensor desviador de las deformaciones.

$$\varepsilon_{eff} = \sum_{ij} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \varepsilon_{ij}^{dev} \cdot \varepsilon_{ij}^{dev}} \quad (5.4)$$

Al igual que para el parámetro de fisuración del hormigón, Domizio (2015) presenta una comparación de los desplazamientos horizontales (Figura 5.6) y del corte en la columna (Figura 5.8) para distintos valores de deformación efectiva límite (0.02, 0.03, 0.04, 0.05 y 0.06). En este caso, las curvas se extienden hasta los 30 segundos de duración que es cuando se produce la degradación del hormigón más marcada. Tanto para la historia temporal de los desplazamientos (Figura 5.7) como para el corte basal (Figura 5.9). Se evalúa la correlación cruzada normalizada, el valor medio cuadrático relativo y el valor máximo relativo; que producen los distintos límites de erosión que se han sometido a estudio.

A partir de los resultados graficados se determina que un valor límite en la deformación efectiva del 3% produce la mayor semejanza entre las respuestas numéricas y experimental en términos de desplazamientos horizontales y corte en la base de la columna (Domizio, 2015).

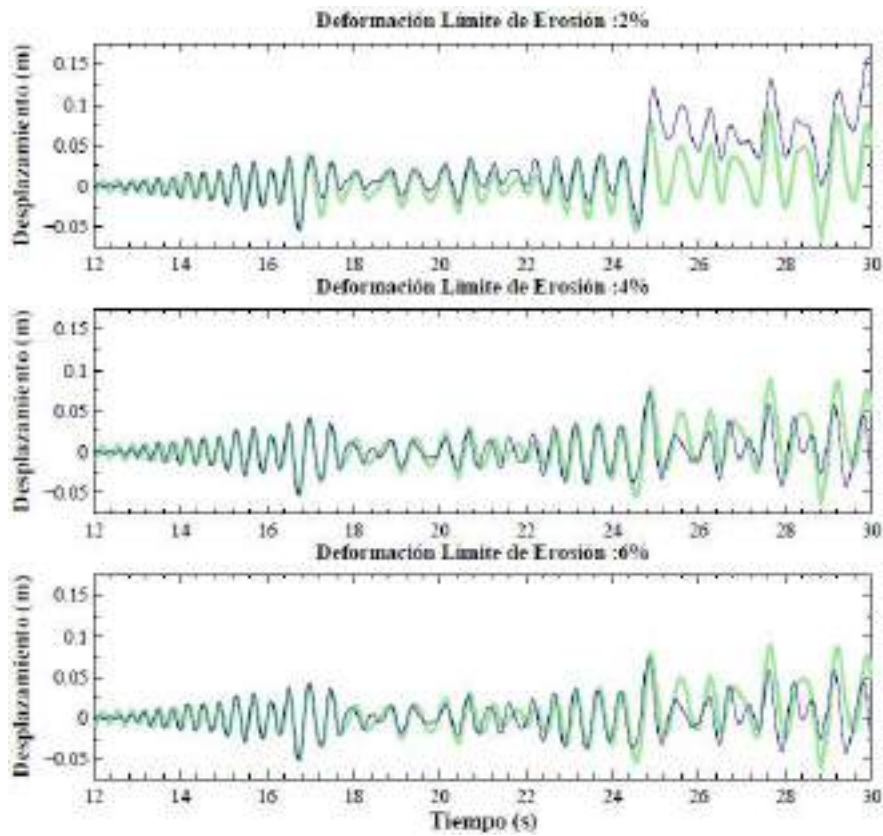


Figura 5.6. Comparación numérico-experimental para los desplazamientos horizontales. Parámetro de erosión (Domizio, 2015).

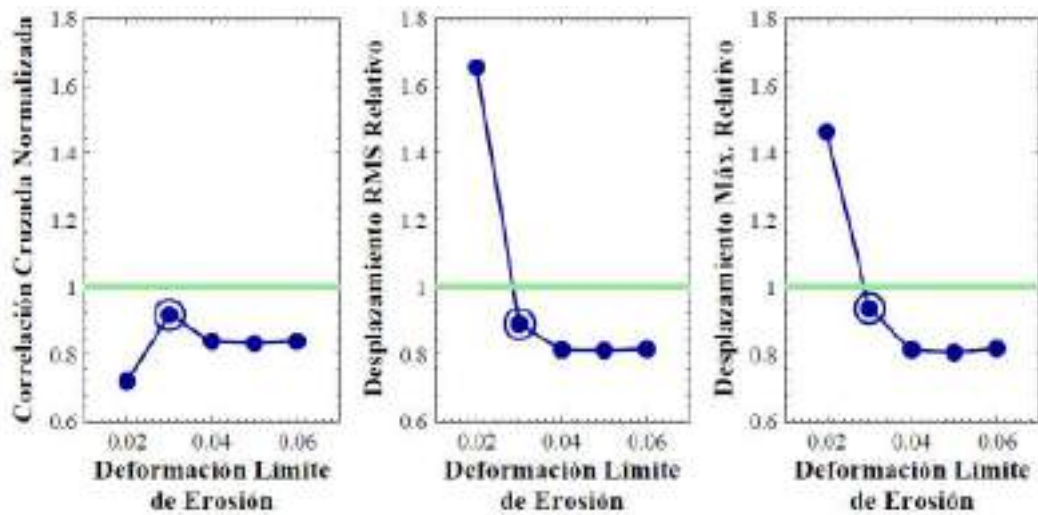


Figura 5.7. Resumen comparación numérico experimental para los desplazamientos horizontales. Parámetro de erosión (Domizio, 2015)

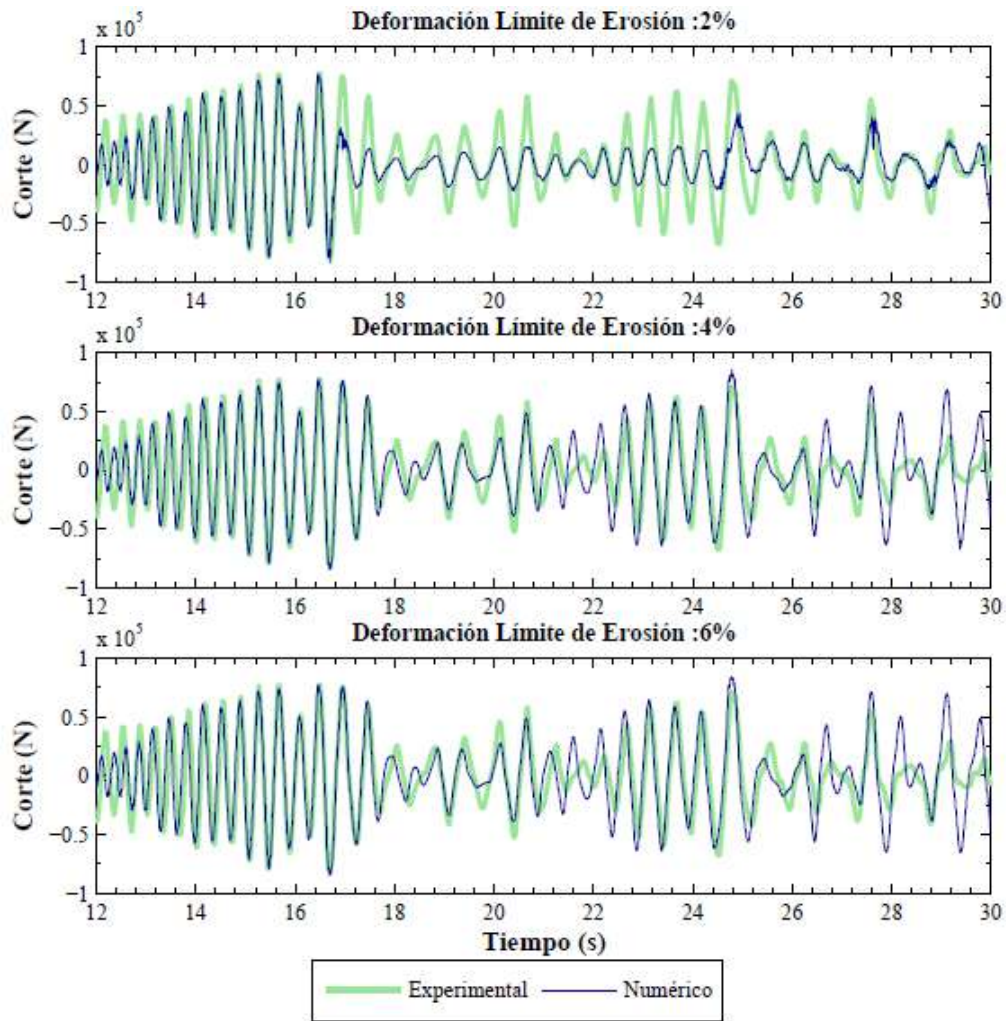


Figura 5.8. Comparación numérico-experimental para el corte basal en la columna. Parámetro de erosión (Domizio, 2015).

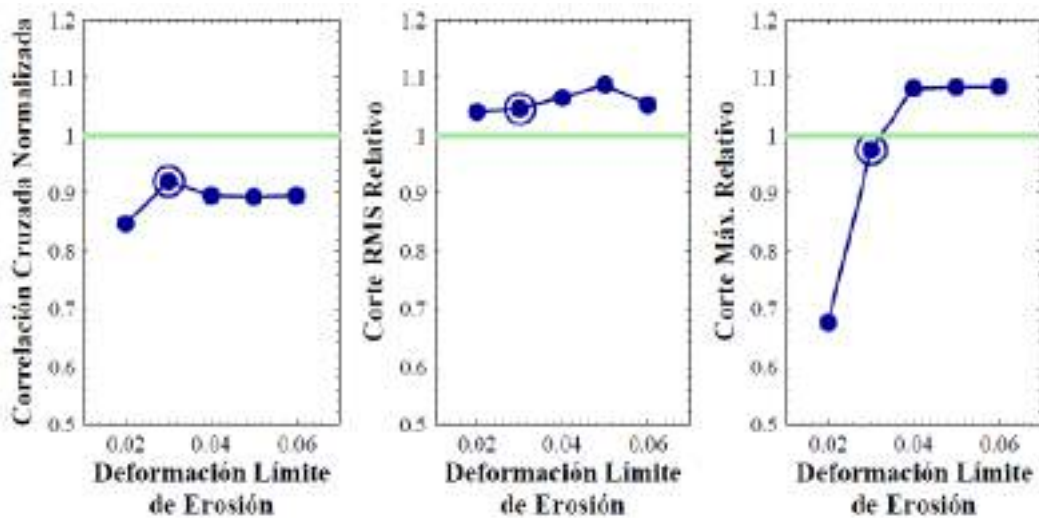


Figura 5.9. Resumen comparación numérico experimental para el corte basal de la columna. Parámetro de erosión (Domizio, 2015)

5.2.3. Influencia del suelo.

La influencia del suelo es considerada en los modelos numéricos, incorporando un cilindro de material elástico lineal que rodea el perímetro de las columnas desde el nivel del terreno hasta la cota de fundación. Se realiza un análisis de la variación que experimentan las frecuencias naturales de vibración sobre el puente de calle Boedo, obtenidas mediante un análisis modal, para distintas extensiones del terreno circundante. La columna de hormigón se considera fundada a 4,0 m de profundidad, acorde la hipótesis asumida en la Sección 3.3, en ese nivel se considera empotrada. El objetivo de la incorporación de este cilindro, es el de tener en consideración la rigidez lateral que el suelo le proporciona a la columna en su parte soterrada. Tanto los nodos pertenecientes al perímetro exterior del cilindro, como los que corresponden con la base inferior del cilindro se encuentran restringidos de desplazarse en las tres direcciones.

En la Tabla 5.1 se muestran las frecuencias obtenidas para cinco dimensiones distintas del cilindro (Figura 5.10), a su vez son comparadas con las frecuencias obtenidas experimentalmente en el Capítulo 3. La variación en los valores obtenidos del análisis modal se indica en la Figura 5.11. En contraste con las frecuencias obtenidas experimentalmente, los resultados numéricos tanto del primero como el segundo modo presentan una diferencia en torno al 1%, mientras que el tercer modo se advierte una diferencia del 6%. Si bien al aumentar el diámetro del cilindro la frecuencia disminuye, puede considerarse a los efectos prácticos que tiende a un valor estable.

Tabla 5.1. Comparación de frecuencias para los primeros cuatro modos de vibración.

	Forma	Frecuencia Experimental (Hz)	Frecuencia numérica (Hz) Diámetro / Diámetro Columna				
			2	3	5	8	15
1° Modo	Lateral	2,44	2,657	2,546	2,455	2,437	2,426
2° Modo	Flexión 1	2,98	3,156	3,084	3,018	3,012	3,011
3° Modo	Flexión 2	-	3,891	3,858	3,819	3,815	3,815
4° Modo	Torsión	4,17	4,592	4,193	3,976	3,954	3,924

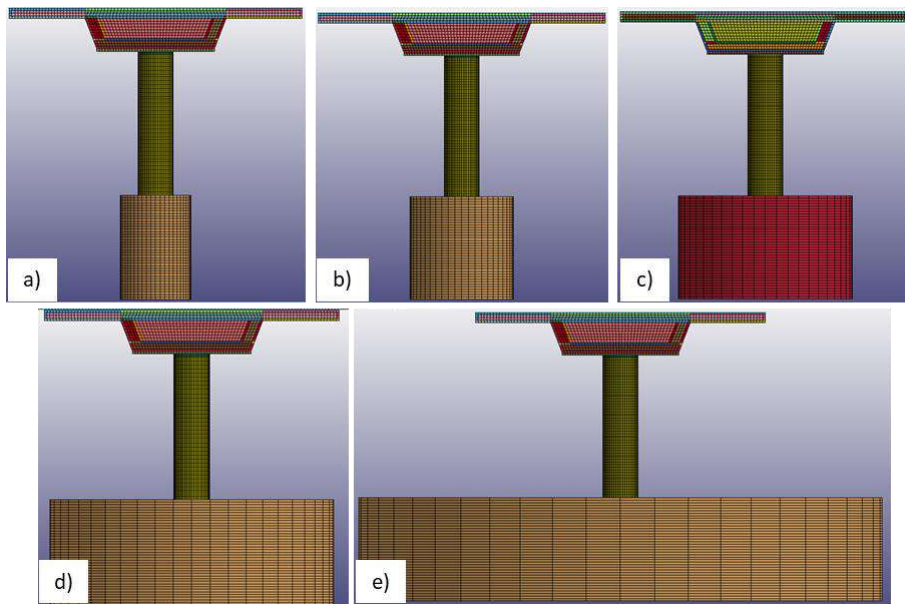


Figura 5.10. Modelos numéricos evaluados para determinar la extensión del suelo. a) Relación diámetro del cilindro-diámetro de la columna igual a 2. b) Relación diámetro del cilindro-diámetro de la columna igual a 3. c) Relación diámetro del cilindro-diámetro de la columna igual a 5. d) Relación diámetro del cilindro-diámetro de la columna igual a 8. e) Relación diámetro del cilindro-diámetro de la columna igual a 15.

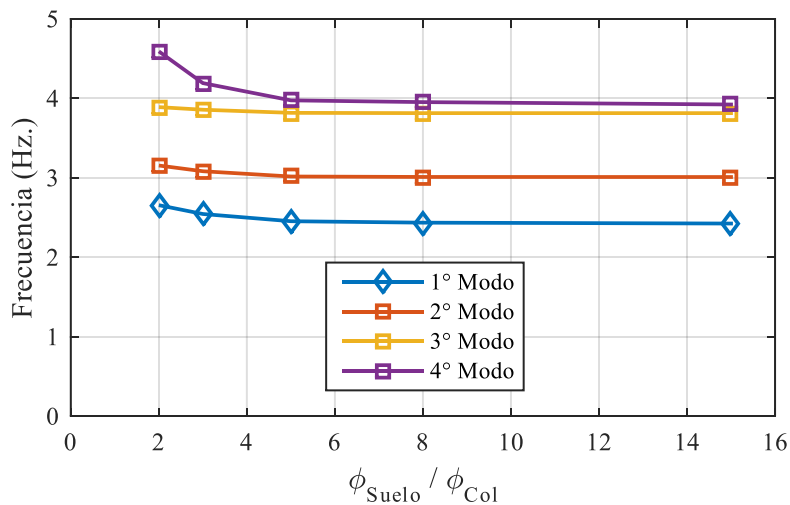


Figura 5.11. Frecuencias de vibración obtenidas numéricamente para distintos diámetros del cilindro de suelo.

Asumiendo como valor de referencia las frecuencias obtenidas para el cilindro de mayor diámetro (20,25m), equivalente a 15 veces el diámetro de la columna, la variación expresada en porcentaje es la indicada en la Tabla 5.2 y graficada en la Figura 5.12.

Tabla 5.2. Variación porcentual de las frecuencias obtenidas numéricamente, referidas a las correspondientes con el cilindro de mayor diámetro.

	Forma	Diámetro / Diámetro Columna				
		2	3	5	8	15
1° Modo	Lateral	109,5%	104,9%	101,2%	100,5%	100,0%
2° Modo	Flexión 1	104,8%	102,4%	100,2%	100,0%	100,0%
3° Modo	Flexión 2	102,0%	101,1%	100,1%	100,0%	100,0%
4° Modo	Torsión	117,0%	106,9%	101,3%	100,8%	100,0%

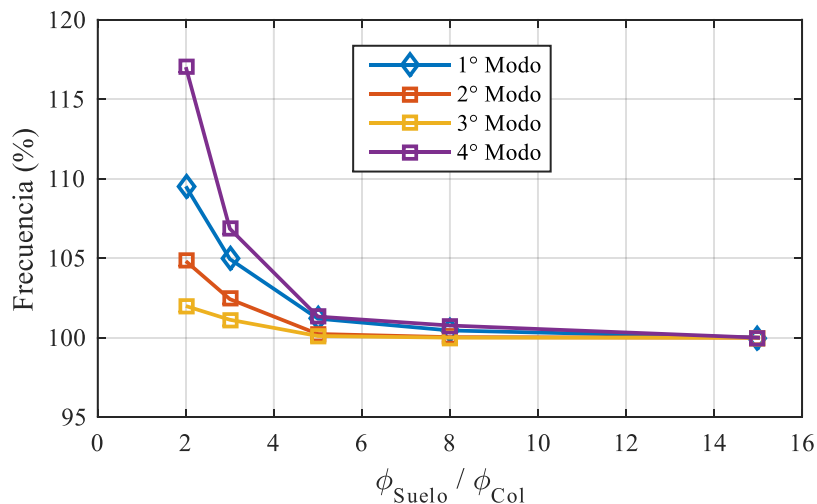


Figura 5.12. Variación porcentual de las frecuencias de vibración para los primeros cuatro modos de vibrar.

Puede observarse una leve variación de las frecuencias asociadas a los modos flexionales del tablero, estos son los modos 2 y 3. Lo cual se encuentra justificado por la poca influencia que ejerce la columna en el estado deformado de estos modos. Por otro lado, los modos 1 y 4, que involucran deformaciones laterales de la columna son mucho más sensibles a la extensión del suelo considerado. A partir de la Figura 5.12 puede asumirse que, para un diámetro del cilindro de terreno igual a 5 veces el diámetro de la columna, el valor de las frecuencias extraídas se mantiene en un valor muy estable y, por lo tanto, se selecciona ese valor.

Este análisis realizado arroja resultados coherentes con el principio de Saint-Venant, si se tiene en cuenta que en el caso c) de la Figura 5.10, el terreno sobrepasa el borde la columna en una distancia igual al doble del diámetro de la pila para cada lado (Figura 5.13)

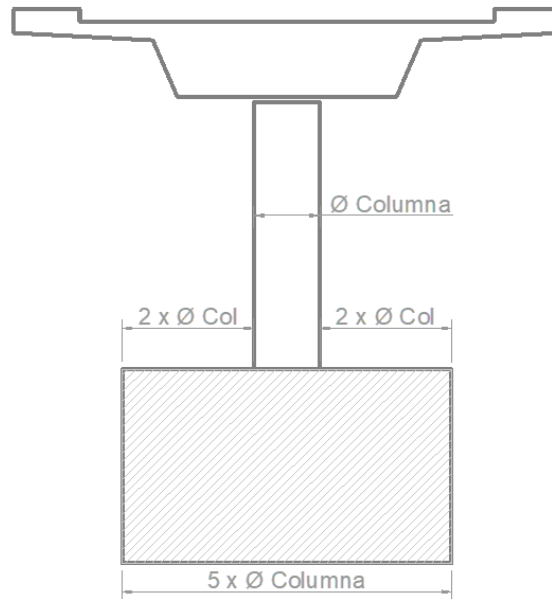


Figura 5.13. Dimensiones del cilindro de suelo adoptado.

5.2.4. Modelo de fricción

En el caso de aislamiento por fricción, la elección de un modelo constitutivo adecuado depende del material que constituya la superficie de contacto. De esta manera, la respuesta de la estructura dependerá del material y consecuentemente del modelo que lo defina.

La formulación de Constantinou (1990) es una de las más empleadas cuando se simula el contacto de dos superficies que involucran Politetrafluoroetileno (PTFE, conocido comúnmente como teflón) o polímeros en general. El PTFE deslizando sobre una superficie de acero inoxidable actúa con un bajo coeficiente de rozamiento de entre 0,02 y 0,15; por esta razón es que ha sido muy utilizado en aislaciones de puentes (Nanda et al., 2012). Constantinou *et al.* (1990) definen la siguiente relación matemática entre el coeficiente de deslizamiento (μ_s) y la velocidad de deslizamiento relativa para modelar el contacto friccional del teflón con acero (Ecuación 5.5).

$$\mu_s = f_{max} - Df e^{-a|v|} \quad (5.5)$$

Donde f_{max} : coeficiente de fricción a elevada velocidad de deslizamiento, a : constante para una presión de contacto determinada, v : velocidad de deslizamiento y Df : Diferencia entre f_{max} y el coeficiente de fricción a muy baja velocidad.

A pesar de que este modelo de fricción es reconocido como función de la velocidad relativa, obtenido a partir de la observación del contacto entre superficies de materiales específicos como los polímeros y el acero inoxidable, la dependencia del coeficiente de fricción con la velocidad es verificada también para materiales convencionales como el contacto entre hormigón y el acero (Brito et al., 2019).

El modelo de fricción presentado es una representación fenomenológica basada en observaciones experimentales, donde se destaca que el coeficiente de fricción, además de depender de la velocidad relativa, disminuye a medida que aumenta la presión de contacto (Barone et al., 2017; P. M. Calvi & Calvi, 2018; Dolce et al., 2005; Kumar et al., 2015).

El algoritmo de contacto utilizado en LS-DYNA (SURFACE TO SURFACE) (Hallquist, 2006), está basado en el método de penalidad, el cual resulta efectivo y sencillo para resolver en análisis explícitos (Bi & Hao, 2013). En este método, se define una de las caras de la superficie de contacto como esclava (*slave*) y una maestra (*master*). La penetración de los nodos esclavos en un segmento definido por la superficie maestra es restringida por un resorte imaginario que actúa en dirección normal a la superficie de contacto. Cada nodo esclavo definido es chequeado en cada intervalo de cálculo de la simulación. Cuando una penetración es detectada, se le aplica al nodo una fuerza opuesta que restituye la posición del nodo esclavo (F_N). La magnitud de esta fuerza restitutiva es directamente proporcional a la rigidez del resorte imaginario, como así también a la distancia de penetración del nodo (Bi et al., 2013).

La fuerza normal a la superficie de contacto usualmente es referida como fuerza de contacto. La cual es considerada para determinar la fuerza de fricción, tangencial a la superficie (F_S). Para la determinación de la fuerza de fricción, se toma en consideración la formulación de Coulomb, en la cual la fuerza tangencial a la superficie de contacto es proporcional a la fuerza normal de contacto, Ecuación (5.6) (Reid & Hiser, 2004). El coeficiente de fricción (μ) es dependiente de la velocidad relativa de las superficies en contacto (v_{rel}) Ecuación (5.7) (LSTC, 2017b)

$$F_S = \mu F_N \quad (5.6)$$

Donde: μ es el coeficiente instantáneo de fricción.

$$\mu = FD + (FS - FD)e^{-DC|v_{rel}} \quad (5.7)$$

Donde: FS es el coeficiente de fricción estática. FD , coeficiente de fricción dinámica, valor al cual tiende el coeficiente de fricción cuando la velocidad tiende a infinito, y DC es el coeficiente de decremento exponencial.

Debe ser aclarado que el concepto físico de la fricción incluye la interacción molecular entre dos superficies. Estrictamente no es equivalente al cálculo matemático de fricción determinado a través del contacto de penalidad (Reid & Hiser, 2004). Por esta razón, se sugiere tomar recaudos en su utilización y de ser posible calibrar los coeficientes numéricos contrastando con resultados experimentales.

Si bien las ecuaciones (5.6) de Constantinou y (5.7) de LS-DYNA tienen estructuras matemáticas similares, las mismas representan fenómenos físicos diferentes, ya que Constantinou *et al.* (1990) utiliza los coeficientes de fricción a alta y baja velocidad de deslizamiento (máximo y mínimo) y LS-DYNA (LSTC, 2017a) utiliza los coeficientes de fricción estático y dinámico. De todos modos, en los modelos realizados con LS-DYNA podría representarse el modelo de Constantinou *et al.* (1990), asignando a FS y FD valores y signos adecuados.

Los resultados experimentales obtenidos por Barlek *et al.* (2021), son tomados como base para determinar tanto el modelo constitutivo como los coeficientes de fricción adecuados en la representación numérica de la superficie de contacto deslizante. En dicho trabajo se presenta una serie de ensayos de un bloque de plomo que desliza sobre una superficie plana de aluminio fijada a una mesa vibratoria (Figura 5.14), ambas caras llevan adherida una placa de politetrafluoroetileno (PTFE) y las superficies en contacto son tratadas previamente con lubricante comercial que contiene aceites penetrantes y un agregado de partículas de PTFE. La mesa vibratoria es excitada por tres tipos de acciones dinámicas: una excitación armónica de 2,0 Hz de frecuencia y 30mm de amplitud, el registro del sismo de Mendoza 1985 y el sismo de Kobe 1995 (con sus ordenadas reducidas en un factor de 0,65 debido a las limitaciones que presenta la mesa vibratoria).



Figura 5.14. Esquema general de ensayo de bloque deslizante sobre canal plano de aluminio (Barlek *et al.*, 2021).

Durante los ensayos se realizaron mediciones de aceleraciones, tanto de la mesa vibratoria como del bloque para cada acción externa considerada. Las Figuras 5.15 a 5.17 muestran los resultados experimentales obtenidos mediante la instrumentación del ensayo.

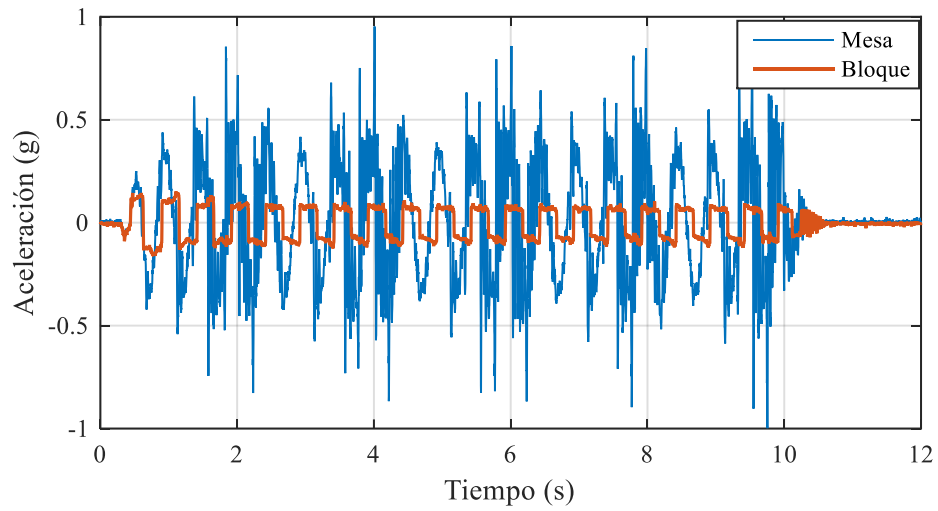


Figura 5.15. Resultados experimentales de una excitación armónica. Aceleraciones de la mesa vibratoria y del bloque deslizante (Barlek et al., 2021).

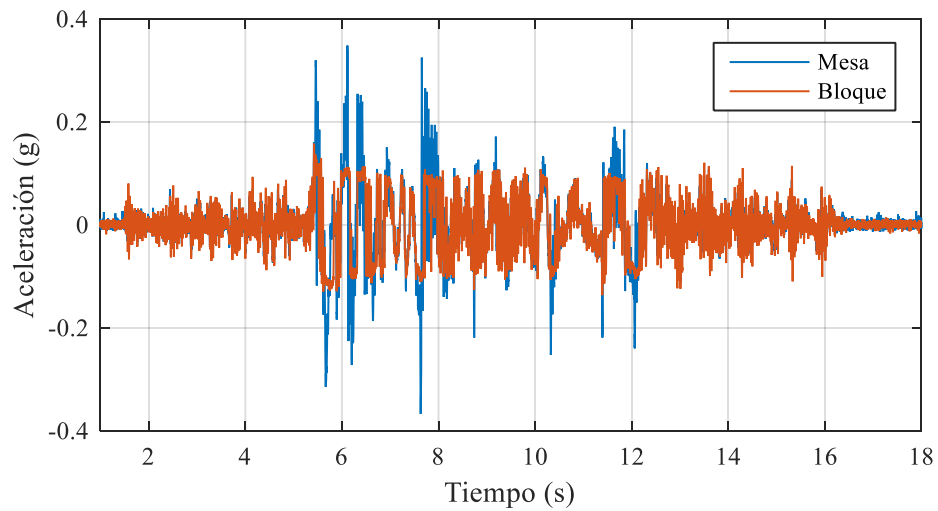


Figura 5.16. Resultados experimentales del sismo de Mendoza 1985. Aceleraciones de la mesa vibratoria y del bloque deslizante (Barlek et al., 2021).

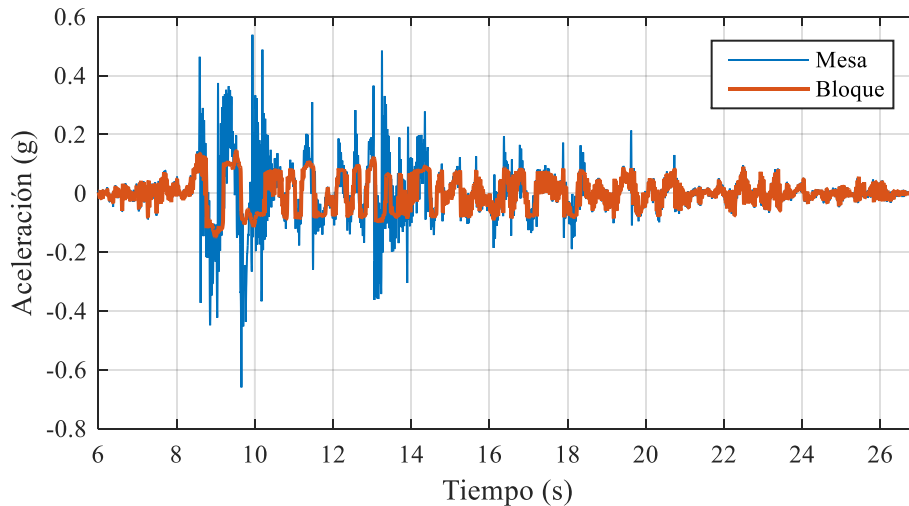


Figura 5.17. Resultados experimentales del sismo de Kobe 1995. Aceleraciones de la mesa vibratoria y del bloque deslizante (Barlek et al., 2021).

Barlek et al. (2021) reproducen numéricamente los ensayos mediante el software ANSYS (2010). En sus hipótesis asumen un coeficiente de fricción constante e igual a 0,10. Esta consideración se corresponde con un modelo de fricción constante de Coulomb. A fin de evaluar la correlación entre los distintos programas, se utiliza un modelo de LS-DYNA para reproducir los ensayos (Figura 5.18) y comparar los resultados en términos de aceleraciones horizontales del bloque deslizante. A partir de la Ecuación (5.8), es posible tener en cuenta un modelo de fricción constante definiendo ambos coeficientes con el mismo valor ($FS = FD = 0,10$), los resultados obtenidos de esta simulación son los indicados en las Figuras 5.19 a 5.21 para cada excitación externa. Los gráficos presentan superpuestos los resultados obtenidos numéricamente con los diferentes programas y son comparados con las mediciones experimentales.

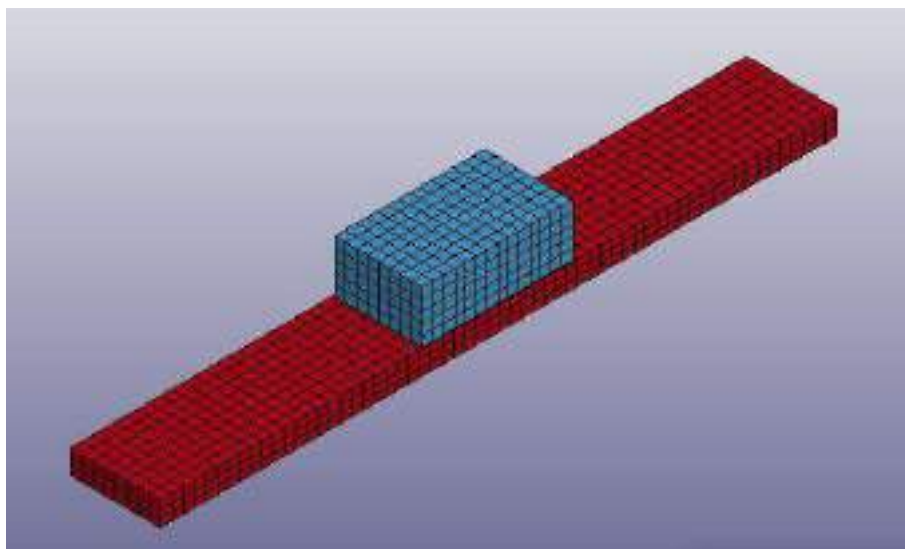


Figura 5.18. Modelo numérico en LS-DYNA de los ensayos de fricción de Barlek et al. (2021).

