

Universidad Católica de la Santísima Concepción  
Facultad de Ingeniería  
Departamento de Ingeniería Civil



# **EFFECTO DE LA AISLACIÓN SÍSMICA MEDIANTE APOYOS DE NEOPRENO EN EL PUENTE BICENTENARIO DE CONCEPCIÓN**

**LUIS FRANCISCO VÁSQUEZ ARANEDA**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

Profesor Guía: Dr. Claudio Oyarzo Vera  
Profesor Informante: Ing. Civil. Nelson Maureira Carsalade

Concepción, Marzo 2016.

*Dedicado a mi Madre María Jacqueline,  
a mi Hija Amanda, a mi Hermano  
Eduardo, a mis Tíos y Abuelos.*

## ***Agradecimientos***

*Este trabajo, si bien ha requerido mucho esfuerzo y dedicación por parte del autor, no hubiese sido posible de llevar a cabo sin la ayuda de las personas que nombrare a continuación.*

*En primer lugar, agradezco a mi Madre, por su compañía y apoyo permanente en todas las etapas de mi formación académica.*

*También agradezco el apoyo de mis Abuelos José y Teresa, y de mis tíos María Teresa y Roberto, ya que fueron de gran importancia en este camino.*

*Gracias a mi pareja Patricia, por su apoyo y comprensión durante toda esta etapa, ya que muchas de las cosas que logre no habrían sido posibles sin ella.*

*Agradezco los consejos oportunos y el apoyo de mi Padre.*

*Agradezco la ayuda de mi hermano Eduardo, de mi Padre, de mis amigos Diego Ide, Mathias Pezo, Lucas Cuitiño, Sofía Aguayo, Vicente Chávez y mis compañeros Marjorie Zapata, Luis Pérez, Diego Rodríguez, Franco Ruiz y Fernando Parra por la ayuda que entregaron en una etapa crucial y fundamental de mi investigación.*

*Agradezco también a Jorge Catalán, un gran amigo quien siempre estuvo presente de alguna forma entregando su apoyo.*

*También agradezco a mi gran amigo Pablo Ramírez, por su apoyo y disposición a cooperar en mi investigación.*

*Agradezco la ayuda de los alumnos de magíster, en especial, a Luis Zamora por dedicar parte de su tiempo y conocimientos.*

*Finalmente, el más sincero agradecimiento a mis profesores Claudio Oyarzo y Nelson Maureira por toda la ayuda entregada durante esta etapa.*

## **Resumen**

Posterior al terremoto ocurrido en Chile el 27 de febrero del 2010, los puentes ubicados sobre el Río Biobío, que conectan las ciudades de Concepción y San Pedro de la Paz en la Octava Región, presentaron fallas. En consecuencia, posterior al sismo no se pudo utilizar estas estructuras a causa del daño generado.

En este estudio, se analizó el Puente Bicentenario el cual conecta las ciudades de Concepción y San Pedro. Este fue construido posterior al terremoto del 2010. A diferencia de los puentes que fallaron durante dicho terremoto, el diseño de éste está hecho en base a los nuevos criterios de diseño sísmico para puentes en Chile, los cuales recomiendan el uso de apoyos de neoprenos.

Con la finalidad de determinar si los apoyos de neopreno desarrollan aislación sísmica frente a un terremoto, se implementó un modelo de elementos finitos utilizando el software SAP2000. El modelo fue calibrado en base a una campaña de medición experimental de aceleraciones y micro vibraciones. Las frecuencias de la estructura fueron identificadas utilizando el método FDD. La calibración fue realizada a través de un análisis modal y el ajuste del periodo fundamental y periodos locales de la estructura. El análisis de la respuesta del puente frente a un sismo, se realizó mediante un análisis tiempo-historia, para ello se utilizó el registro sísmico correspondiente al terremoto ocurrido el 27 de febrero del 2010. Se analizaron los desplazamientos y aceleraciones máximas obtenidas a través del modelo y se determinó el grado de aislación que generan los apoyos de neopreno utilizando el concepto de Intensidad de Arias. Además, se evaluó experimentalmente la capacidad de aislación de los apoyos de neopreno. Esto se realizó mediante la medición de aceleraciones, bajo condiciones de carga viva aleatoria, en base al frenado de camiones de carga y vibraciones ambientales.

## **Abstract**

After the earthquake in Chile on 27 February 2010, located bridges over the Biobio River, connecting the cities of Concepción and San Pedro de la Paz in the eighth Region, were failures. Consequently, subsequent to the earthquake could not use these structures because of the generated damage.

In this study, will analyze the bicentennial bridge which connects the cities of Concepción and San Pedro. This was built after the earthquake of 2010. Unlike bridges which failed during the earthquake, this design is made on the basis of the new criteria of seismic design for bridges in Chile, which recommended the use of neoprene braces support.

With the aim of determining if neoprene braces develop seismic isolation facing an earthquake, we implemented a finite element model using SAP2000 software. The model was calibrated on the basis of a campaign of experimental measurement of accelerations and micro vibration. The frequencies of the structure were identified using the FDD method. The calibration was performed through a modal analysis and adjustment of the critical period and local periods of the structure. The analysis of the response of the bridge against an earthquake was carried out through analysis results, so we used the seismic record corresponding to the earthquake of February 27, 2010. Displacement and maximum accelerations obtained through the model were analyzed and determined the degree of insulation that generate neoprene braces using the concept of intensity of Arias. Also props neoprene insulation capacity was experimentally evaluated. This was done by the measurement of accelerations, under conditions of random live load, based on the braking of environmental vibration and load trucks.

# Índice General

<i>Agradecimientos</i> .....	ii
Resumen.....	iii
Abstract .....	iv
Índice de Figuras.....	ix
Índice de Tablas .....	xv
<b>Introducción</b> .....	<b>1</b>
1.1. Generalidades.....	1
1.3. Hipótesis.....	2
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1. Objetivos Generales del Proyecto:.....	3
1.2.2. Objetivos específicos del proyecto:.....	3
<b>Marco teórico</b> .....	<b>4</b>
2.1. Efecto de los sismos sobre puentes en el mundo .....	4
2.2. Comportamiento de estructuras con dispositivos de aislación sísmica.....	5
2.3. Estructuras con sistemas de aislación en Chile.....	6
2.3.1. Puente el Teniente.....	7
2.3.2. Puente Amolanas .....	7
2.3.3. Puente Marga-Marga .....	7
2.3.4. Puente Marga-Marga II .....	7
2.4. Historia y descripción Sismisidad en Chile.....	8
2.4.1. Sismos de Interplaca.....	9
2.4.2. Sismos Outer-rise.....	9

2.4.3. Sismos de Interplaca-continental .....	9
2.4.4. Interplaca-oceánica .....	9
2.5. Comportamiento de Puentes de la Octava Región en el Terremoto del Maule de 2010.....	11
2.5.1. Comportamiento de puentes de la octava región posterior al terremoto del 2010 .....	11
2.5.2. Nuevos criterios de diseño sísmico para puentes en Chile.....	17
2.7. Apoyos de Neopreno y Aisladores Elastoméricos.....	20
2.7.1. Modelo lineal .....	22
2.7.2. Modelo Bilineal .....	25
2.7.3. Modelo estructural con aislación sísmica lineal. ....	26
2.8. Confección de un modelo estructural.....	30
2.8.1. Modelamiento de estructuras con aislación en SAP2000 .....	30
2.8.2. Consideraciones en implementación de un modelo estructural .....	30
2.9. Calibración y análisis de un modelo de elementos finitos. ....	39
2.9.1. Evaluación experimental mediante la implementación de acelerómetros. .	39
2.9.2. Métodos de identificación de parámetros modales.....	39
2.9.3. Criterios de Comparación para Calibración de Modelos .....	41
2.9.4. Análisis estructural experimental.....	42
<b>Metodología .....</b>	<b>44</b>
3.1. Descripción estructural del Puente Bicentenario .....	44
3.1.1. Descripción superestructura .....	45
3.1.2. Apoyos de neopreno y barras antisísmicas .....	47
3.1.3. Descripción Cepas.....	50

3.2. Modelo del Puente Bicentenario en SAP2000 .....	52
3.2.1. Consideraciones generales del modelo .....	52
3.2.2. Propiedades de los materiales ingresados al modelo.....	54
3.2.3. Modelamiento de elementos estructurales de la superestructura .....	54
3.2.4. Modelamiento de elementos estructurales de la Subestructura.....	55
3.2.5. Apoyos de neopreno y barras antisísmicas. ....	56
3.2.6. Factor de Zona rígida.....	58
3.2.7. Interacción suelo estructura.....	58
3.3. Medición experimental de aceleraciones .....	60
3.4. Identificación de frecuencias y periodos modales de la estructura real y del modelo implementado en SAP .....	62
3.5. Calibración del modelo .....	68
3.5. Análisis tiempo historia.....	71
3.6. Análisis experimental.....	73
3.7. Análisis del espectro de respuesta sísmico.....	75
<b>Análisis de Resultados .....</b>	<b>77</b>
4.1. Resultados del análisis tiempo historia.....	77
4.1.2. Comparación de Aceleraciones Máximas en la superestructura respecto de la subestructura.....	80
4.1.3. Comparación entre Amplitud RMS en la superestructura respecto de la subestructura. ....	82
4.1.4. Intensidad de Arias y duración de la Fase Intensa.....	84
4.2. Resultado del análisis experimental.....	88
4.3. Resultado del análisis del espectro de respuesta sísmica.....	91

<b>Conclusión .....</b>	<b>93</b>
<b>Referencias.....</b>	<b>95</b>
<b>Anexo A</b>	
<b>Detalle Estructural Puente Bicentenario .....</b>	<b>99</b>
<b>Anexo B</b>	
<b>Modelamiento SAP2000 Puente Bicentenario .....</b>	<b>108</b>
<b>Anexo C</b>	
<b>Resultados Análisis Tiempo Historia .....</b>	<b>113</b>

## Índice de Figuras

Figura 2.1: Colapso de puente durante sismo Kobe, Japón 1995.....	5
Figura 2.2 Colapso de puente vehicular Oakland, California sismo Loma Prieta 1989...	5
Figura 2.3: Marco tectónico de Chile, Interacción entre placa de Nazca y Sudamericana.....	8
Figura 2.4: Esquema del Ciclo de subducción de placas, placa de Nazca y Sudamericana.....	9
Figura 2.5: Sismos ocurridos en Chile desde el año 1868-2010. ....	10
Figura 2.6: Falla Tablero Puente Llacolén, sismo 27 de febrero 2010.....	13
Figura 2.7: Desprendimiento Tablero puente Llacolén, implementación de puente mecano.....	13
Figura 2.8: Colapso de vigas longitudinales en tramo del puente Llacolén.....	14
Figura 2.9: Daños en el Tablero y cepa debido al colapso de vigas longitudinales.....	14
Figura 2.10: Desprendimiento de apoyos de neopreno. ....	15
Figura 2.11: Inclinación del Tablero producto del asentamiento en pilas por PSS, Terremoto 2010 Chile.....	16
Figura 2.12: Estado Puente Viejo Concepción, Chile terremoto 2010 .....	16
Figura 2.13: Ejemplo Placas de apoyo de neopreno. ....	18
Figura 2.14: Apoyos de neopreno en Paso de nivel Avenida Jorge Alessandri.....	19
Figura 2.15: Apoyos de neopreno y barras antisísmicas pasó nivel rotonda General Bonilla .....	20
Figura 2.16: Relaciones para el módulo de compresibilidad $E_c$ utilizando el modelo compresible.. ....	23
Figura 2.17: Relación bilineal fuerza desplazamiento, aisladores elastoméricos.....	25
Figura 2.18: Modelo estructural de 2 grados de libertad con aislamiento basal.....	26
Figura 2.19: Modelo de Longitud equivalente en pilotes.....	35
Figura 2.20: Zona rígida en un marco estructural. ....	38
Figura 2.21: Deformación producida en el nodo viga-columna. ....	38
Figura 3.1: Superestructura y subestructura en tramos intermedios y extremos.....	44

Figura 3.2: Tablero apoyado sobre viga de acero. ....	45
Figura 3.3: Juntas de dilatación entre Tableros en cepas. ....	45
Figura 3.4: Apoyos de neopreno en Estribos. ....	48
Figura 3.5: Apoyos de neopreno en Cepas. ....	48
Figura 3.6: Modelo del Puente Bicentenario en SAP 2000. ....	53
Figura 3.7: Imagen satelital de cepas y tramos modelados. ....	53
Figura 3.8: Conexión de enlace y tramo 3 del puente en Cepa 4. ....	54
Figura 3.9: Mediciones de aceleraciones verticales puente Bicentenario. ....	60
Figura 3.10: Instalación de acelerómetros en tramos modelados, en tramos 1, 2, 3 y 4 del puente Bicentenario. ....	61
Figura 3.11: Registro tiempo historia de aceleraciones medición 1. ....	61
Figura 3.12: Registro tiempo historia de aceleraciones medición 2. ....	62
Figura 3.13: Registro tiempo historia de aceleraciones medición 3. ....	62
Figura 3.14: Espectro de frecuencias obtenido de registros de aceleraciones utilizando FFT. ....	63
Figura 3.15: Identificación de frecuencias modales por método FDD. ....	64
Figura 3.16: Porcentaje acumulativo de masa participativa dirección Longitudinal. ....	66
Figura 3.17: Porcentaje acumulativo de masa participativa en dirección Transversal. ....	66
Figura 3.18: Porcentaje de masa participativa en dirección Vertical. ....	67
Figura 3.19: Distancia entre tramo modelado del puente Bicentenario y estación de registro. ....	72
Figura 3.20: Instalación de acelerómetros sobre y bajo apoyo de Neopreno. ....	74
Figura 4.1: Desplazamientos Máximos para distintas razones de amortiguamiento y Sismo en dirección Longitudinal. ....	78
Figura 4.2: Desplazamientos Máximos para distintas razones de amortiguamiento y Sismo en dirección Transversal. ....	78
Figura 4.3: Registro de aceleraciones prueba 1 sobre apoyo y bajo apoyo de neopreno respectivamente. ....	88

Figura 4.4: Registro de aceleraciones prueba 2 sobre apoyo y bajo apoyo de neopreno respectivamente.....	89
Figura 4.5: Registro de aceleraciones prueba 3 sobre apoyo y bajo apoyo de neopreno respectivamente.....	89
Figura 4.6: Espectro respuesta sísmico y periodos estructurales del modelo puente Bicentenario. ....	92

## **Anexo A**

Figura 1: Sección transversal Tablero tipo 1.....	100
Figura 2: Sección transversal Tablero 2A cepa 4.....	100
Figura 3: Dimensiones en cm de sección transversal Tablero 2B en cepa 5.....	100
Figura 4: Detalle en centímetros de Sección transversal Tablero tipo 3.....	101
Figura 5: Detalle en milímetros de sección Viga de acero.....	101
Figura 6: Detalle sección transversal y longitudinal apoyos de neopreno en estribos. .....	101
Figura 7: Detalle en mm de sección transversal y longitudinal apoyos de neopreno en cepas.....	101
Figura 8: dimensiones en centímetros de elevación cepa tipo A.....	102
Figura 9: Detalle estribo y sección pilares cepa A en mm.....	102
Figura 10: Detalle estribo y sección pilotes cepa A en mm.....	102
Figura 11: Detalle en mm viga dintel mesa de apoyo cepas tipo A.....	103
Figura 12: Detalle en mm fundación tipo A.....	103
Figura 13: Detalle en centímetros cepa 4.....	103
Figura 14: Detalle en centímetros elevación lateral cepa 4.....	104
Figura 15: Detalle estribo y sección pilotes cepa 4.....	104
Figura 16: Detalle estribo y sección pilares cepa 4.....	104
Figura 17: detalle viga dintel cepa 4.....	105
Figura 18: Detalle viga dintel cepa 4.....	105
Figura 19: Sección pilotes estribo sur.....	105

Figura 20: Dimensiones sección Estribo Sur en centímetros con muro espaldar.....	106
Figura 21: Detalle armadura Estribo Sur con fundación.....	106
Figura 22: Detalle sección pilotes Estribo Norte.....	107
Figura 23: Dimensiones en centímetros sección Estribo Norte con muro espaldar..	107
Figura24: Detalle armadura estribo norte con fundación.....	107

## **Anexo B**

Figura 1: Ventana de comandos definición de materiales.....	109
Figura 2: Ventana de comandos propiedades hormigón H-30.....	109
Figura 3: Ventana de comandos propiedades armaduras A63-42H.....	110
Figura 4: Ventana de comandos propiedades vigas de acero A52-34ES. ....	110
Figura 5: Ventana de comandos propiedades barras antisísmicas acero A44-28ES. ....	111
Figura 6: Correlación Modulo de balasto cepas 1 y 2.....	111
Figura 7: Correlación Modulo de balasto cepas 2 y 3.....	112
Figura 8: Condiciones de link Vigas de acero. ....	112