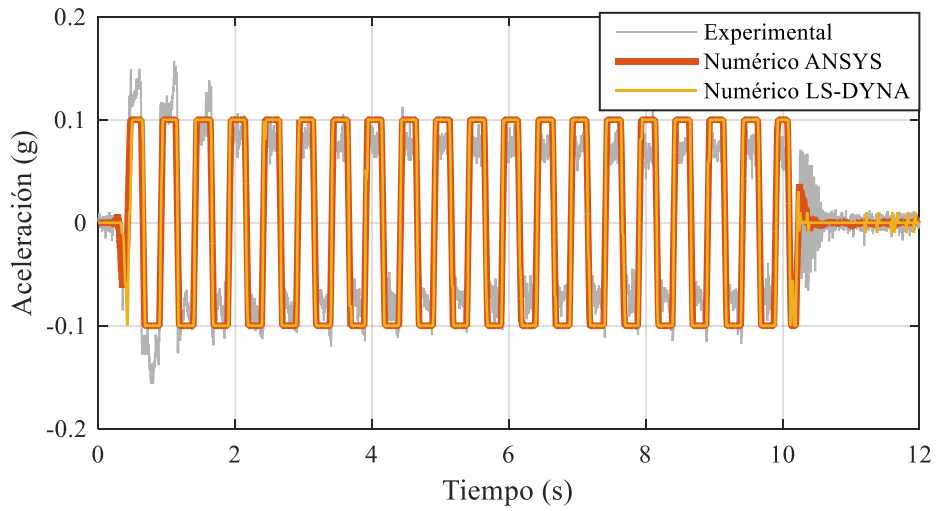


Figura 5.19. Aceleraciones horizontales del bloque deslizante para una carga armónica, comparación numérico-experimental.

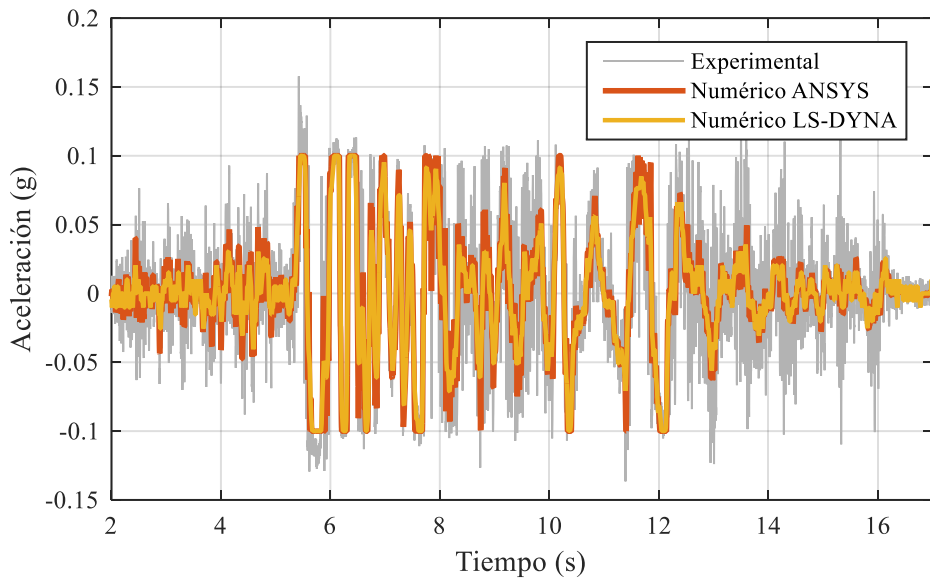


Figura 5.20. Aceleraciones horizontales del bloque deslizante para el registro del sismo de Mendoza 1985, comparación numérico-experimental.

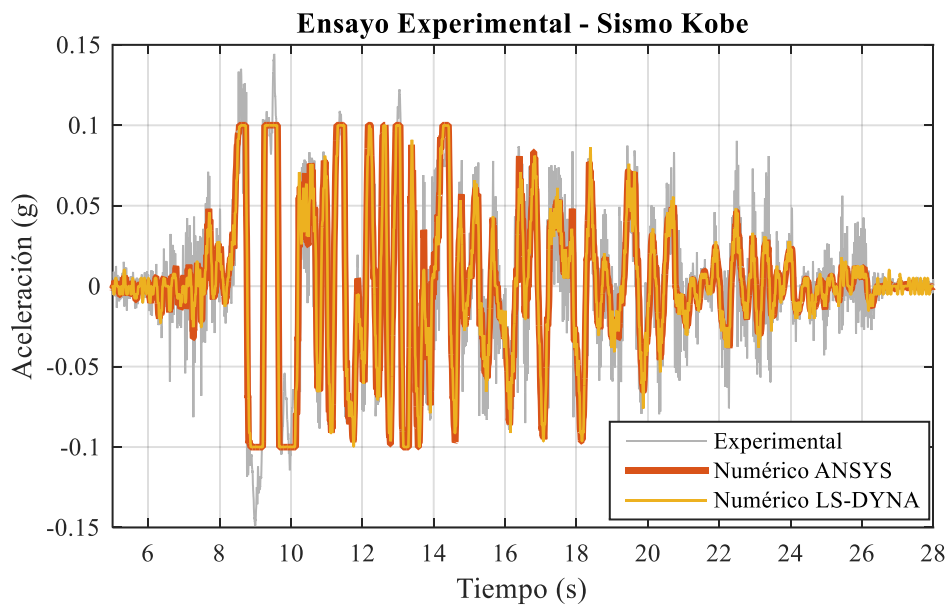


Figura 5.21. Aceleraciones horizontales del bloque deslizante para el registro del sismo de Kobe 1995 (x 0,65), comparación numérico-experimental.

Los desplazamientos del bloque se muestran, para cada acción externa, en las Figuras 5.22 a 5.24. En las imágenes se agrega un símbolo con el valor del desplazamiento residual medido experimentalmente al finalizar cada ensayo. La síntesis de desplazamientos remanentes se presenta en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Comparación de desplazamientos residuales experimentales y numéricos (Barlek et al., 2021) con los obtenidos por la simulación explícita.

Acción externa	Desplazamiento residual [mm]		
	Experimental	ANSYS	LS-DYNA
Armónica	24	24	14
Sismo de Mendoza	8	11	9,7
Sismo de Kobe	86	97	81,9

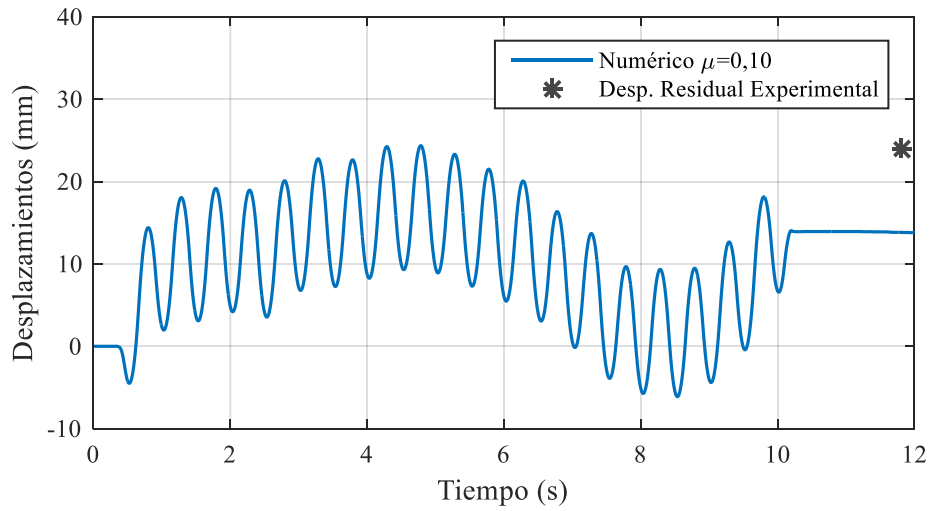


Figura 5.22. Desplazamientos horizontales del bloque deslizante para una carga armónica, resultados numéricos.

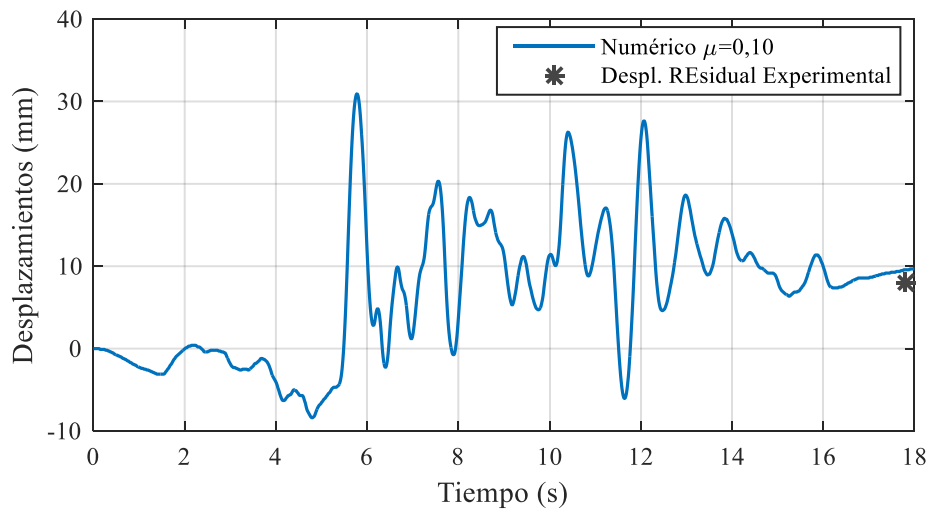


Figura 5.23. Desplazamientos horizontales del bloque deslizante para el sismo de Mendoza 1985, resultados numéricos.

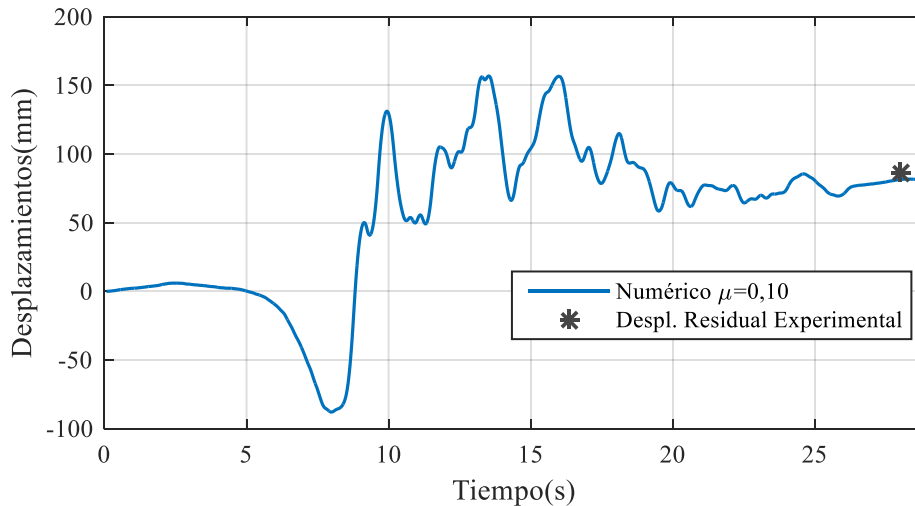


Figura 5.24. Desplazamientos horizontales del bloque deslizante para el sismo de Kobe 1995, resultados numéricos.

A partir de la comparación de los resultados y notando la similitud existente entre los distintos modelos numéricos, puede asumirse que ambos programas representan adecuadamente el problema de fricción estudiado. Además, puede establecerse una equivalencia en el coeficiente de fricción considerado entre ambos programas.

5.3. Puente de calle Paso

Entre los aspectos particulares del puente de calle Paso (Figura 5.25) se puede destacar que el puente posee dos tipos de hormigón: el que corresponde a las vigas longitudinales, de resistencia característica 30 MPa; y tanto el de las columnas como las losas premoldeadas corresponden a un hormigón de 21 MPa de resistencia. Tanto las columnas y viga del pórtico central, como las vigas principales son modeladas con elementos sólidos hexaédricos de ocho nodos con un punto de integración. Para las vigas principales ha sido considerada una armadura uniformemente distribuida (*Smearred reinforcement*), que es una opción que ofrece el material elegido (*Winfrith Concrete Model*).

Las columnas tienen una armadura de refuerzo constituida por 16 barras de 20 mm de diámetro dando una cuantía de acero del 1,0 %, mientras que los estribos cerrados son de 12 mm de diámetro separados cada 10 cm. Estos elementos son modelados mediante elementos de viga, como se ha detallado en la sección (5.2).

Dado que este puente fue analizado en el capítulo 4 por medio de un modelo simplificado, se ha considerado concentrar el estudio en el análisis del pórtico intermedio, mediante una malla refinada y un material no lineal. En cuanto a las losas prefabricadas, se representan con elementos

de placa (*Shell*) de 4 nodos con una formulación de Belytschko-Tsay (LSTC, 2017a), considerando un material elástico y lineal.

Las características estructurales aquí presentadas se corresponden con las hipótesis de diseño estructural establecidas en la memoria de diseño y cálculo provista por la empresa a cargo de la estructura del puente. El modelo numérico resultante es el que se muestra en la Figura 5.26.



Figura 5.25. Puente de calle Paso.

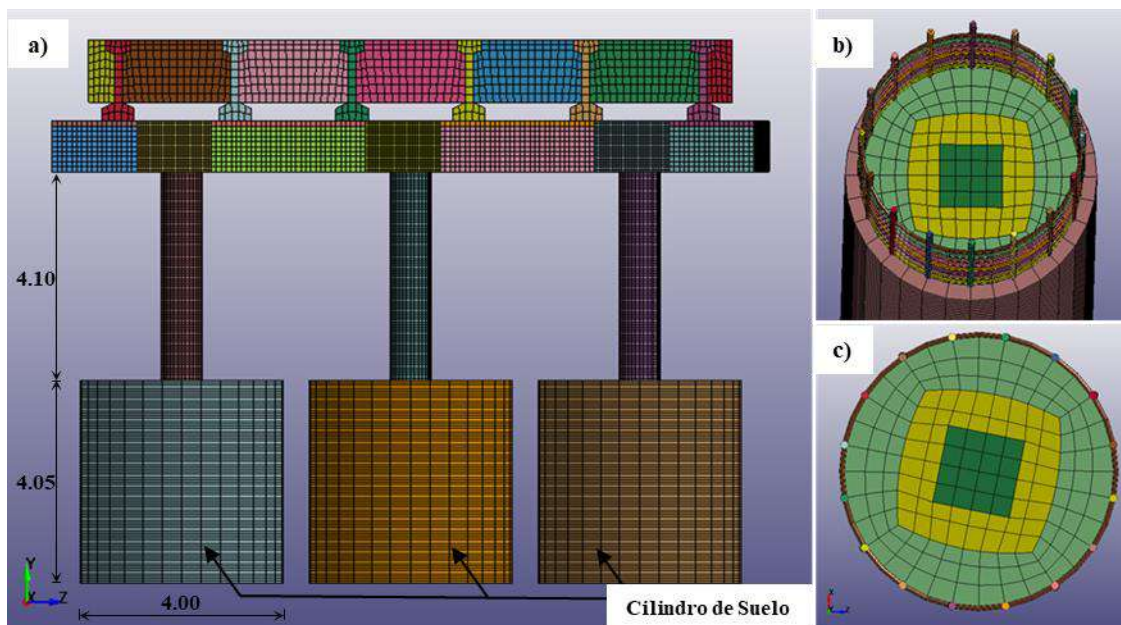


Figura 5.26. a) Modelo de elementos finitos del puente de calle Paso. b) Armadura de refuerzo. c) Sección transversal de las columnas.

5.3.1. Condiciones de contorno

A partir de la documentación técnica, memorias descriptivas del proyecto y la inspección visual realizada, se tiene en consideración los aspectos que se detallan a continuación:

- El tablero está compuesto por losas rectangulares premoldeadas. Debido a la geometría oblicua de la planta, se ha dispuesto de losas macizas de hormigón colado *in situ* (Se indican en color gris en la Figura 5.27) de forma trapecial, a fin de regularizar la geometría. Estas losas están se encuentran en ambos extremos del puente y en el apoyo central, vinculando la cara superior de las seis vigas longitudinales (vigas principales, indicadas en rojo en la Figura 5.27).
- Adicionalmente, tanto en los extremos de las vigas principales como en el centro del tramo, se ha dispuesto de una viga transversal (En color verde en la Figura 5.27 y Figura 5.28), que vincula a las seis vigas longitudinales a través del alma.

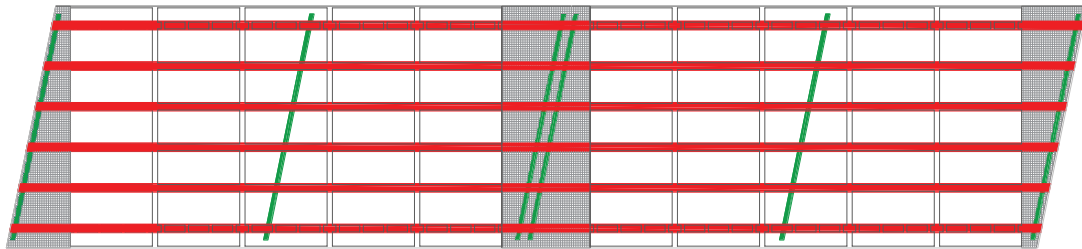


Figura 5.27. Vista esquemática de la planta del puente de calle Paso.

- Por otra parte, cada apoyo presenta un tope lateral de hormigón (de 1,20m x 1,47m y 0,45m de altura) en el lado interno de cada una de las vigas longitudinales de los extremos (indicadas en color rojo en la Figura 5.28 y Figura 5.29). Estos topes laterales se encuentran en contacto con la cara lateral de las vigas longitudinales, como puede observarse en la Figura 5.30. Si bien los topes laterales restringen los desplazamientos en un solo sentido de la dirección transversal, su disposición simétrica impide la traslación transversal del conjunto íntegramente vinculado.
- Cada viga principal está soportada verticalmente por un apoyo rectangular de 0,60 m por 0,40 m, sobre el cual se ubica una placa de neopreno de 0,42 m x 0,22 m y 38 mm de espesor, indicados en color negro en la Figura 5.29.

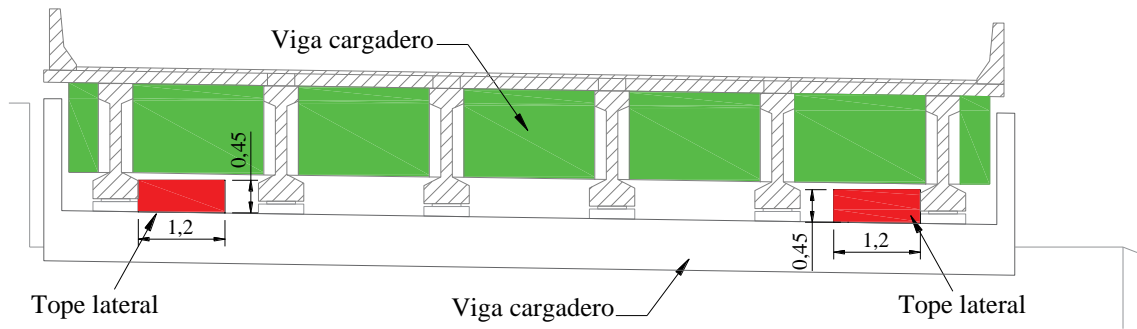


Figura 5.28. Vista esquemática de la sección transversal de la superestructura del puente de calle Paso en el apoyo del estribo.

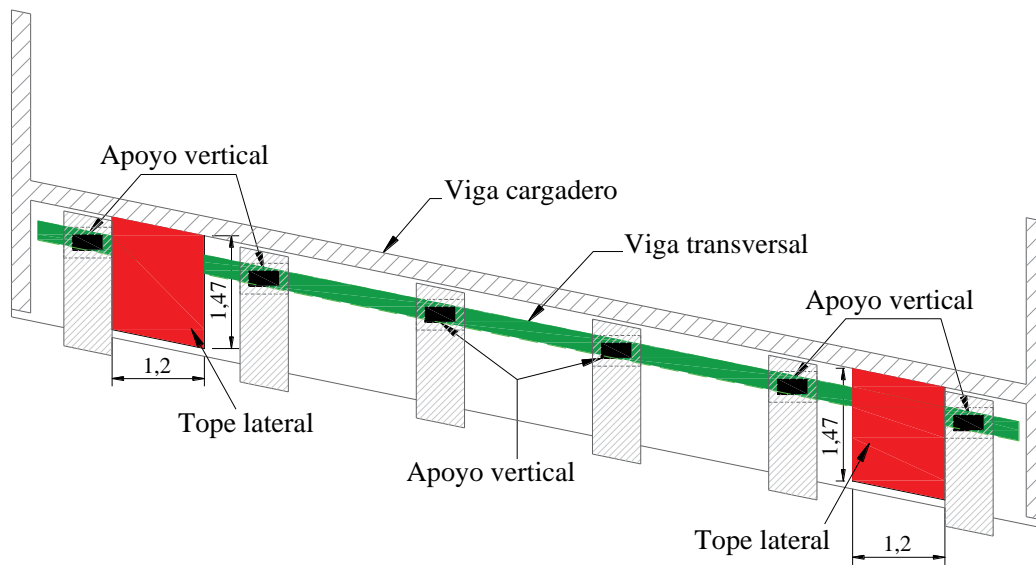


Figura 5.29. Vista esquemática superior del apoyo del puente de calle Paso en uno de los estribos.



Figura 5.30. Fotografía de unos de los estribos del puente de calle Paso.

En base a la documentación analizada, se asumen las siguientes simplificaciones como hipótesis a los efectos de definir las condiciones de vínculo del modelo numérico en los apoyos de los extremos:

- Las vigas principales se encuentran, en los estribos, solidariamente vinculada por medio de la losa trapezoidal y la viga transversal.
- El apoyo en su conjunto se encuentra restringido de desplazarse en dirección transversal en virtud de la presencia de los topes laterales, de 1,47 m de profundidad, en contacto con las vigas principales.
- La rotación del extremo de la superestructura en el plano horizontal se asume que es restringida por los mismos topes laterales, ejerciendo una contención lateral sobre las vigas principales.

A partir de las hipótesis asumidas en el comportamiento de los apoyos, a los efectos del modelo numérico se restringe de desplazamiento a los nodos inferiores de las vigas principales, hasta una distancia de 0,50m desde el borde extremo (Figura 5.31b). Con los apoyos así modelados, el tablero se comporta lateralmente como una viga empotrada en sus extremos, lo cual

constituye una hipótesis que significa una limitación del modelo, dado que introduce una restricción al giro horizontal.

En cuanto a los cilindros de suelo, se establece una restricción de desplazamiento en las tres direcciones en cada nodo del perímetro externo como así también los de la base inferior (Figura 5.31a).

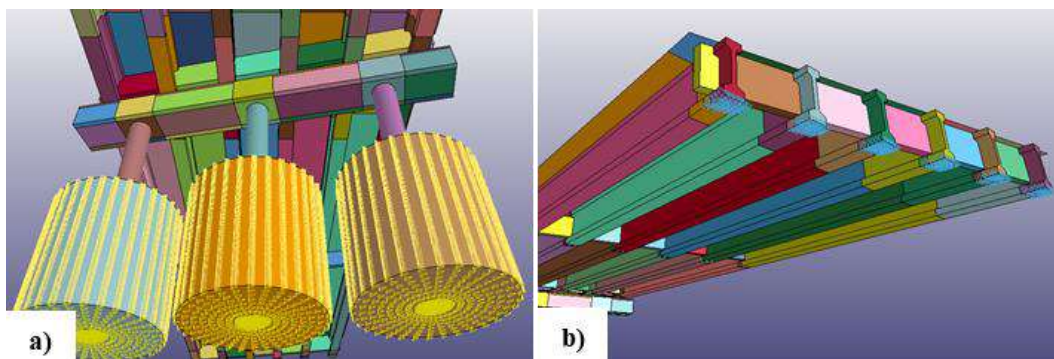


Figura 5.31. Condiciones de contorno del puente de calle Paso. a) Nodos de los cilindros de suelo. b) Nodos de los extremos de las vigas longitudinales.

5.3.2. Parámetros de los materiales

Dentro de las particularidades del puente y las condiciones de vínculo establecidas, es necesario adecuar los parámetros elásticos de los materiales introducidos a fin de obtener numéricamente las frecuencias determinadas mediante los ensayos experimentales. Para ello, se centra la atención en el ajuste del módulo de elasticidad tanto del suelo como de los distintos hormigones que se consideran en cada elemento estructural.

La reglamentación vigente para el diseño sismorresistente de estructuras de hormigón armado (INPRES-CIRSOC 103, 2005) permite considerar las características de la sección fisurada por efecto del agrietamiento mediante una reducción de la rigidez de columnas de hormigón. Se considera un momento de inercia efectivo en un rango de entre el 40% y el 80% del momento de inercia bruto (*gross*) dependiendo del nivel de esfuerzo axial de las columnas. En este trabajo se aplica una reducción en el módulo de elasticidad nominal del hormigón E_c , determinado por la Ecuación 5.8 (CIRSOC 201, 2005) correspondiente a hormigones de densidad normal, con f'_c igual a la resistencia característica a compresión del hormigón en MPa.

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (5.8)$$

En el caso del puente de calle Paso, considerando que el pórtico de apoyo intermedio está construido con un hormigón de 21 MPa de resistencia, su módulo elástico nominal es de 21,538 GPa. El rango de reducciones que se admite en este trabajo se limita a 8,62 GPa como límite inferior y hasta 17,23 GPa, correspondientes a una reducción del 40% y 80% respectivamente. La

resistencia a tracción del hormigón se supone en un valor del 10% de la resistencia característica a compresión. Los valores adoptados para cada material del puente de calle Paso son los indicados en la Tabla 5.4. Adicionalmente, se agrega una masa distribuida de 105 kg/m^2 para tener en cuenta los elementos no estructurales presentes en el puente. Debe aclararse que el hormigón considerado es de resistencia característica de 21 MPa, a los efectos prácticos se considera este valor como resistencia del hormigón, aunque el concepto de la resistencia característica se define como el valor estadístico con una probabilidad del 90% de ser superado en una muestra ensayada.

Por otra parte, el hormigón empleado para las vigas postesadas es de 35 MPa de resistencia, el módulo nominal, definido por la Ec. (5.8), resulta de 25,74 GPa. En este caso, al no modelar la armadura de acero, ya que se ha incorporado como armadura distribuida, se decide incrementar el valor del módulo. Con esto se tiene en cuenta la mayor rigidez que proporciona el postesado. Para conseguir este efecto, se ha determinado la rigidez elástica de la respuesta seccional, a partir de un análisis seccional de la viga, y se ha ajustado el módulo de elasticidad a fin de que sea coincidente con la sección modelada sin armadura.

Tabla 5.4. Parámetros de los materiales utilizados en el modelo del puente de calle Paso.

Material	Modelo constitutivo	Propiedades
Hormigón columnas (H21)	Winfrith + Erosión	$\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$ $f'_t = 2.1 \text{ MPa}$ $E_c = 11850 \text{ MPa}$ Módulo de Poisson: 0,18 Tamaño de agregado: 9,5mm Ancho máx. de fisura: 0,02mm Máxima def. efectiva: 0,03
Hormigón losas (H21)	Elástico	$\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ $E_c = 9000 \text{ MPa}$ Módulo de Poisson: 0,18
Hormigón vigas (H30)	Winfrith (Armadura distribuida)	$\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ $f'_c = 30 \text{ MPa}$ $f'_t = 3.0 \text{ MPa}$ $E_c = 51500 \text{ MPa}$ Módulo de Poisson: 0,18 Tamaño de agregado: 9,5mm Ancho máx. de fisura: 0,02mm
Acero de refuerzo (ADN420)	Elástico-Plástico (Endurecimiento Cinemático)	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ $f_y = 420 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $E_{Post-Yield} = 2800 \text{ MPa}$ Módulo de Poisson: 0,30
Suelo	Elástico	$\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$ $E = 240 \text{ MPa}$ Módulo de Poisson: 0,35

Las frecuencias obtenidas con los materiales previamente presentados, se indican en la Tabla 5.5, se comparan con las mediciones experimentales y se expresa la diferencia en términos porcentuales. La Figura 5.32 muestra las formas modales correspondientes a los tres primeros modos: flexión lateral de la superestructura, flexión del tablero y torsión longitudinal respectivamente.

Tabla 5.5. Comparación numérico-experimental de frecuencias naturales de vibración del puente de calle Paso.

Modo	Forma modal	Experimental	Numérico	
		Frecuencia (Hz)	Frecuencia (Hz)	Diferencia (%)
1	Flexión lateral	3,68	3,681	+0,02%
2	Flexión vertical	4,24	4,221	-0,45%
3	Torsional	5,47	5,452	-0,33%

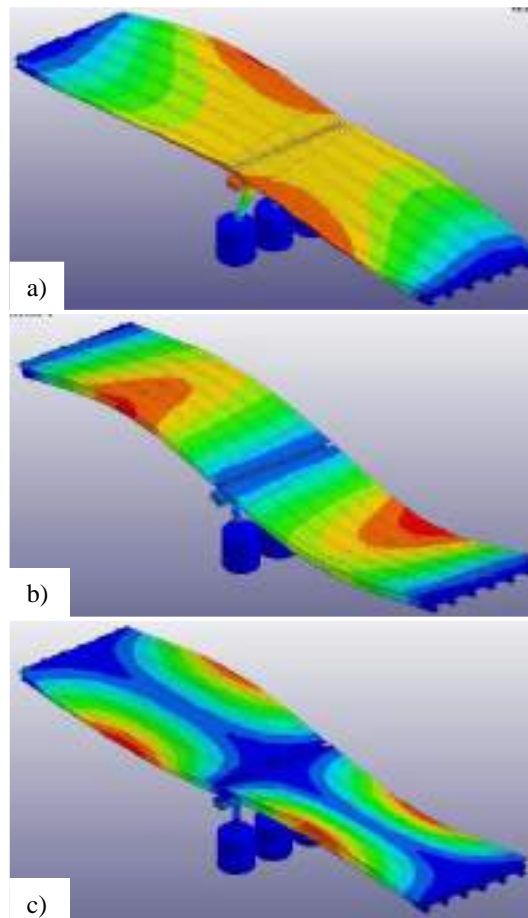


Figura 5.32. Primeros tres modos naturales de vibración del puente de calle Paso. a) Flexión lateral. b) Flexión del tablero. c) Torsión longitudinal.

5.3.3. Acciones sísmicas consideradas

Los sismos considerados para el puente de calle Paso son presentados en las Figuras 5.33 a 5.37. En la Tabla 5.6 se resumen las características más relevantes donde se los identifica por el nombre de la ciudad, el año y la estación de medición. Además, se incluye el valor máximo de aceleración registrada, la aceleración espectral para un periodo igual al del primer modo de vibración (0,27 seg.) y la magnitud.

Tabla 5.6. Aceleraciones horizontales seleccionadas para el puente de calle Paso. Fuente: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER): <http://peer.berkeley.edu/>

Sismo	Año	Estación	PGA (g)	Sa (g)	Mag.
Kobe	1995	KJMA	0,83	1,82	6,9
Northridge	1994	Alhambra - Fremont School	0,47	1,02	6,69
Chi Chi	1999	CHY028	0,76	1,91	7,62
Loma Prieta	1989	Corralitos 000	0,64	2,14	6,93
Mendoza	1985	LHERAS -L	0,48	1,49	6,3

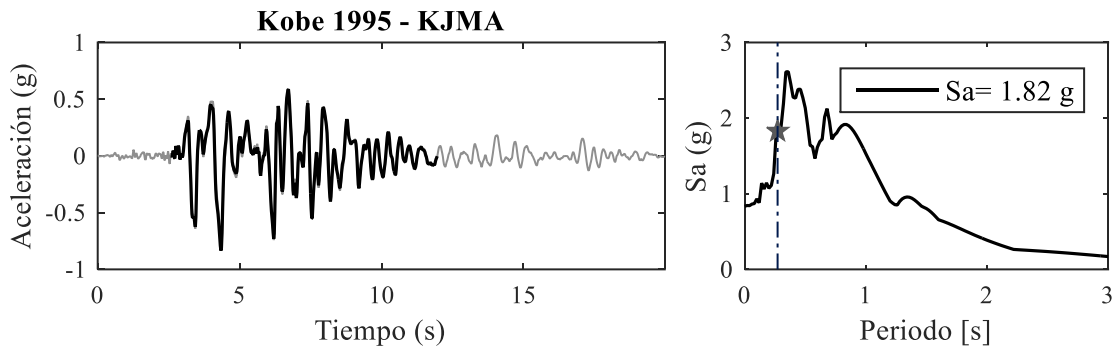


Figura 5.33. Terremoto de Kobe, Japón (1995), estación KJMA. Puente de calle Paso.

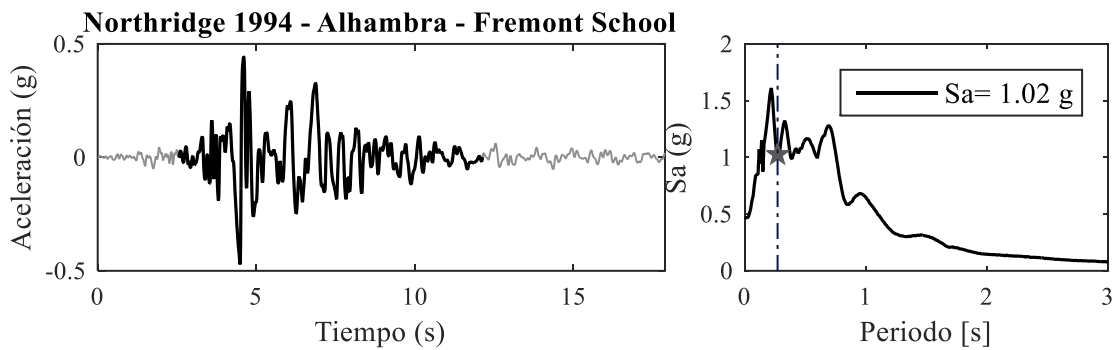


Figura 5.34. Terremoto de Northridge, California (1994), estación Alhambra – Fremont School. Puente de calle Paso.

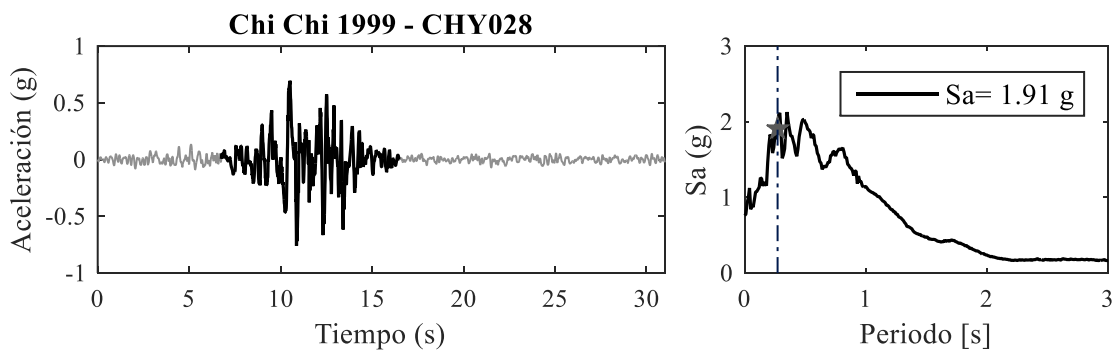


Figura 5.35. Terremoto de Chi Chi, Taiwán (1999), estación CHY028. Puente de calle Paso.