## **Anexo C**

Figura 1: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Losa Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12 % respectivamente. ....	114
Figura 2 :Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Losa Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.....	114
Figura 3: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Estribo Norte Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente. ....	114
Figura 4: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Estribo Norte Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente....	115
Figura 5: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Cepa 1 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.....	115
Figura 6: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Cepa 1 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15 % y 18% respectivamente... ..	115

Figura 7: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Cepa 3 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente. ....	116
Figura 8: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Cepa 3 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente...	116
Figura 9: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Losa Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente. ....	116
Figura 10: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Losa Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18 %.....	117
Figura 11: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Estribo Norte Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente. ....	117
Figura 12: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Estribo Norte Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.....	117
Figura 13: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Cepa 1 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente. ....	118
Figura 14: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Cepa 1 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.....	118
Figura 15: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Cepa 3 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12 respectivamente.....	118
Figura 16: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Cepa 3 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15 % y 18% respectivamente.....	119
Figura 17: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Losa Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.....	119
Figura 18: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Losa Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente. ....	119
Figura 19: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Estribo Norte Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente. ....	120
Figura 20: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Estribo Norte Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente...	120

Figura 21: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 1 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.....	120
Figura 22: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 1 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.....	121
Figura 23: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 3 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.....	121
Figura 24: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 3 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.....	121
Figura 25: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Losa Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.....	122
Figura 26: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Losa Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.....	122
Figura 27: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Estribo Norte Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente. ....	122
Figura 28: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Estribo Norte Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.....	123
Figura 29: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 1 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.....	123
Figura 30: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 1 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.....	123
Figura 31: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 3 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.....	124
Figura 32: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 3 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.....	124

## Índice de Tablas

Tabla 2.1: Sismos más destructivos ocurridos en Chile.....	10
Tabla 2.2 Datos sismológicos del Terremoto en Chile 2010.....	11
Tabla 2.3: Aceleraciones en distintas localidades terremoto 2010 Chile. ....	12
Tabla 2.4: Valores de $n_h$ según número de golpes para ensayo $N_{spt}$ . ....	33
Tabla 2.5: Valores de $f$ según relación entre los módulos $E_0$ y $E_L$ . ....	35
Tabla 3.1: Propiedades mecánicas del material en Tableros. ....	46
Tabla 3.2: Propiedades mecánicas de acero en vigas. ....	47
Tabla 3.3: cantidad de apoyos de neopreno por sección y por tramo. ....	47
Tabla 3.4: Dimensiones y propiedades apoyos de neopreno en Estribos. ....	49
Tabla 3.5: Dimensiones y propiedades apoyos de neopreno en Cepas. ....	49
Tabla 3.6: Propiedades barras antisísmicas.....	49
Tabla 3.7: Cantidad de barras antisísmicas por sección y por tramo.....	50
Tabla 3.8: Longitud pilares y pilotes Cepas A.....	51
Tabla 3.9: Propiedades mecánicas de los materiales en Cepas. ....	51
Tabla 3.10: Longitud Equivalente obtenida para pilotes en cepas y estribo Norte. ....	56
Tabla 3.11: Rigidez vertical, horizontal y flexural en apoyos de neopreno. ....	57
Tabla 3.12: Amortiguamiento obtenido para apoyos de neopreno según tramo.....	57
Tabla 3.13: Coeficiente de balasto estandarizado para cepas 1,2 y 3. ....	59
Tabla 3.14: Valores de Spring ingresados en SAP2000. ....	60
Tabla 3.15: Frecuencias Modales identificadas por método FDD.....	64
Tabla 3.16: Porcentaje de masa moda participativa para distintas direcciones.....	65
Tabla 3.17: Identificación de frecuencias modales SAP y FDD. ....	68
Tabla 3.18: Error relativo entre frecuencias FDD y SAP. ....	69
Tabla 3.19 Valores de spring utilizados en Fundaciones de cepas y Estribo Norte. ....	70
Tabla 3.20: Valores de spring verticales de área en fundaciones para Cepas y Estribo Norte.....	70
Tabla 3.21: Frecuencias para modelo calibrado.....	71

Tabla 3.22: Modelo, peso y velocidad de camiones utilizados.....	74
Tabla 4.1: Desplazamientos máximos Modelo Sismo dirección Longitudinal.....	77
Tabla 4.2: Desplazamientos máximos Modelo Sismo dirección Transversal.....	77
Tabla 4.3: Razón de desplazamientos entre Superestructura e Subestructura para sismo en dirección Longitudinal.....	79
Tabla 4.4: Razón de desplazamiento entre Superestructura e Subestructura para sismo en dirección Transversal. ....	80
Tabla 4.5: Aceleraciones Máximas para sismo en dirección Longitudinal.....	81
Tabla 4.6: Aceleraciones Máximas para sismo en dirección Transversal.....	81
Tabla 4.7: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Estribo Norte Sismo en dirección Longitudinal.....	82
Tabla 4.8: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Cepa 1 para Sismo en dirección Longitudinal.....	82
Tabla 4.9: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Cepa 3 para sismo en dirección Longitudinal.....	83
Tabla 4.10: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Estribo Norte para sismo en dirección Transversal. ....	83
Tabla 4.11: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Cepa 1 para sismo en dirección Transversal. ....	83
Tabla 4.12: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Cepa 3 para sismo en dirección Transversal. ....	84
Tabla 4.13: Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Estribo Norte Sismo Longitudinal.....	85
Tabla 4.14: Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Cepa 1 Sismo Longitudinal. ....	85
Tabla 4.15 Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Cepa 3 Sismo Longitudinal.....	86
Tabla 4.16: Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Estribo Norte Sismo Transversal. ....	86

Tabla 4.17: Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Cepa 1 Sismo Transversal.....	86
Tabla 4.18: Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Cepa 3 Sismo Transversal.....	87
Tabla 4.19: Aceleraciones máximas, Amplitud RMS e intensidad de Arias obtenidas para cada prueba y ubicación de acelerómetros.....	90
Tabla 4.20: Razón para aceleraciones e intensidad de Arias según respuesta entre superestructura y subestructura.....	90

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Generalidades

Históricamente, los puentes son estructuras que han sido utilizadas para mejorar la conectividad entre dos puntos, permitiendo así cubrir grandes distancias. Estas estructuras pueden verse altamente perjudicadas por la acción de los sismos. Debido a que estas estructuras son de vital importancia es necesario asegurar su funcionamiento y luego de un terremoto destructivo evaluar rápidamente su condición estructural [1].

Durante el sismo ocurrido el 27 de febrero de 2010 se pudo observar que los 3 puentes que cruzan el río Biobío uniendo las comunas de Concepción y San Pedro se vieron considerablemente afectados. Esto podría deberse a la poca capacidad que tuvieron estas estructuras para disipar la energía de deformación que indujo el sismo.

La incorporación de sistemas de protección sísmica en el diseño de estas estructuras pudo ser una solución para evitar el comportamiento inadecuado de estos puentes durante el sismo, ya que dichos sistemas permiten disipar energía de deformación y, en consecuencia, reducir significativamente el daño que se produce en estructuras con conexiones más rígidas [2-5].

En la actualidad existen nuevos criterios de diseño para puentes en Chile, los cuales recomiendan el uso adecuado de apoyos de neopreno, entre otros elementos. Estos criterios de diseño fueron generados con posterioridad al terremoto del 2010 [11].

Existen diversos programas como ETABS, SAP2000, RAM, entre otros, que permiten evaluar mediante modelos el comportamiento de una estructura ante un sismo. Esto se ha realizado en diversos estudios en puentes. Sin embargo, para que un modelo represente adecuadamente y se aproxime con exactitud a la respuesta dinámica de una

estructura real, es necesario realizar una calibración mediante algún método que permita comparar el modelo con la estructural real [2,3,28,30].

Para modelar la estructura y ajustar el modelo de elementos finitos obtenido en SAP2000, de forma tal que éste represente la estructura real, se realizó una campaña de medición utilizando acelerómetros en el puente. Esto permitió determinar experimentalmente los periodos y frecuencias modales del puente. Luego, a través de una comparación entre los parámetros del modelo y los reales obtenidos experimentalmente, fue posible calibrar el modelo ajustando algunas de las propiedades estructurales.

El terremoto ocurrido el 27 de febrero del 2010 (27F) fue recreado mediante un análisis tiempo historia y el registro sísmico correspondiente a dicho sismo. Esto permitió determinar el efecto del sismo sobre el puente y evaluar la capacidad de aislación de los apoyos de neopreno.

### **1.3. Hipótesis**

La incorporación de apoyos de neopreno entre las cepas y superestructura del puente bicentenario, mejoran significativamente el desempeño estructural ante un sismo destructivo debido a que estos permiten cierto grado de desacoplamiento de la superestructura lográndose el efecto de aislamiento sísmico.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivos Generales del Proyecto:**

Determinar cuánto se modifica la respuesta dinámica del puente bicentenario, en base a la implementación de apoyos de neopreno, verificando si se logra la mitigación de la respuesta estructural por el efecto de aislamiento sísmico.

### **1.2.2. Objetivos específicos del proyecto:**

Obtener las frecuencias modales del puente bicentenario mediante una campaña de medición experimental.

Generar un modelo de elementos finitos del puente bicentenario y calibrar sus parámetros.

Determinar mediante un análisis tiempo historia los desplazamientos máximos que se generan en el modelo del puente al ser sometido al registro sísmico del 27 de febrero del 2010.

Determinar si los apoyos de neopreno permiten generar reducción de la respuesta estructural por aislamiento sísmico en el puente bicentenario.

Determinar experimentalmente si los apoyos de neopreno permiten desarrollar el efecto de aislamiento entre la superestructura y la subestructura del puente.

Identificar el efecto de los apoyos de neopreno en el comportamiento global del puente en base a la respuesta de la superestructura respecto de la subestructura.

Determinar si los apoyos de neopreno son capaces de ubicar el periodo fundamental del puente Bicentenario en una zona de baja demanda sísmica frente al terremoto del Maule del 2010.

## Capítulo 2

### Marco teórico

#### 2.1. Efecto de los sismos sobre puentes en el mundo

Los puentes son estructuras que han sido históricamente utilizados para conectar y cubrir distancias entre dos o más puntos. Es importante que los puentes aseguren su funcionamiento posterior a un sismo, ya que la falla de éstos afectará directamente las labores de rescate, asistencia y reconstrucción de las ciudades afectadas. Por ende, es necesario utilizar un diseño apropiado en estas estructuras y de esta forma, garantizar mediante el diseño un comportamiento adecuado de estas ante un terremoto, ya que un diseño inapropiado aumenta considerablemente la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras [1].

Los sismos no constituyen de por sí fuerzas directas sobre una estructura, sino más bien grandes desplazamientos, esto debido al movimiento del suelo lo cual se traduce en deformaciones. Los sismos inducen grandes niveles de energía de deformación en la estructura, esta es generalmente disipada por daño lo cual puede conducir a una falla o colapso de la misma [2].

En todo el mundo existen múltiples evidencias de las fallas estructurales que se han producido en distintos tipos de puentes durante la ocurrencia de sismos. Esto ha demostrado la necesidad de mejorar los criterios bajo los cuales se diseñan y construyen. Debido a la simplicidad estructural de la mayoría de los puentes y sus bajos niveles de redundancia, son estructuras altamente vulnerables y expuestas a sufrir daño e incluso el colapso. Esto se pudo observar en el colapso de un puente durante el sismo de Kobe, Japón en 1995 ( $M_s=7.3$ ) como se muestra en la Figura 2.1 y el colapso de un puente vehicular de dos niveles en Oakland, California durante el terremoto de Loma Prieta en 1989 ( $M_s=7.1$ ) como se muestra en la Figura 2.2 [3].



*Figura 2.1: Colapso de puente durante sismo Kobe, Japón 1995. (Fuente: [3]).*



*Figura 2.2 Colapso de puente vehicular Oakland, California sismo Loma Prieta 1989. (Fuente: [3]).*

## **2.2. Comportamiento de estructuras con dispositivos de aislación sísmica**

La introducción de sistemas de protección sísmica es la solución más utilizada actualmente usada con la finalidad de disipar energía de deformación durante un sismo, su eficacia ha quedado demostrada en los últimos 15 años. El uso de éstos en el diseño sísmo resistentes de las estructuras ha aumentado considerablemente en países como Estados Unidos, Italia, Nueva Zelanda, Japón, China, Turquía. En Italia el 80% de los puentes tiene sistemas de aislación o disipación. Sin embargo, estos casi no han sido sometidos a sismos destructivos, por ende, no se ha podido demostrar su efectividad en la totalidad de estas

estructuras. Solo se ha podido demostrar en el puente Eel River en 1994 en el sismo de Northridge y el viaducto en Bolu, este último se ubica cerca del epicentro del sismo de Turquía (1999). Estos puentes solo presentaron daños menores los cuales no comprometieron la integridad estructural [2,3].

Otro caso es el terremoto de Hanshin-Awaji, Japón en 1995, en el cual si bien colapsó un puente vehicular, hubo estructuras que disponían de sistemas de aislación las cuales demostraron un buen comportamiento ante dicho sismo [4]. Posterior a estos eventos sísmicos, el uso de sistemas de protección sísmica, tanto como sistemas de aislación y disipación de energía aumentaron considerablemente en el mundo. Sólo en Japón el número de estructuras con aislación sísmica aumentó de tan solo 50 en el año 1995 a más de 500 para el año 1998 [5].

### **2.3. Estructuras con sistemas de aislación en Chile**

En Chile uno de los primeros proyectos destinados a implementar sistemas de protección sísmica se dio en 1996. El proyecto fue desarrollado por la Universidad Católica de Chile y dio pie a la instalación de aisladores sísmicos en dos hospitales, un establecimiento educacional y 3 edificios, instalándose así el concepto de aislación sísmica en nuestro país.

La primera estructura en Chile aislada sísmicamente fue el edificio de la Comunidad Andalucía de Santiago. Esta estructura consta de muros de albañilería confinada, posee 4 pisos y 8 aisladores de mediano amortiguamiento en la base. Otras estructuras que utilizan sistemas de aislación son dos estanques de almacenamiento de gas natural licuado en Quintero y un muelle en el puerto de Coronel, el cual es el único muelle en el mundo con aislación sísmica. Además existe una gran cantidad de puentes importantes en Chile en los cuales se ha incluido algún tipo de protección sísmica como aisladores elastoméricos, apoyos de neopreno, sistemas de fricción o disipadores de energía. A continuación se entrega una descripción general de estos puentes [2].

### **2.3.1. Puente el Teniente**

Este puente se ubica 335 km al norte de Santiago, tiene una longitud de 196 metros, está conformado por 2 tramos de 38,5 metros y 3 tramos de 39,5 metros. La súper estructura es de hormigón armado y la subestructura está conformada por un sistema de marcos en base a columnas de hormigón armado. Las vigas sobre las que se apoya la losa y conectan la súper estructura con la subestructura, están apoyadas sobre placas de neopreno con una sección de 700x800 mm y una altura total de 195 mm.

### **2.3.2. Puente Amolanas**

Este puente se ubica 309,5 metros al norte de Santiago, tiene una sección constante, consta de 4 luces de 40, 60, 80 y 88 metros. La losa de hormigón del puente posee 26 cm de espesor y un largo de 22,7 metros. Este puente se apoya sobre cepas y estribos, la losa se une a la subestructura mediante vigas longitudinales que se conectan tanto a las cepas como estribos mediante apoyos de neopreno, los cuales no permiten desplazamientos entre la viga y la cepa debido a que están fijos por una caja fija de acero. En los estribos existe un amortiguador visco elástico.

### **2.3.3. Puente Marga-Marga**

Este puente se ubica en Viña del Mar, está conformado por un tablero de hormigón armado de 27 cm de alto y 18 metros de ancho. Este Tablero se apoya en 4 vigas de acero de sección I, las cuales se conectan a la subestructura mediante 36 aisladores de goma de alto amortiguamiento conectados a las cepas y estribos respectivamente. El puente tiene una longitud total de 383 metros.