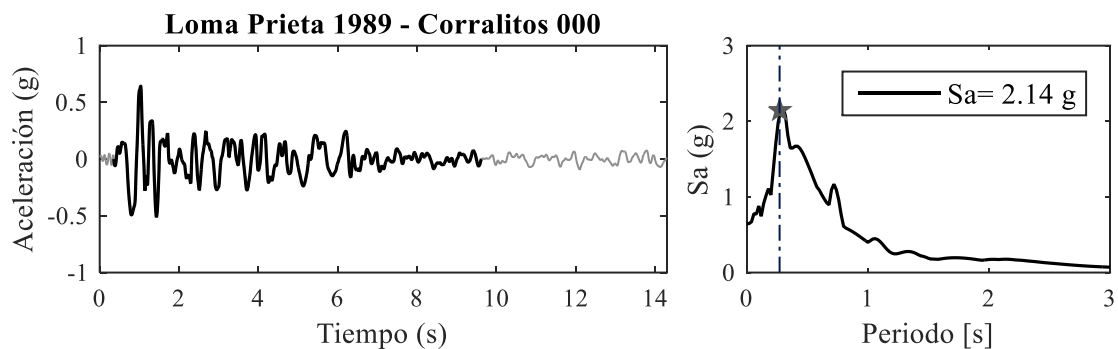


Figura 5.36. Terremoto de Loma Prieta, California (1989), estación Corralitos. Puente de calle Paso.

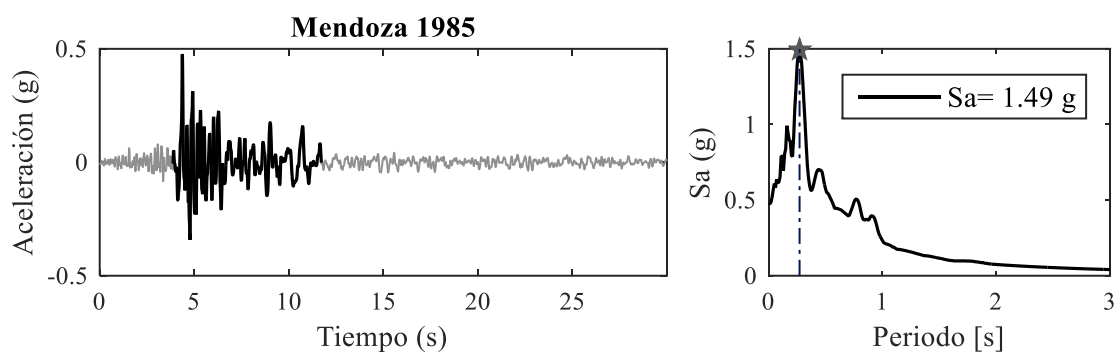


Figura 5.37. Terremoto de Mendoza, Argentina (1985). Puente de calle Paso.

5.3.4. Propuestas de rehabilitación

En primer lugar, como fue anticipado en la sección 5.1, se incorpora una superficie deslizante en la zona de contacto entre las vigas longitudinales y la viga de encabezado del pórtico, constituyendo un aislamiento por fricción. A los efectos de su implementación se consideran dos intervenciones en la estructura existente (Figura 5.38). Debido a la escasa previsión existente en el pórtico para permitir el desplazamiento relativo, se resuelve eliminar los topes laterales de la viga cabezal y reubicar la zona de contacto de manera que sea coincidente con el eje de cada columna, para ello se agrupan las vigas longitudinales de a pares, incrementando el ancho de la viga transversal de vinculación. Con esta modificación se logra solucionar los inconvenientes que surgen. Principalmente, se consigue aumentar la longitud de desplazamiento horizontal, evitar el impacto de las vigas longitudinales con el tope lateral, se amplía el espacio para la instalación de las superficies de fricción y se localiza el apoyo de la superestructura en coincidencia con el eje de las columnas (Figura 5.38). Eso último es fundamental para conseguir una mejora en la respuesta del puente. Como se verá en profundidad en los resultados numéricos en el capítulo 6, se busca evitar el modo de falla producido por la degradación del hormigón en el nudo debido a

los esfuerzos de corte y el posterior colapso de la estructura por efecto del punzonado que ejercen las columnas sobre esta viga.

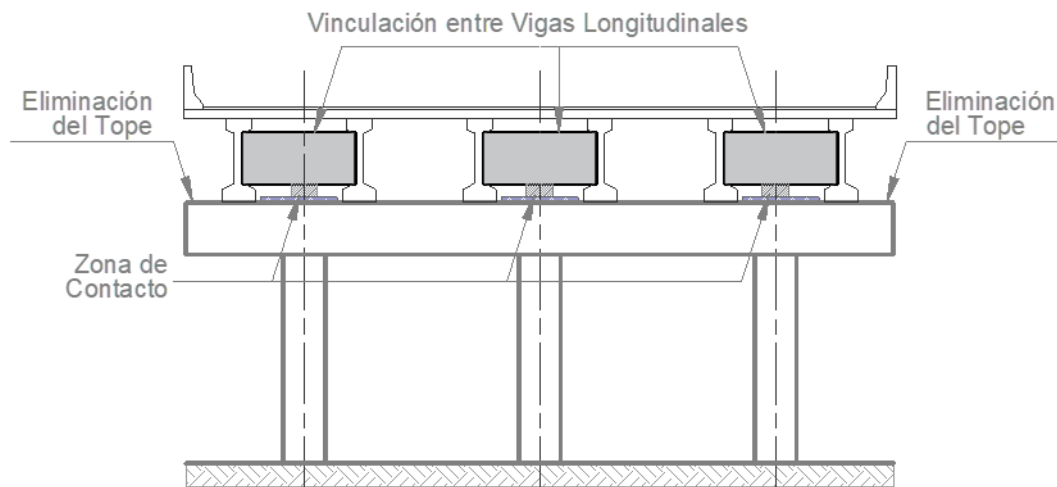


Figura 5.38. Esquema de aplicación del sistema de aislamiento por superficie deslizantes en el puente de calle Paso.

Con esta propuesta, los apoyos de la superestructura en los extremos se mantienen inalterados, de esta manera queda constituido un aislamiento parcial, *PRSI*. Debe tenerse en cuenta que este sistema de aislamiento es una posible solución para puentes de superestructura continua, como fue mencionado en la sección (2.3.1). A pesar de esta limitación, se considera en este puente como un caso teórico, del cual se obtienen conclusiones de interés a los fines del estudio realizado.

Por otra parte, una de las singularidades que distingue a este puente es el apoyo de los tramos de la superestructura sobre el pórtico de dos vanos y tres columnas (Como se presentó en el capítulo 3), esta configuración permite el trazado de riostras diagonales tipo “Chevron” o en “X” que vinculen la base de las columnas laterales con la cabeza de la columna central, concentrando todo el desplazamiento relativo en un punto. A partir de esta posibilidad, se introduce en la intersección de las riostras un dissipador metálico en cada vano del pórtico. La selección de este sistema de control está fundamentada en el análisis comparativo desarrollado en el capítulo 4 (Nanclares et al., 2018), donde mostró un desempeño más eficiente por sobre otros sistemas de control evaluados. El esquema de aplicación se indica en la Figura 5.39. Las características mecánicas del dissipador metálico fueron determinadas en el capítulo 4, donde se realizó un análisis paramétrico para encontrar el valor óptimo de fuerza de fluencia que define al dissipador.

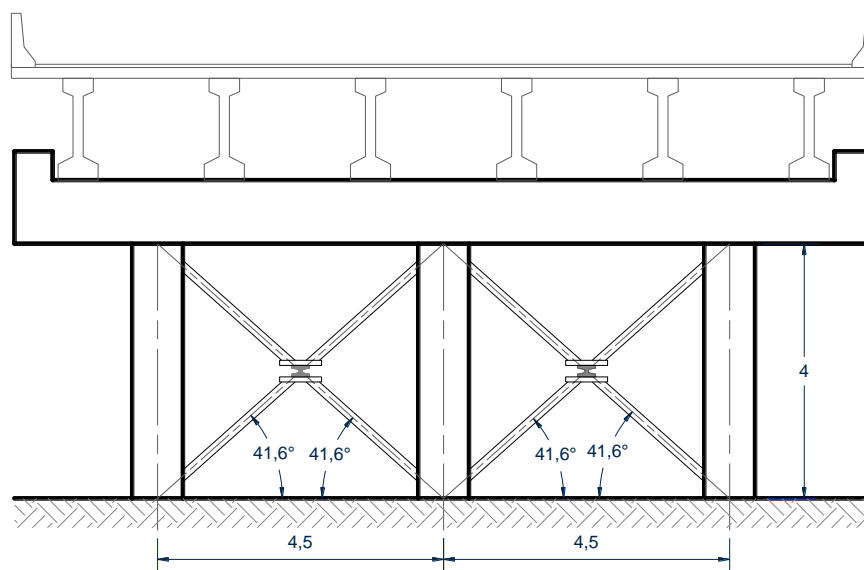


Figura 5.39. Esquema de implementación del Disipador Metálico, Puente de calle Paso.

Este tipo de dispositivos disipa energía por medio de la deformación inelástica de sus componentes metálicos, reduciendo las deformaciones globales por un efecto combinado provisto por la capacidad de disipación y la rigidez lateral adicionada a la estructura. Esta opción constituye una alternativa clásica de refuerzo, ampliamente estudiada e implementada en diversas estructuras existentes.

5.4. Puente de calle Boedo

Con relación al puente de calle Boedo (Figura 5.40), según datos que pudieron relevarse a través de interconsultas con autoridades y especialistas viales, el hormigón utilizado tiene una resistencia característica de 15 MPa. La armadura de refuerzo longitudinal de la columna se asume que compuesta por 24 barras de 32 mm de diámetro arrojando una cuantía longitudinal de 1,35%, mientras que la armadura transversal supuesta, consta de estribos circulares cerrados de 20 mm de diámetro con una separación de 20 cm. Debe aclararse que la adopción de la armadura de la columna resulta de una suposición basada en un criterio más moderno que el año del que data la estructura, esta decisión obedece a la imposibilidad de recabar información técnica de este puente en particular.

En este caso, tanto la columna central como la superestructura son modelados con elementos sólidos hexaédricos de ocho nodos. La armadura de refuerzo de la columna, tanto las barras longitudinales como los estribos transversales son representados con elementos tipo viga. Por otra parte, la armadura de refuerzo de la superestructura ha sido diferenciada en dos grupos: las barras de acero longitudinal y la armadura transversal. La armadura longitudinal ha sido incorporada como armadura uniformemente distribuida (*Smearred reinforcement*) a través del material elegido

para modelar el hormigón (*Winfrith Concrete Model*), mientras que la armadura transversal se resuelve con elementos de viga. De esta manera, la totalidad del puente es modelado con un comportamiento no lineal (Figura 5.41).



Figura 5.40. Puente de calle Boedo.

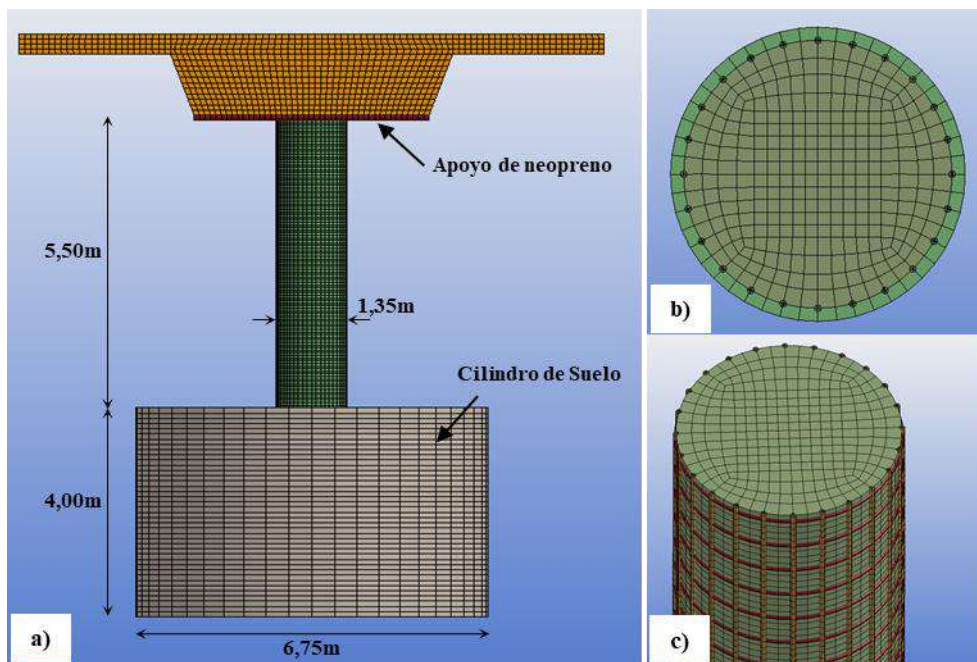


Figura 5.41. a) Modelo de elementos finitos del puente de calle Boedo, apoyo en estribo. b) Sección transversal de la columna. c) Detalle de armadura de refuerzo de la columna.

5.4.1. Condiciones de contorno

De acuerdo a un relevamiento realizado en el sitio de emplazamiento, y ante la imposibilidad de recabar información técnica sobre este puente, se destacan los aspectos más relevantes que resultan de la inspección visual:

- La sección transversal de la superestructura cambia de viga cajón a sección rectangular (presumiblemente maciza), como puede observarse en la Figura 5.42, la cual está apoyada sobre placas de neopreno en varios puntos. El estribo no presenta a la vista topes laterales.



Figura 5.42. Apoyo de la superestructura en el estribo del puente de calle Boedo.

A los efectos del modelo numérico, se ha incluido un apoyo de neopreno cuyas dimensiones son: el mismo ancho que la cara inferior de la viga cajón, un metro de profundidad y 4,0 cm de espesor. Los nodos de la cara inferior del bloque de apoyo han sido restringidos de desplazarse en las tres direcciones (Figura 5.43b).

El cilindro de suelo, al igual que en el puente anteriormente descrito, se restringe de desplazarse en las tres direcciones a los nodos del perímetro externo como así también los de la base inferior (Figura 5.43a).

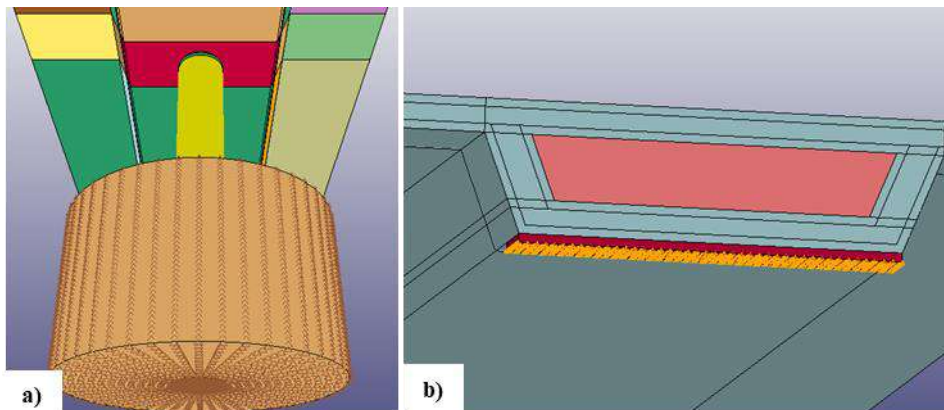


Figura 5.43. a) Condiciones de contorno del cilindro de suelo del puente de calle Boedo. b) Restricción de desplazamientos en los estribos.

En cuanto al puente de calle Boedo, a diferencia del puente de calle Paso, fue necesario tener en consideración el apoyo de neopreno para conseguir una buena aproximación numérica de las frecuencias naturales de vibración y los modos de vibración determinados experimentalmente.

5.4.2. Parámetros de los materiales

Los apoyos extremos de este puente en los estribos son resueltos por medio de un apoyo de neopreno de material viscoelástico (MAT_VISCOELASTIC 006), definido por el módulo de compresión volumétrica (*Bulk*), el módulo de corte instantáneo (G_0), módulo cortante infinito (G_∞) y una constante β de variación del módulo de corte para definir la respuesta de relajación que se indica en la Ecuación 5.9. Los valores adoptados son los utilizados por Bi & Hao (2013) para modelar los apoyos de un puente sobre asientos de neopreno (Tabla 5.7)

$$G(t) = G_\infty + (G_0 - G_\infty) \cdot e^{-\beta t} \quad (5.9)$$

Tabla 5.7. *Propiedades del material viscoelástico de los asientos de neoprene* (Bi & Hao, 2013)

Densidad (ρ)	2300	Kg/m ³
Módulo de compresión volumétrica (<i>Bulk</i>)	182	MPa
Módulo cortante inicial (G_0)	18,35	MPa
Módulo cortante infinito (G_∞)	17,32	MPa
Constante β	0,011	

Con las condiciones de vínculo asumidas para este puente en la sección (5.4.1), se ajustan los parámetros elásticos de los materiales con el objetivo de adecuar las formas modales y las frecuencias de vibración a los valores determinados experimentalmente.

Con similares hipótesis acerca del hormigón y del suelo del puente de calle Paso, se adoptan los valores presentados en la Tabla 5.8 para los parámetros de los materiales. El módulo de elasticidad nominal, de acuerdo a la Ecuación 5.8, resulta un valor de 18,2 GPa; el rango de reducción admitido para la columna de entre el 40% y el 80%, arroja unos valores extremos de entre 7,28 GPa y 14,56 GPa. Se introduce una masa adicional de 185 kg/m².

Tabla 5.8. Parámetros de los materiales utilizados en el modelo del puente de calle Boedo.

Material	Modelo constitutivo	Propiedades
Hormigón columnas (H15)	Winfrith + Erosión	$\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$ $f'_c = 15 \text{ MPa}$ $f'_t = 1.7 \text{ MPa}$ $E_c = 8900 \text{ MPa}$ Módulo de Poisson: 0,18 Tamaño de agregado: 9,5mm Ancho máx. de fisura: 0,02mm Máxima def. efectiva: 0,03
Hormigón viga-cajón (H15)	Winfrith + Erosión (Armadura distribuida)	$\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ $f'_c = 15 \text{ MPa}$ $f'_t = 1.7 \text{ MPa}$ Módulo de Poisson: 0,18 Tamaño de agregado: 9,5mm Ancho máx. de fisura: 0,02mm $E_c = 18600 \text{ MPa}$
Acero de refuerzo (ADN420)	Elástico-Plástico (Endurecimiento Cinemático)	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ $f_y = 420 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $E_{Post-Yield} = 2800 \text{ MPa}$ Módulo de Poisson: 0,30
Suelo	Elástico	$\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$ $E = 105 \text{ MPa}$ Módulo de Poisson: 0,35
Acero de encamisado (F24)	Elástico-Plástico (Endurecimiento Cinemático)	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ $f_y = 240 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $E_{Post-Yield} = 1200 \text{ MPa}$ Módulo de Poisson: 0,30

Los modos de vibración obtenidos del modelo y sus frecuencias se indican en la Tabla 5.9. En la Figura 5.44 se muestran los tres primeros modos correspondientes al desplazamiento lateral de la superestructura, flexión del tablero y torsión longitudinal respectivamente. En el análisis modal aparece un modo que no es captado en las mediciones experimentales, correspondiente al segundo modo de flexión vertical del tablero.

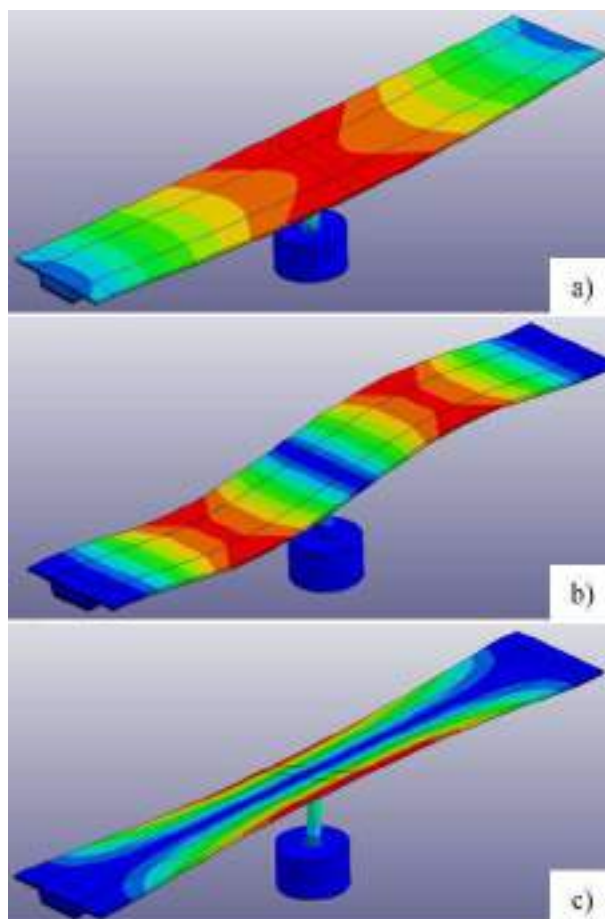


Figura 5.44. Primeros tres modos naturales de vibración. a) Traslación lateral. b) Flexión del tablero. c) Torsión longitudinal.

Tabla 5.9. Comparación numérico-experimental de frecuencias naturales de vibración del puente de calle Boedo.

Modo	Forma modal	Experimental	Numérico	
		Frecuencia (Hz)	Frecuencia (Hz)	Diferencia (%)
1	Flexión lateral	2,44	2,444	+0,16%
2	Flexión vertical	2,98	3,016	-1.21%
3	Flexión vertical (2°)	-	3,783	-
4	Torsional	4,17	3,954	-5.18%

5.4.3. Acciones sísmicas consideradas

Para este puente, se evalúa la ordenada espectral que coincide con el periodo de 0,41 segundos, los registros seleccionados son los indicados en las Figuras 5.45 a 5.47. Las características principales de los sismos elegidos se resumen en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10. Aceleraciones horizontales seleccionadas para el puente de calle Boedo. Fuente: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER): <http://peer.berkeley.edu/>

Sismo	Año	Estación	PGA (g)	Sa (g)	Mag.
Kobe	1995	KJMA	0,83	2,28	6,9
San Fernando	1989	Pacoima Dam	1,22	2,68	6,61
Mendoza	1985	LHERAS - L	0,48	0,65	6,3

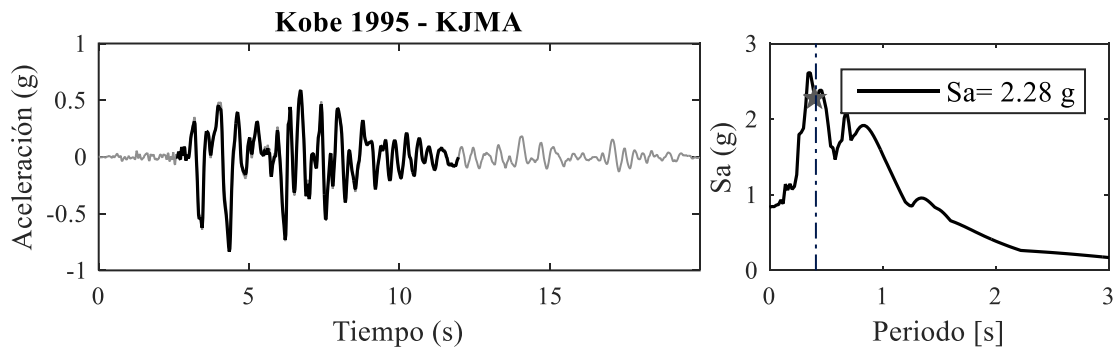


Figura 5.45. Terremoto de Kobe, Japón (1995), estación KJMA. Puente de calle Boedo.

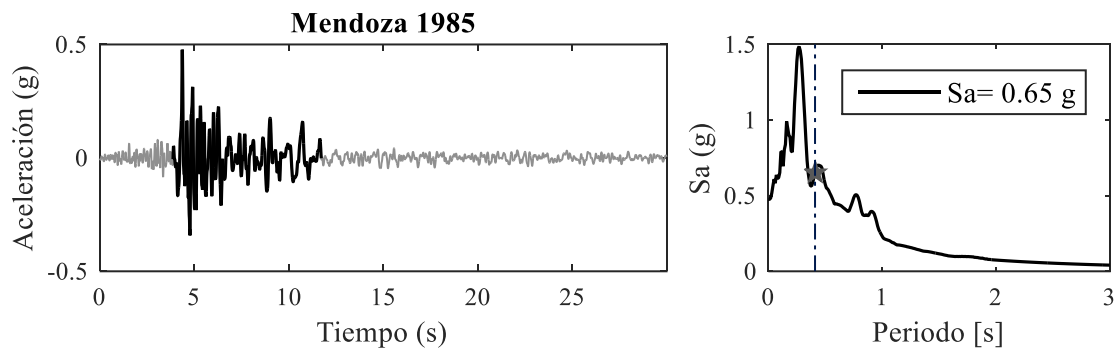


Figura 5.46. Terremoto de Mendoza, Argentina (1985). Puente de calle Boedo.

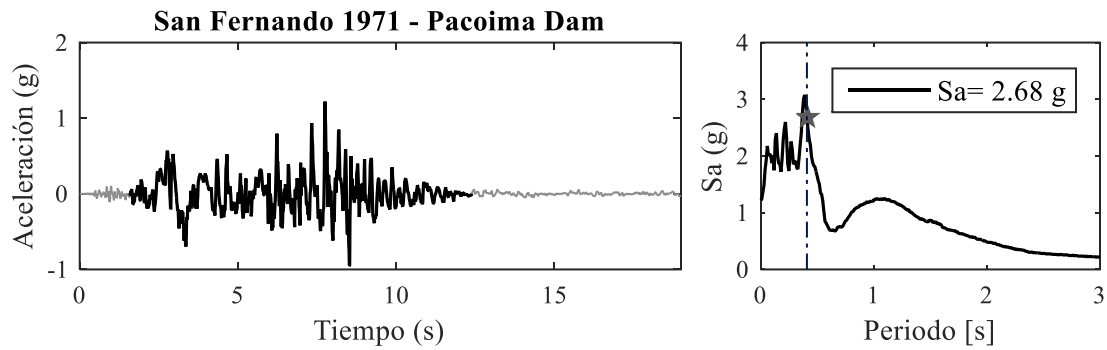


Figura 5.47. Terremoto de San Fernando, California (1971), estación Pacoima Dam. Puente de calle Boedo.

5.4.4. Propuestas de rehabilitación

La primera alternativa planteada, al igual que en el caso anterior, se trata del aislamiento en la zona de contacto entre la columna y la viga cajón, mediante un sistema P-F de deslizamiento. Para su implementación se dispone en el extremo superior de la columna un anillo metálico que contenga un grout de relleno para alcanzar el nivel de contacto y sobre la superficie se adhiere una placa de PTFE, mientras que en la superficie inferior de la viga cajón se fija una lámina de teflón (Politetrafluoretileno, PTFE) (Figura 5.48). De esta manera el contacto propuesto es similar al evaluado experimentalmente por Barlek et al. (2021) y que se utilizó para validar el modelo de fricción del programa. De igual manera que en el puente de calle Paso, los apoyos extremos en los estribos se mantienen inalterados con lo que se configura un sistema de aislamiento parcialmente restringido (*PRSI*).

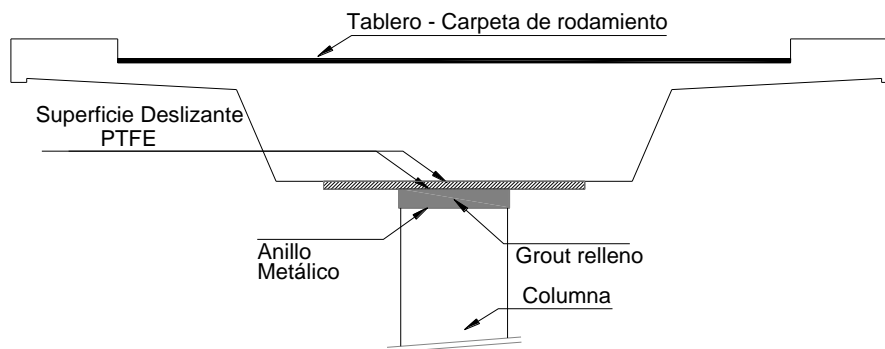


Figura 5.48. Esquema de aplicación del sistema de aislamiento por superficie deslizante, puente de calle Boedo.

En segundo lugar, debido a que el apoyo intermedio se realiza en una columna circular, no es posible implementar el mismo sistema de riostras con un dissipador metálico, tal como fue introducido en el puente anterior. En este caso se propone un encamisado metálico (*Steel Jacketing*). Esta opción es considerada una solución clásica de refuerzo muy utilizada para mejorar tanto la resistencia de corte y flexión como la ductilidad y el confinamiento de columnas, especialmente aquellas de sección circular (G. M. Calvi et al., 2007). Su aplicación ha sido

ejecutada en numerosos puentes de California y Japón con el objetivo de mejorar la resistencia, ductilidad y confinamiento de las columnas de hormigón armado (W. F. Chen & Duan, 2014). A los efectos de este estudio, se reviste la pila circular con una lámina de acero dúctil de 8.68 mm de espesor, idéntica a la que proponen Billah & Alam (2014), quienes además publican una recopilación de expresiones matemáticas para determinar los espesores necesarios. De esta manera, el encamisado queda adherido a la superficie de la columna en toda su altura. En el modelo numérico, el encamisado es introducido mediante elementos de placa (*Shell*), con un material elastoplástico con una tensión de fluencia de 240 MPa y endurecimiento cinemático, como se ha indicado en la Tabla 5.8.

CAPÍTULO 6: RESULTADOS NUMÉRICOS.

6.1 Comentarios generales

En el presente capítulo se analizan los resultados de los modelos numéricos presentados en el capítulo 5. Se evalúa la respuesta dinámica de los puentes sometidos a las acciones sísmicas transversales seleccionadas previamente, con las aceleraciones amplificadas a fin de provocar el colapso de la estructura con cada registro sísmico. Adicionalmente, se evalúa la respuesta estructural de ambos puentes con las distintas alternativas de refuerzo propuestas en el capítulo previo. Se compara en cada caso las variables de la respuesta estructural que permiten evaluar el comportamiento de los puentes y sus distintas alternativas de rehabilitación.

6.2 Puente de calle Paso

6.2.1 Estructura sin controlar

De acuerdo a los objetivos planteados en el capítulo 1, se busca alcanzar el colapso de los puentes estudiados a través de las aceleraciones horizontales que fueron escogidas en la sección 5.3.3. Por esta razón, los valores de los registros de acciones sísmicas son amplificados en un factor de escala tal que quede asegurada la falla global de la estructura. Para el caso del puente de calle Paso, luego de algunas iteraciones, los factores de amplificación que cumplen este requisito son indicados en la *Tabla 6.1*.

Tabla 6.1. Factor de amplificación de los registros sísmicos introducidos al modelo del puente de calle Paso.

Sismo	Año	Estación	Escala
Kobe	1995	KJMA	2.00
Northridge	1994	Alhambra - Fremont School	1.75
Chi Chi	1999	CHY028	1.50
Loma Prieta	1989	Corralitos 000	1.50
Mendoza	1985	LHERAS -Longitudinal	2.00

La historia temporal de los desplazamientos horizontales es medida en un nodo ubicado en el baricentro de la viga del pórtico intermedio, que se muestra en la Figura 6.1. La respuesta se indica en la Figura 6.2 para cada sismo. En cada caso se destaca el instante de tiempo en que se produce la erosión del primer elemento, como así también el momento en el que se considera que la estructura colapsa.

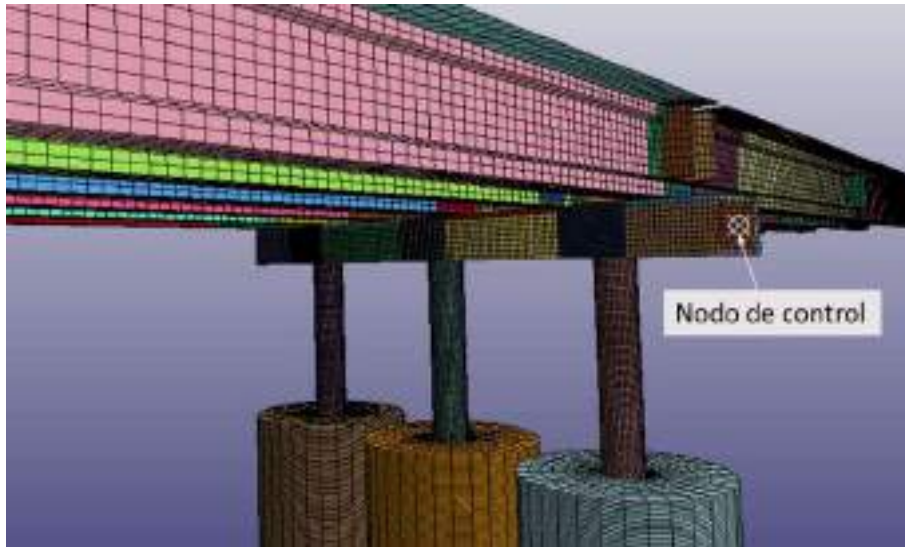


Figura 6.1. Identificación del nodo de control del puente de calle Paso.

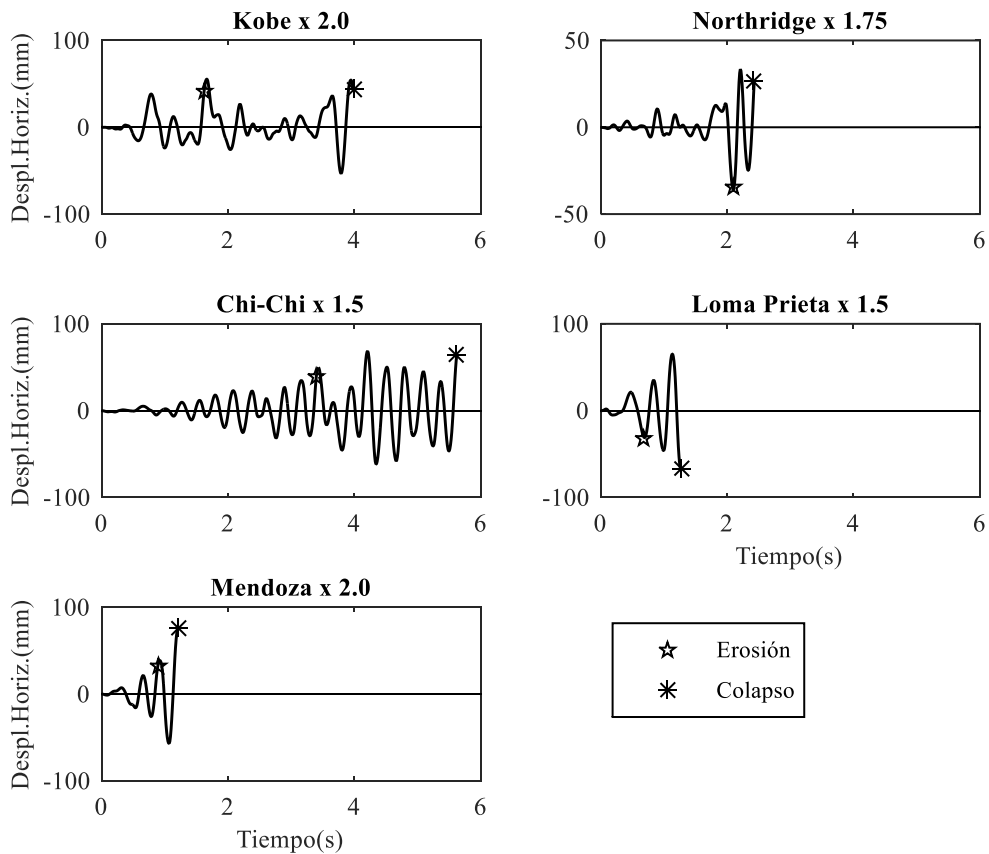


Figura 6.2. Historia temporal de los desplazamientos horizontales en el pórtico del puente de calle Paso.

En la Figura 6.3 se indica el estado de fisuración en los elementos de hormigón armado del pórtico intermedio para cada uno de los sismos considerados. El instante al que corresponde cada una de las instantáneas es arbitrario, siendo el objetivo de la inclusión de las mismas el de visualizar el estado tensional de los elementos estructurales. Las columnas muestran un estado

típico de fisuras generadas por esfuerzos de flexión, con presencia de tensiones de tracción en las caras opuestas de ambos extremos. La viga de encabezado presenta un gran número de fisuras diagonales en los nudos de unión viga-columna, este escenario demarca una fuerte concentración de esfuerzos de corte provenientes del apoyo de las vigas longitudinales a cada lado de las columnas.

El mecanismo de colapso del puente se muestra, para cada registro sísmico, en la Figura 6.4. En todos los casos, la estructura falla en el nudo de unión viga-columna. La elevada concentración de tensiones que fue advertida a partir de la propagación de fisuras degrada el hormigón del nudo que resulta incapaz de transmitir las cargas de la superestructura. En el instante en que se produce el colapso, la viga es perforada por las columnas laterales. Únicamente para los sismos de Kobe (Figura 6.4a) y Chi-Chi (Figura 6.4c) la subestructura muestra la falla de las columnas en su extremo superior, aunque este fenómeno se produce después de desintegrarse la viga en el nudo.

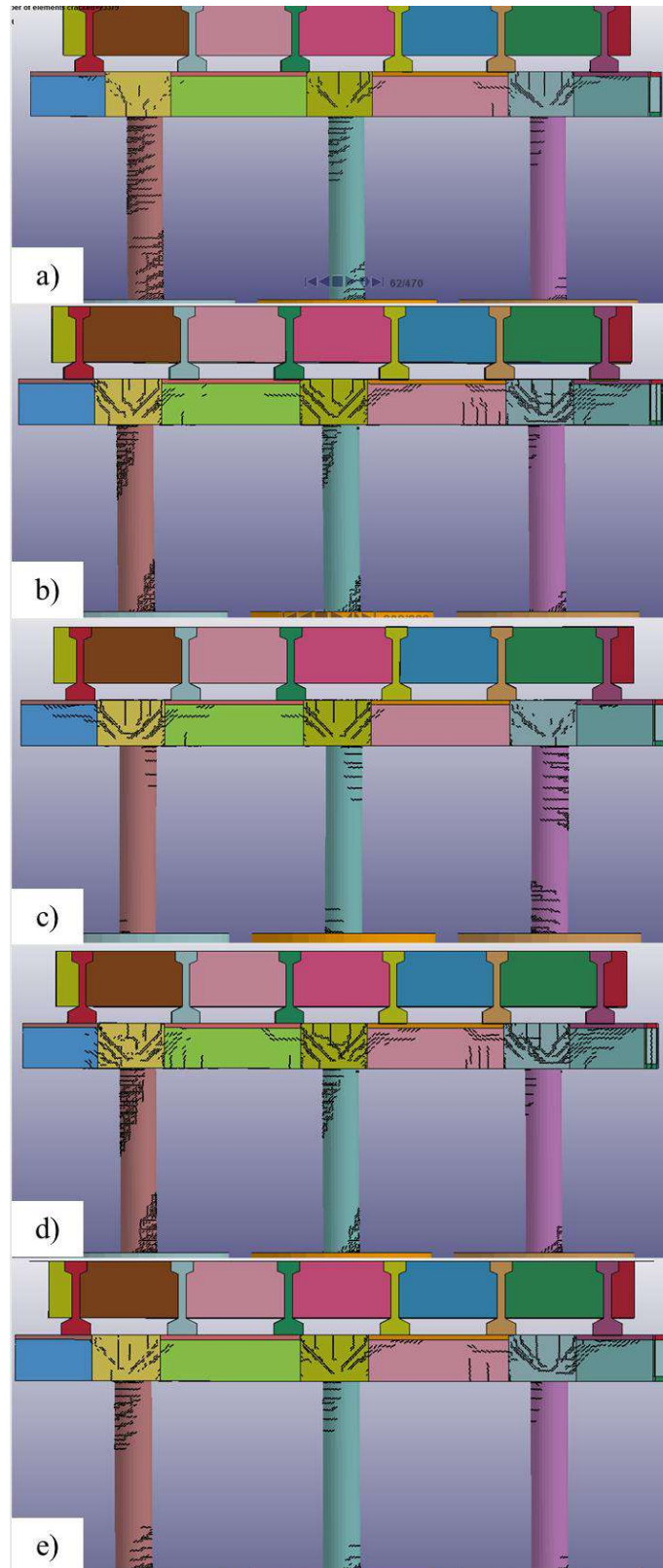


Figura 6.3. Propagación de fisuras en el pórtico de hormigón armado. (a) Kobe. $t = 0.61$ seg, (b) Northridge. $t = 2.07$ seg. (c) Chi-Chi. $t = 1.57$ seg, (d) Loma Prieta. $t = 0.74$ seg, (e) Mendoza. $t = 0.57$ seg.

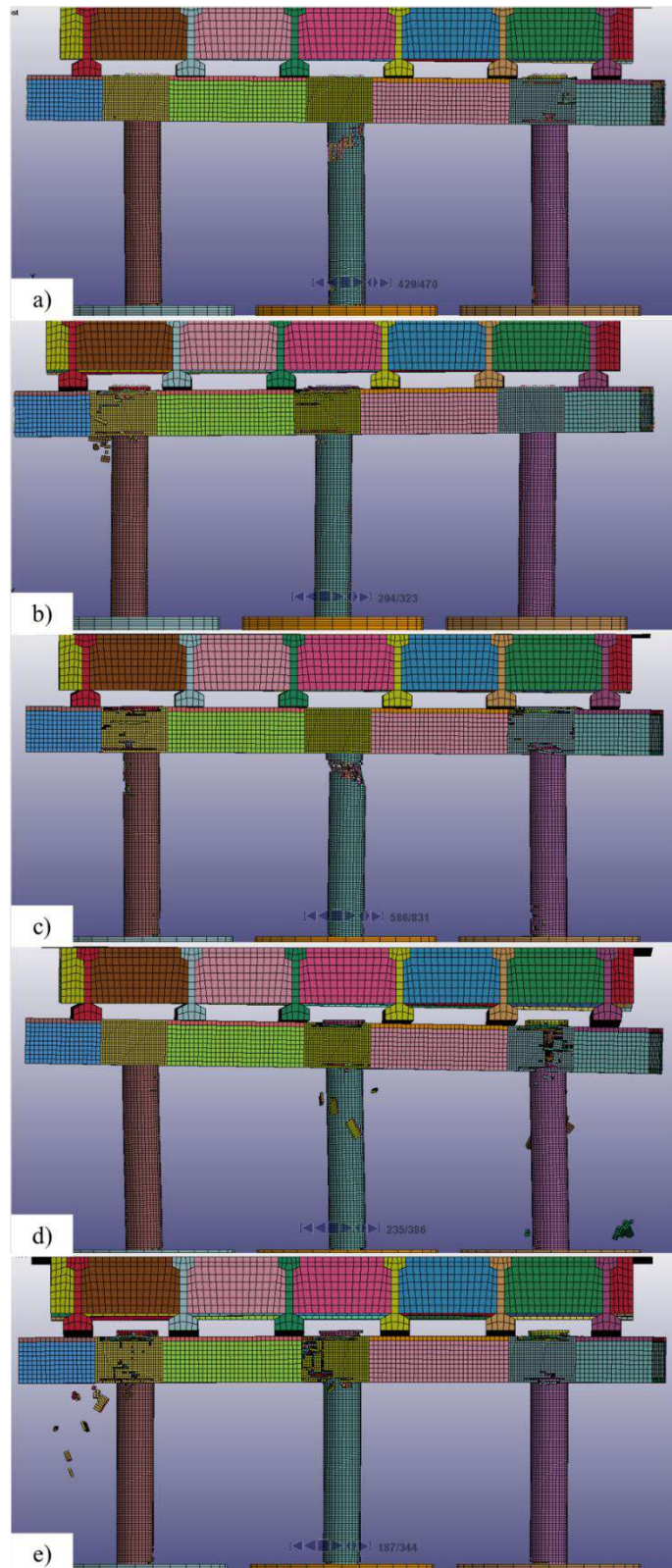


Figura 6.4. Mecanismo de colapso del puente. (a) Kobe. $t = 4.28$ seg, (b) Northridge. $t = 2.93$ seg. (c) Chi-Chi. $t = 5.85$ seg, (d) Loma Prieta. $t = 2.34$ seg, (e) Mendoza. $t = 1.86$ seg.

6.2.2 Aislamiento parcial del tablero

Tal como fue presentado en el apartado 2.3.1, se busca desacoplar la masa del tablero y las vigas longitudinales de la estructura intermedia que sirve de apoyo, con las consideraciones detalladas en la sección 5.3.4. Bajo las condiciones asumidas se constituye un aislamiento parcial (*PRSI*), dado que se trata de reforzar la estructura del puente sin modificar el trazado alométrico de la calzada. Además, el sistema de aislamiento incorporado se encuadra en la categoría P-F (Superficies deslizantes) sin dispositivos de re centrado. Si bien tanto la incorporación de un aislador sin fuerza restitutiva como la viabilidad de un aislamiento *PRSI* en puentes con superestructura discontinua no se recomienda ni es una práctica corriente, de su análisis teórico surgen conclusiones de interés para este trabajo de investigación.

En su implementación numérica, se emplea el algoritmo de contacto entre las superficies involucradas basado en el método de penalidad (*SURFACE TO SURFACE*). Inicialmente, se considera la situación hipotética de una superficie de deslizamiento sin fricción. Si bien este escenario no es real y no es posible materializarlo, sirve como punto de partida para el análisis teórico de su influencia en la respuesta global del puente.

Los resultados numéricos se presentan en la Figura 6.5 para los desplazamientos horizontales del pórtico, mientras que la Figura 6.6 muestra los desplazamientos horizontales del tablero. En ambos casos se muestra una comparación con la historia temporal de los desplazamientos del puente sin refuerzos.

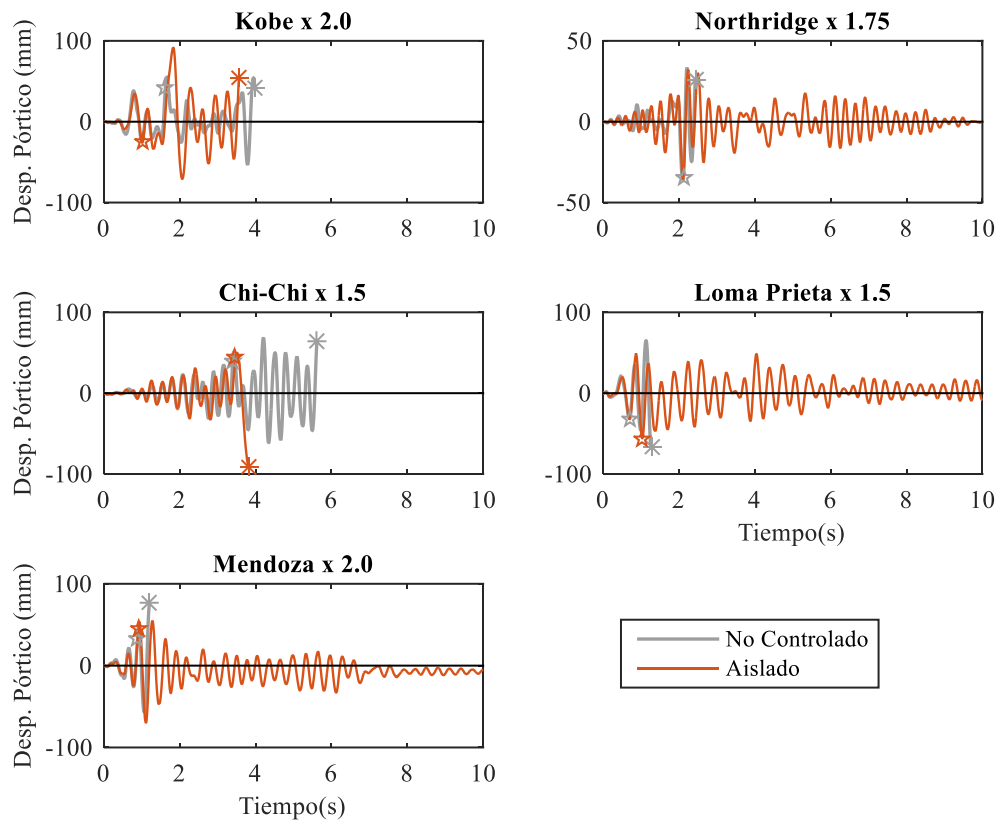


Figura 6.5. Historia temporal de los desplazamientos horizontales del pórtico de hormigón armado, puente de calle Paso con aislamiento parcial del tablero.

A partir de los resultados obtenidos, tanto para el sismo de Kobe como para el de Chi-Chi se produce el colapso de la estructura con el sistema de aislamiento considerado. El estado final de la estructura para cada registro se muestra en la Figura 6.7. Puede notarse en la imagen el estado de deterioro en el instante de colapso, tanto para la simulación del sismo de Kobe (Figura 6.7a) como para el terremoto de Chi-Chi (Figura 6.7b). A pesar de que para los demás registros la estructura todavía conserva capacidad de resistir esfuerzos, se aprecia un nivel de daño considerable para los terremotos de Loma Prieta y Mendoza. Por su parte, la respuesta frente al sismo de Northridge arroja como resultado un estado de integridad estructural destacable.

De la comparación entre la Figura 6.4 y 6.7, puede advertirse una modificación en el mecanismo de transferencia de esfuerzos y consecuentemente del mecanismo de colapso. Tanto para la simulación del sismo de Kobe (Figura 6.7a) como para la de Chi-Chi (Figura 6.7c), el colapso estructural se produce por la rotura del hormigón en los extremos de la columna, producto de un estado flexional. El daño se concentra en las rótulas plásticas de las pilas y no se produce la falla del nudo de unión viga-columna. A pesar de conseguir uno de los objetivos planteados en la implementación del aislamiento por superficie deslizante, la integridad global de la estructura no puede asegurarse para todos los casos. No obstante, se logra evitar la concentración de

tensiones de corte en los nudos y se consigue modificar el mecanismo de transferencia de los esfuerzos reduciendo el daño concentrado en la unión.

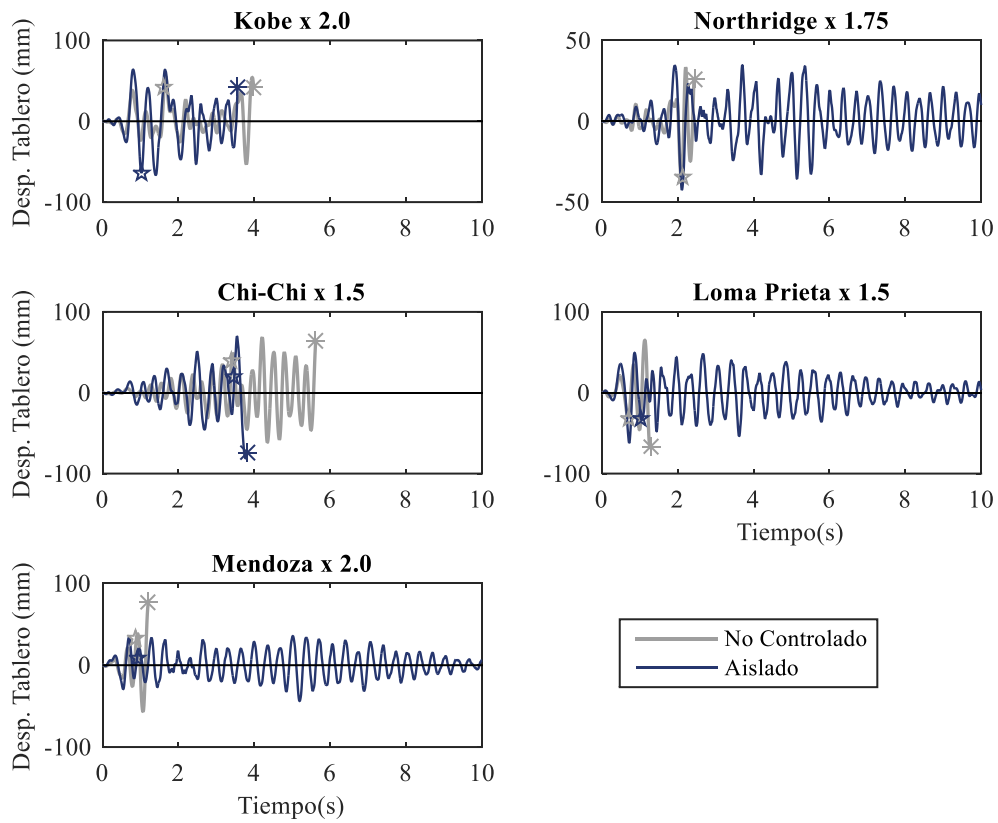


Figura 6.6. Historia temporal de los desplazamientos horizontales del tablero, puente de calle Paso.

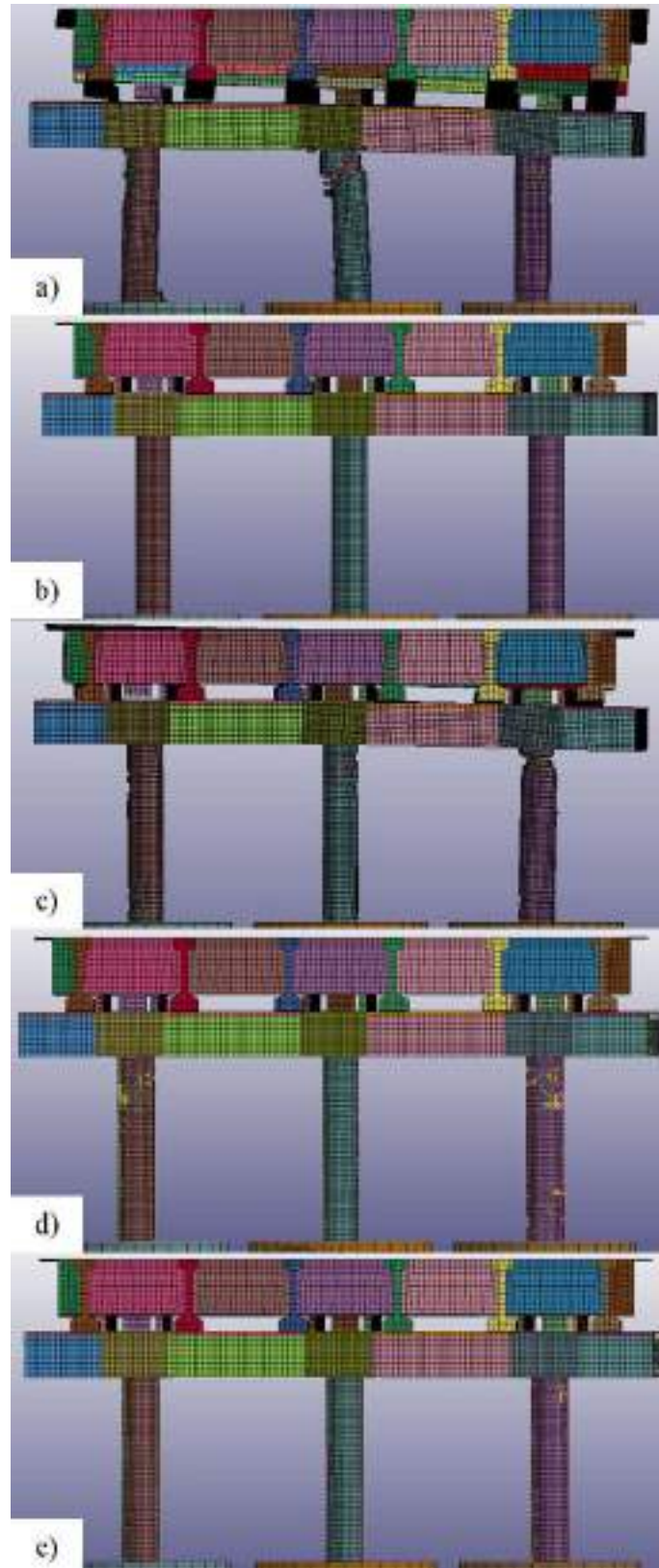


Figura 6.7. Estado de la estructura del puente de calle Paso al finalizar la simulación numérica. (a) Colapso del puente, sismo de Kobe, $t = 4.23$ seg. (b) Pórtico sin daño evidente, sismo de Northridge, $t = 10$ seg. (c) Colapso del puente, sismo de Chi-Chi, $t = 5.42$ seg. (d) Daño generado en el pórtico, sismo de Loma Prieta, $t = 10$ seg. (e) Daño en el pórtico, sismo de Mendoza, $t = 10$ seg.

Por otra parte, bajo las hipótesis asumidas en cuanto al análisis y modelación, es posible evaluar el comportamiento del puente con el aislamiento parcial a partir del análisis de los esfuerzos axiales en la columna (Figura 6.8). En primer lugar, se advierte un incremento en los valores máximos de compresión, al mismo tiempo que se reducen los valores de tracción. Este fenómeno es producto del cambio introducido en el contacto entre la viga del pórtico y los apoyos del tablero, la definición de una superficie ideal sin fricción permite a los apoyos del tablero moverse libremente en dirección horizontal y solamente restringe que la superficie esclava atraviese a la superficie maestro del contacto. En otras palabras, el tablero es libre de elevarse y separarse de su superficie de asiento. Una vez que esto ocurre sucede un impacto vertical de las vigas longitudinales sobre la viga del pórtico. Debe mencionarse que el comportamiento observado resulta inesperado y es perjudicial para la integridad de la estructura. Entre las numerosas publicaciones existentes referidas a impactos en puentes, el eje de atención se localiza en el apoyo de los extremos del tablero contra los estribos (Bi & Hao, 2013; J. Chen et al., 2017; C. J. Wang, 2007), o bien ante un eventual impacto entre elementos adyacentes (Bi et al., 2013; Miari et al., 2020); este tipo de golpe vertical producto del levantamiento del tablero en sus apoyos intermedios es un hallazgo novedoso que sólo puede ser identificado a partir de un modelo numérico con el nivel de detalle que se ha presentado en este trabajo.

El fenómeno de impacto vertical descrito anteriormente, puede ser comprendido a través de dos efectos que actúan simultáneamente: La caracterización dinámica del puente parcialmente aislado y la naturaleza oblicua de la geometría del puente.

En primer término, cuando se lleva a cabo un análisis modal del puente aislado resultan los primeros cuatro modos de vibrar que se indican en la Figura 6.9 y se resumen en la Tabla 6.2. Puede notarse la aparición de un nuevo modo que involucra la vibración del pórtico fuera de su plano. Además, queda evidenciado que en los modos presentados existen efectos de torsión del tablero acoplados con el movimiento horizontal, estos efectos producen un levantamiento del tablero en un costado y un descenso en el costado opuesto.

Tabla 6.2. Frecuencias obtenidas de un análisis modal del puente aislado de calle Paso.

Modo	Forma modal	Frecuencia (Hz)
1	Lateral	0.909
2	Torsión del pórtico	3.607
3	Flexión del tablero	4.262
4	Lateral del pórtico	4.760

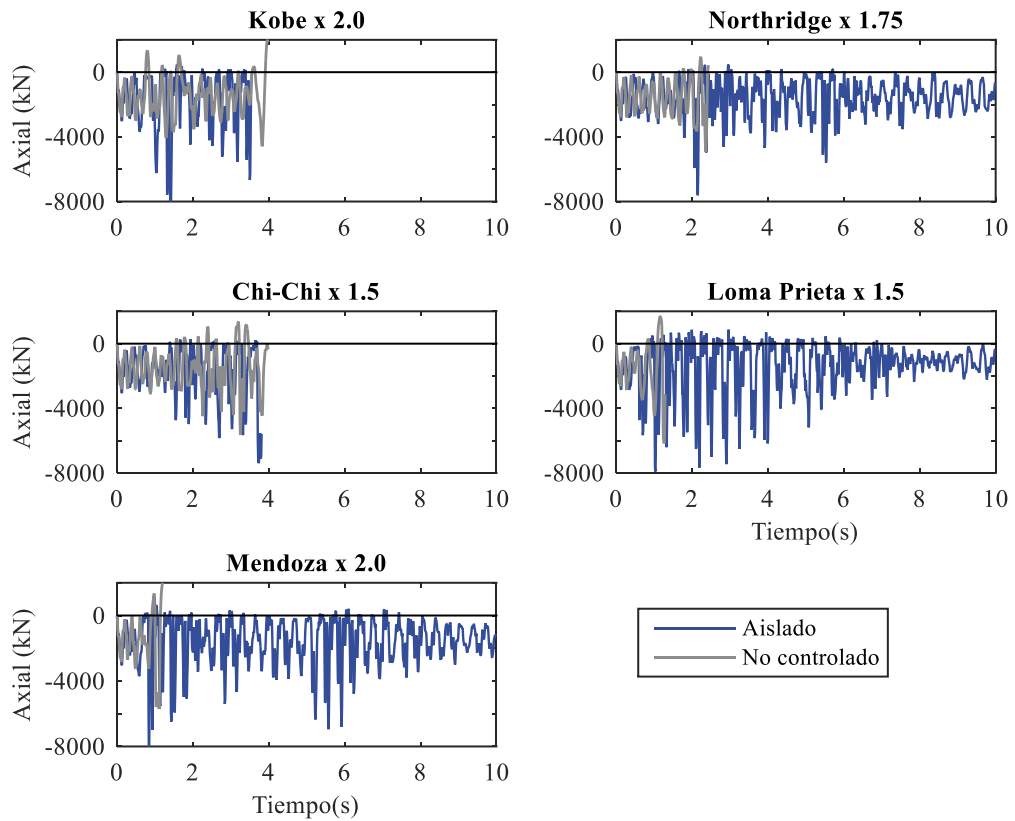


Figura 6.8. Historia temporal de los esfuerzos axiales en una columna del pórtico.

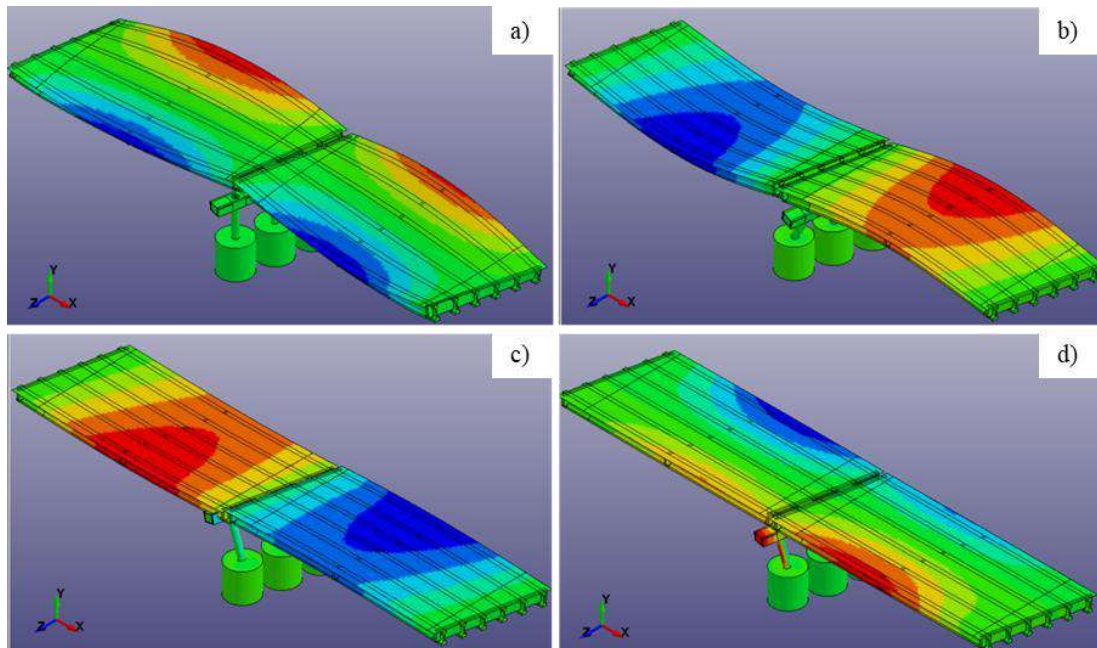


Figura 6.9. Primeros cuatro modos de vibración del puente aislado. a) Modo lateral, freq.: 0,909 Hz. b) Torsión del pórtico, freq.: 3,607 Hz. c) Modo flexional, freq.: 4,262 Hz. d) Modo lateral del pórtico, freq.: 4,760 Hz

Los espectros de respuesta elástica perteneciente a cada registro sísmico se muestran superpuestos en la Figura 6.10, en la que además se indica el valor de los principales períodos de vibración natural del puente original y del puente aislado. El período natural del puente sin refuerzos se presenta como $T_0 = 0,27$ seg. A pesar de que con el aislamiento se logra un incremento notorio del primer modo ($T_1 = 1,10$ seg.), el segundo modo correspondiente a la deformación del pórtico no se ve sensiblemente afectado respecto del original ($T_2 = 0,21$ seg.). Si bien el segundo modo del puente aislado involucra una masa traslacional reducida, por haber sido desacoplada a través del contacto deslizante, el nivel de aceleraciones horizontales a las que se encuentra sometido son lo suficientemente elevados como para deteriorar las columnas, comprometiendo la integridad global de la estructura.

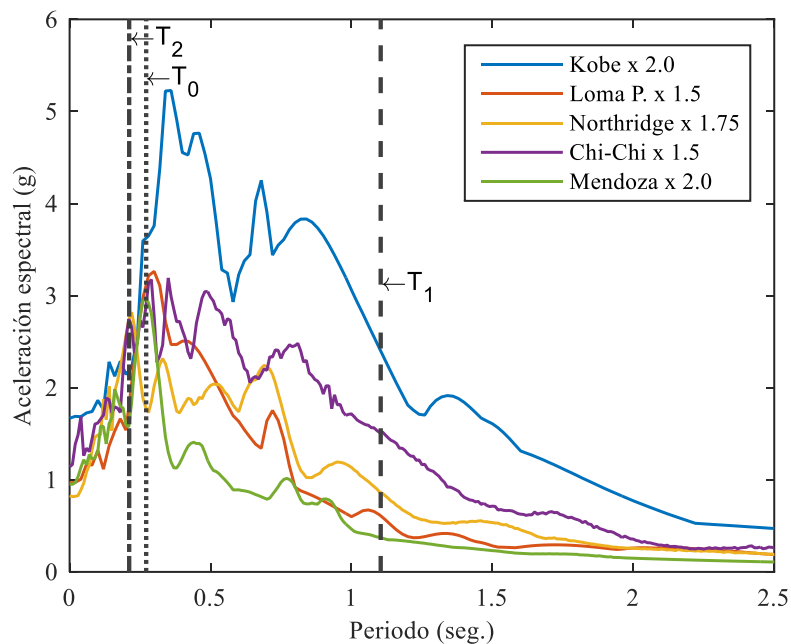


Figura 6.10. Espectro de respuesta elástica de aceleraciones para cada registro sísmico considerado.

Por otro lado, la geometría oblicua del puente es la responsable de introducir los efectos de torsión que muestran los modos de vibración determinados. La imposibilidad que tiene el tablero de deslizarse horizontalmente en los estribos a partir de las condiciones de vínculo asumidas, y el ángulo de inclinación con el que actúa la reacción horizontal de los apoyos generan el estado de deformación del tablero alrededor del eje longitudinal del mismo. Como consecuencia, los apoyos se elevan separándose de la viga del pórtico y posteriormente impactando al pórtico cuando la acción externa se revierte. Este fenómeno queda en evidencia al comparar los desplazamientos en la dirección vertical de cada una de las superficies en contacto (Figura 6.11). En la imagen puede notarse a simple vista cada instante en el que la superficie se separa perdiendo contacto y posteriormente vuelven a unirse. Al impactar el apoyo sobre la viga del pórtico, ambas

superficies vibran solidariamente durante un lapso breve de tiempo, antes de producirse el levantamiento subsiguiente. Si bien el fenómeno ocurre en las tres columnas del pórtico, lógicamente en la columna central la magnitud de los desplazamientos relativos es mucho menor que en las columnas laterales.

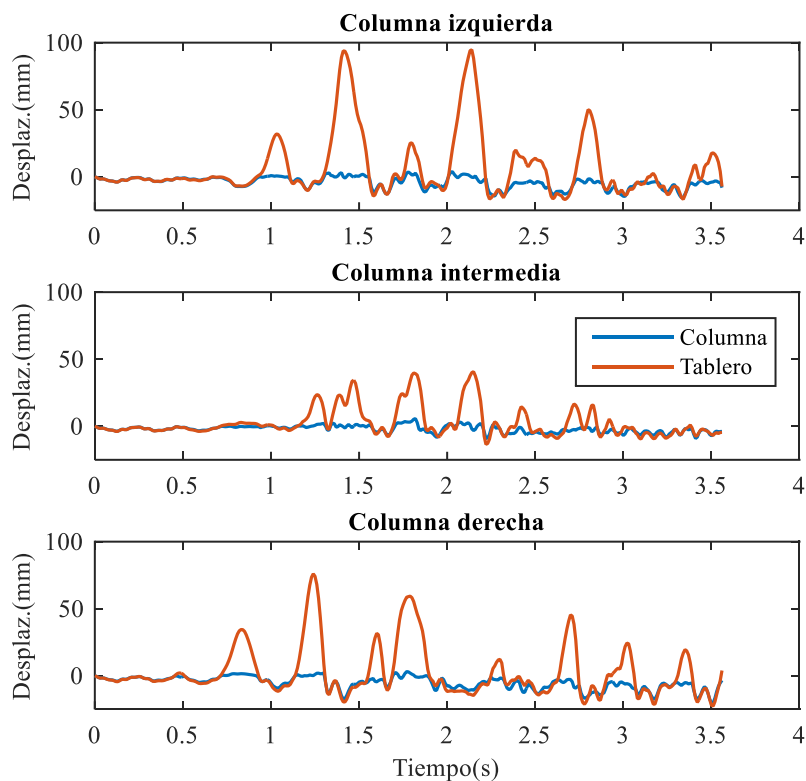


Figura 6.11. Desplazamientos verticales en la superficie de contacto para cada columna del puente aislado, registro de Kobe.