### **2.3.4. Puente Marga-Marga II**

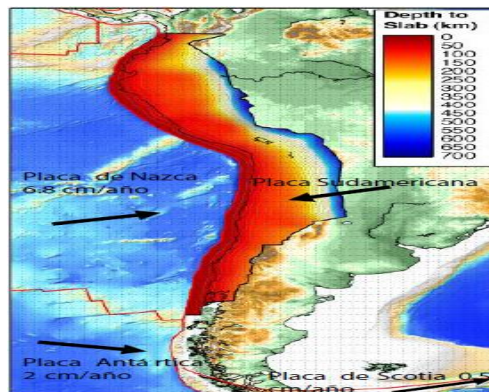
Este puente está conformado por 9 vanos centrales de 50 metros de largo, y 2 vanos extremos de 49 m y 48.1 m respectivamente. La superestructura está formada por un Tablero de hormigón armado de 0.25 m de espesor que se conecta al resto de la estructura por vigas de 2,5 m de altura las cuales se conectan a 8 cepas y 2 estribos mediante apoyos de neopreno. Los aisladores tienen secciones de 600x700 mm y una

altura de 397 mm en los estribos. En las cepas tienen una sección de 600x700 mm y una altura de 332 mm. La altura neta de neopreno es de 260 y 210 mm, respectivamente.

Además de los puentes descritos anteriormente existe el Puente Cardenal Silva Henríquez, el Puente Río Bueno y el Puente Rahue, estos también poseen al menos un sistema de protección sísmica [2].

## 2.4. Historia y descripción Sismisidad en Chile

Una de las características de Chile como país es la cantidad de sismos que ha tenido a lo largo del tiempo, la intensidad y duración de estos. El alto índice de terremotos ocurridos en Chile se debe a que se ubica justo en el borde occidental de la placa Sudamericana, zona en la que se produce la convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana, como se muestra en la Figura 2.3 [6].



*Figura 2.3: Marco tectónico de Chile, Interacción entre placa de Nazca y Sudamericana. (Fuente: [6]).*

Cuando una placa subduce en otra como se muestra en la Figura 2.4 se acumula energía durante mucho tiempo, la cual es liberada repentina y bruscamente debido a que la resistencia al corte es superada en la zona de falla. Esto produce la liberación de energía en un instante, la cual se propaga en forma de energía cinética como una onda a través de la corteza terrestre, generándose así un terremoto [6].

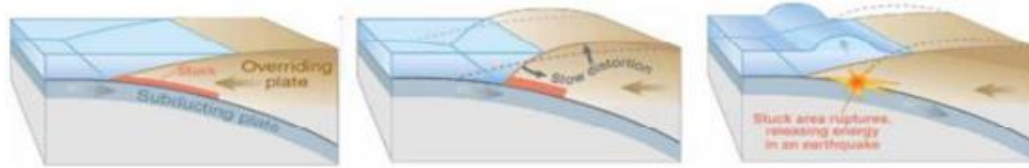


Figura 2.4: Esquema del Ciclo de subducción de placas, placa de Nazca y Sudamericana.

En la zona de subducción sobre la que se ubica Chile se producen distintos tipos de sismos, estos se describen a continuación [6].

#### **2.4.1. Sismos de Interplaca**

Este tipo de sismos se produce cuando la fuerza de roce entre las placas traba el movimiento entre éstas. El movimiento se volverá a producir sólo cuando se supere la fuerza de roce o trabazón como se muestra en la Figura 2.4. Este tipo de terremotos son los de mayor magnitud que se generan en Chile. Ejemplo de esto son el terremoto de Valdivia en 1960 ( $M_w=9,5$ ) y el terremoto del Maule ocurrido el 2010 ( $M_w=8,8$ ).

#### **2.4.2. Sismos Outer-rise**

Estos sismos ocurren debido a la deformación de la placa de Nazca. Un ejemplo de este tipo de terremotos es el producido en las costas de Valparaíso, V Región de Chile el año 2001 ( $M_w=6,7$ ).

#### **2.4.3. Sismos de Interplaca-continental**

Estos ocurren dentro de la placa continental, un ejemplo es el terremoto ocurrido en el Cajón del Maipo, Santiago en el año 1958 ( $M_w=6,3$ ).

#### **2.4.4. Interplaca-oceánica**

Estos ocurren dentro de la placa oceánica y se generan a profundidades mayores a los 60 Km. Ejemplo de estos sismos son los ocurridos en Chillán en el año 1939 ( $M_s=8,3$ ), y el de Punitaqui en 1997 ( $M_w=7,1$ ).

En la Figura 2.5 se muestran las zonas de ruptura de los terremotos ocurridos en Chile desde 1868 hasta el año 2010, en donde la mayoría fueron debido a la subducción de

interplaca. Además como se puede observar en la Tabla 2.1, se muestran los terremotos más destructivos en orden decreciente que ha tenido Chile.

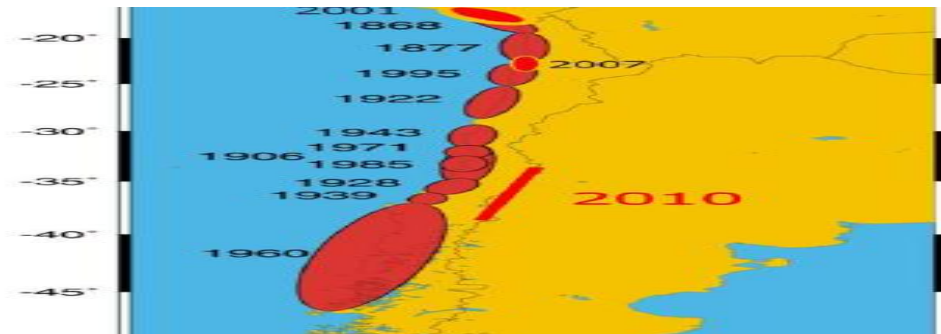


Figura 2.5: Sismos ocurridos en Chile desde el año 1868-2010.(Fuente: [6]).

Tabla 2.1: Sismos más destructivos ocurridos en Chile.

Lugar	Año	Magnitud
Valdivia	1960	9,5
Arica	1868	9
Maule	2010	8,8
Valparaíso	1730	8,7
Vallenar	1922	8,5
Canela Baja	2015	8,4
Tarapacá	1877	8,3
Valparaíso	1906	8,2
Illapel	1943	8,2
Arica e Iquique	2014	8,2

Como se puede observar Chile es un país que ha tenido históricamente una alta demanda sísmica. De esto se deduce lo importante que es utilizar un diseño apropiado para mantener la integridad estructural. Esto ya que en Chile es altamente probable que todas las estructuras durante su vida útil se verán expuestas a un sismo de gran magnitud.

## 2.5. Comportamiento de Puentes de la Octava Región en el Terremoto del Maule de 2010

### 2.5.1. Comportamiento de puentes de la octava región posterior al terremoto del 2010

El 27 de Febrero del año 2010 ocurrió uno de los terremotos más fuertes en la historia de Chile. Éste se produjo en la región del Maule. La información sismológica de dicho sismo se muestra en la Tabla 2.2. El terremoto tuvo una duración de 140 segundos con una fase intensa de aproximadamente 40 a 50 segundos, la cual por lo general en otros sismos tiene un tiempo de duración entre 10 y 20 segundos. De ésto se deduce que la fase intensa fue de aproximadamente más del doble de lo normal, lo cual lo convierte en un sismo muy intenso, de larga duración. La magnitud del sismo fue determinada por el *United States Geological Survey* (USGS 2010) [7,8].

*Tabla 2.2 Datos sismológicos del Terremoto en Chile 2010.*

Latitud	36° 17' 23"
Longitud	73° 14' 20"
Profundidad	30.1 km.
Magnitud	Mw 8.8
Hora	3: 34: 15
Fecha	27-02-2010

Este terremoto se caracterizó por su alcance destructivo y la cantidad de pulsos energéticos detectados, los cuales se extendieron mucho más allá de la zona epicentral. Si bien se espera que las ondas sísmicas se atenúen a mayor distancia del epicentro, esto no se produjo en este terremoto ya que se registraron aceleraciones muy altas incluso en ciudades como Santiago, las cuales se muestran en la Tabla 2.3. En esta Tabla 2.3 donde D es la distancia de la estación hasta el foco del epicentro sísmico, PGA es el parámetro de intensidad que representa la aceleración máxima registrada en la estación y las coordenadas de la estación están dadas por la longitud y latitud [8].

*Tabla 2.3: Aceleraciones en distintas localidades terremoto 2010 Chile.*

Estación	Longitud	Latitud	D (km)	PGA. (cm/s <sup>2</sup> )
Papudo V Región	-71,4	-32,5	461,4	408,6
Viña del Mar Centro	71,6	-33,0	405,4	324,6
Valparaíso UTFSM	-71,6	-33,0	402,2	295,4
Santiago Maipú	-70,8	-33,5	410,0	549,5
Curicó VII Región	-71,2	-35,0	197,3	465,5
Talca VII Región	-71,7	-35,4	199,6	462,3
Angol IX Región	-72,7	-37,8	178,1	916,6
Valdivia XV Región	-73,2	-39,8	390,0	132,3
San Pedro de la Paz	-73,1	-36,8	69,5	637,0
Melipilla	-71,2	-33,7	364,0	762,0
Constitución VII Región	-72,4	-35,3	142,2	613,8

En la Octava Región, específicamente en Concepción, posterior al terremoto ocurrido el 2010 se produjo la falla de los 3 puentes que cruzan el río Biobío: Puente Juan Pablo II, Puente Llacolén y el Puente Biobío (Puente Viejo). Estos puentes tenían como finalidad conectar las comunas de Concepción y San Pedro, sin embargo, debido a la falla que presentaron luego del sismo, no se pudo hacer uso de estas vías lo cual generó problemas de conectividad en la zona. Además, algunas personas sufrieron accidentes vehiculares por falla estructural de los puentes. La cantidad de accidentes fue baja debido sólo a que el terremoto se produjo en una hora de bajo tráfico vehicular, de lo contrario la tasa de accidentes debido a la falla de estas estructuras habría sido muy alta.

Según estudios realizados por distintos investigadores [7,8], las fallas que presentaron estos puentes se deben al diseño inapropiado de éstos y a la mala instalación de algunos elementos estructurales, lo que se detalla a continuación.

En el caso del puente Llacolén, se generó el desprendimiento de un tablero lo cual, como se muestra en la Figura 2.6, generó accidentes vehiculares, además de la inhabilitación de esta vía para conectar las ciudades de Concepción y San Pedro.



*Figura 2.6: Falla Tablero Puente Llacolén, sismo 27 de febrero 2010. (Fuente: am-sur.cl).*

Debido a la falla de este puente, fue necesario implementar un puente mecano sobre el puente Llacolén, tal como se muestra en la Figura 2.7. De esta forma se pudo mantener conectadas las Comunas de Concepción y San Pedro mientras se realizaban las reparaciones del puente.



*Figura 2.7: Desprendimiento Tablero puente Llacolén, implementación de puente mecano. (Fuente: [8])*

La falla del tramo del puente Llacolén se produjo debido al colapso de las vigas longitudinales. Éstas colapsaron debido a que durante el sismo se salieron de la mesa de apoyo como se muestra en la Figura 2.8. Esto produjo el desprendimiento del Tablero que se apoyaba sobre estas vigas y además el daño de algunas pilas de la cepa en el extremo colapsado como se muestra en la Figura 2.9 [8].



*Figura 2.8: Colapso de vigas longitudinales en tramo del puente Llacolén. (Fuente: [8]).*



*Figura 2.9: Daños en el Tablero y cepa debido al colapso de vigas longitudinales. (Fuente: [8]).*

Una de las causantes de esta falla fue el mal uso de las barras antisísmicas. Su finalidad es generar anclaje entre el tablero y la mesa de apoyo, evitando los movimientos verticales que se producen en el Tablero durante un sismo lo cual no se cumplió [8].

Otra de las fallas que se presentó fue la mala instalación de los apoyos de neopreno los cuales se desprendieron posterior al sismo como se observa en la Figura 2.10. Los apoyos de neopreno trabajan como aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento. Sin embargo, para garantizar el buen funcionamiento de estos es necesario garantizar el anclaje en la interface entre el apoyo de neopreno- viga longitudinal y el anclaje entre el apoyo de neopreno- mesa de apoyo o estribo. Si los apoyos de neopreno no se conectan adecuadamente con la viga longitudinal y la mesa de apoyo, el desprendimiento de éstos es altamente probable como ocurrió en el puente Llacolén [8].



*Figura 2.10: Desprendimiento de apoyos de neopreno. (Fuente: [8]).*

Otro factor importante en la falla del tramo fue la ausencia de un diafragma vertical en los extremos de las vigas. Éstos permiten rigidizar esta zona, asegurando un comportamiento monolítico entre las vigas y el Tablero durante un sismo. Esto se puede lograr mediante el uso de una viga transversal, sin embargo tanto la norma AASHTO 2005 y el Manual de Carreteras de Chile emitido el 2002 permitían diseñar puentes sin la presencia de estas vigas en el caso que el proyectista asegure el buen funcionamiento del diseño y además utilizara elementos estructurales que cumplan la funciones del diafragma como topes sísmicos y anclajes verticales. Sin embargo, posterior al sismo, quedó demostrado en este puente que esto no se cumplió [8,9].

Otro puente que presentó fallas fue el puente Juan Pablo II. Este puente presentó asentamientos diferenciales en las cepas lo cual afectó la inclinación del Tablero como se muestra en la Figura 2.11. Esto se produjo debido a la socavación sísmica, la cual corresponde a la remoción remanente de material producida luego de un nivel de máxima socavación (PSS). Otro tipo de falla que presentó este puente se produjo en uno de los estribos el cual presento un alto nivel de daño [8].



*Figura 2.11: Inclinación del Tablero producto del asentamiento en pilas por PSS, Terremoto 2010 Chile. (Fuente: [8]).*

Otro de los puentes que falló durante el terremoto del 27 de febrero fue el puente Biobío, este puente fue demolido por completo posterior al sismo debido a los grandes niveles de daño. Entre estos destaca la caída de tramos de losa al río Biobío como se observa en la Figura 2.12. Si bien este puente falló durante el terremoto, tenía cierto deterioro histórico a causa del terremoto ocurrido en Valdivia en 1960. Por ende la salud estructural de este puente no estaba en las mejores condiciones y su vulnerabilidad sísmica era muy alta. Otro factor fue que no tenía un diseño apropiado en el marco sísmico resistente debido a su antigüedad ya que fue inaugurado en el año 1943 [10].



*Figura 2.12: Estado Puente Viejo Concepción, Chile terremoto 2010. (Fuente: [1]).*

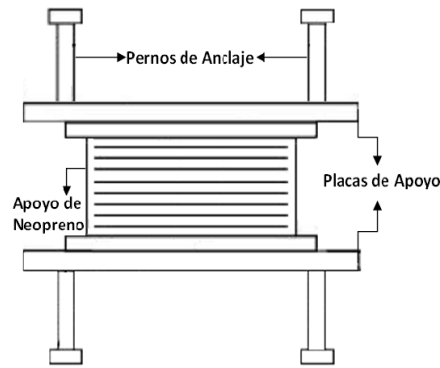
Como se comentó anteriormente, los daños que experimentaron los puentes descritos fueron causa de distintos factores que se acentuaron durante el terremoto. En el caso del puente Llacolén éstos están relacionados principalmente con el diseño y mala instalación de algunos elementos estructurales, básicamente la mala instalación de apoyos de neopreno y ausencia de diafragma vertical en los extremos. En el caso del puente Juan Pablo II, los daños producidos en el estribo norte pudieron ser causa de la poca capacidad del puente para disipar energía de deformación la cual se disipó por daño en la estructura. El puente Biobío el cual tenía una alta vulnerabilidad sísmica, debido a que durante su vida útil estuvo sometido a 2 sismos destructivos y por ende el puente tenía una acumulación de daño y desgaste considerable lo cual pudo justificar ciertamente su colapso. Sin embargo, esto se pudo evitar mediante un diseño adecuado, esto habría sido difícil de conseguir debido a la fecha en que este puente se inauguró.

Posterior al terremoto se han desarrollado nuevos proyectos sobre el río Biobío tales como el Puente Bicentenario. Este puente se encuentra bajo los nuevos criterios de diseño para puentes en Chile, los cuales fueron desarrollados a causa de la experiencia que se tuvo con los puentes descritos anteriormente durante el terremoto del 2010.

### **2.5.2. Nuevos criterios de diseño sísmico para puentes en Chile**

Debido al mal comportamiento de estas estructuras como se observó en Concepción, posterior al terremoto del 2010, el departamento de Ingeniería y Vialidad del Ministerio de Obras Públicas (MOP) emitió el documento “Nuevos Criterios Sísmicos Para el Diseño de puentes en Chile” en el cual se detallan medidas que debían ser aplicadas inmediatamente en el diseño de puentes [11]. En este documento se especifican las consideraciones que se debe tener en cuenta en el cálculo sísmico de las conexiones y especificaciones que se deben implementar en puentes en el caso de las placas de apoyo de neopreno, barras antisísmicas y topes sísmicos. A continuación se detallan algunas de las especificaciones para el caso de apoyos de neopreno.