Resulta de interés evaluar la relación existente entre la separación del contacto con los esfuerzos axiales en las columnas (Figura 6.12), es posible advertir que el máximo desplazamiento vertical relativo en la columna izquierda se produce con un esfuerzo axial prácticamente nulo en esa misma columna, al mismo tiempo que se produce el valor máximo de compresión en la columna derecha. Además, cuando se produce el impacto del apoyo sobre la viga del pórtico, el esfuerzo axial de la pila se ve fuertemente amplificado. Este fenómeno se repite cada vez que el tablero se levanta de su apoyo, pero la magnitud de amplificación de los esfuerzos axiales se va atenuando a medida que transcurre el tiempo, denotando una fuerte degradación del hormigón de las columnas, que ven progresivamente reducida su capacidad de transmitir estos esfuerzos.

Por los motivos que se han detallado, el colapso del puente aislado se explica, aun considerando una superficie sin fricción, a partir de la geometría oblicua tanto de los estribos en los extremos como del pórtico central de hormigón. Esta particular geometría produce sollicitaciones torsionales significativas en el tablero que derivan en el impacto de los apoyos sobre

el pórtico central. El impacto vertical degrada el material de la sub estructura, que además es sometida a fuertes aceleraciones horizontales debido a su bajo periodo de vibración. Cabe recalcar que los resultados obtenidos se corresponden con las hipótesis asumidas en la Sección 3.3. Los estribos del puente no han sido modelados por exceder el alcance de este trabajo. Sin embargo, se deja establecida la necesidad de evaluar su comportamiento mediante estudios detallados adicionales a los que se presentan.

A raíz del análisis efectuado, no se ha estudiado este puente con coeficientes de fricción más elevados, ya que se asume que ello llevaría a una situación intermedia entre el puente aislado sin fricción y el puente no controlado. Esto redundaría en una situación más desfavorable que la del puente aislado sin fricción, conduciendo al colapso en la mayoría de los casos.

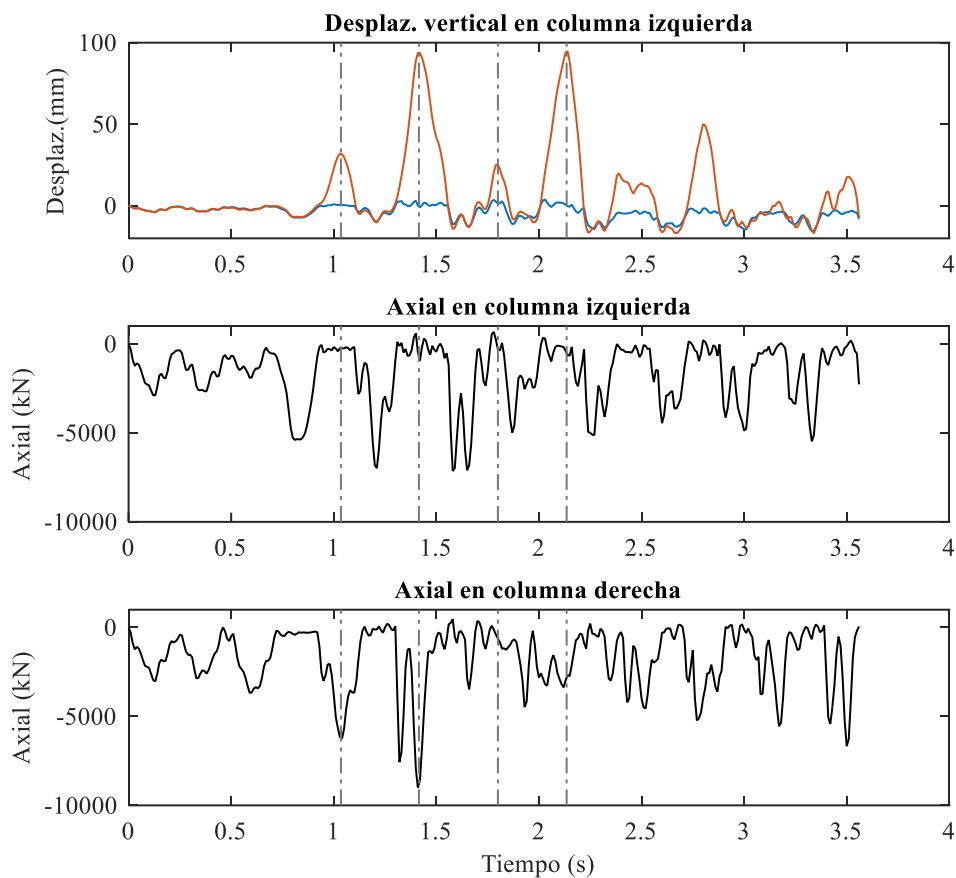


Figura 6.12. Apertura del contacto comparada con los esfuerzos axiales de las columnas de puente de calle Paso, sismo de Kobe.

6.2.3 Disipador metálico

La segunda alternativa contemplada para reforzar la estructura existente es la incorporación de un disipador metálico, de acuerdo a las recomendaciones surgidas del análisis simplificado realizado en el capítulo 4, el cual es accionado por medio del desplazamiento relativo entre pies y cabeza de las columnas del pórtico. La implementación en el modelo numérico se

realiza agregando las diagonales tipo “Chevron” (Kazemzadeh Azad et al., 2017) por medio de elementos de barra de acero de sección circular hueca, cuyo comportamiento se asume elástico lineal. Esta disposición persigue la finalidad de concentrar el desplazamiento relativo en la mitad de la altura libre del pórtico. La vinculación entre las columnas y las diagonales se realiza mediante un anillo de 0,50m de alto, que envuelve el perímetro de la columna. En el modelo se representan con elementos de placa “Shell” de acero de comportamiento lineal y elástico cuya adherencia a la superficie de la columna de hormigón se considera perfectamente adherida mediante nodos compartidos de la malla (Figura 6.13). En la intersección de las riostras se dispone un elemento discreto (*ELEMENT_DISCRETE) con un material elástico plástico (*MAT_SPRING_ELASTOPLASTIC) cuyas propiedades son las mismas que han sido determinadas en el capítulo 4 de esta tesis.



Figura 6.13. Modelo numérico del puente de calle Paso con dissipador metálico.

La respuesta numérica del puente se muestra en la Figura 6.14, donde se detalla la historia de los desplazamientos horizontales del nodo de control ubicado en el baricentro de la viga de cabecera del pórtico (Figura 6.1), para cada registro sísmico evaluado. Se compara con la respuesta del puente no controlado en todos los casos, donde se ha indicado también el instante de tiempo en el que se produce la erosión del primer elemento.

Debe mencionarse que con la inclusión de un dissipador metálico solo se produce erosión en los elementos para el sismo de Kobe, siendo el primer elemento erosionado en el instante de tiempo $t=5,31$ seg.

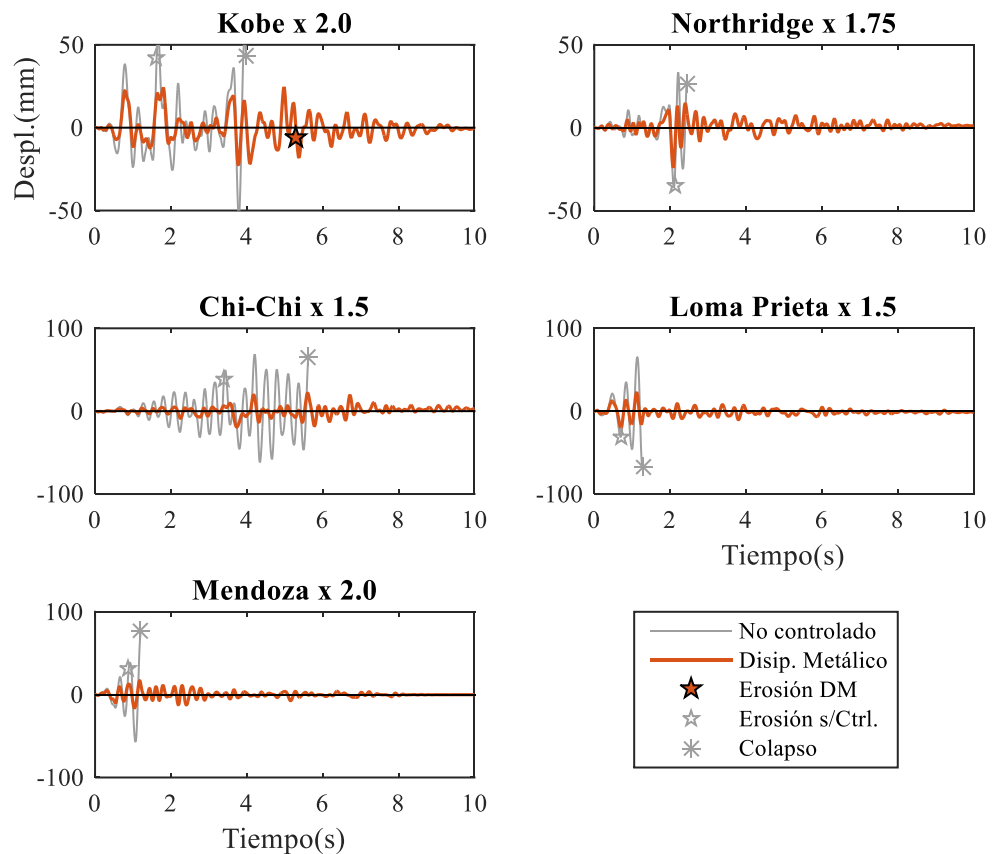


Figura 6.14. Desplazamientos horizontales del pórtico, puente de calle Paso con disipador metálico.

Las curvas obtenidas a partir de las simulaciones numéricas muestran no solo que el colapso de la estructura es evitado en todos los casos, sino también se advierte una fuerte reducción de los desplazamientos laterales. Como contrapartida, se observa un fuerte aumento en el esfuerzo de corte de las columnas del pórtico (Figura 6.15). Este efecto adverso es esperable ya que el dispositivo incorporado, para desarrollar su capacidad disipativa, reacciona contra la base de las pilas a través de las riostras dispuestas en los vanos del pórtico. El mecanismo de transferencia de esfuerzos es bien conocido y sus consecuencias referidas al corte horizontal son remarcadas por algunos autores en trabajos previos (Casciati et al., 2009).

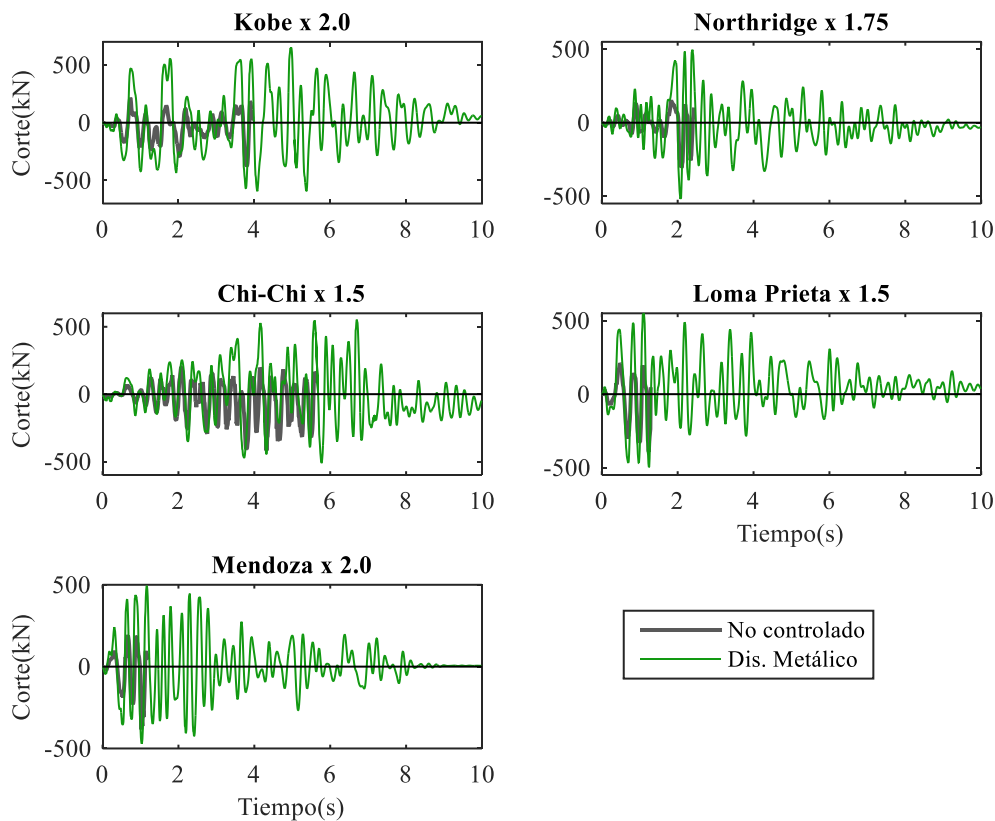


Figura 6.15. Historia temporal del esfuerzo de corte en la columna izquierda del pórtico central del puente de calle Paso.

A pesar de que el aumento del corte en la base es un efecto indeseado, las columnas no alcanzan su resistencia última. Este fenómeno, que se verifica para todos los casos analizados, es un efecto conjunto entre la reducción de desplazamientos horizontales y el confinamiento lateral localizado del anillo de fijación en el que se sujetan las diagonales. De esta manera, la respuesta global del puente mejora notablemente comparándola con el puente en su estado original. El desempeño de los disipadores metálicos resulta eficiente en el comportamiento global del puente. Los dos dispositivos instalados en el pórtico tienen una respuesta cíclica idéntica (Figura 6.16), donde se advierte que ambas curvas se superponen. El área que encierra cada ciclo no lineal involucra una cantidad de energía disipada, lo que se traduce en una disminución de la cantidad de energía que ingresa a la estructura. La energía que ingresa al sistema estructural es la responsable del daño en los elementos que conduce al colapso estructural, por lo que es esperable que el estado final de la estructura se vea menos dañado al ser comparado con la respuesta del puente original.

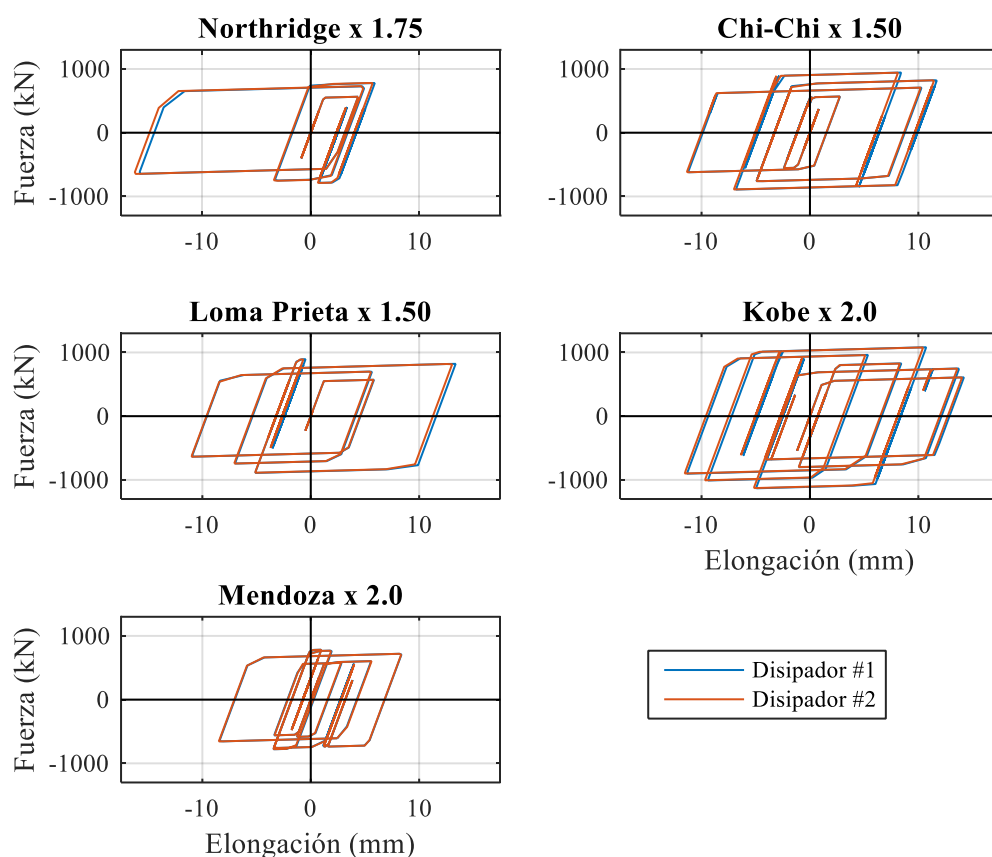


Figura 6.16. Respuesta cíclica de los disipadores metálicos instalados en el puente de calle Paso, para cada registro sísmico evaluado.

6.3 Puente de calle Boedo

6.3.1 Estructura sin controlar

Los registros sísmicos presentados en la sección 5.4.1, requieren ser amplificados por el factor de escala que se indica en la Tabla 6.3 para que se logre el colapso de la estructura del puente. Los desplazamientos horizontales del puente original son evaluados en un nodo ubicado sobre la carpeta de rodamiento en coincidencia con el baricentro de la columna circular (Figura 6.17), la respuesta se muestra en la Figura 6.18. Se indican con símbolos los hitos destacados de la simulación con el mismo criterio establecido en la sección 6.2 para el puente de calle Paso.

Tabla 6.3. Factor de escala de amplificación para los registros sísmicos considerados en el puente de calle Boedo.

Sismo	Año	Estación	Escala
Kobe	1995	KJMA	1.50
San Fernando	1971	Pacoima Dam	1.80
Mendoza	1985	LHERAS - L	3.50

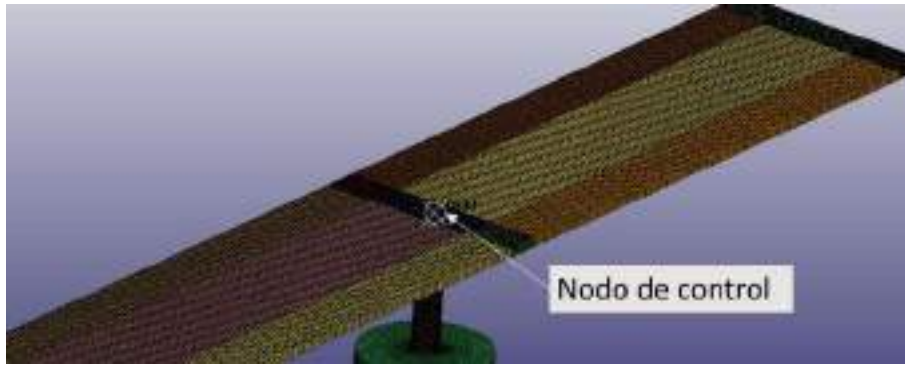


Figura 6.17. Nodo de control del puente de calle Boedo.

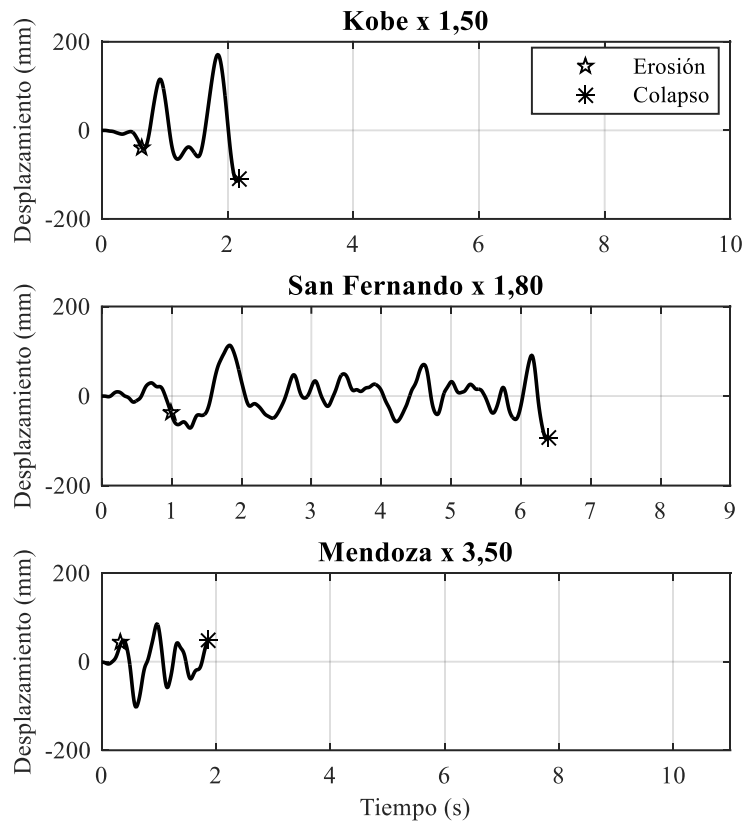


Figura 6.18. Historia temporal de los desplazamientos horizontales del puente sin controlar de calle Boedo.

La Figura 6.19 muestra, para el momento en el que se considera el colapso de la estructura, el estado de daño (erosión de elementos) y la distribución de fisuración para cada sismo: Kobe 1994 en el instante $t = 2,18$ seg. (Figura 6.19 a y b), San Fernando 1971 en $t = 6,40$ seg. (Figura 6.19 c y d) y Mendoza 1985 en $t = 1,88$ seg. (Figura 6.19 e y f). Los tres casos muestran una falla similar, con la rotura del hormigón en la cabeza de la columna y un gran número de elementos del recubrimiento de la columna erosionados en la base, a nivel del terreno.

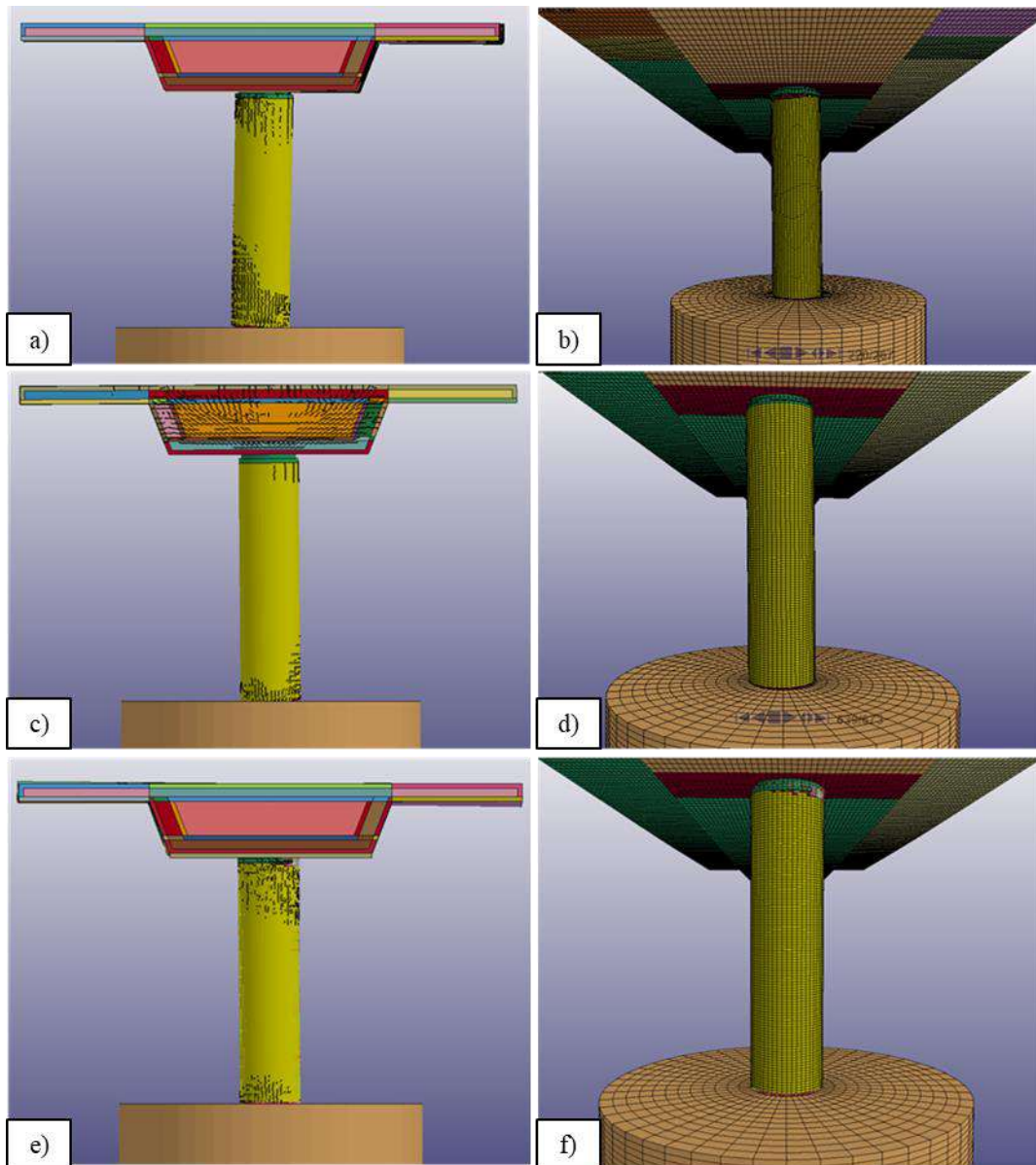


Figura 6.19. a) Propagación de fisuras para el sismo de Kobe, $t=0,91$ seg. b) Colapso del puente para el sismo de Kobe, $t=2,18$ seg. c) Propagación de fisuras para el sismo de San Fernando, $t=1,04$ seg. d) Colapso del puente para el sismo de San Fernando, $t=6,40$ seg. e) Propagación de fisuras para el sismo de Mendoza, $t=1,10$ seg. f) Colapso del puente para el sismo de Mendoza, $t=1,87$ seg.

En cuanto al desarrollo de fisuras en la columna del puente, puede advertirse un patrón de fisuras horizontales en ambos extremos de la pila evidenciando un estado provocado por esfuerzos de flexión, que generan tracción en las caras opuestas de cada extremo. A su vez, puede identificarse la presencia de fisuras verticales en el extremo superior, las cuales son provocadas por tensiones de compresión longitudinal producidas por la concentración de tensiones en la zona de transición del apoyo del tablero en la columna. El mecanismo de falla que se desarrolla en las tres simulaciones responde a un estado tensional complejo en la cabeza de la columna, que genera un deterioro en el hormigón del núcleo y un consecuente ablandamiento con pérdida de soporte.

Este fenómeno puede verse claramente al observar el estado de deformación final de la armadura de refuerzo de la columna (Figura 6.20a). Este estado de deformación es fruto de la pérdida de soporte vertical del hormigón de la columna, lo cual conduce al pandeo longitudinal de las barras de acero, cuyo desplazamiento lateral se incrementa debido a los esfuerzos horizontales que experimenta la estructura. El mecanismo de falla resulta similar al experimentado por un puente de San Fernando, durante el terremoto ocurrido en 1971, Figura 6.20b (Priestley et al., 1996).

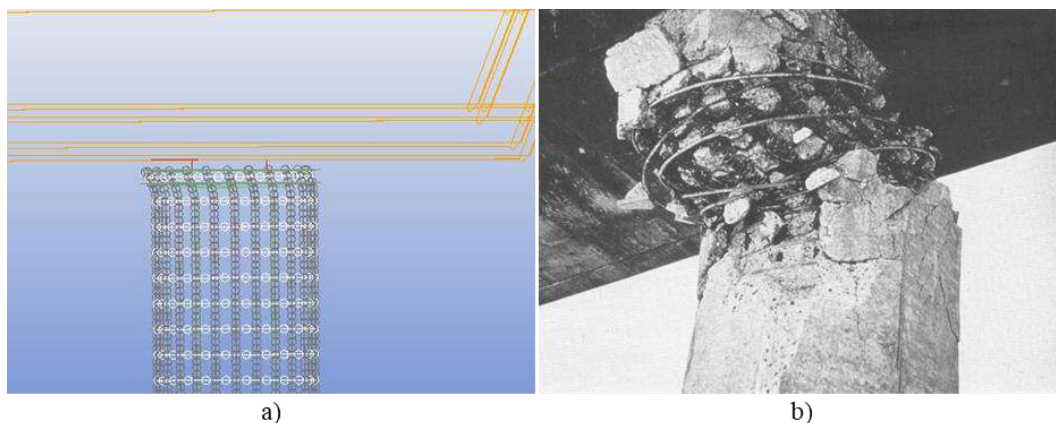


Figura 6.20. a) Estado final de deformaciones de la armadura de refuerzo de la columna para la simulación del sismo de Kobe en el instante $t= 2,18$ seg. b) Modo de falla de la columna de un puente de hormigón durante el terremoto de San Fernando en 1971 (Priestley et al., 1996).

6.3.2 Aislamiento parcial del tablero

La respuesta dinámica es evaluada considerando un modelo de fricción constante con una formulación de Coulomb, que fue previamente validado en la sección 5.2.4 contrastando con resultados experimentales (Barlek et al., 2021). La Figura 6.21 muestra los desplazamientos horizontales del extremo de la columna. Se evalúa la respuesta dinámica para distintos valores de coeficiente de fricción (0, 5% y 10%). Además, se agrega la respuesta del puente no controlado, donde se indica el instante de colapso. Por otra parte, la historia temporal de los desplazamientos horizontales del tablero es la que se indica, para cada registro sísmico, en la Figura 6.22.

Como puede observarse en la Figura 6.21, los desplazamientos horizontales de la columna se incrementan a medida que el coeficiente de fricción aumenta. Esta característica confirma que el coeficiente de fricción actúa como un límite máximo en la capacidad del contacto para transmitir fuerzas horizontales hacia la columna.

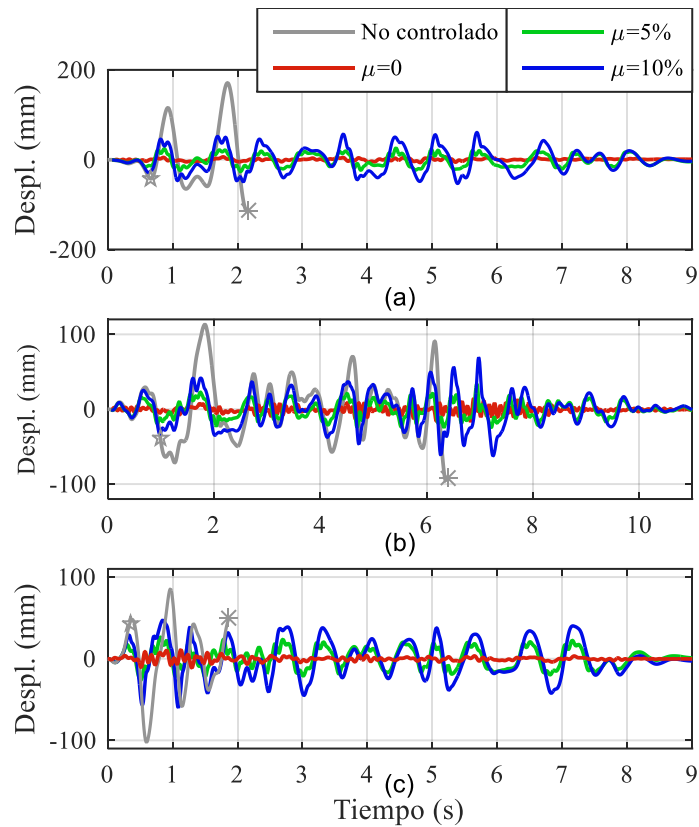


Figura 6.21. Desplazamientos horizontales de la columna del puente Boedo parcialmente aislado, evaluación de distintos coeficientes de fricción. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

Por su parte, el tablero no modifica su respuesta significativamente con los diferentes coeficientes de fricción considerados (Figura 6.22). Esto es debido a la baja rigidez lateral de la columna, que interviene fundamentalmente como soporte vertical del tablero. Independientemente del valor que tome el coeficiente de fricción, el apoyo intermedio es incapaz de proveerle a la superestructura una reacción horizontal apreciable.

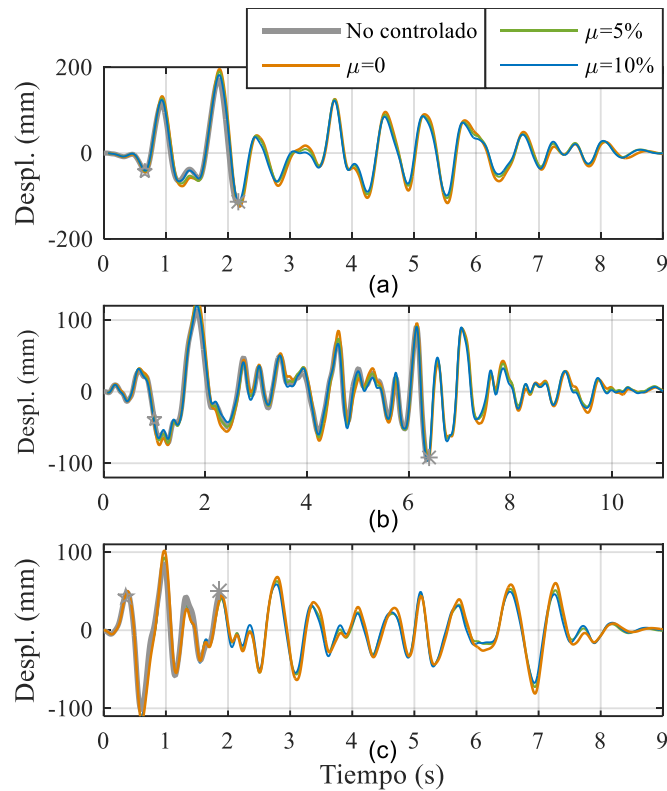


Figura 6.22. Desplazamientos horizontales del tablero del puente Boedo parcialmente aislado, evaluación de distintos coeficientes de fricción. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

En la Figura 6.22 puede apreciarse que los desplazamientos horizontales al finalizar la simulación son iguales y muy pequeños para los tres coeficientes de fricción comparados. En la Figura 6.23 se verifica mediante la comparación del desplazamiento residual con el máximo desplazamiento horizontal que experimenta el puente de calle Boedo para los valores de coeficiente de fricción evaluados. Estos valores y su relación porcentual se indican en la Tabla 6.4.

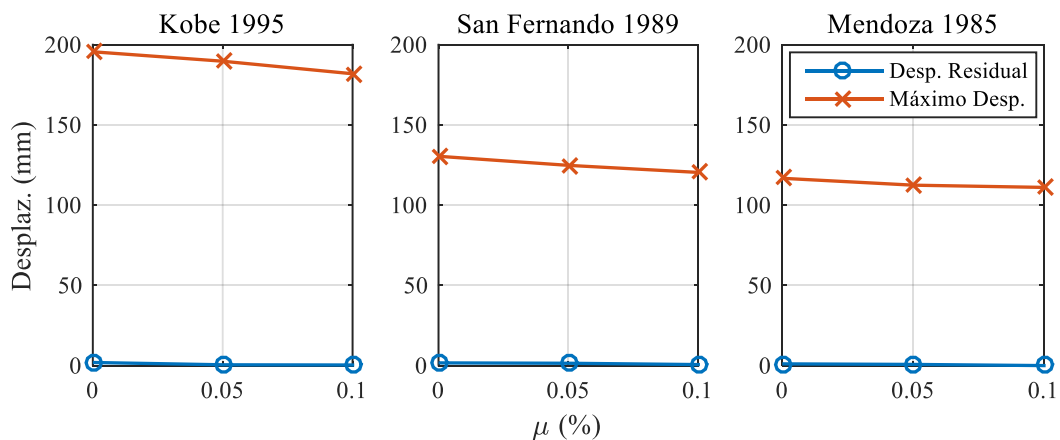


Figura. 6.23. Comparación de desplazamientos máximos y desplazamientos residuales para distintos coeficientes de fricción considerados en el puente de calle Boedo.

Tabla 6.4. Desplazamientos horizontales máximos y residuales de cada registro sísmico para los distintos coeficientes de fricción evaluados en el puente de calle Boedo.

μ	Kobe			San Fernando			Mendoza		
	Max. [mm]	Residual [mm]	Residual [%]	Max. [mm]	Residual [mm]	Residual [%]	Max. [mm]	Residual [mm]	Residual [%]
0,00	195,6	2,0	1,0%	130,5	1,7	1,3%	116,7	1,1	0,9%
0,05	189,7	0,5	0,3%	124,8	1,5	1,2%	112,5	0,7	0,7%
0,10	181,9	0,4	0,2%	120,4	0,6	0,5%	111,1	0,0	0,0%

Dadas las condiciones de contorno asumidas, el tablero se comporta lateralmente como una viga parcialmente empotrada en sus extremos y con un apoyo intermedio de muy baja rigidez lateral. Esto puede ser verificado a través de un análisis modal del puente con aislamiento parcial idealmente asumido sin fricción. La Figura 6.24 muestra los tres primeros modos del puente con el sistema PRSI, mientras que en la Tabla 6.5 se indican las frecuencias asociadas a cada modo del puente con aislamiento parcial, comparadas con las frecuencias del puente sin aislamiento.

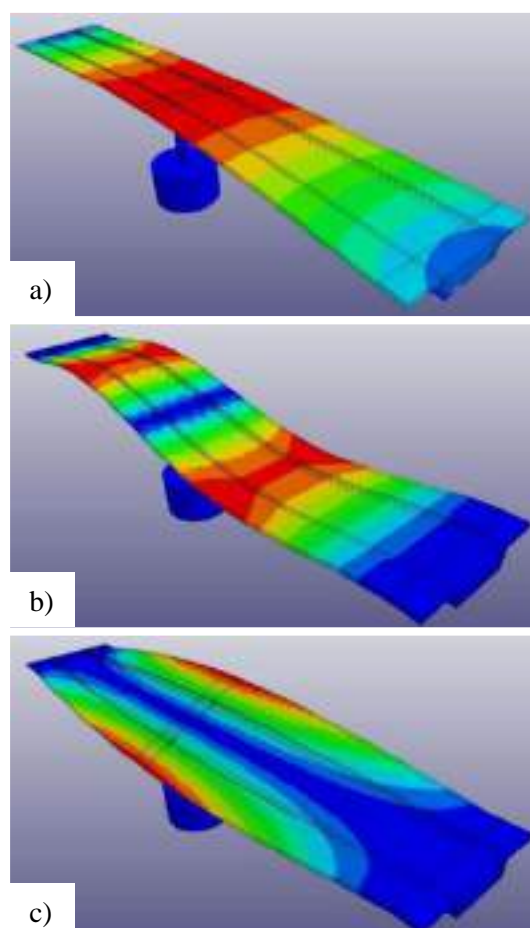


Figura 6.24. Formas modales del puente de calle Boedo con aislamiento parcial. a) Primer modo flexión lateral, frecuencia=2,38 Hz. b) Segundo modo flexión del tablero, frecuencia=2,98 Hz. c) Tercer modo torsión longitudinal, frecuencia= 3,65 Hz.

La reducción que experimenta la frecuencia del primer modo cuando el puente es aislado parcialmente es de 2,5%. Acorde a lo destacado por Makris (2009), citado en el apartado (2.3.1), el puente con PRSI se encuentra situado en una condición similar a la del puente sin aislar. Este aspecto es debido a la baja rigidez lateral que aporta la columna central en la respuesta transversal del puente. En este sentido cabe destacar que la superestructura ha sido modelada íntegramente con un material no lineal y un criterio de erosión. Debido a que no se ha detectado daño en el tablero y los desplazamientos residuales son insignificantes, puede asumirse que el comportamiento de la superestructura es elástico y que proporciona un mecanismo de re centrado. Debe reiterarse que los resultados del estudio fueron obtenidos bajo las hipótesis admitidas en la sección (3.3). En virtud de que la estrategia de rehabilitación propuesta consiste en una combinación de un deslizador friccional (*P-F*) con un aislamiento parcialmente restringido (*PRSI*), se destaca la necesidad de profundizar el análisis mediante estudios adicionales para asegurar que los extremos del puente constituyan los apoyos fijos que requiere el sistema de aislamiento *PRSI*.

Tabla 6.5. Frecuencias naturales de vibración del puente de calle Boedo con sistema PRSI.

Modo	Forma modal	Frecuencia	
		PRSI	Sin aislamiento
1	Flexión lateral	2,38 Hz	2,44 Hz
2	Flexión del tablero	2,98 Hz	3,02 Hz
3	Torsión longitudinal	3,65 Hz	3,95 Hz

La historia temporal del corte basal en la columna es la indicada en la Figura 6.25, donde se presenta la respuesta de cada uno de los coeficientes evaluados, para cada sismo considerado. De manera similar a los desplazamientos de la columna (Figura 6.21), el corte máximo que recibe la base de la columna aumenta en la medida que el coeficiente de fricción se incrementa. A pesar de que para los valores mayores de μ , el corte en la pila es muy similar al del puente no controlado, la estructura no alcanza el colapso. En este sentido, la incorporación de una superficie deslizante con capacidad limitada de transferir fuerzas horizontales, evita la concentración de tensiones en el extremo de la columna que provocan la falla global del puente. Este fenómeno puede explicarse evaluando los desplazamientos verticales de los bordes laterales del tablero, en nodos ubicados en cada borde de la superficie de la viga cajón. La historia temporal de los desplazamientos verticales se muestra en la Figura 6.26. Se compara la respuesta del puente no controlado con la

que resulta de incorporar una superficie deslizante con un coeficiente de fricción de 5% frente a las aceleraciones del sismo de San Fernando 1971.

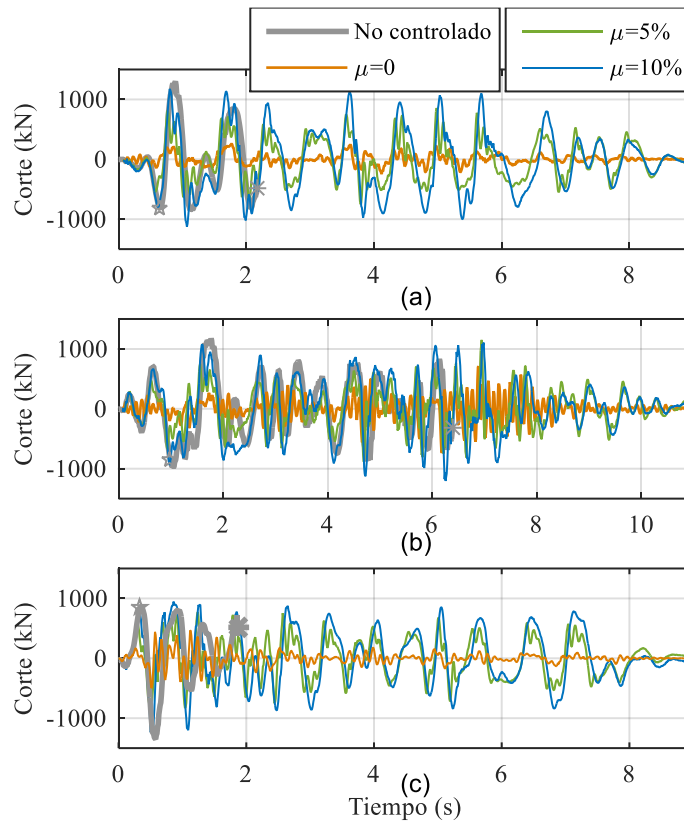


Figura 6.25. Corte en la base de la columna del puente Boedo, parcialmente aislado. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

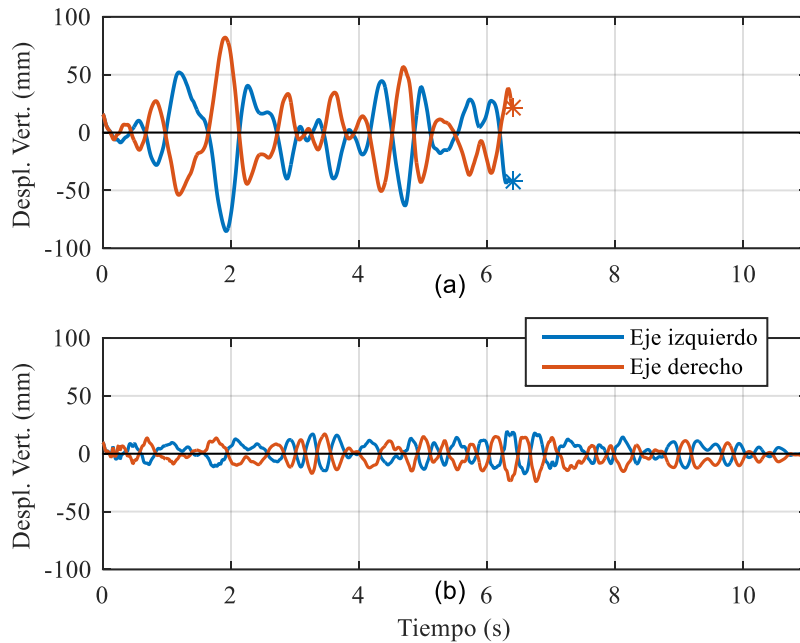


Figura 6.26. Desplazamientos verticales de los nodos ubicados sobre los ejes laterales de la superestructura, sismo de San Fernando 1971. (a) Puente no controlado. (b) Tablero parcialmente aislado con un coeficiente de fricción de 5%.

La respuesta dinámica que muestra la Figura 6.26 indica una oscilación del tablero alrededor de su eje longitudinal para el puente no controlado. Esta torsión es ocasionada por la elevada rigidez horizontal del tablero, comparada con la rigidez vertical del mismo. Como consecuencia de la torsión longitudinal de la superestructura se introducen momentos flectores en el extremo superior de la columna que son los responsables de la concentración de tensiones que conducen al colapso del puente. Con la incorporación del aislamiento parcial entre la viga cajón y la columna, se le permite a la superestructura deformarse lateralmente transmitiendo a la columna únicamente una fuerza horizontal por medio de la fricción en la superficie de contacto. A pesar de la magnitud de la fuerza de corte que transmite mediante la fricción, la cual es similar a la respuesta no controlada del puente, la columna continúa proveyendo soporte vertical al tablero.

Asignando los valores de coeficiente de fricción que se indican en la Tabla 6.6, el desplazamiento máximo que experimenta tanto el tablero como la columna presenta la variación que muestra la Figura 6.27, donde el desplazamiento máximo del puente no controlado se representa con una línea de trazos. En la imagen puede observarse que el desplazamiento máximo en la columna se incrementa para valores de fricción más elevados, mientras que en el tablero se reducen levemente. Ambas curvas se asemejan y tienden a un valor único de desplazamiento horizontal, que ocurre cuando vibran solidariamente con un coeficiente de fricción lo

suficientemente elevado como para que el deslizamiento en la superficie de contacto no se produzca.

Tabla 6.6. Valores del coeficiente de fricción evaluados en la simulación numérica para cada sismo.

	Kobe 1995	San Fernando 1971	Mendoza 1985
Coeficiente de fricción	0.00	0.00	0.00
	0.01	0.05	0.05
	0.03	0.10	0.10
	0.05	0.15	0.15
	0.10	0.20	0.20
	0.12	-	-
	0.14 ^(*)	-	-

(*) Produce el colapso de la estructura.

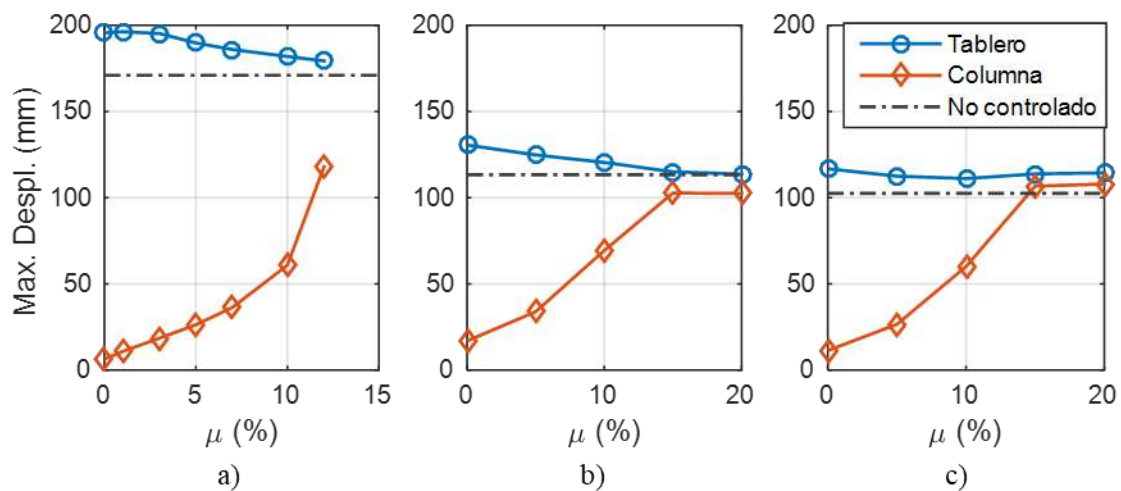


Figura 6.27. Máximo desplazamiento horizontal del tablero y la columna en función del valor de coeficiente de fricción. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

De manera similar, la variación del máximo corte en la base de la columna como función del coeficiente de fricción se muestra en la Figura 6.28. Debe destacarse que la fuerza de corte en la pila muestra un acercamiento muy rápido hacia el valor del corte en el puente no controlado. Ocasionalmente, para algunos valores de fricción la columna soporta fuerzas de corte mayores que el puente original (Figura 6.28b). No obstante, el colapso de la estructura no ocurre para ningún modelo de tablero parcialmente aislado (a excepción del caso indicado en la Tabla 6.6).

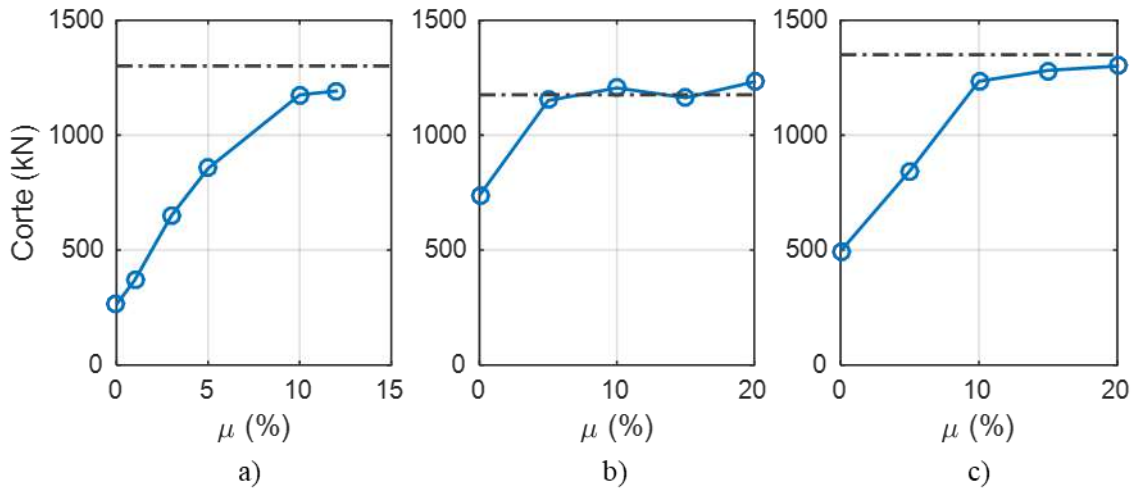


Figura 6.28. Máximo corte en la base de la columna en función del coeficiente de fricción. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

El comportamiento cíclico de la columna es el que se muestra en la Figura 6.29 donde se grafica la fuerza horizontal de corte como función del desplazamiento horizontal en la columna. En la imagen se compara la respuesta seccional del puente no controlado con los resultados que surgen de aislar el tablero considerando un coeficiente de fricción de 5% y 10% en la superficie deslizante.

En primer lugar, se distingue entre los dos casos de aislamiento parcial del tablero el nivel de fuerza horizontal al que es sometida la columna. Lógicamente para un menor valor de fricción, el corte transmitido se reduce. Por otra parte, si se considera una fricción de 0,10, la columna experimenta deformaciones no lineales, excediendo el límite de proporcionalidad elástica. Puede observarse algunos ciclos donde la respuesta histerética no se descarga por el camino inicial, encerrando un área que representa la energía disipada por deformaciones inelásticas. Este aspecto es visible cuando se compara el comportamiento de la sección con el puente no controlado, que con pocos ciclos la respuesta es francamente no lineal. Además, en la respuesta del puente original se advierte una degradación de la rigidez evidenciada por una menor pendiente de carga; al mismo tiempo que se puede observar una disminución en la resistencia, alcanzando picos máximos de carga menores a medida que los ciclos se repiten.

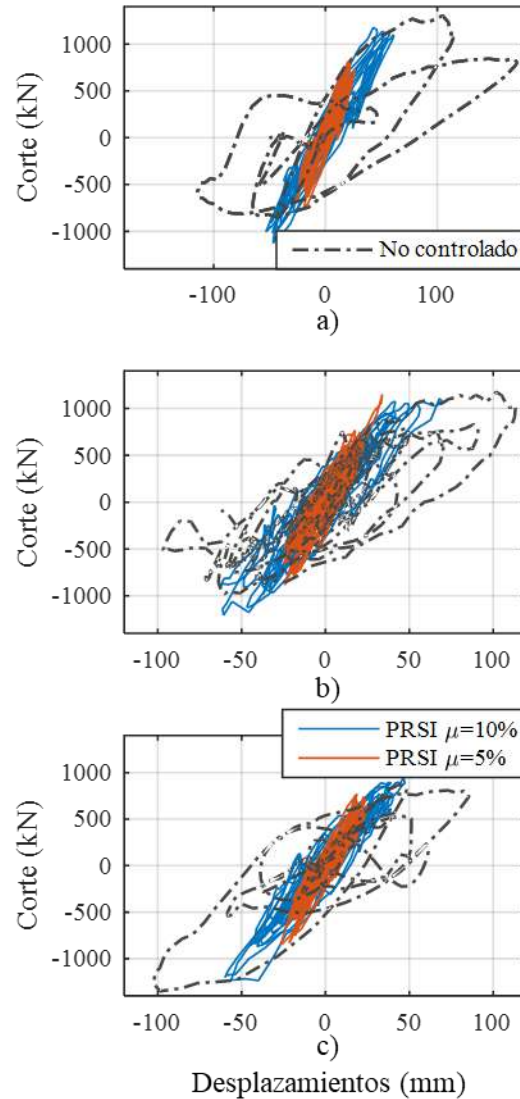


Figura 6.29. Respuesta cíclica de la columna del puente Boedo. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

Como complemento al análisis efectuado para un modelo de fricción constante, se evalúa la respuesta del puente con el tablero aislado considerando la formulación variable de Constantinou (1990) para el coeficiente de fricción. Con este propósito, se adoptan los mismos valores de parámetros que Tsopelas et al. (1996), al considerar un apoyo de baja fricción. Los valores considerados en la formulación definida por la Ecuación 5.6 son: $f_{max} = 0,068$, $f_{min} = 0,04$, $a = 130 \text{ s/m}$. La respuesta es comparada con los resultados que surgen de la formulación constante de fricción para los valores del coeficiente de 5% y 10%. La Figura 6.30 presenta en la columna izquierda la historia temporal de los desplazamientos para cada registro sísmico, mientras que la columna derecha indica la comparación del corte en la base de la columna. Para la formulación de fricción variable, los coeficientes introducidos varían entre el 4% y el 6,8%, la respuesta dinámica de este caso se sitúa entre medio de las dos curvas de fricción constante, pero

se asemeja más a la respuesta correspondiente a un coeficiente del 5%. En términos generales, la definición de un coeficiente de fricción instantáneo que varía según la velocidad relativa no modifica sustancialmente la respuesta global del puente. Por esta razón, la hipótesis de considerar un modelo de fricción constante puede asumirse con plena validez.

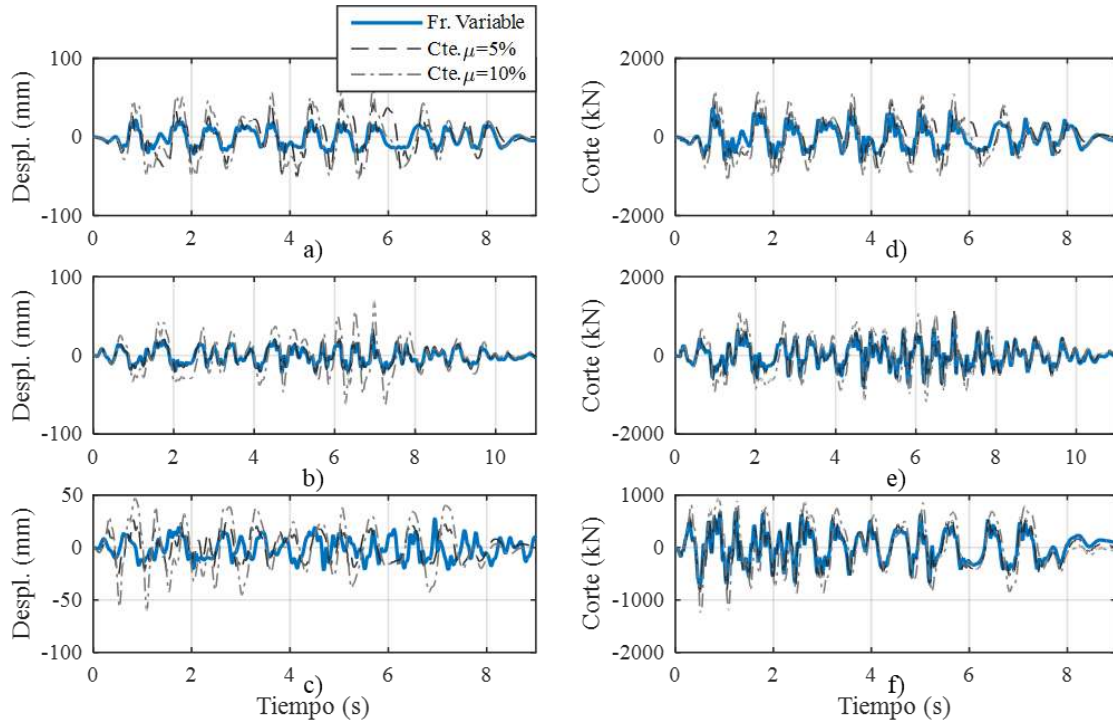


Figura 6.30. Historia temporal de los desplazamientos horizontales, comparación de la respuesta con fricción variable versus fricción constante. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985. Historia temporal del corte en la base de la columna. (d) Sismo de Kobe 1995. (e) Sismo de San Fernando 1971. (f) Sismo de Mendoza 1985.

El comportamiento cíclico de la superficie deslizante se muestra en la Figura 6.31, donde se representa en ordenadas la fuerza de fricción desarrollada en el contacto y en abscisas se grafica el desplazamiento relativo entre las dos superficies. Como se dijo anteriormente, el contacto con fricción variable tiene un comportamiento muy semejante al modelo de fricción constante de 0,05. Puede advertirse que, para un valor de fricción más bajo, el desplazamiento relativo de las superficies es mayor debido al límite impuesto en el contacto para transferir fuerzas horizontales. En la medida que el coeficiente de fricción se incrementa, las dos superficies muestran una tendencia a vibrar solidariamente, lo que resulta en una reducción del desplazamiento relativo entre ellas.

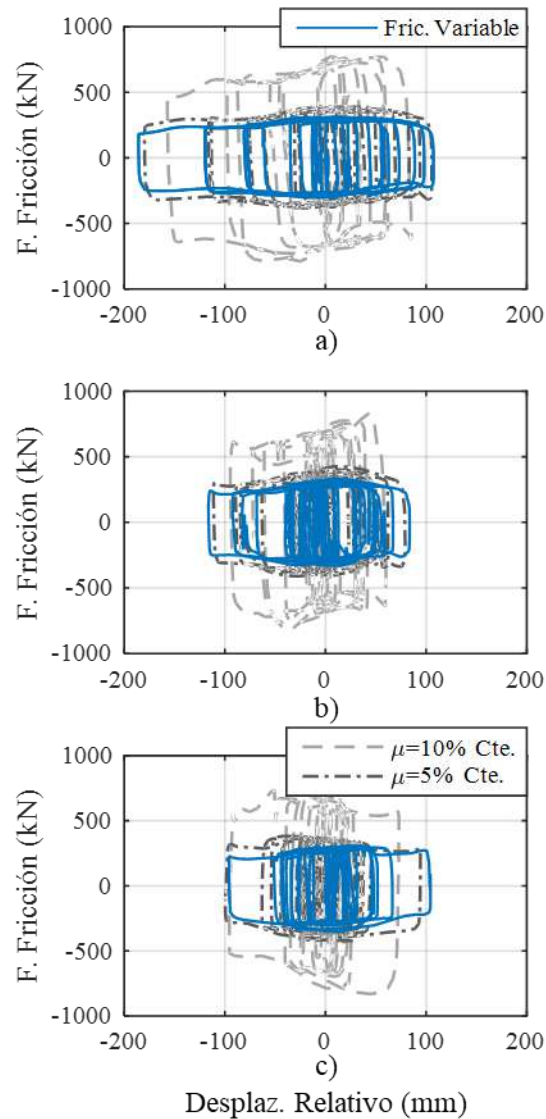


Figura 6.31. Respuesta cíclica del contacto friccional en el puente Boedo. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

6.3.3 Encamisado metálico.

La segunda alternativa de rehabilitación para el puente de calle Boedo es la incorporación de un encamisado metálico en la columna central, esta solución es considerada un refuerzo clásico que mejora la resistencia y la ductilidad del elemento estructural.

El modelo numérico de este refuerzo se lleva a cabo agregando elementos de placa (*Shell*) que son adheridos al contorno de la columna circular compartiendo los nodos coincidentes de la malla (Figura 6.32). Esta decisión implica la consideración de una adherencia perfecta entre el recubrimiento de la columna y la lámina de acero. El material introducido es un acero dúctil de 240 MPa de tensión de fluencia, con un endurecimiento cinemático.

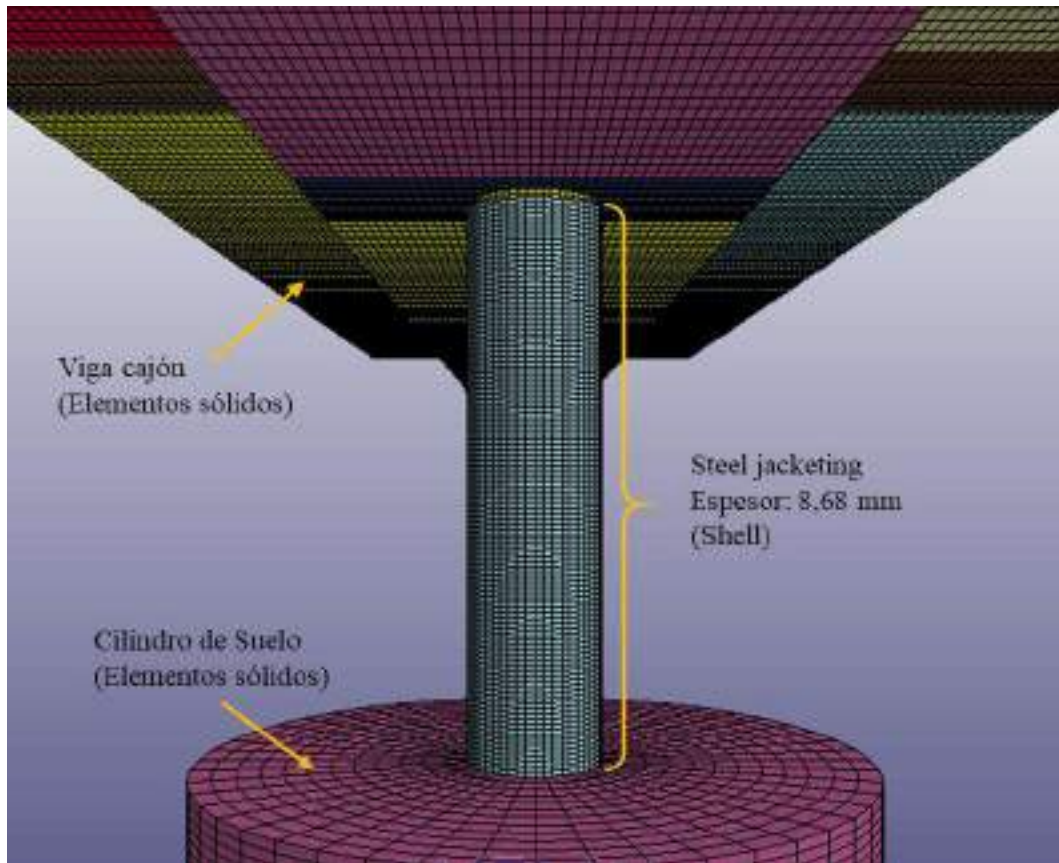


Figura 6.32. Modelo numérico de puente Boedo reforzado con encamisado metálico.

La respuesta estructural es evaluada para los desplazamientos horizontales (Figura 6.33) y para el corte en la base de la columna (Figura 6.34). Ambas curvas denotan una vibración similar a la respuesta del puente no controlado. No solo se evita el colapso estructural del puente sino también provee a la columna de mayor resistencia frente a las solicitaciones de corte. La respuesta dinámica observada confirma el mejoramiento que el encamisado le introduce a la columna en términos de resistencia y confinamiento, lo que se traduce en una mayor capacidad de la pila para incurrir en deformaciones plásticas. El confinamiento adicional que ejerce en el hormigón del extremo de la columna permite resistir la concentración de tensiones que se observaba en la respuesta no controlada del puente.

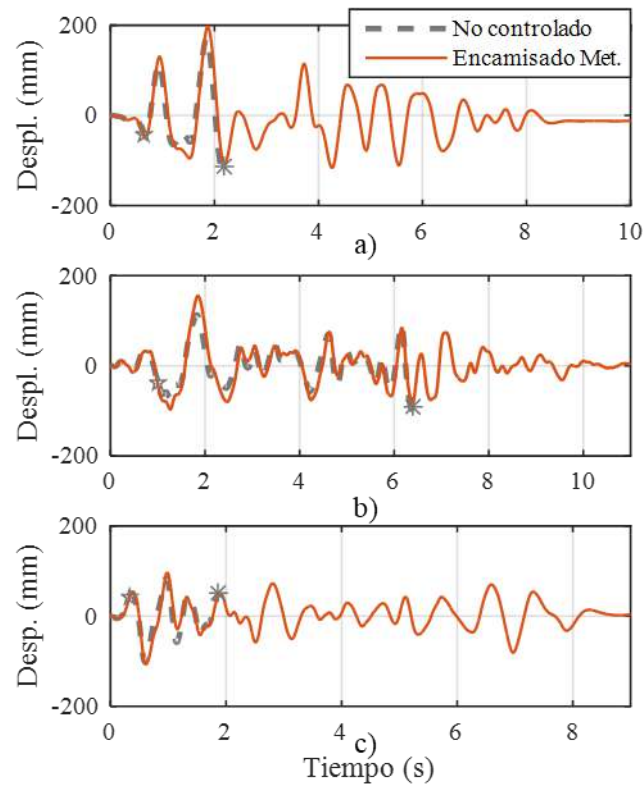


Figura 6.33. Historia temporal de los desplazamientos horizontales del puente reforzado con encamisado metálico. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

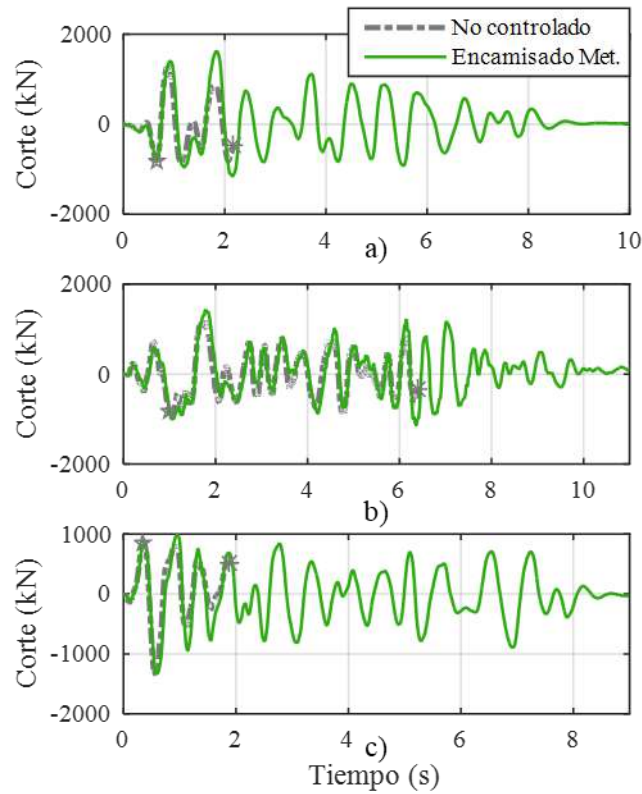


Figura 6.34. Historia temporal del corte basal en la columna reforzada con encamisado metálico. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

La Figura 6.35 presenta la respuesta cíclica de la columna reforzada con el encamisado metálico en comparación con el puente no controlado. Para el caso del puente reforzado con el encamisado metálico, la curva muestra repetidas cargas con pendientes similares, con lo que la rigidez del elemento no se altera frente a los sucesivos ciclos. En cuanto a la resistencia de la columna encamisada, cuando es sometida a desplazamientos mayores de los demandados en ciclos previos, la fuerza de corte se incrementa, con lo que la capacidad de resistir la fuerza lateral no se ve afectada. A pesar de conservar tanto la rigidez como la resistencia de la columna, los gráficos denotan un comportamiento no lineal, con disipación de energía por deformaciones plásticas. Debe tenerse en cuenta que el corte horizontal que se muestra en la Figura incluye a la fuerza que absorbe el encamisado metálico adherido a la columna.