- Todos los apoyos de Neopreno deben ser anclados a la subestructura y a la viga de apoyo del Tablero como se muestra en la Figura mediante placas de apoyo metálica y pernos de anclaje 2.13.



*Figura 2.13: Ejemplo Placas de apoyo de neopreno.*

- En puentes con más de 3 vanos se debe verificar el comportamiento sísmico de la estructura con valores del módulo de corte  $G$  en un rango de 10 a 13  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Este rango debe ser obtenido en ensayos de corte-compresión realizados en aisladores sísmicos y apoyos de neoprenos fabricados en Chile.
- Se debe privilegiar el uso de aisladores sísmicos de goma natural en remplazo de apoyos de neopreno. Estos deben proporcionar una razón de amortiguamiento mayor o igual a 10%.

Los nuevos criterios de diseño apuntan a modificar el diseño de las conexiones entre la súper estructura y la subestructura, es decir, apoyos de neopreno, barras antisísmicas, topes sísmicos. Estos elementos de conexión han sido utilizados en distintos proyectos dentro del Gran Concepción, además del puente Bicentenario el cual es objeto de ese estudio, se encuentran el paso de nivel construido en la Avenida Alessandri y el paso de nivel ubicado en la rotonda General Bonilla, ambos fueron finalizados posterior al terremoto ocurrido el 2010.

La construcción del paso de nivel ubicado en la avenida Jorge Alessandri comenzó en el año 2011 posterior al terremoto y fue entregada a fines del año 2014. Como se puede observar en la Figura 2.14. Esta estructura consta de apoyos de neopreno los cuales conectan las vigas longitudinales con las mesas de apoyo, además tiene 5 barras antisísmicas por extremo. Estas conectan el Tablero con la mesa de apoyo. También posee una viga transversal que rigidiza los extremos de las vigas longitudinales, tal como se indica en el documento “Nuevos Criterios de Diseño Sísmico para Puentes en Chile”.



*Figura 2.14: Apoyos de neopreno en Paso de nivel Avenida Jorge Alessandri.*

Otro caso es el del paso de nivel sobre la rotonda general Bonilla, como se muestra en la Figura 2.15. Este también posee apoyos de neopreno que conectan las vigas longitudinales a la mesa de apoyo y barras de anclaje antisísmicas. Sin embargo, este proyecto comenzó a ejecutarse en el año 2009 previo al terremoto y fue inaugurado el primer semestre del 2010, se desconoce si el diseño del viaducto tuvo alguna modificación producto del documento emitido por el MOP después del terremoto. Sin embargo, como se observa en las Figuras 2.14 y 2.15 las conexiones utilizadas se ajustan a la de los nuevos criterios de diseño para puentes.



*Figura 2.15: Apoyos de neopreno y barras antisísmicas pasó nivel rotonda General Bonilla.*

Como se puede observar en lo descrito anteriormente, los apoyos de neopreno han sido ampliamente utilizados en nuevos proyectos viales desarrollados en la Octava Región post-sismo. Estos cumplen un rol fundamental en la estructura ya que modifican la rigidez y el amortiguamiento estructural. Considerando esto, un puente que tenga apoyos de neopreno tendrá una respuesta sísmica mucho menor en comparación a uno que no los tenga [8].

Si bien el puente Llacolén tenía apoyos de neopreno, éstos no se instalaron adecuadamente y se desprendieron durante el sismo [8].

## **2.7. Apoyos de Neopreno y Aisladores Elastoméricos.**

Los apoyos de neopreno son diseñados para oponerse de forma flexible a los desplazamientos horizontales y trabajar bajo cargas verticales. Estos elementos no son diseñados para comportarse como aisladores elastoméricos, sin embargo, podrían desarrollar cierto grado de aislamiento en una estructura y comportarse como aisladores de bajo amortiguamiento [8].

Se espera que una estructura con apoyos de neopreno instalados adecuadamente desarrolle una respuesta más atenuada a una que no los tenga, ya que estos añaden amortiguamiento al sistema estructural.

Por otra parte, están los aisladores elastoméricos. La función de estos elementos es aislar la estructura de los movimientos del suelo, lo que permite reducir el daño estructural ya que aleja a la estructura del rango de periodos y de energía más dañinos que se transmiten a través del suelo.

Los aisladores elastoméricos permiten generar una interface de baja rigidez lo que permite alargar el periodo fundamental y ubicar a la estructura en una zona de menor demanda sísmica. Además, permiten que ésta disipe energía de deformación a través de desplazamientos concentrados en los aisladores [12].

Como se puede observar de lo descrito anteriormente, existe cierta diferencia en cuanto a la orientación en el diseño que tienen estos dispositivos, ya que la finalidad de los apoyos de neopreno no es aislar la estructura, sino más bien, fijar las vigas longitudinales con la subestructura. Sin embargo, existen muchas similitudes entre estos.

En cuanto a la similitud que existe entre los apoyos de neopreno y los aisladores elastoméricos se debe considerar que en ambos dispositivos el material (caucho o neopreno) es un tipo de elastómero y solo varía el grado de amortiguamiento de éste. Ambos poseen un amortiguamiento que es intrínseco del material y muy distinto al del resto de la estructura. Estos son diseñados para oponerse al desplazamiento horizontal con una rigidez baja y trabajan rígidamente bajo cargas permanentes de compresión. En base a esto, para efectos de análisis estructural es posible considerar y modelar los apoyos de neopreno como aisladores de goma.

Para modelar los apoyos de neopreno como aisladores de goma es necesario determinar sus propiedades mecánicas tales como, la rigidez horizontal ( $K_h$ ), rigidez vertical ( $K_v$ ), rigidez flexural ( $K_\theta$ ) y el amortiguamiento ( $C_h$ ) que pueda aportar localmente a la estructura.

Existen distintos modelos mediante los cuales se pueden describir los aisladores tales como el modelo lineal y el modelo bilineal entre otros.

### 2.7.1. Modelo lineal

El comportamiento de los aisladores elastoméricos se puede describir mediante un modelo lineal desacoplado. En este modelo la rigidez horizontal  $K_h$  y la rigidez vertical  $K_v$  pueden ser obtenidas utilizando las expresiones 1 y 2 respectivamente

$$K_h = \frac{G \cdot A}{T_r} \quad (1)$$

$$K_v = \frac{E_c \cdot A}{T_r} \quad (2)$$

Donde A es el área de la sección de neopreno que trabaja al corte,  $T_r$  es la altura efectiva de neopreno obtenido como la suma neta de neopreno sin considerar las láminas de acero, G es el módulo de corte del neopreno y  $E_c$  es el módulo de compresibilidad [13].

La rigidez flexural del aislador puede ser obtenida a través de la expresión 3, donde  $E_c$  es el módulo de compresibilidad, I es la inercia de la sección y  $T_r$  es la altura efectiva de neopreno [13].

$$K_\theta = \frac{0,33 \cdot E_c \cdot I}{T_r} \quad (3)$$

Actualmente existen 2 modelos que permiten obtener el módulo de compresibilidad  $E_c$  del aislador, estos son el modelo incompresible y modelo compresible [13].

El modelo incompresible podría sobre estimar la rigidez vertical del aislador en un orden de magnitud no despreciable ya que considera que el material es prácticamente incompresible ante cargas de compresión, lo cual no es real.

En los casos en que el factor de forma (S) es bajo, es aceptable utilizar el modelo incompresible, sin embargo, cuando el factor de forma del aislador es moderado ( $S \sim 10$ ) o grande ( $S > 20$ ) se presentan diferencias no despreciables en los resultados obtenidos por ambos modelos ya que la compresibilidad surge efecto (J.M Kelly,2005).

Para obtener mayor exactitud en los resultados, es necesario diferenciar que modelo es el más adecuado para el aislador teniendo en cuenta que resulta más exacto utilizar un modelo compresible [13].

Utilizando un modelo compresible, el módulo de compresibilidad  $E_c$  en secciones rectangulares se puede obtener utilizando la Figura 2.16. Como se puede ver en ésta se presentan distintos valores para la relación  $E_c/GS^2$  considerando distintos factores de forma  $S$ , relación de aspecto  $\rho$  y la relación entre el módulo volumétrico  $K$  y el módulo de corte  $G$  del material. Estas 2 últimas corresponden a propiedades del material [13]. Como se puede observar, el módulo de compresibilidad tendrá valores que dependen directamente de la sección del apoyo y de las propiedades del material.

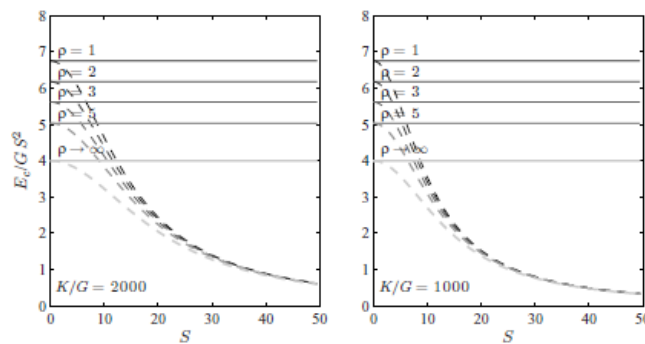


Figura 2.16: Relaciones para el módulo de compresibilidad  $E_c$  utilizando el modelo compresible. (Fuente: [13]).

La relación de aspecto en secciones rectangulares se obtiene a partir de la expresión 4 donde  $b$  es el ancho de la sección de neopreno y  $l$  es el largo.

$$\rho = \frac{2b}{l} \quad (4)$$

En el caso de secciones circulares el módulo de compresibilidad se puede obtener utilizando las expresiones 5 y 6, para factores de forma  $S \sim 10$  y para factores de forma  $S \sim 20$  respectivamente [13].

$$E_c = 6GS \left(1 - \frac{8GS}{K}\right) \quad (5)$$

$$E_c = K \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{12G}{K}} S} + \frac{1}{\frac{48G}{K} S}\right) \quad (6)$$

El factor de forma se puede obtener utilizando las expresiones 7, 8 y 9 para secciones cuadradas, rectangulares o circulares respectivamente [13].

$$S = \frac{a}{4Tr} \quad (7)$$

$$S = \frac{bl}{(l+2b)Tr} \quad (8)$$

$$S = \frac{r}{2Tr} \quad (9)$$

Donde  $a$  es la medida de la sección cuadrada,  $T_r$  es el espesor efectivo de neopreno,  $l$  es el largo de la sección rectangular,  $b$  es el ancho de dicha sección y  $r$  es el radio de la sección circular.

El módulo de variación volumétrica  $K$  resulta difícil de estimar. Se han realizado distintos estudios para estimar este parámetro, sin embargo, existe diferencia en los resultados obtenidos en dichos estudios. Los valores del módulo de variación volumétrica se pueden encontrar en los manuales “Engineering Design with Natural Rubber (Lindley 1978)” o “Engineering use of natural Rubber” (Fuller et al, 1988). En estos documentos el módulo de variación volumétrica se muestra para distintos grados de dureza de la goma.

El amortiguamiento horizontal en un modelo lineal se puede determinar utilizando la expresión 10 donde  $\xi$  es la razón de amortiguamiento,  $K_h$  es la rigidez horizontal del apoyo de neopreno y  $m$  es la masa que gravita sobre el apoyo [8].

$$C_h = 2 * \xi \sqrt{K_h m} \quad (10)$$

El factor de amortiguamiento  $\xi$  es una propiedad intrínseca y específica del material, para obtener este parámetro es necesario realizar ensayos al material que se utiliza en los apoyos de neopreno.

En un estudio realizado por la Universidad de Chile se analizan distintos viaductos, se ensayaron distintas probetas de neopreno para distintos niveles de deformación. Los resultados de dichos ensayos revelan que el factor de amortiguamiento puede variar entre un 8% y 13% [14]. Estos resultados son característicos en apoyos de neopreno de bajo amortiguamiento ya que en apoyos de neopreno de alto amortiguamiento los valores de  $\xi$  varían entre un 20% y 40%.

### 2.7.2. Modelo Bilineal

El modelo bilineal resulta más apropiado al caracterizar las propiedades de un aislador elastomérico en comparación al modelo lineal. Esto se debe a que los aisladores de goma tienen un comportamiento que intrínsecamente es no-lineal, por ende en un análisis más complejo se recomienda utilizar éste modelo [15].

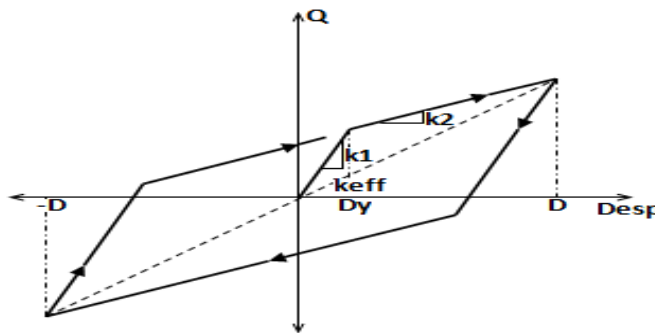


Figura 2.17: Relación bilineal fuerza desplazamiento, aisladores elastoméricos.

Como se puede observar en la Figura 2.17 se muestra la relación bilineal entre la fuerza y desplazamiento sobre un aislador, donde  $K_1$  es la rigidez elástica,  $K_2$  es la rigidez post-fluencia,  $D$  es el desplazamiento máximo del aislador para una fuerza  $Q$ ,  $D_y$  es el desplazamiento de fluencia, y  $K_{eff}$  es la rigidez efectiva.

La curva presente en la Figura 2.12 se obtiene experimentalmente mediante el ensayo del apoyo de neopreno para distintas fuerzas de corte Q y desplazamientos D.

Los parámetros que permiten caracterizar y modelar los aisladores elastoméricos son la rigidez efectiva  $K_{eff}$  y el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ , éstos se pueden determinar utilizando las expresiones 11 y 12 respectivamente [15].

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (11)$$

$$\beta_{eff} = \frac{4 \cdot Q \cdot (D - Dy)}{2 \cdot \pi \cdot K_{eff} \cdot D^2} \quad (12)$$

### 2.7.3. Modelo estructural con aislación sísmica lineal.

Un modelo estructural con aislación sísmica puede ser descrito mediante la teoría lineal, este modelo queda representado por la Figura 2.18. Este representa un sistema con dos grados de libertad con aislación basal, donde  $m_s$  es la masa de la superestructura,  $m_b$  es la masa de la base de la estructura,  $K_s$  y  $C_s$  representan la rigidez y el amortiguamiento de la superestructura,  $K_b$  y  $C_b$  representan la rigidez y amortiguamiento del aislador [16].

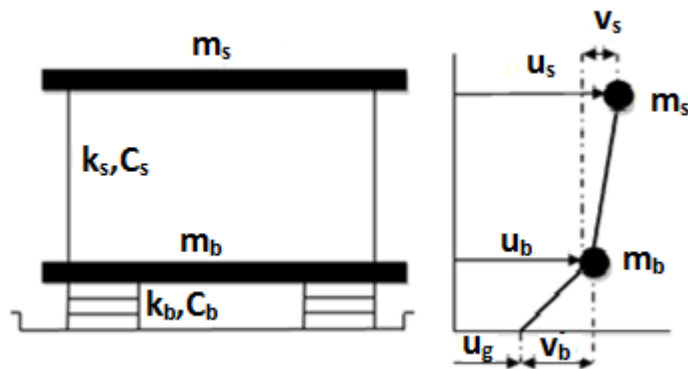


Figura 2.18: Modelo estructural de 2 grados de libertad con aislamiento basal.

Para el sistema de 2 grados de libertad presente en la Figura 2.18,  $u_g$  representa un movimiento del suelo,  $u_s$  y  $u_b$  representan los desplazamientos absolutos, los cuales

resulta conveniente expresar mediante desplazamientos relativos  $v_s$  y  $v_b$  respectivamente. Estos se relacionan cinemáticamente mediante 13 y 14 respectivamente [16].

$$v_s = u_s - u_b \quad (13)$$

$$v_b = u_b - u_g \quad (14)$$

Las ecuaciones equilibrio dinámico que representan este modelo se muestran a continuación para la masa de la superestructura  $m_s$  como para la masa basal  $m_b$  en las ecuaciones 15 y 16 respectivamente [16].

$$m_s \ddot{u}_s + C_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s + u_b) = 0 \quad (15)$$

$$\rightarrow m_s \ddot{v}_s + m_s \ddot{v}_b + C_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s \ddot{u}_g$$

$$m_s \ddot{u}_s + m_b \ddot{u}_b + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = 0 \quad (16)$$

$$\rightarrow (m_s + m_b) \ddot{v}_s + m_s \ddot{v}_s + C_b v_b + k_b v_b = -(m_s + m_b) \ddot{u}_g$$

Es posible expresar las ecuaciones de equilibrio dinámico mostradas anteriormente a través de la ecuación 17 como se muestra a continuación [16].

$$\begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (17)$$

Donde  $M$  es la masa total de la superestructura que se obtiene como la suma de  $m_b$  y  $m_s$ .