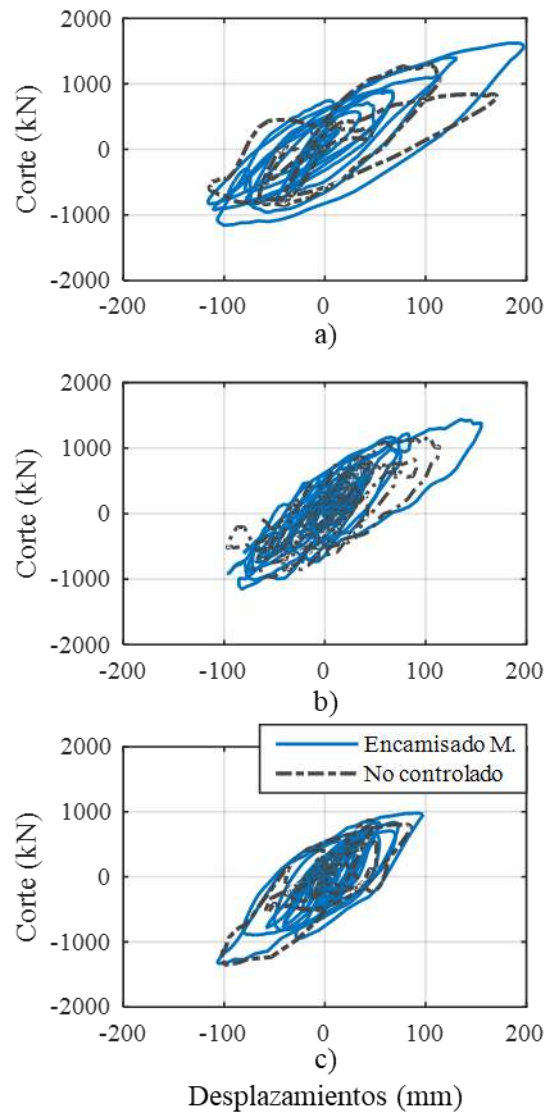


Figura 6.35. Respuesta cíclica de la columna con encamisado metálico del puente Boedo, comparada con la respuesta del puente no controlado. (a) Sismo de Kobe 1995. (b) Sismo de San Fernando 1971. (c) Sismo de Mendoza 1985.

6.3.4 Comparación de sistemas de rehabilitación

Con el objetivo de determinar la efectividad y el margen de seguridad de cada sistema propuesto, se muestra la respuesta dinámica del refuerzo con encamisado metálico en superposición con las curvas que corresponden al aislamiento del tablero para un coeficiente de fricción de 0 y 5%. En la Figura 6.36 se muestran los desplazamientos horizontales de la columna del puente para cada sismo. En la misma puede observarse que la respuesta del puente con encamisado metálico es muy similar a la del puente no controlado. Debido a que la estructura reforzada no alcanza el colapso, se puede afirmar que el encamisado mejora la resistencia y ductilidad de la columna. Por otra parte, el aislamiento del tablero muestra una reducción considerable en los picos máximos de desplazamientos, ya que la fuerza horizontal transmitida desde la superestructura se encuentra limitada por el valor del coeficiente de fricción.

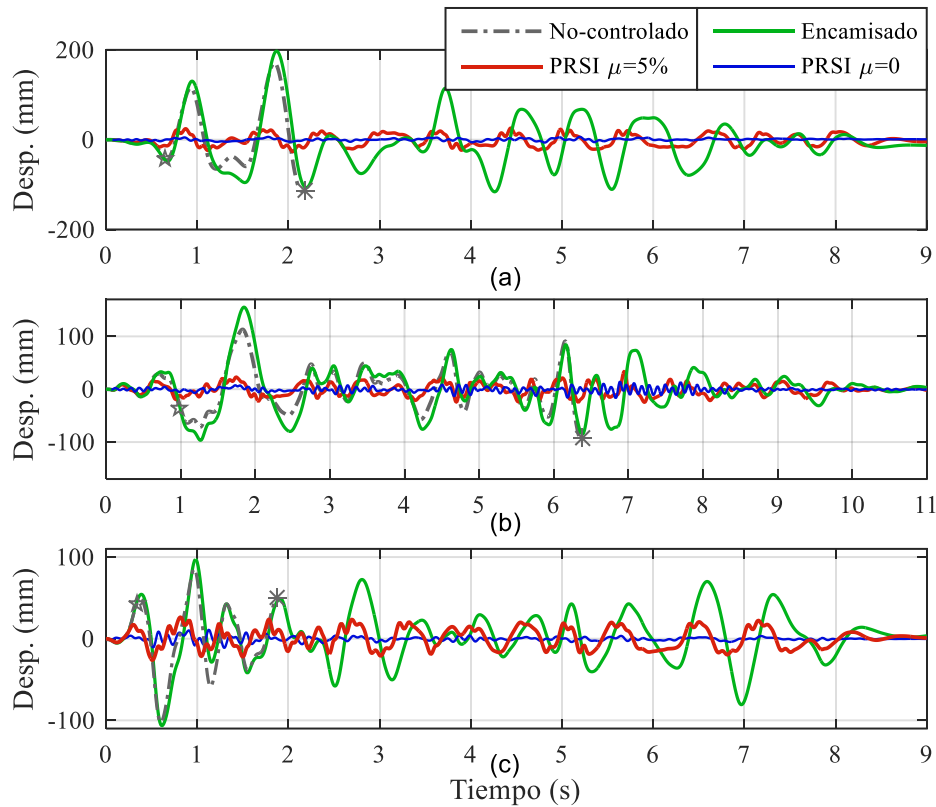


Figura 6.36. Comparación de los desplazamientos horizontales en la columna correspondientes al puente no controlado, refuerzo con encamisado metálico, aislamiento parcial del tablero con 0 y 5% de coeficiente de fricción. a) Sismo de Kobe 1994. b) Sismo de San Fernando 1971. c) Sismo de Mendoza 1985.

Los desplazamientos que experimenta el tablero (Figura 6.37), muestran una marcada similitud entre todos los casos comparados. Esto indica que la columna no aporta una rigidez horizontal significativa en la respuesta transversal del puente. Al desacoplar la masa de la superestructura, los desplazamientos del tablero se mantienen inalterados. Por esta razón, puede asumirse que la columna central provee únicamente un soporte vertical al puente, y su presencia no afecta significativamente a la vibración horizontal del tablero.

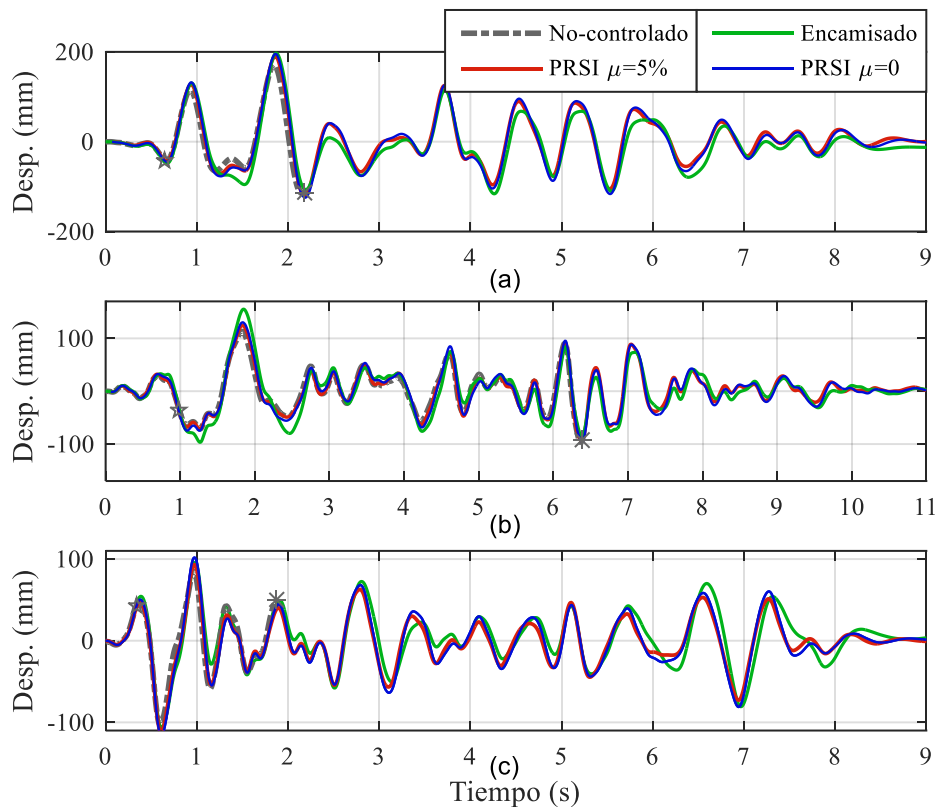


Figura 6.37. Comparación de los desplazamientos horizontales del tablero correspondientes al puente no controlado, refuerzo con encamisado metálico, aislamiento parcial del tablero con 0 y 5% de coeficiente de fricción. a) Sismo de Kobe 1994. b) Sismo de San Fernando 1971. c) Sismo de Mendoza 1985.

Analizando la historia temporal del corte en la base de la columna (Figura 6.38), se observa que la fuerza horizontal que la superestructura transmite a la columna se incrementa en la medida que aumenta el coeficiente de fricción. Por otra parte, el encamisado metálico presenta valores similares a los del puente no controlado al inicio de la simulación, pero con el avance del tiempo las fuerzas que resiste la columna encamisada son superiores a las del puente original. Esto se explica a partir del deterioro de la pila, mientras la columna no se ha degradado ambas respuestas son parecidas. Sin embargo, cuando el daño está lo suficientemente avanzado, la rigidez de la columna sin refuerzo se ve afectada y es incapaz de soportar mayor corte.

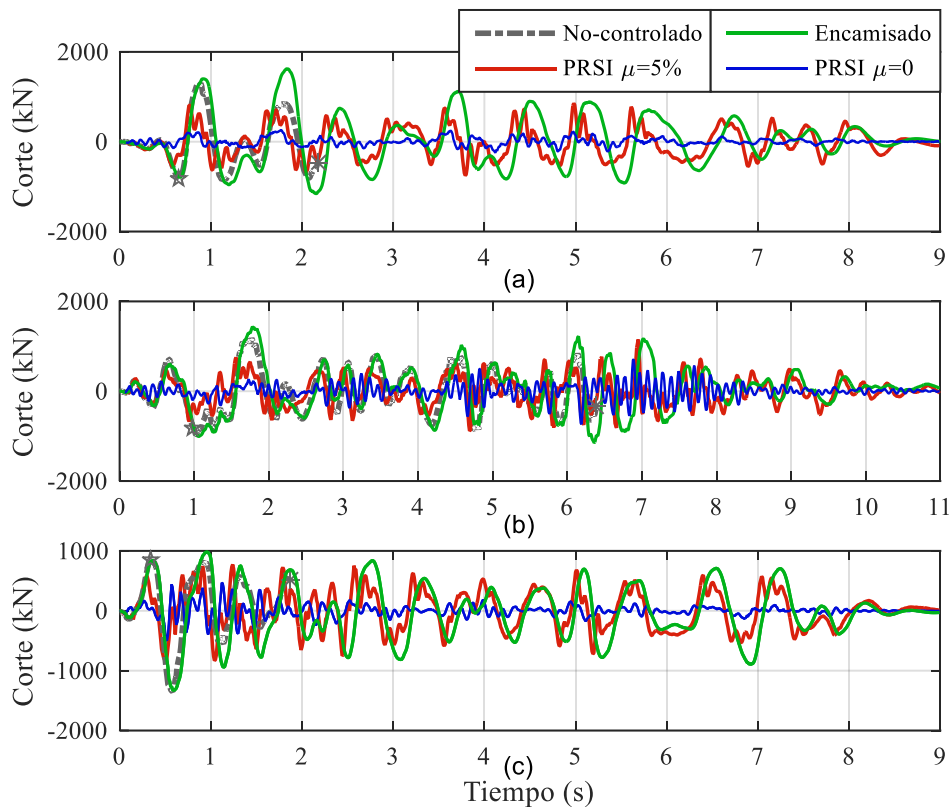


Figura 6.38. Comparación de la fuerza de corte en la base de la columna correspondientes al puente no controlado, refuerzo con encamisado metálico, aislamiento parcial del tablero con 0 y 5% de coeficiente de fricción. a) Sismo de Kobe 1994. b) Sismo de San Fernando 1971. c) Sismo de Mendoza 1985.

Si bien el corte en la columna es menor al aislar el tablero que cuando se refuerza con el encamisado metálico, debe quedar aclarado que la resistencia en la pila no se mejora con el aislamiento. Es decir, el puente con encamisado está sometido a una fuerza horizontal mayor pero su resistencia se ha incrementado. Para evaluar cuál alternativa es más segura, debe profundizarse el análisis incrementando las aceleraciones horizontales. Por este motivo, se amplifica el registro del sismo de Kobe por 2,0 y se evalúan los parámetros de control estudiados. Los resultados numéricos se indican en la Figura 6.39, donde se muestra la respuesta del puente con encamisado metálico y con aislamiento parcial del tablero para los coeficientes de fricción de 0 y 5%.

Para el registro del terremoto de Kobe amplificado por 2, el modelo con encamisado metálico colapsa en $t=1,10$ seg, (Figura 6.40b) exhibiendo un mecanismo de colapso similar al del puente no controlado. Si bien el refuerzo metálico incrementa la resistencia de la columna, se repite el mismo fenómeno descrito en el colapso del puente no controlado. La Figura 6.40c muestra la distribución de tensiones de Von Mises en los elementos de placa que modelan el encamisado. Puede observarse que los máximos se encuentran en la base del empotramiento de la columna y se advierten tensiones elevadas en el extremo superior. En contraste, el modelo con el tablero aislado permanece en buen estado de integridad tanto para un coeficiente de fricción de

0 y de 5%. El nivel de daño generado es muy menor, localizado en el extremo de la columna, como se observa en la Figura 6.40a.

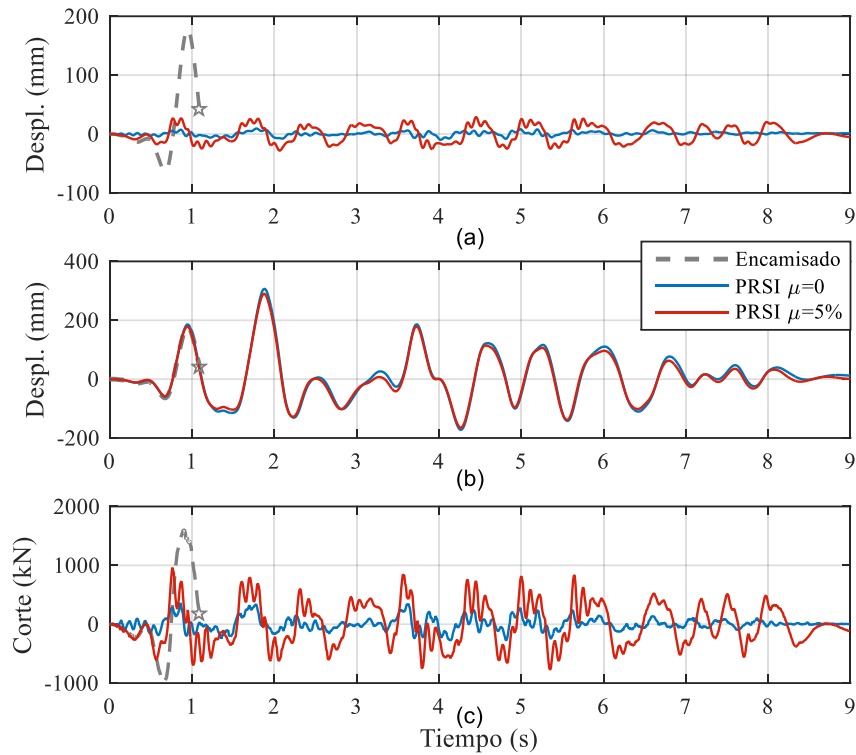


Figura 6.39. Comparación de la respuesta dinámica del puente con refuerzo de encamisado metálico y aislamiento parcial con coeficiente de fricción de 0 y 5% para el sismo de Kobe x 2,0. a) Desplazamientos horizontales de la columna. b) Desplazamientos horizontales del tablero. c) Fuerza de corte en la base de la columna.

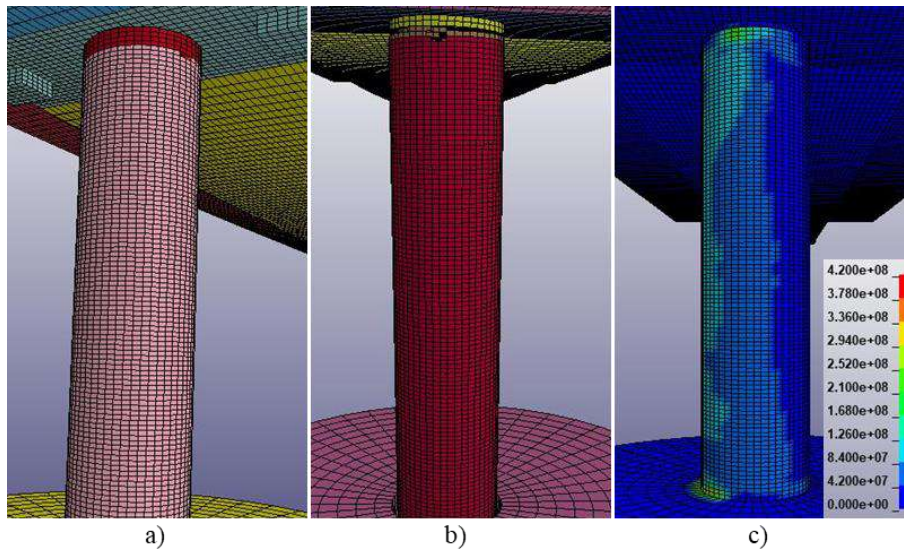


Figura 6.40. Estado estructural de la columna para la simulación de Kobe 1994 x 2. a) Aislamiento parcial del tablero con coeficiente de fricción de 0,05. b) Mecanismo de colapso del puente con encamisado metálico, con elementos Shell ocultos, $t=1,10$ seg. c) Distribución de tensiones de Von Mises en el encamisado metálico, $t=1,08$ seg.

La respuesta que se obtiene de la simulación numérica es analizada en términos de los desplazamientos horizontales de la columna (Figura 6.39a), la cual muestra una fuerte reducción en los valores máximos cuando se introduce el aislamiento parcial con una superficie deslizante. La Figura 6.39b muestra los desplazamientos del tablero, los cuales no varían sustancialmente entre los casos comparados. Finalmente, en la Figura 6.39c puede observarse la historia temporal de la fuerza de corte en la base de la columna, la cual demuestra cómo se incrementa la fuerza horizontal en la pila cuando aumenta el coeficiente de fricción del contacto. Con los resultados presentados, de acuerdo a las hipótesis asumidas en la modelación y en el análisis, se demuestra que la solución propuesta mediante el aislamiento parcial del tablero protege al puente con un margen superior al que provee el encamisado metálico. Es destacable mencionar también que los coeficientes de fricción más bajos proporcionan una mejor respuesta global de la estructura, dado que reducen las solicitaciones de corte en la columna mientras que los desplazamientos del tablero no se ven sustancialmente incrementados. El comportamiento del tablero, cuando se incorpora un sistema de aislamiento parcial con una superficie deslizante, es muy similar al caso del puente no controlado debido a la reducida rigidez de la columna central respecto a la rigidez lateral del tablero.

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES.

7.1. Introducción a las conclusiones

A lo largo del trabajo desarrollado en la tesis se ha hecho un resumen de numerosos casos de puentes reales que han colapsado durante sismo pasados, se analizó distintos mecanismos de colapso y se ha mencionado las deficiencias estructurales que presentaban los puentes afectados. Además, se ha presentado el inventario de puentes existentes en Argentina, se ha caracterizado las tipologías estructurales dominantes y se ha destacado la antigüedad promedio de cada una. Por otro lado, se ha hecho un repaso de la evolución de los métodos de cálculo y los criterios asociados, donde se destaca el avance ingenieril que esta evolución ha significado. Además, se ha dejado en evidencia la predominancia de modelos numéricos simplificados utilizados para analizar el comportamiento sísmico de puentes de hormigón armado. A partir de lo antedicho, se plantea la necesidad de analizar en profundidad la respuesta sísmica transversal de los puentes existentes en la región. Para esto, se selecciona dos puentes representativos del inventario actual y se los representa a través de un modelo numérico no lineal tridimensional, que ha sido calibrado contrastando mediciones experimentales de aceleraciones provocadas por cargas de servicio.

El análisis dinámico no lineal del modelo se realiza mediante un código de elementos finitos con un esquema explícito de integración en el tiempo, que permite simular el colapso estructural de cada puente cuando es sometido transversalmente a aceleraciones horizontales. Las acciones sísmicas consideradas se corresponden con una serie de registros reales, los cuales se han amplificado para asegurar el objetivo perseguido. A continuación, se ha llevado a cabo una evaluación de distintos sistemas pasivos de control de vibraciones como rehabilitación estructural, cada uno con sus particularidades distintivas tanto geométricas como estructurales. Por tratarse de estructuras de hormigón armado sometidas a acciones extremas, las fuertes no linealidades esperadas generan una seria dificultad en la resolución numérica. La elección de un modelo constitutivo adecuado para representar al hormigón requiere de la calibración de algunos parámetros que definen el comportamiento no lineal del material. Por otra parte, para conseguir simular el colapso estructural de los puentes, debió tenerse en cuenta un criterio de erosión que también necesita ser calibrado. Con estas consideraciones, el modelo numérico es una poderosa herramienta de análisis que es capaz de captar los fenómenos de ablandamiento, degradación de rigidez y de resistencia del hormigón armado.

El estudio realizado se ha concentrado en la respuesta transversal del puente, focalizando el estudio en el comportamiento de las columnas y elementos estructurales de apoyo intermedio.

Esta decisión se fundamenta en base a las hipótesis asumidas para el análisis y la modelación. Si bien esta simplificación resulta una limitación para el análisis desarrollado, los resultados obtenidos han permitido obtener importantes conclusiones sobre los elementos de apoyo intermedio que ayudan a mejorar el entendimiento del comportamiento de las pilas de puentes para las tipologías estudiadas.

Una de las alternativas de rehabilitación propuesta es a través del aislamiento parcial del tablero (*Partially Restrained Seismically Isolated*, PRSI). El aislamiento parcial es una posible solución, por su sencilla implementación, cuando se pretende rehabilitar puentes existentes debido a las limitaciones en la modificación del trazado alométrico de la calzada. Sin embargo, su consideración queda limitada a puentes cuya superestructura es una viga continua.

El sistema de aislamiento adoptado en ambos puentes es a través de una superficie de deslizamiento con fricción (P-F). En estos casos es necesario proveer al sistema con una fuerza restitutiva de centrado por lo que su implementación requiere un dispositivo adicional o bien de algún procedimiento que proporcione el re centrado (Priestley et al., 1996). En este trabajo de investigación se ha considerado la combinación de una superficie de deslizamiento con un aislamiento parcialmente restringido de la superestructura.

Asimismo, en el Capítulo 4 se presentó un modelo simplificado de elementos de barra con el que se llevó cabo un análisis paramétrico aplicado al puente de calle Paso, que permitió determinar las propiedades óptimas de los dispositivos de control. En este aspecto debe destacarse que el modelo simplificado permite la realización de numerosas resoluciones en un lapso corto de tiempo y con recursos computacionales modestos. Este beneficio permite evaluar paramétricamente los dispositivos que se pretenden incorporar en el puente. A pesar de este atractivo que muestran los modelos simplificados, ha quedado demostrado que el caudal de información que arroja el modelo detallado justifica plenamente su uso en el ámbito de la investigación. No solo se remarca la cantidad de información recolectada en los modelos complejos, sino que fundamentalmente puede advertirse comportamientos globales de los puentes que se inician a partir de una falla local. Estos fenómenos detectados pueden ser muy difíciles de prever anticipadamente por medio de análisis convencionales o a través de modelos simplificados. En cuanto al puente de calle Boedo, no se ha considerado de utilidad desarrollar un modelo simplificado debido a que su única columna intermedia impide la aplicación de las mismas estrategias de rehabilitación que el puente de calle Paso.

En las secciones siguientes se mencionan las conclusiones más destacadas referidas a los resultados obtenidos mediante el modelo detallado tridimensional de cada uno de los puentes analizados.

7.2. Conclusiones del puente de calle Paso

En primer lugar, se realizó una evaluación preliminar mediante un modelo simplificado de comportamiento lineal, para determinar la eficiencia de cuatro estrategias de rehabilitación: Refuerzo con riostras diagonales, amortiguador de masa sintonizada, amortiguador de fluido viscoso y disipador metálico. Variando las propiedades que definen a cada dispositivo propuesto se realizó un análisis paramétrico de distintas variables de la respuesta estructural, se observaron los desplazamientos máximos, los valores medios cuadráticos de los desplazamientos, y las sollicitaciones en los elementos estructurales de interés. Este estudio permitió determinar la eficiencia de cada alternativa para controlar la demanda y seleccionar la estrategia de rehabilitación más apropiada para ser implementada en el modelo no lineal.

El puente ha sido analizado a través de un modelo no lineal refinado con un alto nivel de detalle evaluando la respuesta dinámica transversal de la estructura sin ningún sistema de control. Este fue sometido a cinco registros sísmicos diferentes en dirección transversal, los cuales conducen al colapso global. Se introdujo como refuerzo un disipador metálico, cuyas y propiedades óptimas que lo definen se determinaron en el Capítulo 4.

Con relación al desempeño del puente con disipador metálico, debe destacarse que el colapso no ocurrió en ningún caso. La historia temporal de los desplazamientos horizontales se redujo notablemente, la Tabla 7.1 resume los valores máximos del desplazamiento horizontal para cada simulación. Por otro lado, el corte máximo en la base de la columna se incrementa al introducir el disipador metálico (Tabla 7.2), tal como fue analizado en la sección (6.1.3), aunque su valor no alcanza la resistencia de las columnas. El disipador provee de rigidez y de una fuente adicional de disipación de energía a la estructura. Esta disipación realizada por el dispositivo metálico se traduce en una menor demanda sobre la estructura original.

Adicionalmente, se incluyó un sistema de aislamiento parcial del tablero por medio de superficies deslizantes, con el que se busca desacoplar el movimiento horizontal de la superestructura respecto del pórtico de apoyo intermedio.

Con esta estrategia, se logró modificar el mecanismo de transferencia de fuerzas debido al modo de falla identificado a partir del mecanismo de colapso observado y el patrón de fisuras desarrollado. Como resultado de su incorporación, se consiguió reducir muy levemente los desplazamientos máximos registrados para los sismos en los que no se alcanza el colapso estructural (Tabla 7.1). La eficacia del sistema de aislamiento propuesto se vio seriamente afectada por la geometría oblicua del puente y por el período natural del pórtico de apoyo intermedio. Cuando es excitado lateralmente, de acuerdo a las condiciones de apoyo asumidas, el

tablero experimenta una torsión alrededor de su eje longitudinal que produce un levantamiento de la superestructura en la superficie de apoyo. Este efecto genera la separación del contacto con un posterior impacto vertical de la superestructura contra la viga de encabezado del pórtico cuando la acción externa se revierte. Al ocurrir este fenómeno, pudo advertirse un fuerte incremento en la fuerza de compresión de la columna que resulta en un deterioro significativo hasta que finalmente el tablero pierde sustento vertical. Es importante aclarar que el comportamiento observado y el mecanismo de colapso identificado se corresponden con las hipótesis de una superficie de deslizamiento sin fricción y sin dispositivo de re centrado (contrario a lo recomendado por la literatura, Priestley et al., 1996). Es decir, los mencionados efectos se producen a pesar de que la superestructura no transfiere al pórtico ninguna fuerza horizontal.

El aislamiento parcial del tablero, que en principio podría ser una solución efectiva, resulta inadecuado para el puente estudiado. La integridad de la estructura no se puede asegurar incluso al desacoplar la masa del tablero del pórtico. El mecanismo de colapso encontrado, producido por el impacto de las vigas longitudinales sobre el apoyo intermedio, resulta sorpresivo e impredecible. Debe mencionarse que este hallazgo ha sido posible visualizarlo y analizarlo por medio de un modelo numérico lo suficientemente detallado como el que se ha presentado. En este aspecto, se resalta la utilidad que ofrece este tipo de análisis por sobre los modelos simplificados, en los cuales no hubiera sido posible identificar el comportamiento descrito.

Tabla 7.3. Desplazamiento horizontal máximo para el puente de calle Paso. Unidades en mm.

Sismo	No-controlado	Disipador metálico	Aislamiento parcial
Northridge 1994	55.5 (*)	24.5 44 %	91.7 (*) 165 %
Chi-Chi 1999	68.6 (*)	21.9 32 %	91.1 (*) 133 %
Loma Prieta 1989	68.1 (*)	22.7 33 %	55.9 (*) 82 %
Kobe 1995	36.2 (*)	24.1 67 %	35.8 99 %
Mendoza 1985	75.9 (*)	17.1 23 %	70.1 92 %

(*) Se produce el colapso de la estructura

Tabla 7.4. Corte máximo en columna del puente de calle Paso. Unidades en kN.

Sismo	No-controlado	Disipador metálico	
Northridge 1994	374,8	652,6	174%
Chi-Chi 1999	418,9	553,3	132%
Loma Prieta 1989	393,1	549,7	140%
Kobe 1995	306,2	518,2	169%
Mendoza 1985	383,3	491,8	128%

7.3. Conclusiones del puente de calle Boedo

El puente de calle Boedo ha sido analizado a través de su respuesta dinámica frente a tres registros sísmicos reales amplificadas para conseguir el colapso de la estructura. El mecanismo de colapso hallado a través de la simulación numérica indica una concentración de tensiones en el extremo superior de la columna, que genera la falla local del elemento y posteriormente conduce a la falla global del puente. Gracias al nivel de detalle que muestra el modelo numérico, pudo encontrarse este tipo de falla, lo cual habría sido imposible de advertir por medio de un modelo simplificado. Al profundizar el análisis del mecanismo de falla del puente pudo determinarse un efecto de torsión longitudinal del tablero.

Los sistemas de refuerzo propuestos evitan el colapso de la estructura en cada caso, cada uno actuando con características particulares. El encamisado metálico, fundamentalmente mejora la resistencia y ductilidad de la columna, lo cual permite que el puente vibre de una manera muy similar a la respuesta del puente original, evitando la falla local que conduce al colapso estructural. Debido a la similitud existente entre la respuesta del puente no controlado y el encamisado, puede asumirse que el refuerzo incorporado no incrementa la rigidez lateral del puente.

Por otro lado, cuando se combina el aislamiento parcial del tablero con una superficie de deslizamiento con fricción en el apoyo de la columna, el tablero se comporta lateralmente como una viga parcialmente empotrada en sus extremos, de acuerdo a las condiciones de contorno asumidas en el apartado (5.4.1). La elevada rigidez lateral del tablero proporciona un mecanismo de recentrado suficiente, en la medida de que la superestructura permanezca en rango elástico y los estribos se comporten como apoyos fijos durante el evento sísmico. Si bien la literatura científica recomienda la implementación de dispositivos de fricción pura en combinación con dispositivos que proporcionen una fuerza de recentrado, los resultados muestran que, al considerar un aislamiento parcialmente restringido, bajo las condiciones estudiadas, el tablero puede proveer el mecanismo restitutivo necesario. En virtud de que el aislamiento parcial (*PRSI*)

requiere que los extremos de la superestructura permanezcan fijos, la implementación práctica de la propuesta analizada queda sujeta a un análisis más profundo que involucre el estudio detallado de los estribos.

La columna central del puente muestra una respuesta que es muy dependiente del coeficiente de fricción que se considera en la superficie de contacto. A partir del análisis desarrollado ha quedado demostrada la conveniencia que significa la utilización de materiales de baja fricción. Para el rango de coeficientes evaluados, se ha mostrado una notable reducción en los desplazamientos y las solicitaciones de la columna, mientras que la superestructura ha mostrado un comportamiento muy similar al del puente no controlado. La modelación del sistema de aislamiento mediante una superficie deslizante requiere una cuidadosa definición de los contactos. En este trabajo se han calibrado los parámetros que definen el algoritmo de fricción contrastando con resultados experimentales. Adicionalmente, se determinó la validez del modelo de fricción constante tenido en cuenta, comparando con los resultados que surgen de introducir un modelo de fricción variable.

Al comparar los dos sistemas de protección incorporados, se ha reconocido al sistema de aislamiento como el más beneficioso para el puente ya que mantiene la integridad de la estructura incluso cuando las aceleraciones horizontales se incrementan hasta lograr el colapso del puente con un refuerzo provisto por un encamisado metálico.

7.4. Conclusiones generales

A lo largo de la tesis se ha destacado la importancia que tienen los modelos tridimensionales no lineales en el análisis de puentes frente a acciones sísmicas. La posibilidad de simular el mecanismo de colapso aporta una información fundamental en la evaluación del comportamiento de las estructuras, como así también la evaluación de los mecanismos de transferencia de esfuerzos. En este aspecto, los modelos constitutivos son un eslabón vital en la representación y deben ser cuidadosamente calibrados para obtener resultados confiables. La modelación numérica del hormigón armado ha sido un desafío constante con numerosos inconvenientes que están ligados al característico comportamiento no lineal del material. La calidad de los modelos se ve muy beneficiada cuando existe la posibilidad de comparar con resultados experimentales. Por otro lado, el mecanismo de colapso puede ser simulado utilizando códigos de integración apropiados y herramientas específicas en los modelos.

Uno de los aportes del trabajo es la identificación de fallas locales que dominan el comportamiento de las pilas de los puentes en las tipologías estudiadas, que solo pueden advertirse con esta clase de modelos numéricos detallados. Tanto para el puente de calle Paso como para el

de Boedo, se logró encontrar una respuesta estructural que no se podía anticipar. Debe hacerse notar que en ambos puentes se detectó un efecto de torsión longitudinal del tablero del puente que afecta al desempeño de la estructura. En el caso del puente de calle Paso, el efecto torsional que es debido a la geometría oblicua de la planta es responsable de que el sistema de aislamiento incluido no tenga éxito evitando que el puente colapse. Por otro lado, en el puente de la calle Boedo, la leve torsión del tablero provoca una concentración de tensiones en el extremo de la columna que provocan la falla. En ambos casos, el modelo numérico permitió detectar la influencia de la torsión del tablero en el comportamiento global, aun cuando es evaluado un puente de geometría recta. El análisis que se ha llevado a cabo no solo aporta al mejor entendimiento del funcionamiento de los puentes de carretera, sino que además deja al descubierto la indispensable necesidad de considerar el efecto torsional del tablero en el diseño. En este aspecto, se destaca la imprudencia que significa considerar a las columnas y apoyos intermedios de manera simplificada como un sistema de un grado de libertad dinámico. Los efectos torsionales de la superestructura que han sido advertidos en los dos puentes analizados, dan cuenta de la necesidad de tener en cuenta el grado de libertad correspondiente a la inercia rotacional de la sección transversal del tablero.

Se considera un aporte importante la demostración de que, en puentes con configuración estructural similar al de la calle Boedo, con una sola columna intermedia, el sistema de aislamiento debería ser diseñado con el coeficiente de fricción lo más bajo posible, tendiendo a cero, lo cual no podría ser establecido a-priori. En ese caso, hay que verificar que los desplazamientos del tablero no produzcan la falla por descalce del mismo. Si ese fuera el caso, debería reverse el coeficiente de fricción óptimo o, alternativamente, prever dispositivos que eviten dicho descalce.

7.5. Líneas futuras de investigación

En base a las determinaciones realizadas a lo largo de la tesis, se ha destacado la utilidad que representan los materiales de baja fricción. Surge la necesidad de realizar un desarrollo tecnológico de un dispositivo de aislamiento con el menor coeficiente de fricción posible. Una posibilidad es la de utilizar rodamientos axiales que vinculen la superestructura con la infraestructura, y permita desacoplar la masa traslacional del tablero deslizando libremente.

En cuanto a los modelos numéricos desarrollados, debe destacarse que en este trabajo ha sido considerada como fuerza dinámica externa la componente transversal de los registros sísmicos involucrados. La consideración tanto de la componente vertical como longitudinal de las aceleraciones sísmicas podrían introducir conceptos adicionales a los que se concluye en esta tesis. Por otra parte, la modelación detallada de los estribos en los apoyos extremos de la

superestructura permitiría considerar la posibilidad de encontrar otros mecanismos de colapso, como así también permitiría el estudio de los fenómenos de impacto y *pounding*.

El sistema propuesto de aislamiento parcial con deslizadores de fricción para puentes de superestructura continua ha mostrado resultados satisfactorios en el marco del análisis realizado. Si bien las conclusiones presentadas se encuentran acotadas por las simplificaciones asumidas, los resultados analizados constituyen una propuesta a ser explorada con mayor profundidad.

Teniendo en cuenta que en distintos laboratorios del mundo se realizan ensayos a escala real de secciones de puente, pilas de puente, etc. sería de utilidad reproducir algunos de dichos ensayos con el objetivo de proponer mejoras adicionales a los modelos desarrollados.

Otro tópico de interés a estudiar sería incluir la posibilidad de deslizamiento de las armaduras en la masa de hormigón y su efecto sobre la respuesta global de los puentes, como así también la consideración de la fractura de bajo ciclo que podría provocar la rotura prematura de las barras de refuerzo.

Finalmente, sería de máximo interés instalar sistemas de medición permanente en puentes de diferente tipología estructural con el fin de medir la respuesta no lineal cuando estén sometidos a sismos de importancia.

ANEXO 1: VERIFICACIÓN DE LAS RIOSTRAS ANTE ESFUERZOS AXIALES.

A. 1. Descripción General

El presente anexo contiene la verificación de las riostras de rigidización global de la estructura de soporte intermedio del puente de calle Paso, presentado en el Capítulo 4 de la presente Tesis. Tal como fue introducido en la Sección 4.5.1, se plantea el refuerzo de dicho puente mediante la adición de dos riostras en la configuración que se indica en la Figura 4.4, las cuales están sometidas a los esfuerzos axiales que se muestran en la Figura 4.7. La verificación sigue los lineamientos señalados en el reglamento vigente para estructuras de acero (CIRSOC 301, 2005) y las particularidades complementarias establecidas para elementos estructurales de tubos de acero (CIRSOC 302, 2005).

A. 2. Datos de la estructura

La riostra adoptada para rigidizar la estructura central del puente consta de una sección tubular de 230mm de diámetro y 12,7mm de espesor. La longitud libre de los elementos es de 4,95m y sus extremos se han supuesto articulados.

Las propiedades generales del acero se resumen en la Tabla A.1, de acuerdo a las especificaciones del reglamento CIRSOC 302 (2005) para un tubo estructural de denominación TE-36. La relación de esbeltez de la pared del tubo (diámetro/espesor) adoptado es de (230mm/12,7mm) 18,1.

Tabla A. 1. Propiedades y características mecánicas del acero estructural (CIRSOC 302, 2005).

Peso específico	$\gamma_a = 77,3 \text{ kN/m}^3$
Módulo de elasticidad longitudinal	$E = 200000 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad transversal	$G = 77200 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson en período elástico	$\mu = 0,30$
Límite de fluencia mínimo	$F_y = 355 \text{ MPa}$
Resistencia a la tracción mínima	$F_U = 500-650 \text{ MPa}$

A partir de las dimensiones de la sección transversal se determinan las propiedades geométricas necesarias para realizar la verificación. El área bruta del tubo (A_g) es de 8669,9 mm² (Ecuación A.1). Mientras que el momento de inercia (I) es de 51348020,5 mm⁴ (Ecuación A.2). Por su parte, el radio de giro (r) definido por la Ecuación (A.3) es de 76,95mm.

$$A_g = \pi \left(\frac{D^2}{4} - \frac{d^2}{4} \right) = 8669,9 \text{ mm}^2 \quad (\text{A.1})$$

Siendo D: Diámetro externo del tubo y d: diámetro interno del tubo, igual a $D-2t$.

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D}{2} \right)^4 - \left(\frac{d}{2} \right)^4 \right] = 51348020,5 \text{ mm}^4 \quad (\text{A.2})$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} = 76,95 \text{ mm} \quad (\text{A.3})$$

Finalmente, el factor de esbeltez adimensional (λ_c) es definido por la Ecuación (A.4)

$$\lambda_c = \frac{k L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_Y}{E}} = 0,863 \quad (\text{A.4})$$

A. 3. Resistencia a la tracción

Se considera la resistencia correspondiente a la fluencia de la sección bruta del tubo, teniendo en cuenta el factor de reducción de resistencia (Φ) de 0,90. La resistencia de diseño está determinada por la Ecuación A.5 en donde P_N es la resistencia nominal de la sección.

$$P_D = \Phi P_N = \Phi F_Y A_g = 2770 \text{ kN} \quad (\text{A.5})$$

A. 4. Resistencia a la compresión

La resistencia de diseño para pandeo flexional de barras axialmente comprimidas se determina mediante la Ecuación A.6, donde F_{cr} es la tensión crítica y Φ_C un factor de reducción de resistencia a compresión igual a 0,85.

$$P_D = \Phi_C P_N = \Phi_C F_{cr} A_g \quad (\text{A.6})$$

El factor de reducción por pandeo local (Q) se determina con el valor de λ (relación de esbeltez de la pared del tubo, igual a 18,1) y de λ_r (esbeltez límite, Ecuación A.8) a partir de la condición expresada en la Ecuación (A.7).

$$\text{Para } \lambda \leq \lambda_r \quad Q = 1 \quad (\text{A.7})$$

$$\lambda_r = 0,114 \frac{E}{F_Y} = 64,2 \quad (\text{A.8})$$

Con los valores determinados, la tensión crítica (F_{cr}) se determina con la Ecuación A.9, debido a que se cumple la condición de $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1,5$.

$$F_{cr} = Q \left(0,658^{Q \lambda_c^2} \right) F_Y = 260,0 \text{ MPa} \quad (\text{A.9})$$

Aplicando la Ecuación A.6, la resistencia de diseño a compresión de la riostra es de 1916,1 kN.

REFERENCIAS

- Abdel-Rohman, M., & Askar, H. (1996). Control by passive TMD of wind-induced nonlinear vibrations in cable stayed bridges. *JVC/Journal of Vibration and Control*, 2(2), 251–267.
- Agrawal, A. K., & Nagarajaiah, S. (2009). Benchmark structural control problem for a seismically excited highway bridge: Phase I and II. *Structural Control and Health Monitoring*, 16(5), 503–508.
- Akbari, R., & Maalek, S. (2018). A review on the seismic behaviour of irregular bridges. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 171(7), 552–580.
- Andersson, A., O'Connor, A., & Karoumi, R. (2015). Passive and Adaptive Damping Systems for Vibration Mitigation and Increased Fatigue Service Life of a Tied Arch Railway Bridge. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 30(9), 748–757.
- ANSYS Inc. (2010). *Theory reference* (10.0). ANSYS, Inc.
- Aydınoglu, M. N., Fischinger, M., Isaković, T., Kappos, A. J., & Pinho, R. (2012). Methods for Inelastic Analysis of Bridges. In *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering* (Vol. 21, pp. 85–128).
- Barlek, P., Ambrosini, D., & Luccioni, B. M. (2021). Energy dissipation by friction for sliding blocks subjected to near fault earthquake base excitation. *Smart Structures and Systems*, 27(5), 819–836.
- Barone, S., Calvi, G. M., & Pavese, A. (2017). Experimental dynamic response of spherical friction-based isolation devices. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(9), 1465–1484.
- Battista, R. C., & Pfeil, M. S. (2000). Reduction of vortex-induced oscillations of Rio–Niterói bridge by dynamic control devices. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 84(3), 273–288.
- Bendat, J., & Piersol, A. (1986). *Random data: measurement and analysis procedures*. Wiley, New York.
- Beyer, K., Dazio, A., & Priestley, M. J. N. (2008). Quasi-Static Cyclic Tests of Two U-Shaped Reinforced Concrete Walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(7), 1023–1053.
- Bi, K., & Hao, H. (2013). Numerical simulation of pounding damage to bridge structures under

- spatially varying ground motions. *Engineering Structures*, 46, 62–76.
- Bi, K., & Hao, H. (2015). Modelling of shear keys in bridge structures under seismic loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 74, 56–68.
- Bi, K., Hao, H., & Chouw, N. (2013). 3D FEM Analysis of Pounding Response of Bridge Structures at a Canyon Site to Spatially varying Ground Motions. *Advances in Structural Engineering*, 16(4), 619–640.
- Bi, K., Ren, W. X., Cheng, P. F., & Hao, H. (2015). Domino-type progressive collapse analysis of a multi-span simply-supported bridge: A case study. *Engineering Structures*, 90, 172–182.
- Billah, A. H. M. M., & Alam, M. S. (2014). Seismic performance evaluation of multi-column bridge bents retrofitted with different alternatives using incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, 62–63, 105–117.
- Borón, P., & Dulinska, J. M. (2016). Seismic Performance of a Reinforced Concrete Bridge Under a Sequence of Seismic Shocks Using the Concrete Damage Plasticity Model. *Czasopismo Techniczne*, 2016(9), 15–29.
- Brito, M. B., Ishibashi, H., & Akiyama, M. (2019). Shaking table tests of a reinforced concrete bridge pier with a low-cost sliding pendulum system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 48(3), 366–386.
- Broadhouse, B. J. (1995). SPD/D(95)363. AEA Technology. *The Winfrith Concrete Model in LS-DYNA3D*.
- Broadhouse, B. J., & Neilson, A. J. (1987). Modelling Reinforced Concrete Structures in DYNA3D. UK AEA, Winfrith, AEEW-M2465.
- Buckle, I. G. (2000). Passive control of structures for seismic loads. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(3), 209–221.
- Calvi, G. M., Kawashima, K., Billings, I., Elnashai, A., Nuti, C., Pecker, A., Pinto, P. E., Priestley, N. M. J., Rodriguez, M., Sarno, L. Di, Franchin, P., Pietra, D., & Vanzi, I. (2007). fib Bulletin 39. Seismic bridge design and retrofit – structural solutions. In M. Garevski & A. Ansal (Eds.), *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering* (Vol. 17, Issue 9). fib. The International Federation for Structural Concrete.
- Calvi, P. M., & Calvi, G. M. (2018). Historical development of friction-based seismic isolation systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 106(October 2017), 14–30.

- Casciati, F., Faravelli, L., & Al Saleh, R. (2009). An SMA passive device proposed within the highway bridge benchmark. *Structural Control and Health Monitoring*, 16(6), 657–667.
- Chang, K. C., Chang, D. W., Tsai, M.-H., & Sung, Y. C. (2000). Seismic Performance of Highway Bridges. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 2(1), 55–57.
- Chen, J., Han, Q., Liang, X., & Du, X. (2017). Effect of pounding on nonlinear seismic response of skewed highway bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 103(June), 151–165.
- Chen, W. F., & Duan, L. (2014). Bridge Engineering Handbook. In W.-F. Chen & L. Duan (Eds.), *Bridge Engineering Handbook: Seismic Design, Second Edition*. CRC Press.
- Chen, X., & Li, C. (2020). Seismic assessment of earthquake-resilient tall pier bridges using rocking foundation retrofitted with various energy dissipation devices. *Structural Control and Health Monitoring*, 27(11), 1–14.
- CIRSOC 201. (2005). *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón* (INTI). Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios.
- CIRSOC 301. (2005). *Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios*. Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios.
- CIRSOC 302. (2005). *Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios*. Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of structures*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, USA.
- Constantinou, MC, Soong, T., & Dargush, G. (1998). *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*.
- Constantinou, Michalakis, Mokha, A., & Reinhorn, A. (1990). Teflon Bearings in Base Isolation II: Modeling. *Journal of Structural Engineering*, 116(2), 455–474.
- Della Corte, G., D’Aniello, M., Landolfo, R., & Mazzolani, F. M. (2011). Review of steel buckling-restrained braces. *Steel Construction*, 4(2), 85–93.
- Den Hartog, J. P. (1956). *Mechanical Vibrations* (4th Ed.). McGraw-Hill Book Company Inc., New York, USA.
- Deng, L., Wang, W., & Yu, Y. (2016). State-of-the-Art Review on the Causes and Mechanisms of Bridge Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(2), 04015005.

- Di Sarno, L., da Porto, F., Guerrini, G., Calvi, P. M., Camata, G., & Prota, A. (2019). Seismic performance of bridges during the 2016 Central Italy earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(10), 5729–5761.
- Dolce, M., Cardone, D., & Croatto, F. (2005). Frictional Behavior of Steel-PTFE Interfaces for Seismic Isolation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 3(1), 75–99.
- Domizio, M. (2015). Análisis de la Efectividad de Amortiguadores de Masa Sintonizados para Evitar el Colapso Estructural Ocasionado por Sismos de Falla Cercana. In *Tesis de Doctorado. Universidad de Cuyo*.
- Domizio, M., Ambrosini, D., & Curadelli, O. (2019). TMD effectiveness in nonlinear RC structures subjected to near fault earthquakes. *Smart Structures and Systems*, 24(4), 447–457.
- Dulinska, J. M., & Szczerba, R. (2012). Simulation of Dynamic Behaviour of RC Bridge with Steel-Laminated Elastomeric Bearings under High-Energy Mining Tremors. *Key Engineering Materials*, 531–532, 662–667.
- Dulinska, J. M., & Szczerba, R. (2013). Assessment of concrete bridge performance under moderate seismic shock using concrete damage plasticity model. *Procedia Engineering*, 57, 1319–1328.
- Elwood, K., & Moehle, J. P. (2003). Shake table tests and analytical studies on the gravity load collapse of reinforced concrete frames. *Peer 2003/01*, 364.
- Flanagan, D. P., & Belytschko, T. (1981). A uniform strain hexahedron and quadrilateral with orthogonal hourglass control. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 17(5), 679–706.
- Frau, C. D., & Saragoni, R. (2012). Terremotos Tipo Pulso Y Efectos De Directividad De La Ruptura. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 17(1–2), 1–25.
- Furinghetti, M., Peloso, S., Lanese, I., Lenzo, S., & Pavese, A. (2018). Optimized design of seismic isolation systems for existing bridges. *IABSE Symposium, Nantes 2018: Tomorrow's Megastructures, September*, S4-63-S4-70.
- Hallquist, J. O. (2006). *LS-DYNA THEORY MANUAL*. LSTC: Livermore Software Technology Corporation.
- Han, Q., Du, X., Liu, J., Li, Z., Li, L., & Zhao, J. (2009). Seismic damage of highway bridges during the 2008 Wenchuan earthquake. *Earthquake Engineering and Engineering*

Vibration, 8(2), 263–273.

- Hassan, A. L., & Billah, A. M. (2020). Influence of ground motion duration and isolation bearings on the seismic response of base-isolated bridges. *Engineering Structures*, 222(January), 111129.
- He, X. H., Sheng, X. W., Scanlon, A., Linzell, D. G., & Yu, X. D. (2012). Skewed concrete box girder bridge static and dynamic testing and analysis. *Engineering Structures*, 39, 38–49.
- Heo, G., Kim, C., Jeon, S., Lee, C., & Seo, S. (2017). A study on a MR damping system with lumped mass for a two-span bridge to diminish its earthquake-induced longitudinal vibration. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92(October 2016), 312–329.
- Hewlett Packard. (1998). *Getting started with HP VEE, Using HP VEE, HP VEE Advanced Programming Techniques* (No. 3).
- Hoshikuma, J., & Zhang, G. (2013). Performance of Seismic Retrofitted Highway Bridges Based on Observation of Damage due to the 2011 Great East Japan Earthquake. *Journal of JSCE*, 1(1), 343–352.
- Housner, G. W., & Thiel, C. C. (1995). The Continuing Challenge: Report on the Performance of State Bridges in the Northridge Earthquake. *Earthquake Spectra*, 11(4), 607–636.
- Housner, G. W., & Trifunac, M. D. (1967). Analysis of accelerograms--Parkfield earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 57(6), 1193–1220.
- Hsu, Y. T., & Fu, C. C. (2000). Study of Damaged Wushi Bridge in Taiwan Earthquake. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 5(4), 166–171.
- Hsu, Y. T., & Fu, C. C. (2004). Seismic Effect on Highway Bridges in Chi Chi Earthquake. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 18(1), 47–53.
- Hu, M., Han, Q., Du, X., & Liang, X. (2017). Seismic Collapse Analysis of RC Highway Bridges Based on a Simplified Multiscale FE Modeling Approach. *Shock and Vibration*, 2017.
- INPRES-CIRSOC 103. (2005). *Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Parte II*. Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda. Secretaría de Planificación Territorial y Co.
- INPRES-CIRSOC 103. (2018). *Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Parte I*. Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda. Secretaría de Planificación Territorial y Coordinación de Obra Pública.

- Jangid, R. S. (2005). Computational numerical models for seismic response of structures isolated by sliding systems. *Structural Control and Health Monitoring*, 12(1), 117–137.
- Jangid, R. S., & Londhe, Y. B. (1998). Effectiveness of Elliptical Rolling Rods for Base Isolation. *Journal of Structural Engineering*, 124(4), 469–472.
- Javanmardi, A., Ibrahim, Z., Ghaedi, K., Benisi Ghadim, H., & Hanif, M. U. (2019). State-of-the-Art Review of Metallic Dampers: Testing, Development and Implementation. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 0123456789.
- Johnson, E. A., Ramallo, J. C., Spencer, B. F., & Sain, M. K. (1998). Intelligent Base Isolation Systems. *Second World Conference on Structural Control*.
- Junfeng, J., Nianhua, S., Zizhao, H., & Qiang, Z. (2014). A State-of-the-Art Review of Seismic Isolation Technology in Bridge Engineering. *Challenges and Advances in Sustainable Transportation Systems*, 498–506.
- Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2006). Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings. *Earthquake Spectra*, 22(2), 367–390.
- Kawashima, K. (2012). Damage of Road Bridges by 2011 Great East Japan (Tohoku) Earthquake. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2, 82–101.
- Kawashima, K., Takahashi, Y., Ge, H., Wu, Z., & Zhang, J. (2009). Reconnaissance report on damage of Bridges in 2008 Wenchuan, China, Earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(7), 965–996.
- Kawashima, K., & Unjoh, S. (1997). The damage of highway bridges in the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake and its impact on Japanese seismic design. *Journal of Earthquake Engineering*, 1(3), 505–541.
- Kawashima, K., Unjoh, S., Hoshikuma, J.-I., & Kosa, K. (2011). Damage of Bridges due to the 2010 Maule, Chile, Earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(7), 1036–1068.
- Kazemzadeh Azad, S., Topkaya, C., & Astaneh-Asl, A. (2017). Seismic behavior of concentrically braced frames designed to AISC341 and EC8 provisions. *Journal of Constructional Steel Research*, 133, 383–404.
- Kori, J. G., & Jangid, R. S. (2008). Semiactive control of seismically isolated bridges. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 08(04), 547–568.
- Kumar, M., Whittaker, A. S., & Constantinou, M. C. (2015). Characterizing friction in sliding

- isolation bearings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(9), 1409–1425.
- Kunde, M., & Jangid, R. (2003). Seismic behavior of isolated bridges: A-state-of-the-art review. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 3(2), 140–169.
- Li, Z., Chen, Y., & Shi, Y. (2017). Numerical failure analysis of a continuous reinforced concrete bridge under strong earthquakes using multi-scale models. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 16(2), 397–413.
- Liao, W. I., Loh, C. H., & Lee, B. H. (2004). Comparison of dynamic response of isolated and non-isolated continuous girder bridges subjected to near-fault ground motions. *Engineering Structures*, 26(14), 2173–2183.
- Liao, W. I., Loh, C., Wan, S., Jean, W., & Chai, J. (2000). Dynamic responses of bridges subjected to near-fault ground motions. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 23(4), 455–464.
- Lin, T., & Hone, C. (1993). Base isolation by free rolling rods under basement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22(3), 261–273.
- Lin, Y., Zong, Z., Bi, K., Hao, H., Lin, J., & Chen, Y. (2020a). Experimental and numerical studies of the seismic behavior of a steel-concrete composite rigid-frame bridge subjected to the surface rupture at a thrust fault. *Engineering Structures*, 205(December 2019), 110105.
- Lin, Y., Zong, Z., Bi, K., Hao, H., Lin, J., & Chen, Y. (2020b). Numerical study of the seismic performance and damage mitigation of steel-concrete composite rigid-frame bridge subjected to across-fault ground motions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(15), 6687–6714.
- Lin, Y., Zong, Z., Lin, J., Li, Y., & Chen, Y. (2021). Across-fault ground motions and their effects on some bridges in the 1999 Chi-Chi earthquake. *Advances in Bridge Engineering*, 2(1), 8.
- LSTC. (2017a). *LS-DYNA Keyword User 's Manual Volume I*. Livermore Software Technology Corporation.
- LSTC. (2017b). *LS-DYNA Keyword User 's Manual Volume II: Material Models*. Livermore Software Technology Corporation.
- Luccioni, B. M., Aráoz, G. F., & Labanda, N. A. (2013). Defining Erosion Limit for Concrete. *International Journal of Protective Structures*, 4(3), 315–340.
- Luo, C., Yang, X., Zhan, C., Jin, X., & Ding, Z. (2016). Nonlinear 3D finite element analysis of

- soil–pile–structure interaction system subjected to horizontal earthquake excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 84, 145–156.
- Madhekar, S. N., & Jangid, R. S. (2009). Variable dampers for earthquake protection of benchmark highway bridges. *Smart Materials and Structures*, 18(11), 115011.
- Makris, N. (1997). Rigidity - plasticity - viscosity: Can electrorheological dampers protect base-isolated structures from near-source ground motions? *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(5), 571–591.
- Makris, N. (2019). Seismic isolation: Early history. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(2), 269–283.
- Makris, N., Kampas, G., & Angelopoulou, D. (2009). The eigenvalues of isolated bridges with transverse restraints at the end abutments. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 056, n/a-n/a.
- Mallick, M., & Raychowdhury, P. (2015). Seismic analysis of highway skew bridges with nonlinear soil-pile interaction. *Transportation Geotechnics*, 3, 36–47.
- Matin, A., Elias, S., & Matsagar, V. (2020). Distributed multiple tuned mass dampers for seismic response control in bridges. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 173(3), 217–234.
- Matta, E., & De Stefano, A. (2009). Robust design of mass-uncertain rolling-pendulum TMDs for the seismic protection of buildings. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23(1), 127–147.
- Miari, M., Choong, K. K., & Jankowski, R. (2020). Seismic Pounding Between Bridge Segments: A State-of-the-Art Review. *Archives of Computational Methods in Engineering*.
- Moehle, J. P., & Eberhard, M. O. (2000). Chapter 34: Earthquake damage to bridges. In W.-F. Chen & L. Duan (Eds.), *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press LLC.
- Moharrami, M. (2016). Development of Novel Computational Simulation Tools to Capture the Hysteretic Response and Failure of Reinforced Concrete Structures under Seismic Loads [Cambridge University Press]. In Intergovernmental Panel on Climate Change (Ed.), *Ph.D Thesis* (Vol. 53, Issue 9).
- Moharrami, M., & Koutromanos, I. (2017). Finite element analysis of damage and failure of reinforced concrete members under earthquake loading. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(15), 2811–2829.

- Moreschi, L. M., & Singh, M. P. (2003). Design of yielding metallic and friction dampers for optimal seismic performance. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(8), 1291–1311.
- Nanclares, G., Ambrosini, D., & Curadelli, O. (2018). Evaluation of classical reinforcement and passive control systems on a reinforced concrete bridge subjected to seismic loading. *International Journal of Lifecycle Performance Engineering*, 2(3/4), 189.
- Nanda, R. P., Agarwal, P., & Shrikhande, M. (2012). Suitable friction sliding materials for base isolation of masonry buildings. *Shock and Vibration*, 19(6), 1327–1339.
- NISEE. (2016). *National information service for earthquake engineering*. <https://nisee.berkeley.edu/elibrary>.
- Ottosen, N. S. (1977). A Failure Criterion for Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 103(4), 527–535.
- Pakiding, L., Pessiki, S., Sause, R., & Rivera, M. (2015). Lateral Load Response of Unbonded Post-Tensioned Cast-in-Place Concrete Walls. *Structures Congress 2015, 2025*, 1338–1349.
- Palermo, A., Liu, R., Rais, A., McHaffie, B., Andisheh, K., Pampanin, S., Gentile, R., Nuzzo, I., Granerio, M., Loporcaro, G., McGann, C., & Wotherspoon, L. (2017). Performance of Road Bridges During the 14 November 2016 Kaikoura Earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 50(2), 253–270.
- Pall, A., & Marsh, C. (1982). Response of Friction Damped Braced Frames. *Journal of Structural Engineering*, 108(9), 1313–1323.
- Petti, L., Polichetti, F., Lodato, A., & Palazzo, B. (2013). Modelling and Analysis of Base Isolated Structures with Friction Pendulum System Considering near Fault Events. *Open Journal of Civil Engineering*, 03(02), 86–93.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, Inc.
- Reid, J. D., & Hiser, N. R. (2004). Friction modelling between solid elements. *International Journal of Crashworthiness*, 9(1), 65–72.
- Ribakov, Y., & Gluck, J. (1999). Optimal Design of ADAS Damped MDOF Structures. *Earthquake Spectra*, 15(2), 317–330.
- Saaed, T. E., Nikolakopoulos, G., Jonasson, J.-E., & Hedlund, H. (2015). A state-of-the-art review

- of structural control systems. *Journal of Vibration and Control*, 21(5), 919–937.
- Salem Milani, A., & Dicleli, M. (2016). Systematic development of a new hysteretic damper based on torsional yielding: part I-design and development. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(6), 845–867.
- Samali, B., & Kwok, K. C. S. (1995). Use of viscoelastic dampers in reducing wind- and earthquake-induced motion of building structures. *Engineering Structures*, 17(9), 639–654.
- Saracho, J. A., Pérez, G. A., Barlek, J. R., Dip, O., & Castelli, E. A. (2014). Clasificación De Puentes En Argentina Para La Evaluación De Su Vulnerabilidad Sísmica. *First International Bridges Conference*.
- Schanack, F., Valdebenito, G., & Alvial, J. (2012). Seismic Damage to Bridges during the 27 February 2010 Magnitude 8.8 Chile Earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(1), 301–315.
- Schoettler, M. J., Restrepo, J. I., Guerrini, G., & Duck, D. E. (2015). *A Full-Scale, Single-Column Bridge Bent Tested by Shake-Table Excitation*.
- Schultz, A. E., & Gastineau, A. J. (2016). Chapter 31 - Bridge collapse. In A. Pipinato (Ed.), *Innovative Bridge Design Handbook* (1st ed., pp. 795–815). Elsevier Inc.
- Seleemah, A. A., & Constantinou, M. C. (1997). Investigation of Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Fluid Viscous Dampers. *Technical Report NCEER-97-0004*, 302.
- Shahabi, A. B., Ahari, G. Z., & Barghian, M. (2020). Base Isolation Systems – A State of the Art Review According to Their Mechanism. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 8(2), 37–61.
- Shedbale, N., & Muley, P. P. V. (2017). Review on Viscoelastic Materials used in Viscoelastic Dampers. *International Research Journal of Engineering and Technology(IRJET)*, 4(7), 3375–3381.
- Shen, H., Zhang, R., Weng, D., Gao, C., Luo, H., & Pan, C. (2017). Simple design method of structure with metallic yielding dampers based on elastic–plastic response reduction curve. *Engineering Structures*, 150, 98–114.
- Skinner, R. I., Robinson, W. H., & McVerry, G. H. (1993). *An Introduction to Seismic Isolation*. John Wiley & Sons, Inc.
- Skinner, R. I., Tyler, R. G., Heine, A. J., & Robinson, W. H. (1980). Hysteretic dampers for the protection of structures from earthquakes. *Bulletin of the New Zealand Society for*

Earthquake Engineering, 13(1), 22–36.

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

Soong, T. T., & Spencer, B. F. (2002). Supplemental energy dissipation: State-of-the-art and state-of-the-practice. *Engineering Structures*, 24(3), 243–259.

Spencer, B. F., & Nagarajaiah, S. (2003). State of the Art of Structural Control. *Journal of Structural Engineering*, 129(7), 845–856.

Su, J., Li, Z., Wang, J., & Dhakal, R. P. (2020). Numerical simulation and damage analysis of RC bridge piers reinforced with varying yield strength steel reinforcement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 130(December 2019), 106007.

Tsai, M.-H. (2008). Transverse earthquake response analysis of a seismically isolated regular bridge with partial restraint. *Engineering Structures*, 30(2), 393–403.

Tsopelas, P., Constantinou, M. C., Okamoto, S., Fujii, S., & Ozaki, D. (1996). Experimental study of bridge seismic sliding isolation systems. *Engineering Structures*, 18(4), 301–310.

Tubaldi, E., & Dall'Asta, A. (2011). A design method for seismically isolated bridges with abutment restraint. *Engineering Structures*, 33(3), 786–795.

Tubaldi, E., & Dall'Asta, A. (2012). Transverse free vibrations of continuous bridges with abutment restraint. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(9), 1319–1340.

Tubaldi, E., Dall'Asta, A., & Dezi, L. (2015). Seismic response analysis of continuous multispan bridges with partial isolation. *Shock and Vibration*, 2015.

Wang, C. J. (2007). Failure study of a bridge subjected to pounding and sliding under severe ground motions. *International Journal of Impact Engineering*, 34(2), 216–231.

Wang, J., Sun, D., Liu, S., & Zhang, X. (2017). Damping Characteristics of Viscoelastic Damping Structure under Coupled Condition. *Mathematical and Computational Applications*, 22(1), 27.

Warburton, G. B. (1982). Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(3), 381–401.

Wikipedia contributors. (2020). *2008 Sichuan earthquake*. Wikipedia, The Free Encyclopedia.

Wotherspoon, L., Bradshaw, A., Green, R., Wood, C., Palermo, A., Cubrinovski, M., & Bradley,

- B. (2011). Performance of Bridges during the 2010 Darfield and 2011 Christchurch Earthquakes. *Seismological Research Letters*, 82(6), 950–964.
- Wright, T., DesRoches, R., & Padgett, J. E. (2011). Bridge Seismic Retrofitting Practices in the Central and Southeastern United States. *Journal of Bridge Engineering*, 16(1), 82–92.
- Xia, C., & Hanson, R. D. (1992). Influence of ADAS Element Parameters on Building Seismic Response. *Journal of Structural Engineering*, 118(7), 1903–1918.
- Xiang, N., Goto, Y., Obata, M., & Alam, M. S. (2019). Passive seismic unseating prevention strategies implemented in highway bridges: A state-of-the-art review. *Engineering Structures*, 194(February), 77–93.
- Yashinsky, M., & Duan, L. (2014). Seismic Design Practice in California. In *Bridge Engineering Handbook, Second Edition* (pp. 567–598). CRC Press.
- Yashinsky, M., Moehle, J., & Eberhard, M. (2014). Earthquake damage to bridges. In W.-F. Chen & L. Duan (Eds.), *Bridge Engineering Handbook: Seismic Design, Second Edition* (pp. 53–98). CRC Press Taylor & Francis Group.
- Yongqi, C., Liangzhe, M., Tiezhu, C., Schneider, R., & Winters, C. (2008). Shock control of Bridges in china Using Fluid Viscous Devices. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 12–16.
- Zhang, F., Li, S., Wang, J., & Zhang, J. (2020). Effects of fault rupture on seismic responses of fault-crossing simply-supported highway bridges. *Engineering Structures*, 206(January), 110104.
- Zhang, R., Wang, C., Pan, C., Shen, H., Ge, Q., & Zhang, L. (2018). Simplified design of elastoplastic structures with metallic yielding dampers based on the concept of uniform damping ratio. *Engineering Structures*, 176(February), 734–745.
- Zhang, Vinayagamooth, M., & Duan, L. (2014). Ch. 3: Dynamic Analysis. In W. F. Chen & L. Duan (Eds.), *Bridge Engineering Handbook, Second Edition* (pp. 99–132). CRC Press.
- Zhiqiang, W., & Lee, G. C. (2009). A comparative study of bridge damage due to the Wenchuan, Northridge, Loma Prieta and San Fernando earthquakes. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 8(2), 251–261.
- Zong, Z. H., Xia, Z., Liu, H., Li, Y., & Huang, X. (2016). Collapse Failure of Prestressed Concrete Continuous Rigid-Frame Bridge under Strong Earthquake Excitation: Testing and Simulation. *Journal of Bridge Engineering*, 21(9), 04016047.