La solución simplificada de la ecuación de equilibrio dinámico para el sistema con aislación se presenta en el sistema de ecuaciones conformado por las expresiones 18 y 19 [16].

$$X \ddot{v}_s + \ddot{v}_b + 2w_b \beta_b \dot{v}_b + w_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad (18)$$

$$\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + 2w_s \beta_s \dot{v}_s + w_s^2 v_s = -\ddot{u}_g \quad (19)$$

Donde  $X$  representa el cociente de masas y se obtiene utilizando la expresión 20,  $w_b$  y  $w_s$  son las frecuencias nominales asociadas a la base y a la superestructura y se obtienen utilizando las expresiones 21 y 22 respectivamente,  $\beta_b$  y  $\beta_s$  son los factores de

amortiguamiento de la base y la superestructura y se obtienen utilizando las expresiones 23 y 24 respectivamente [16].

$$X = \frac{m_s}{m_s + m_b} = \frac{m_s}{M} \quad (20)$$

$$w_b = \sqrt{\frac{k_b}{M}} \quad (21)$$

$$w_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad (22)$$

$$\beta_b = \frac{c_b}{2Mw_b} \quad (23)$$

$$\beta_s = \frac{c_s}{2Mw_s} \quad (24)$$

La solución al sistema de ecuaciones del movimiento (ecuaciones 18 y 19) se puede obtener realizando un análisis modal considerando un sistema de vibraciones libres sin amortiguamiento, en base a esto la ecuación característica de la frecuencia queda dada por la expresión 25 [16].

$$(1 - X)w^4 - (w_s^2 + w_b^2)w^2 + w_b^2w_s^2 = 0 \quad (25)$$

Donde las soluciones a esta ecuación característica están dadas por las ecuaciones 26 y 27 [16].

$$w_1^2 = \frac{1}{2(1 - X)} \left\{ w_b^2 + w_s^2 - \sqrt{[(w_b^2 - w_s^2)^2 + 4\gamma w_b^2 w_s^2]} \right\} \quad (26)$$

$$w_2^2 = \frac{1}{2(1 - X)} \left\{ w_b^2 + w_s^2 + \sqrt{[(w_b^2 - w_s^2)^2 + 4\gamma w_b^2 w_s^2]} \right\} \quad (27)$$

Donde las formas modales asociadas a cada frecuencia  $w_1$  y  $w_2$  están dadas por las expresiones 28 y 29 respectivamente.

$$\phi^1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \epsilon \end{Bmatrix} \quad (28)$$

$$\phi^2 = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ -\frac{1}{X}[1 - (1 - X)\varepsilon] \end{array} \right\} \quad (29)$$

Donde  $\varepsilon$  representa el cociente entre  $w_b$  y  $w_s$  dado por la expresión 30, se asume que este termino es del orden  $10^{-2}$  [16].

$$\varepsilon = \frac{w_b}{w_s} \quad (30)$$

Las soluciones para los desplazamientos relativos  $v_b$  y  $v_s$  están dadas por las expresiones 31 y 32 respectivamente [16].

$$v_b = q_1\phi_b^1 + q_2\phi_b^2 \quad (31)$$

$$v_s = q_1\phi_s^1 + q_2\phi_s^2 \quad (32)$$

Donde  $q_1(t)$  y  $q_2(t)$  son los desplazamientos asociados a cada grado de libertad en función del tiempo. Para el caso en que se conozca la excitación basal  $\ddot{u}_g(t)$  las componentes modales quedan dadas por las expresiones 33 y 34 respectivamente [16].

$$q_{1(t)} = \frac{L_1}{w_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-w_1\beta_1\tau} \sin(w_1\tau) d\tau \quad (33)$$

$$q_{2(t)} = \frac{L_2}{w_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-w_2\beta_2\tau} \sin(w_2\tau) d\tau \quad (34)$$

Luego, es posible obtener las respuestas relativas  $v_b$  y  $v_s$  para una excitación  $U_s(t)$  reemplazando las componentes  $q_1$  y  $q_2$  y los modos de vibrar en la expresiones 31 y 32 respectivamente [16].

La respuesta aproximada en el tiempo para el modelo dinámico se puede obtener mediante un procedimiento numérico utilizando un análisis discreto en el tiempo.

Existen otros métodos mediante los cuales se pueden analizar estructuras con aislación sísmica tales como el método de la masa corregida o el método cuasi-estático [17]. Estos no se abordarán en este estudio.

La teoría lineal descrita anteriormente permite obtener soluciones para los desplazamientos en el tiempo que ocurren en una estructura aislada, esto mediante soluciones numéricas discretas. Sin embargo, resulta más apropiado y práctico realizar estos análisis a través de un modelo de elementos finitos, estos modelos se pueden obtener utilizando un software como SAP2000 entre otros mediante la confección de un modelo estructural.

## **2.8. Confección de un modelo estructural**

### **2.8.1. Modelamiento de estructuras con aislación en SAP2000**

Una de las ventajas de utilizar SAP2000 en el caso de estructuras con aislación sísmica, es que permite modelar estos dispositivos mediante elementos “*frame*” o como elementos tipo “*link*”. Esto permite incorporar las propiedades mecánicas del aislador al modelo estructural y la obtención de resultados más precisos, también permite ver el comportamiento de los materiales de la estructura en base a sus propiedades. Debido a las ventajas que ofrece este software, ha sido ampliamente utilizado en distintos estudios realizados por especialistas en el área de la dinámica estructural [2,14,15,17].

### **2.8.2. Consideraciones en implementación de un modelo estructural**

Realizar un modelo estructural de elementos finitos mediante un software como SAP2000 facilita mucho la obtención de resultados en un estudio. Sin embargo, es importante tener en cuenta las condiciones e información que se ingresa al modelo, ya que esto determinará la fidelidad de la respuesta obtenida. De no ser así, el modelo podría no ser representativo y los resultados obtenidos no prestaran utilidad en el estudio.

Una de las consideraciones básicas al implementar un modelo es el ingreso adecuado de los materiales con los que se modela los elementos estructurales, tales como el módulo de elasticidad, coeficiente de dilatación térmica, tensión máxima de fluencia, tensión mínima de fluencia, resistencia característica y módulo de Poisson. Ingresar

adecuadamente las propiedades descritas anteriormente determinará el grado de confiabilidad que se tenga en los resultados obtenidos de modelo teórico.

Existen otras consideraciones más específicas las cuales son determinantes en el modelo tales como: la interacción suelo-estructura, niveles de socavación, factor de zona rígida. Obtener e incluir adecuadamente esta información dentro del modelo reduce los niveles de incertidumbre de éste.

Por otra parte, existen consideraciones teóricas que permiten simplificar un modelo estructural tales como la longitud de empotramiento equivalente en el caso de pilotes o la caracterización de parámetros geotécnicos.

### ***2.8.2.1. Interacción suelo estructura***

Para crear un modelo que entregue resultados certeros es necesario considerar la interacción suelo-estructura, esta se define como un mecanismo por el cual la estructura influye en los movimientos de terreno.

La interacción entre el suelo y la estructura puede ser elástica o inelástica, la interacción inelástica representa la modificación de la respuesta natural de un sistema estructural, esto se debe a que el suelo modifica las condiciones de apoyo inicial y el amortiguamiento total de la estructura [18].

La interacción suelo-estructura es el efecto que tiene el suelo según sus propiedades en la respuesta estática y dinámica de la estructura. Para considerar esto es necesario obtener las propiedades del suelo ya que las condiciones de apoyo que este entregue a la estructura dependen de las propiedades físicas del mismo [19].

La distribución real de las presiones de una zapata sobre el suelo y las reacciones de este, conforman un tema complejo que depende de muchas variables, en particular, de la rigidez de la fundación o pilotes y las características tensión deformación del suelo [20].

Generalmente, los ingenieros consideran en sus modelos las fundaciones como empotramiento perfecto, lo cual asume completa rigidez en la interface suelo-estructura. Sin embargo, ésto no es representativo para el comportamiento del sistema, ya que el suelo no genera una condición de empotramiento perfecto o libertad completa en las fundaciones.

La interacción entre el suelo y la estructura puede ser considerada utilizando los modelos de Winkler o Hiperbólico no lineal los cuales se describen a continuación.

#### **2.8.2.1.1. Modelo de Winkler**

Para modelar las condiciones de terreno como apoyo se utiliza el modelo de Winkler, este modelo parte de la hipótesis de que el asentamiento producido en un punto mantiene una relación lineal con la presión a la que está sometido el suelo. Esta relación se da por la expresión 35 donde, P es la presión transmitida al terreno,  $k_s$  el factor de proporción entre suelo y la fuerza P, llamado coeficiente de balasto, “y” representa la deformación lineal que experimenta el suelo ante la carga.

$$k_s = \frac{P}{y} \quad (35)$$

Este método es ampliamente utilizado ya que ofrece relaciones matemáticas simples entre carga y deformación, las cuales resultan fáciles de aplicar. Sin embargo, para modelar adecuadamente la interacción suelo-estructura utilizando el coeficiente de balasto, es importante tener en cuenta que el valor de éste varía según la profundidad del estrato de suelo y según la geometría de la estructura [21].

En el caso de estructuras verticales que se encuentran embebidas en el suelo como pilotes, se debe utilizar el coeficiente de balasto horizontal, este se puede obtener utilizando la expresión 36 [21].

$$k_h = n_h \frac{Z}{B} \quad (36)$$

Donde  $K_h$  representa el módulo de balasto horizontal,  $n_h$  es la constante de proporcionalidad que depende de la profundidad del estrato,  $Z$  es la profundidad del estrato y  $D$  es el diámetro del pilote.

El valor de  $n_h$  en unidades de  $\text{kg/cm}^3$  se puede obtener según las expresiones 37 para arenas secas o húmedas y expresión 38 y para arenas saturadas.

$$n_h = \left[ \frac{N_c}{0,18N_c + 22} \right]^{1,5} + 0,08 \quad (37)$$

$$n_h = \left[ \frac{N_c}{0,36N_c + 32} \right]^{1,7} + 0,03 \quad (38)$$

Donde  $N_c$  es el índice del ensayo de penetración SPT, éste se puede obtener utilizando la expresión 39.

$$N_c = N_{SPT} \sqrt{\frac{1}{\sigma_0}} \quad (39)$$

Donde  $N_{spt}$  corresponde al numero de golpes y  $\sigma_0$  es la tensión efectiva del suelo expresada en  $\text{kg/cm}^2$ .

Los valores para  $n_h$  para el caso de arenas saturadas tambien se pueden obtener de la Tabla 2.4 según el numero de golpes correspondiente a la profundidad del estrato.

*Tabla 2.4: Valores de  $n_h$  según numero de golpes para ensayo  $N_{spt}$ .*

Nspt	$n_h$
Nspt < 25	0,12
25 < Nspt < 30	1,2
Nspt > 30	1,8

En el caso de estructuras horizontales como las fundaciones la interacción suelo estructura se puede modelar utilizando el coeficiente de balasto horizontal. Este se puede obtener utilizando la expresion 40 para arenas secas o húmedas y la expresión 41 para arenas saturadas o sumergidas [21].

$$k_v = (0,04N_c)^{4,3} + 0,25N_c \quad (40)$$

$$k_v = (0,04N_c)^{3,7} + 0,12N_c \quad (41)$$

Obtenidos el módulo de balasto, la interacción suelo-estructura puede ser modelada a través de resortes elásticos. El valor de la rigidez de estos resortes se puede obtener utilizando la expresión 42 para estructuras verticales o 43 para estructuras horizontales [22].

$$S_i = k_h \cdot A \quad (42)$$

$$S_i = k_v \cdot A \quad (43)$$

Donde,  $S_i$  es el valor de la rigidez del resorte elástico según la profundidad correspondiente y  $A$  es el área cargada de la estructura.

#### **2.8.2.1. Modelo Hiperbólico elástico no lineal**

Este método es más preciso que el método de Winkler, sin embargo, no aporta una diferencia significativa en cuanto a los resultados que se obtienen. Por otra parte, el modelo hiperbólico tiene la desventaja de que no considera que el módulo de deformación del suelo aumente con la profundidad. Ésto se debe a que supone una correlación lineal entre el asentamiento producido y la tensión con la que reacciona el suelo, además no tiene en cuenta el efecto de pre consolidación del suelo [23]. Este método no se describirá en el presente estudio.

#### **2.8.2.2. Modelo de pilotes mediante Longitud de empotramiento equivalente**

En el caso de pilotes y cepas de suficiente rigidez, los pilotes pueden considerarse como empotrados en el extremo superior donde se inserta en la cepa. Además la longitud “ $L$ ” real del pilote puede ser modelada a través de una longitud equivalente “ $L_{eq}$ ” mucho menor a la cual se desarrolla la condición de empotramiento como se puede ver en la Figura 2.18, esto se debe a que cierta profundidad los giros y desplazamientos son despreciables debido a que el terreno confina al pilote y hace que se deforme con una longitud mucho menor a la real [24].

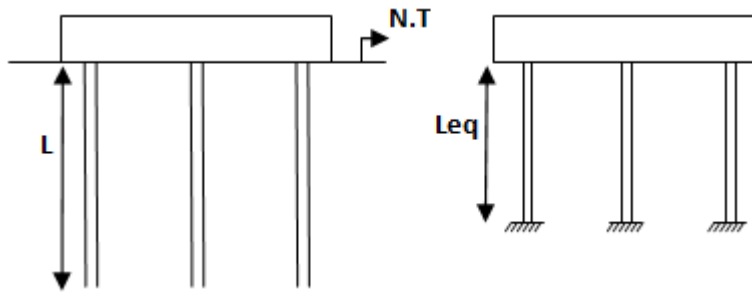


Figura 2.19: Modelo de Longitud equivalente en pilotes.

La longitud equivalente  $L_{eq}$  se puede obtener tanto para arcillas como para arenas pre-consolidadas según las ecuaciones 44 y 45 respectivamente [26].

$$L_{eq} = 1.2 \sqrt[4]{\frac{3E_p I_p}{E_L}} \quad (44)$$

$$L_{eq} = 1.2 f \sqrt[4]{\frac{3E_p I_p}{E_L}} \quad (45)$$

Donde  $E_p$  es el módulo de elasticidad del pilote,  $I_p$  es la inercia de la sección del pilote,  $E_L$  es el módulo de elasticidad del suelo en la punta del pilote y  $f$  es un factor que se determina según la relación entre el módulo de elasticidad  $E_0$  en la cabeza del pilote y  $E_L$  cómo se muestra en la Tabla 2.5 [26].

Tabla 2.5: Valores de  $f$  según relación entre los módulos  $E_0$  y  $E_L$ .

$E_0/E_L$	$f$
0	1,7
0,5	1,25
1	1

El módulo de elasticidad del suelo según su profundidad se puede obtener utilizando la expresión 46 para arenas en general (Bowles, 1988), donde  $E$  es el módulo de elasticidad  $\text{kg/cm}^2$  y  $N_{\text{SPT}}$  es el número de golpes obtenido del sondaje correspondiente a la profundidad del estrato.

$$E = 10[7,5 + (0,5N_{SPR})] \quad (46)$$

### ***2.8.2.3. Niveles de socavación***

La socavación tiene un efecto determinante en las estructuras hidráulicas como puentes, ya que puede afectar la estabilidad a largo o corto plazo. Existen distintos tipos de socavación tales como socavación a largo plazo, por migración lateral de la corriente, socavación general, local o total. En general todas generan transporte de sedimento y la diferencia entre estas se da porque en algunos casos no existe reposición del sedimento transportado [25].

Dentro de las variables que influyen y determinan los grados de socavación están aquellos que dependen de la geometría de la estructura tales como el ancho, longitud de las pilas y forma de la pila, otras que dependen del flujo tales como la velocidad del flujo y el ángulo de ataque de éste, y otro factor el cual tiene efecto a corto plazo es la profundidad del agua [25].

Al aumentar el caudal en un río, aumenta la profundidad del agua, en consecuencia aumenta la profundidad de socavación, esto implica que menor será el confinamiento en los pilotes o fundaciones y mayor será la longitud libre de estas.

El aumento del caudal en un río depende de la variación estacional, según la época del año y las precipitaciones producidas, el caudal de un río puede aumentar o disminuir. En efecto los niveles de socavación por profundidad de agua serán mayores en invierno y menores en verano.

Si los niveles de socavación son altos la estructura es más flexible en su base y por ende su periodo podría aumentar. Lo contrario pasa cuando los niveles de socavación bajan. Por ende, es importante considerar el efecto de la socavación en el modelo estructural de un puente.

#### ***2.8.2.4. Caracterización de parámetros geotécnicos***

Para poder modelar adecuadamente un puente en base a pilotes resulta necesario caracterizar adecuadamente los parámetros geotécnicos ya que esto afectara directamente en los resultados del modelo.

Para definir las condiciones geológicas o geotécnicas es necesario contar con los perfiles estratigráficos del suelo, esta información se puede obtener a través de la exploración geotécnica mediante ensayos de penetración como el SPT, NSPT, CPT entre otros [25].

En general, el perfil de un área de suelo sólo se puede definir para el sitio exacto del sondaje. Es decir, la información entregada por un sondaje solo representa el perfil estratigráfico de ese punto. Sin embargo, si se cuenta con suficiente información geotécnica es posible realizar una interpolación de datos entre dos sondajes para caracterizar el perfil estratigráfico del suelo [26].

Para realizar una interpolación de datos obtenidos por ensayos tipo SPT es posible utilizar la geoestadística. La finalidad de ésta es verificar si se cumple la continuidad o hay relación entre los datos obtenidos entre un sondaje y otro. Un principio fundamental que debe cumplirse para realizar un estudio geoestadístico es que se cumpla el fenómeno estacionario. Para verificar el fenómeno de estacionariedad es posible utilizar gráficos de dispersión y correlación de datos, para ello es importante definir bien las variables de estudio [26].

#### ***2.8.2.5. Factor de zona rígida***

Al generar un modelo, es importante considerar el factor de zona rígida en la unión entre elementos estructurales como viga y columnas. Esto permite modelar la rigidez que existe entre las uniones considerado así las deflexiones y desplazamientos que se producirán en la unión ante la acción de un sismo.

El factor de zona rígida considera el porcentaje longitudinal que es rígido en la unión entre dos elementos como se muestra en la Figura 2.19. Al asumir un factor de zona rígida de 1,

es decir del 100%, se estaría asumiendo que el nodo no se deforma, lo cual conduce a una sobre estimación de la rigidez de la estructura. Esto se debe a que no consideran los desplazamientos que se producen en la unión [27].

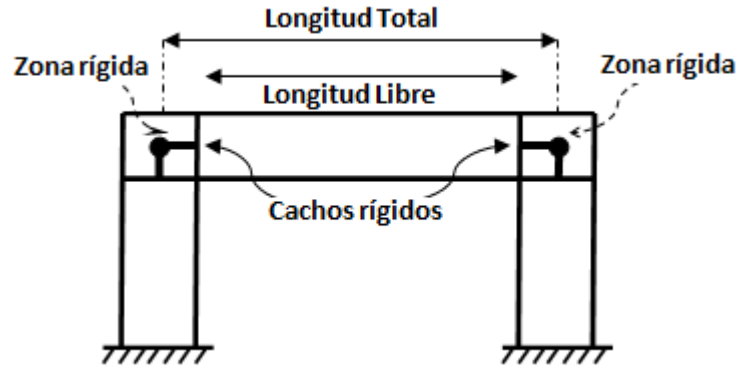


Figura 2.20: Zona rígida en un marco estructural.

En un estudio se examinó la importancia relativa de las diferentes componentes de deformación con especial énfasis en las deformaciones causadas por el cortante en las vigas columnas además, se analizó la deformación debido a la distorsión de la unión entre vigas y columnas (ver Figura 2.21) [27].

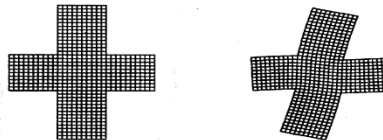


Figura 2.21: Deformación producida en el nodo viga-columna. (Fuente: [27]).

En base a los resultados obtenidos por este estudio, al realizar un modelo estructural, se sugiere utilizar un factor de zona rígida no mayor al 50 %. Esto implica que el 50 % del desplazamiento real en el nodo es rígido, de esta forma es posible obtener resultados más exactos [27].

## **2.9. Calibración y análisis de un modelo de elementos finitos.**

Al realizar un modelo estructural mediante un programa de elementos finitos como SAP2000 es posible obtener un modelo teórico de la estructura. Para que este modelo teórico represente fielmente el comportamiento de la estructura real es necesario realizar una calibración de sus parámetros [2,28].

### **2.9.1. Evaluación experimental mediante la implementación de acelerómetros.**

Para realizar el proceso de calibración es necesario recolectar información sobre el comportamiento real de la estructura. Esto se puede realizar mediante una campaña experimental de medición. Para esto se debe instrumentar la estructura utilizando acelerómetros. Esto permite obtener las aceleraciones que se producen en la estructura frente a las excitaciones ambientales y de uso en tiempo real, obteniendo así un registro tiempo historia de aceleraciones. [2,3,28].

Existen aspectos importantes a considerar en los resultados que se obtienen del monitoreo estructural mediante acelerómetros. Se debe considerar que los acelerómetros estarán expuestos a ruido blanco, lo cual producirá que se registren señales que no son respuesta de la estructura, contaminan la información y conducen a errores en los resultados. Para prevenir esto es posible utilizar filtros que eliminen la contaminación y el ruido de los registros tales como: filtro pasa baja, filtro pasa alta, filtro de banda ancha [29].

### **2.9.2. Métodos de identificación de parámetros modales**

Para realizar la calibración es necesario obtener los parámetros modales de la estructura. Esto se puede realizar a través de métodos de identificación de sistemas los cuales pueden ser ejecutados en el dominio de la frecuencia o el dominio del tiempo. Un ejemplo de estos métodos son el FDD y el SSI [28].

#### **2.9.2.1. Método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia FDD**

En el caso del método en el dominio de la frecuencia es posible utilizar el método "Descomposición en el Dominio de la Frecuencia" (FDD). Éste es un método de

identificación modal que permite identificar con precisión componentes reales e imaginarios de la respuesta modal [28].

Para utilizar el método FDD es necesario realizar una descomposición de los espectros sistema PSD del sistema, estos espectros de densidad de potencia permiten identificar la energía de salida del sistema asociada a los modos de valores complejos, esto se hace utilizando los conjuntos de datos de entrada  $x(t)$  y salida  $y(t)$  [28].

La relación entre el sistema de entrada (asociado a las excitaciones) y salida (asociado a la respuesta de la estructura) puede obtenerse con método FDD a través de las expresión 47.

$$G_{yy}(j\omega) = H(j\omega)G_{xx}(j\omega)H^H(j\omega) \quad (47)$$

Donde  $G_{xx}(j\omega)$  es la matriz del PSD de entrada,  $G_{yy}(j\omega)$  es la matriz del PSD de salida,  $H(j\omega)$  es la matriz FRF y  $H^H(j\omega)$  es la transposición del complejo conjugado  $H(j\omega)$ .

En el caso de que los datos de entrada  $x(t)$  sean ruido blanco  $G_{xx}(j\omega)$  será una matriz constante directamente proporcional al producto  $H(j\omega)H^H(j\omega)$ . Aplicando espectros SVD a  $G_{yy}(j\omega)$ , se puede descomponer como se muestra en la expresión 48.

$$G_{yy}(j\omega) = U(j\omega)\Sigma(j\omega)H^H(j\omega) \quad (48)$$

Donde  $U(j\omega)$  es una matriz de valores complejos que contiene vectores singulares como columnas y  $\Sigma(j\omega)$  es una matriz diagonal que contiene valores singulares positivos en orden decreciente. Esta descomposición modal implica una frecuencia modal determinada donde  $G_{yy}(j\omega)$  se caracteriza por uno o pocos modos [28].

### **2.9.2.2. Método de Identificación de un Sub-Espacio Estocástico SSI**

El método SSI ha sido desarrollado en el dominio del tiempo y permite realizar la extracción de parámetros modales. Este método trabaja con datos de salida directos sin necesidad de convertir a espectros PSD, además resulta conveniente para la identificación de parámetros modales [30].

Se sabe que un modelo de estructuras puede ser definido como un conjunto lineal y de coeficientes constantes mediante una ecuación 49, donde M es la masa, C es el amortiguamiento viscoso, K es la rigidez y F(t) es la excitación o fuerza externa y U es el vector de desplazamiento en el tiempo continuo. Es posible factorizar el vector de la fuerza F(t) en una matriz B y un vector u(t), esta describe las entradas en el espacio x(t).

$$M\ddot{U}_{(t)} + C\dot{U}_{(t)} + KU_{(t)} = F_{(t)} = Bu_{(t)} \quad (49)$$

Esta ecuación describe muy bien el comportamiento de vibración de la estructura, sin embargo, no se utiliza directamente en el método SSI, por lo tanto debe adaptarse a una forma más conveniente al modelo de espacio-estado estocástico de tiempo discreto.

El vector de la fuerza F(t) se puede factorizar en una matriz B y un vector u(t). Éstos describen las entradas en el espacio. Esta ecuación representa muy de cerca el verdadero comportamiento de vibración de la estructura, sin embargo, no se utiliza directamente en los métodos de SSI. Por lo tanto, la ecuación de equilibrio dinámico (46) se modifica a una forma más conveniente utilizando el modelo de Espacio-Estado Estocástico de tiempo discreto [30].

### 2.9.3. Criterios de Comparación para Calibración de Modelos

Una vez obtenidos los parámetros modales de la estructura real deben ser comparados con los modos teóricos obtenidos del modelo de elementos finitos. Para realizar la comparación entre los parámetros modales teóricos y reales es posible utilizar el criterio MAC. El criterio MAC o criterio de certeza modal. Este es un indicador que permite detectar el grado de similitud que existe entre dos modelos, de esta forma, es posible determinar si el modelo teórico se aproxima bien a la estructura real. Este indicador se puede obtener utilizando la expresión 50 [32].

$$MAC_{ij} = \frac{|\{\phi_i^e\}^T \{\phi_j^m\}|^2}{(\{\phi_i^e\}^T \{\phi_i^e\})(\{\phi_j^m\}^T \{\phi_j^m\})} \quad (50)$$

Donde  $\phi_i^e$  es el modo obtenido experimentalmente,  $\phi_j^m$  es el modo del modelo teórico obtenido de elementos finitos. Los valores del indicador MAC se encuentran en un rango

de [0,1], si el MAC es más cercano a uno significa que la similitud de los modelos es alta, si es cercano a 0 la correlación es mala [31].

En un estudio realizado, otro criterio más simple ha sido utilizado para determinar la similitud entre los modelos, esto se puede obtener determinando el error relativo que existe entre los periodos obtenidos experimentalmente y los periodos del modelo de elementos finitos [33].

El error relativo se puede obtener utilizando la expresión 51.

$$Error\ relativo(\%) = \frac{|Valor\ real - valor\ medido|}{Valor\ real} 100 \quad (51)$$

Estos criterios dejan ver la necesidad de realizar un análisis modal, ya que para aplicarlos es necesario determinar los modos y periodos modales predominantes en la estructura.

En el caso de que los criterios de comparación entre los modelos sean bajos, es necesario realizar un ajuste al modelo teórico, para ello es necesario identificar los parámetros del modelo teórico que se puedan ajustar y así calibrar el modelo [31,32].

#### **2.9.4. Análisis estructural experimental**

Mediante la instrumentación y medición de acelerómetros ante una excitación forzada de un puente, es posible determinar si se desarrollan grados de aislación a nivel estructural y así evaluar la capacidad de aislación de dispositivos como apoyos de neopreno [3]. Esto se puede determinar utilizando el concepto de Intensidad de Arias.

##### **2.9.4.1. Intensidad de Arias**

Se define como la energía por unidad de área disipada por una familia de osciladores libres de un grado de libertad para un sismo y un amortiguamiento dado. Ésta se puede obtener utilizando la ecuación 52, donde  $I_A$  es la intensidad de arias,  $g$  es la aceleración de gravedad,  $\ddot{a}$  es la aceleración para un instante  $t$  de tiempo,  $t_f$  es el tiempo final y  $t_0$  es el tiempo inicial del sismo [33].

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_{t_0}^{t_f} \ddot{a}^2(t) \quad (52)$$

Como se puede observar en la expresión 52, la Intensidad de Arias se debe calcular hasta el tiempo final de duración del input sísmico.

Por otra parte es posible obtener la duración de la fase intensa en la estructura debido a un sismo la cual permite determinar el tiempo de duración de máxima energía de movimiento. Esta se calcula como el intervalo de tiempo en el que se produce entre el 5% y 95% de la Intensidad de Arias [29].

Si bien, la Intensidad de Arias es utilizada ampliamente para determinar el poder destructivo de un sismo [33], existen estudios en los que se ha utilizado para determinar el nivel de aislamiento que se puede desarrollar en estructuras como puentes [3].

#### **2.9.4.1. Amplitud RMS**

Se define la amplitud RMS ( $A_{RMS}$ ) como la energía promedio de una señal o registro de aceleraciones. Esta se obtiene como el promedio normalizado del cuadrado de la amplitud de un registro de aceleraciones para cada amplitud en cada instante. Mediante la Amplitud RMS es posible obtener de amplitud promedio en registros sísmicos permitiendo así analizar el registro sísmico completo. La Amplitud RMS se obtiene utilizando la expresión 53 donde  $\ddot{a}$  es la amplitud de aceleración en un instante de tiempo y N es la cantidad de datos del registro [34].

$$A_{RMS} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=N} \ddot{a}^2}{N}} \quad (53)$$

## Capítulo 3

### Metodología

#### 3.1. Descripción estructural del Puente Bicentenario

El Puente Bicentenario tiene una longitud total de 1.465 metros, está conformado por 37 tramos de distinta longitud. El primer tramo<sup>1</sup> del puente tiene una longitud de 35.64 metros, los 35 tramos intermedios (2-35) tienen una longitud de 39.72 metros, el último tramo posee una longitud de 40 metros. La subestructura está conformada por 36 cepas de distinto tipo y un estribo en cada extremo (Sur y Norte). El estribo norte se ubica en el extremo del puente correspondiente a Concepción y el estribo sur en el extremo correspondiente a San Pedro de la Paz. La superestructura está conformada por Tableros que van montados sobre vigas de acero.

La superestructura e subestructura se pueden apreciar en la Figura 3.1, para un tramo intermedio y un tramo extremo.



*Figura 3.1: Superestructura y subestructura en tramos intermedios y extremos.*

---

<sup>1</sup> Se define como primer tramo aquel en donde comienza el puente, el orden de la numeración se asignó desde Concepción hasta San Pedro.

### 3.1.1. Descripción superestructura.

La superestructura está conformada por Tableros que se apoyan sobre vigas de acero como se muestra en la Figura 3.1 y 3.2. Estas vigas se apoyan sobre una viga dintel o mesa de apoyo como se muestra en la Figura 3.1. Los Tableros de distintos tramos se conectan mediante juntas de dilatación térmica, éstas son del tipo *Composan JNA – 330* de 30 cm de ancho en estribos y *Composan JNA – 80* de 10 centímetros de ancho en cepas como se muestra en la Figura 3.3.



*Figura 3.2: Tablero apoyado sobre viga de acero.*



*Figura 3.3: Juntas de dilatación entre Tableros en cepas.*

#### ***Tableros tipo 1.***

Los Tableros tipo 1 se utilizan en los tramos 1, 2, 3, 4, 6 y 7, éstos tienen un ancho de 17.52 metros y se apoyan sobre 5 vigas de acero. El Tablero está conformado por una losa de 22 cm de espesor y una capa de pavimento asfáltico de 5 cm. Sobre el pavimento se pueden apreciar 3 corridas de defensas de hormigón de sección variable con 0.37 m de ancho y 1.12 m de altura. La sección del Tablero tipo 1 se muestra en la Figura 1 del anexo A. Las propiedades mecánicas de los materiales del Tablero se muestran en la Tabla 3.1.

### ***Tableros tipo 2.***

El Tablero tipo 2 se utiliza en el tramo 5 el cual está comprendido entre la cepa 4 y 5, éste se apoya sobre 7 vigas de acero. Tiene un ancho máximo de 29.7 (sección 2A) m en la cepa 4 y un ancho mínimo de 19.4 m en la cepa 5 (sección 2B). Posee una losa de 22 cm de espesor y un pavimento asfáltico de 5 cm de espesor, sobre el pavimento se pueden apreciar 3 corridas de defensas de hormigón de sección variable el Tablero de 0.37 m de ancho y una altura de 1.37 m. La sección del Tablero tipo 2A y 2B se muestran en las Figuras 2 y 3 del anexo A. Las propiedades mecánicas de los materiales del Tablero se muestran en la Tabla 3.1.

### ***Tableros tipo 3.***

El Tablero tipo 3 se utiliza en los tramos 8 a 37, éste se apoya sobre 4 vigas de acero. El Tablero tiene un ancho de 13.6 m y está formado por una losa de hormigón armado de 22 cm de espesor y una capa de pavimento asfáltico de 5 cm, sobre el pavimento se aprecian 3 corridas de defensas de hormigón, éstas poseen una sección variable de 0.37 m de ancho y 1.37 m de alto. La sección del Tablero tipo 3 se muestra en la Figura 4 del anexo A. Las propiedades mecánicas de los materiales del Tablero se muestran en la Tabla 3.1

*Tabla 3.1: Propiedades mecánicas del material en Tableros.*

Calidad del Acero armadura	A63-42ES
Fu	kg/cm <sup>2</sup> 6300
Fy	kg/cm <sup>2</sup> 4200
Calidad del Hormigón	H-30
f'c	kg/cm <sup>2</sup> 250
Ec	kg/cm <sup>2</sup> 254000
γ <sub>l</sub>	t/m <sup>3</sup> 2,5
γ <sub>p</sub>	t/m <sup>3</sup> 2,4

Donde Fu es la resistencia de rotura de la armadura, Fy es la resistencia de fluencia de la armadura, f'c es la resistencia cilíndrica del hormigón, Ec es el módulo de elasticidad del hormigón, γ<sub>l</sub> es el peso específico de la losa de hormigón y γ<sub>p</sub> es el peso específico del pavimento.

### ***Viga de acero.***

Las vigas de acero soportan el Tablero como se observa en la Figura 3.2. La distancia entre vigas de un tramo a otro es de 10 cm, la distancia entre vigas del mismo tramo se muestra en las Figuras 1 a 4 del Anexo A. Las propiedades mecánicas de la viga se muestran en la Tabla 3.2. Las dimensiones de la sección de la viga se muestran en la Figura 5 del Anexo A.

*Tabla 3.2: Propiedades mecánicas de acero en vigas.*

Calidad del Acero		A52-34ES
Fu	kg/cm <sup>2</sup>	5200
Fy	kg/cm <sup>2</sup>	3400
Eac	kg/cm <sup>2</sup>	2039000
Ya	t/m <sup>3</sup>	7,85

### **3.1.2. Apoyos de neopreno y barras antisísmicas**

La superestructura se conecta con la subestructura mediante apoyos de neopreno, éstos van fijos en cada extremo a las vigas de acero y anclados a la mesa de apoyos como se muestra en las Figuras 3.4 y 3.5 para estribos y cepas. Cabe mencionar que la cantidad de apoyos de neopreno varía según la sección correspondiente al tramo, esto se muestra en las Figuras 1, 2, 3 y 4 del Anexo A. La cantidad de apoyos por sección y tramo se muestran en la Tabla 3.3.

*Tabla 3.3: cantidad de apoyos de neopreno por sección y por tramo.*

Sección	Cantidad por sección	Cantidad por tramo
Tipo 1	5	8
Tipo 2A Y 2B	7	14
Tipo 3	4	8



*Figura 3.4: Apoyos de neopreno en Estribos.*



*Figura 3.5: Apoyos de neopreno en Cepas.*

La sección de los apoyos de neopreno en estribos y cepas se muestra en las Figuras 5 y 6 del Anexo A. Las dimensiones y propiedades de los apoyos se muestran en las Tablas 3.4 y 3.5 para estribos y cepas respectivamente, donde  $H_t$  es la altura total del apoyo de neopreno,  $H_{la}$  es la altura de la lámina de acero entre capas de neopreno,  $H_n$  es la altura individual de las capas de neopreno intermedias,  $H_{ne}$  es la altura individual de las capas extremas de neopreno,  $B$  es el ancho de la sección transversal,  $L$  es la longitud del apoyo,  $T_r$  es la altura efectiva de Neopreno,  $n$  es la cantidad total de capas de neopreno,  $S$  es el factor de forma del apoyo,  $G$  es el módulo de corte del neopreno y  $A^\circ$  es el grado de dureza de la goma.

Tabla 3.4: Dimensiones y propiedades apoyos de neopreno en Estribos.

L	cm	70
B	cm	35
H <sub>t</sub>	cm	32,5
n		25
H <sub>la</sub>	cm	3
H <sub>n</sub>	cm	10
H <sub>ne</sub>	cm	5
H <sub>n</sub>	cm	25
G	kg/cm <sup>2</sup>	12
A°		60
K	kg/cm <sup>2</sup>	11.727
S		11,7

Tabla 3.5: Dimensiones y propiedades apoyos de neopreno en Cepas.

L	cm	70
B	cm	35
H <sub>t</sub>	cm	13
n		10
H <sub>la</sub>	cm	3
H <sub>n</sub>	cm	10
H <sub>ne</sub>	cm	5
H <sub>n</sub>	cm	10
G	kg/cm <sup>2</sup>	12
A°		60
K	kg/cm <sup>2</sup>	11.727
S		11,7

La superestructura también se conecta a la subestructura mediante barras antisísmicas, éstas conectan los extremos del Tablero con la mesa de apoyo como se muestra en las Figuras 1, 2, 3 y 4 del Anexo A. Las propiedades mecánicas de las barras se muestran en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6: Propiedades barras antisísmicas.

Calidad del Acero		A44-28ES
ϕ	mm	32
Fu	kg/cm <sup>2</sup>	4400
Fy	kg/cm <sup>2</sup>	2800

Donde  $F_u$  es el límite de rotura del acero,  $F_y$  es el límite de fluencia del acero y  $\phi$  es el diámetro en cm de la sección de la barra antisísmica. La cantidad de barras antisísmicas por sección y por tramo se muestran en la Tabla 3.7.

*Tabla 3.7: Cantidad de barras antisísmicas por sección y por tramo.*

Sección	Cantidad por sección	Cantidad por tramo
Tipo 1	8	16
Tipo 2A Y 2B	12	24
Tipo 3	7	14

### 3.1.3. Descripción Cepas

La subestructura está compuesta por cepas de distinto tipo, éstas están conformadas por una mesa de apoyo, pilares, fundación y pilotes. Los tipos de cepas se detallan a continuación.

#### ***Cepas tipo A.***

Las “Cepas tipo A”<sup>1</sup> corresponden a las cepas tienen 5 columnas de 1.5 m de diámetro cada 3.6 m, las columnas poseen un dintel superior de 2.0 m de ancho, 2.53 m de alto y una longitud total de 22 m, éste constituyen la mesa de apoyo de 5 vigas metálicas.

En el extremo inferior las columnas van unidas por una fundación que constituye la viga de amarra, ésta posee una sección de 6.1m de ancho y 2.0 m de alto y una longitud total de 19.6 m. La viga de amarra se prolonga dentro del lecho arenoso mediante dos corridas de pilotes en cada lado, cada pilote tiene 1.2 m de diámetro espaciados a 5 metros.

El detalle de los elementos estructurales de la cepa tipo A se puede apreciar en las Figuras 8 a 12 del Anexo A.

La longitud de las columnas y pilotes varían según el número de la cepa, esto se muestra en la Tabla 3.8 donde H es la altura de las columnas y L es la longitud de los pilotes. Las propiedades mecánicas de los elementos estructurales de la cepa se A muestran en la

<sup>1</sup> Las cepas tipo A representan a las cepas 1, 2, 3, 5, 6 y 7.

Tabla 3.9 donde  $f'_c$  es la resistencia cilíndrica del hormigón,  $F_y$  es la tensión de fluencia del acero,  $E$  es el módulo de elasticidad y  $\nu$  es el módulo de Poisson.

*Tabla 3.8: Longitud pilares y pilotes Cepas A.*

Cepa	H m	L m
1	11,21	25
2	10,92	25
3	10,41	25
6	8,34	29
7	7,89	27

*Tabla 3.9: Propiedades mecánicas de los materiales en Cepas.*

Material	Calidad	$f'_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$F_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$E$ MPa	$\nu$
Hormigón	H-30	250	-----	26000	0.2
Acero de refuerzo	A63-42H	-----	4200	200000	-----

### ***Cepas tipo B.***

Las "Cepas tipo B"<sup>1</sup> tienen columnas de 1.5 m de diámetro, en su extremo superior posee una viga dintel que con una sección de 2 m de ancho y 2 m de alto, ésta constituye la mesa de apoyo de 7 vigas de acero por el lado sur y 9 vigas por el lado norte. En el extremo inferior las columnas van unidas por una viga de amarra, ésta posee una sección de 6.1 m de ancho y 2 m de alto. La viga de amarre se prolonga en el lecho arenoso mediante 2 corridas de 9 pilotes de 1.2 m de diámetro.

El detalle de los elementos estructurales de la cepa tipo B se puede apreciar en las Figuras 13 a 18 del Anexo A. Las propiedades mecánicas de los elementos estructurales de la cepa B se muestran en la Tabla 3.9.

### ***Cepas tipo C***

Las "Cepas tipo C" tiene 4 columnas de 1.2 m de diámetro, en su extremo superior posee una viga dintel con una sección de 2 m de ancho y 2.4 m de alto, ésta constituye la mesa de apoyo de 4 vigas metálicas. En el extremo inferior de la cepa las columnas van unidas

<sup>1</sup> La cepa tipo B solo representa a la cepa 4.

por una viga de amarra de 5.3 m de ancho y 1.8 m de alto, ésta se prolonga en el lecho arenoso a través de dos corridas de 4 pilotes de 1.2 m de diámetro. Las propiedades mecánicas de los elementos estructurales de la cepa C se muestran en la Tabla 3.9.

### ***Estribo Sur***

El Estribo Sur posee un muro vertical de 1.8 m de espesor, 4.53 m de alto y 13.6 m de largo, este muro constituye la mesa de apoyo de 4 vigas de acero. Junto al muro vertical se encuentra un muro espaldar de 7.18 m de alto, 2.7 m de ancho y 13.6 m de largo. El estribo posee una fundación de 14.5 m de largo con una sección de 1.7 m de alto y 6 m de ancho, ésta se prolonga en el lecho arenoso a través de 4 pilotes por cada lado de 1.2 m de diámetro y 10 metros de largo. El detalle de los elementos estructurales se muestra en las Figuras 19 a 21 del Anexo A. Las propiedades mecánicas de los elementos estructurales se muestran en la Tabla 3.9.

### ***Estribo Norte***

El Estribo Norte posee un muro vertical de 1.3 m de espesor, 7.97 m de alto y 17.6 m de largo, este muro constituye la mesa de apoyo de 5 vigas de acero. Junto al muro vertical se encuentra un muro espaldar de 10.7 m de alto, 2.9 m de ancho y 17.6 m de largo. El estribo posee una fundación de 18.5 m de largo con una sección de 1.63m de alto y 7.5 m de ancho, ésta se prolonga en el lecho arenoso a través de 5 pilotes por cada lado de 1.2 m de diámetro y 25 metros de largo. El detalle de los elementos estructurales se muestra en las Figuras 22 a 24 del Anexo A. Las propiedades mecánicas de los elementos estructurales se muestran en la Tabla 3.9.

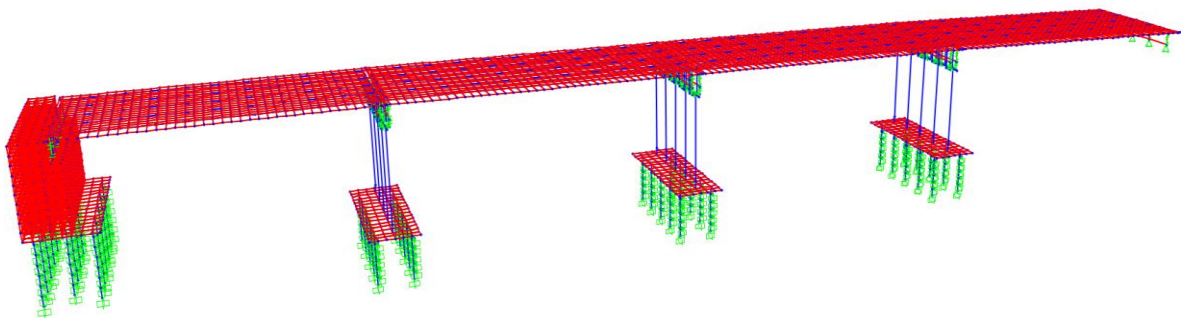
## **3.2. Modelo del Puente Bicentenario en SAP2000**

### **3.2.1. Consideraciones generales del modelo**

Debido a que en los tramos del puente bicentenario las losas están desacopladas, sólo se utilizaron los primeros 4 tramos para desarrollar el modelo. Los tramos utilizados están comprendidos entre el Estribo Norte y la Cepa 4 como se muestra en el modelo estructural en la Figura 3.6 y en la Figura 3.7 para los tramos del puente que fueron

modelados, donde E.N corresponde al estribo norte, C-1 corresponde a la cepa 1, C-2 corresponde a la cepa 2, C-3 corresponde a la cepa 3 y C-4 corresponde a la cepa 4. En la Figura 3.7 también se puede observar el enlace que llega hasta la cepa 4.

Se consideró utilizar los primeros 4 tramos ya que éstos poseen mayor masa en comparación al resto de tramos del puente, además los pilares de las cepas de estos tramos son más altas y por ende más flexibles. Ésto implica que los periodos modales de los tramos seleccionados serán los más altos ya que desarrollarán una respuesta menos rígida y que involucra más masa que el resto de los tramos del puente.



*Figura 3.6: Modelo del Puente Bicentenario en SAP 2000.*



*Figura 3.7: Imagen satelital de cepas y tramos modelados.*

La Cepa 4 no fue ingresada en el modelo, esto debido a que en la mesa de apoyo de esta cepa existen suficientes restricciones de desplazamiento, por ende es posible simplificar el modelo y considerar la cepa como una restricción de apoyo. La cepa 4 además de soportar los tramos 4 y 5 también soporta un enlace que se conecta al puente como se

muestra en las Figuras 3.7 y 3.8, debido a ésto se desarrolla gran cantidad de nodos rígidos en la mesa de apoyo los cuales generan restricciones de giros y desplazamientos no despreciables, esto permite representar la ceba 4 como una restricción de apoyo fijo en el modelo.



*Figura 3.8: Conexión de enlace y tramo 3 del puente en Ceba 4.*

### **3.2.2. Propiedades de los materiales ingresados al modelo.**

Los materiales ingresados corresponden a hormigón H-30 el cual es utilizado en todos los elementos estructurales de hormigón del puente, acero para armadura de refuerzo es A63-42H, acero estructural A52-34ES para la viga de acero, acero de barras antisísmicas A44-28ES.

Las propiedades de cada material fueron obtenidas de las Tablas 3.1, 3.2, 3.6 y 3.9 según cada elemento estructural respectivamente. Las propiedades mecánicas para material fueron ingresadas a través de la ventana de comando que se muestra en las Figuras 1 a 5 del Anexo B.

### **3.2.3. Modelamiento de elementos estructurales de la superestructura**

#### ***3.2.3.1. Tableros***

Los Tableros en cada tramo fueron modelados mediante elementos tipo *Shell-Thin* que desprecian la deformación por corte, se consideró un espesor de 27 cm, este espesor incluye la losa y el pavimento.

El procedimiento descrito anteriormente fue utilizado para modelar los Tableros correspondientes a los tramos 1, 2, 3 y 4.

### ***3.2.3.2. Vigas de acero***

Las vigas de acero fueron modeladas como elementos tipo *Frame*.

## **3.2.4. Modelamiento de elementos estructurales de la Subestructura**

### ***3.2.4.1. Cepas***

Las cepas utilizadas en el modelo corresponden a las Cepas tipo A, éstas están conformadas por distintos elementos estructurales de hormigón armado H-30, los cuales fueron modelados individualmente y se detallan a continuación.

La mesa de apoyo de la cepa A fue modelada como un elemento tipo *Frame*.

Los pilares de la Cepa A fueron modelados como elementos tipo *Frame*.

La viga de amarre o fundación de la Cepa A fue modelada como un elemento *Shell-Thin*.

Los pilotes de la Cepa A fueron modelados utilizando un pilote de longitud equivalente  $L_{eq}$  empotrado en el extremo inferior. Esta longitud fue determinada utilizando la expresión 42, para determinar el valor del factor  $f$  de dicha expresión fue necesario determinar el módulo de elasticidad del suelo en la cabeza  $E_0$  y punta del pilote  $E_L$ .

Los módulos de elasticidad  $E_0$  y  $E_L$  se determinaron utilizando la expresión 43 para arenas en general. Los valores de  $N_{SPT}$  fueron extraídos del estudio de mecánica de suelos correspondiente al Proyecto Puente Bicentenario.

Los resultados obtenidos para la longitud equivalente y la longitud real de los de pilotes modelados se muestran en la Tabla 3.10. Para ingresar los pilotes en SAP estos fueron modelados como elementos tipo *Frame*.

Tabla 3.10: Longitud Equivalente obtenida para pilotes en cepas y estribo Norte.

Cepa/ Estribo	Leq (m)	L real (m)
Cepa 1	7,7	25
Cepa 2	8,4	25
Cepa 3	8,4	25
Estribo Norte	7,9	25

### **3.2.4.2. Estribos**

El estribo utilizado en el modelo corresponden al estribo Norte, éste está conformado por distintos elementos estructurales de hormigón armado H-30, dichos elementos fueron modelados individualmente.

El muro del Estribo Norte fue modelado como un único elemento el cual incluye el espesor del muro vertical y el muro espaldar. El muro fue modelado con un elemento solido de área.

La fundación del Estribo Norte fue modelada como un elemento Shell-Thin.

Los pilotes del estribo Norte fueron modelados utilizando una longitud equivalente, para ello se usó el mismo procedimiento utilizado en los pilotes de la Cepa A, la longitud equivalente obtenida se muestra en la Tabla 3.10.

### **3.2.5. Apoyos de neopreno y barras antisísmicas.**

Para modelar los apoyos de neopreno en SAP fue necesario determinar sus propiedades mecánicas tales como la rigidez y amortiguamiento, para ello los apoyos se modelaron como aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento mediante un modelo lineal desacoplado.

Todas las expresiones y Figuras utilizadas para realizar los cálculos se detallan es en el punto 2.7.1 del capítulo 2 del presente estudio. La rigidez horizontal  $K_h$  fue calculada utilizando la expresión 1.

La rigidez vertical  $K_v$  fue calculada utilizando la expresión 2. Para ello el valor de  $E_c$  se obtuvo utilizando el gráfico presente en la Figura 2.16, los valores de  $G$ ,  $S$  y  $K$  utilizados para determinar  $E_c$  se extrajeron de la Tabla 3.4 y 3.5, la relación de aspecto  $\rho$  se determinó utilizando la expresión 4.

La rigidez flexural  $K_\theta$  del apoyo fue calculada para cada eje global <sup>1</sup> utilizando la expresión 3. Los valores obtenidos de  $K_v$ ,  $K_h$ ,  $K_{\theta_x}$ ,  $K_{\theta_y}$ ,  $K_\theta$  y  $E_c$  se muestran en la Tabla 3. 11 para apoyos en cepas y estribos respectivamente.

*Tabla 3.11: Rigidez vertical, horizontal y flexural en apoyos de neopreno.*

Parámetros	Apoyos Cepas	Apoyos Estribos
$K_v$ kg/m	124.761.546	49.904.618
$k_h$ kg/m	294.000	117.600
$K_{\theta_x}$ kg-m	420.290	168.116
$K_{\theta_y}$ kg-m	1.681.162	672.465
$K_{\theta_z}$ kg-m	2.101.452	840.581
$E_c$ kg/m <sup>2</sup>	509.230,8	509.230,8

El amortiguamiento  $C_h$  de los apoyos de neopreno se obtuvo utilizando la expresión 7, para ello se consideró un factor de amortiguamiento  $\xi$  del 12% el cual es válido para gomas de moderado amortiguamiento. El valor de  $K_h$  utilizado corresponde a la suma de la rigidez individual de los apoyos de cada tramo. Debido a que el amortiguamiento depende de la masa que gravita sobre los apoyos y la masa en cada tramo es distinta, fue necesario calcular el amortiguamiento para cada tramo.

Los resultados para cada tramo se muestran en la Tabla 3.12 donde  $C_{hT}$  es el amortiguamiento total del tramo y  $C_{hi}$  es el amortiguamiento individual de cada apoyo

*Tabla 3.12: Amortiguamiento obtenido para apoyos de neopreno según tramo.*

Parámetros	Tramo 1	Tramos 2,3 y 4
$C_{hT}$	73.910	96.080
$C_{hi}$	7.391	9.608

<sup>1</sup> Se define como eje global a los ejes coordenados X, Y, Z.

Para modelar los apoyos de neopreno en SAP se utilizó un *Link linear* del tipo *Rubber Isolator*.

### **3.2.5.2. Barras antisísmicas.**

Las barras antisísmicas fueron modeladas como elementos tipo *Frame*.

### **3.2.6. Factor de Zona rígida**

Debido a que la deformación que se produce en los nodos “Mesa apoyo-pilares” no es despreciable, se utilizó un factor de zona rígida del 50% en el modelo.

### **3.2.7. Interacción suelo estructura.**

El confinamiento generado por el suelo en los pilotes se modeló en SAP utilizando 8 restricciones laterales por pilote tipo *Spring*. Para considerar el efecto de la socavación se consideró que el confinamiento del suelo en el pilote comienza desde el primer metro de profundidad referido desde el sello de fundación hasta el extremo final del pilote. Debido a esto se ingresaron resortes desde el primer metro de profundidad hasta el extremo inferior del pilote. Los resortes fueron colocados en el pilote cada un metro de profundidad ya que la magnitud de sus rigideces varía a medida que aumenta la profundidad del estrato.

Para determinar los valores  $S_i$  de cada resorte fue necesario calcular el módulo de balasto horizontal  $k_h$ , para ello se utilizó la expresión 33 donde el valor del parámetro  $n_h$  se obtuvo a partir de la expresión 35 para el caso de arenas saturadas. En dicha expresión el valor del índice  $N_c$  se determinó utilizando la expresión 36. Este índice fue obtenido a través de los sondajes de NSPT realizados en el estudio de mecánica de suelos del Proyecto Puente Bicentenario.

El valor de  $k_h$  fue obtenido hasta los 8 metros de profundidad cada un metro. Posteriormente, se estandarizó el valor de esta variable con el objetivo de simplificar el modelo. Para determinar si es posible estandarizar el valor de  $k_h$  se analizó la correlación lineal que existía entre los coeficientes de balasto en distintas cepas para la

misma profundidad. Los valores del índice de correlación obtenidos en las cepas 1,2 y 3 están entre un 80% y un 90% lo cual implica que la correlación de los datos es alta, esto se muestra en la Figura 6 y 7 del Anexo B.

Para estandarizar el valor del módulo de balasto se utilizó la media de los coeficientes de balasto en distintas cepas para la misma profundidad. El error obtenido oscila entre un 2% y un 13 %, siendo el error promedio no superior al 5%. Los resultados obtenidos para las cepas 1,2 y 3 se muestran en la Tabla 3.13 donde  $k_h^{ST}$  es el módulo de balasto estandarizados,  $\lambda$  es la desviación estándar de los datos y  $\epsilon$  es error cometido.

*Tabla 3.13: Coeficiente de balasto estandarizado para cepas 1,2 y 3.*

Z (m)	$K_h^{ST}$ kg/cm <sup>3</sup>	$\lambda$	$\epsilon$ (%)
0	0	0	
1	0,47	0	0,00
2	2,48	0,33	0,13
3	4,73	0,33	0,07
4	6,98	0,33	0,05
5	9,23	0,33	0,04
6	11,48	0,33	0,03
7	13,73	0,33	0,02
8	15,98	0,33	0,02

Luego de estandarizar el valor del módulo de balasto, el valor  $S_i$  de cada resorte fue obtenido utilizando la expresión 39, donde el área de carga A fue obtenido como el producto entre 1 metro de profundidad y el diámetro del pilote. Los valores obtenidos para cada resorte según su profundidad se muestran en la Tabla 3.14.

La estandarización del módulo de balasto no se pudo realizar en el Estribo Norte, esto se debe a que el error supera el 40% lo cual se consideró como inaceptable, además la correlación de los datos no supera el 50% con las cepas 1, 2 y 3. Debido a esto para el estribo norte se utilizó el módulo de balasto real, los valores de la rigidez obtenidos para cada resorte se muestran en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14: Valores de Spring ingresados en SAP2000.

Z (m)	Cepas 1,2 y 3	Estribo Norte
	Si (kg/m)	Si (kg/m)
0	0	0
1	564.000	1.800.000
2	2.982.000	360.000
3	5.682.000	540.000
4	8.382.000	10.800.000
5	11.082.000	13.500.000
6	13.782.000	16.200.000
7	16.482.000	18.900.000
8	19.182.000	21.600.000

### 3.3. Medición experimental de aceleraciones

Para obtener el registro de aceleraciones se utilizaron acelerómetros uniaxiales *PCB PIEZOTRONICS* modelo 352C03. Los acelerómetros fueron instalados verticalmente sobre el pavimento como se muestra en la Figura 3.9.

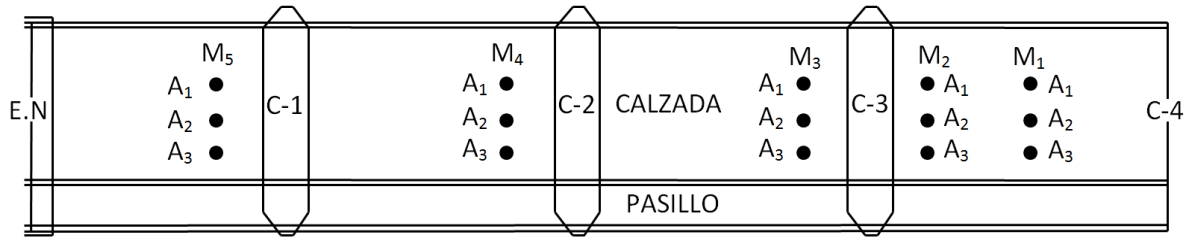


Figura 3.9: Mediciones de aceleraciones verticales puente Bicentenario.

Al realizar las mediciones, el puente estuvo sometido a cargas vehiculares producto del tránsito de camiones de carga pesada y vehículos livianos. Ésto permitió mantener la estructura continuamente excitada durante las mediciones.

En total se realizaron 5 mediciones en orden secuencial ( $M_1$ ,  $M_2$ ,  $M_3$ ,  $M_4$  y  $M_5$ ), cada una con 3 acelerómetros equiespaciados a 1,5 m. Las mediciones se llevaron a cabo en

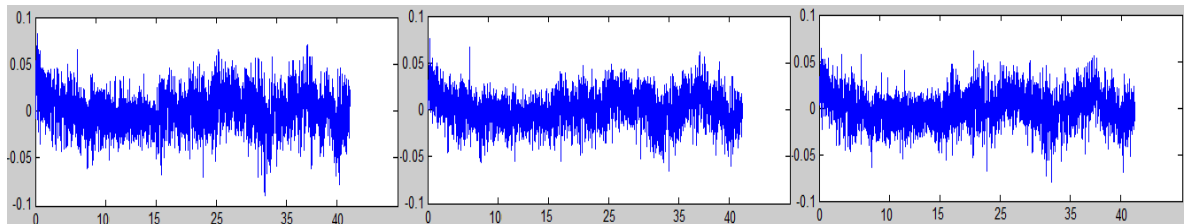
distintos puntos del puente tal como se muestra en la Figura 3.10. La tasa de muestro utilizada en cada medición fue de 1652 datos por segundo.



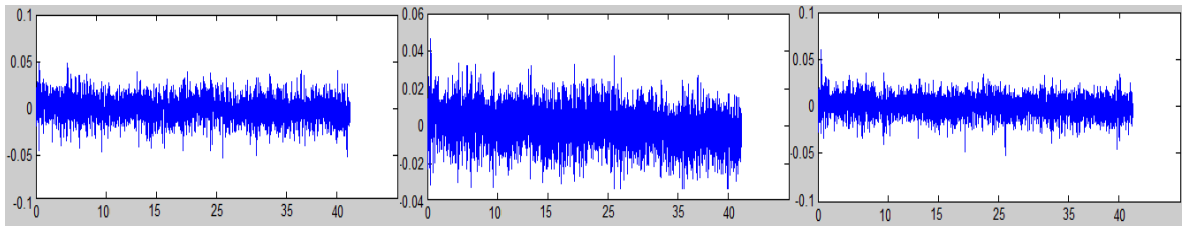
*Figura 3.10: Instalación de acelerómetros en tramos modelados, en tramos 1, 2, 3 y 4 del puente Bicentenario.*

Al analizar los registros de aceleraciones obtenidos se pudo notar que en las mediciones 4 y 5 correspondiente a los tramos 1 y 2, no se obtuvo información significativa. Ésto se debe a que estos tramos del puente no se encuentran tan excitados por tráfico vehicular.

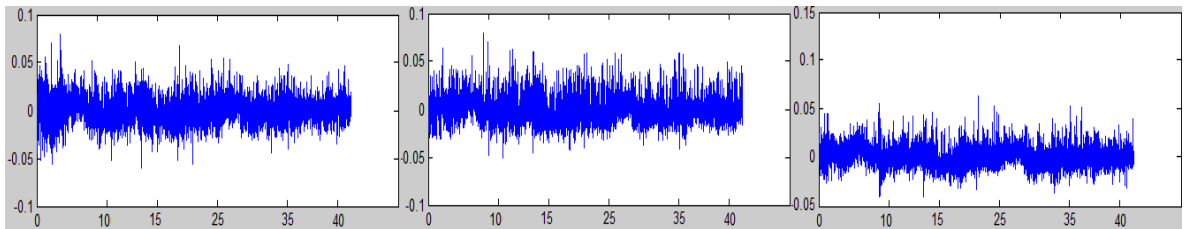
Por otra parte en las mediciones 1, 2 y 3 realizadas en los tramos 3 y 4 si se logró obtener registros de aceleraciones significativo. Esto se debe a que estos tramos si se excitaron por tráfico vehicular durante las mediciones. Dichos registros se muestran en la Figura 3.11 para la medición 1 y Figura 3.12 para las mediciones 2 y 3, donde en el eje de las ordenadas se muestra la amplitud de aceleración normalizada y en el eje de las abscisas se muestra el tiempo en minutos.



*Figura 3.11: Registro tiempo historia de aceleraciones medición 1.*



*Figura 3.12: Registro tiempo historia de aceleraciones medición 2.*

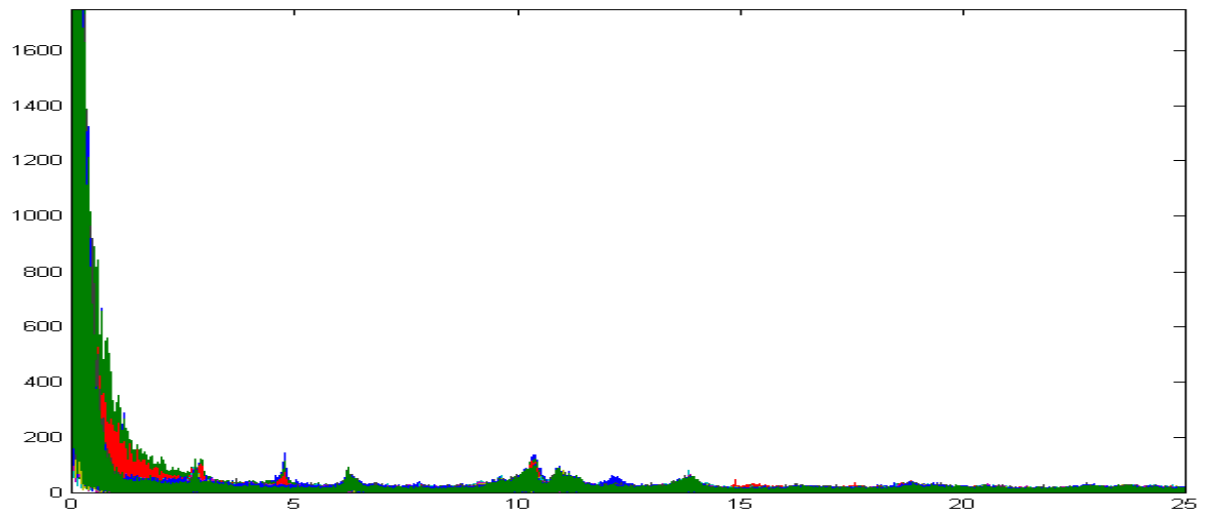


*Figura 3.13: Registro tiempo historia de aceleraciones medición 3.*

Como se puede observar en la Figura 3.11 la medición 1 es aquella que registra amplitudes de aceleración más altas llegando hasta los 0,1 g no así en las mediciones 2 y 3 donde las amplitudes de aceleración alcanzan un máximo de 0,06 g y 0,08 g respectivamente. Sin embargo se puede observar en todas las mediciones que se presentan varios máximos relativos correspondiente a las múltiples oscilaciones lo cual se debe a que la estructura fue excitada de forma intensa varias veces durante cada medición.

### **3.4. Identificación de frecuencias y periodos modales de la estructura real y del modelo implementado en SAP**

Los registros de aceleraciones obtenidos fueron procesados mediante rutinas programadas en MATLAB. Para procesar los datos se realizó un tratamiento utilizando un filtro de pasa baja de 200 Hz. Para traspasar los registros de aceleraciones del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia se utilizó en una primera etapa la transformada rápida de Fourier FFT obteniendo así el espectro de frecuencias que se muestra en la Figura 3.14.

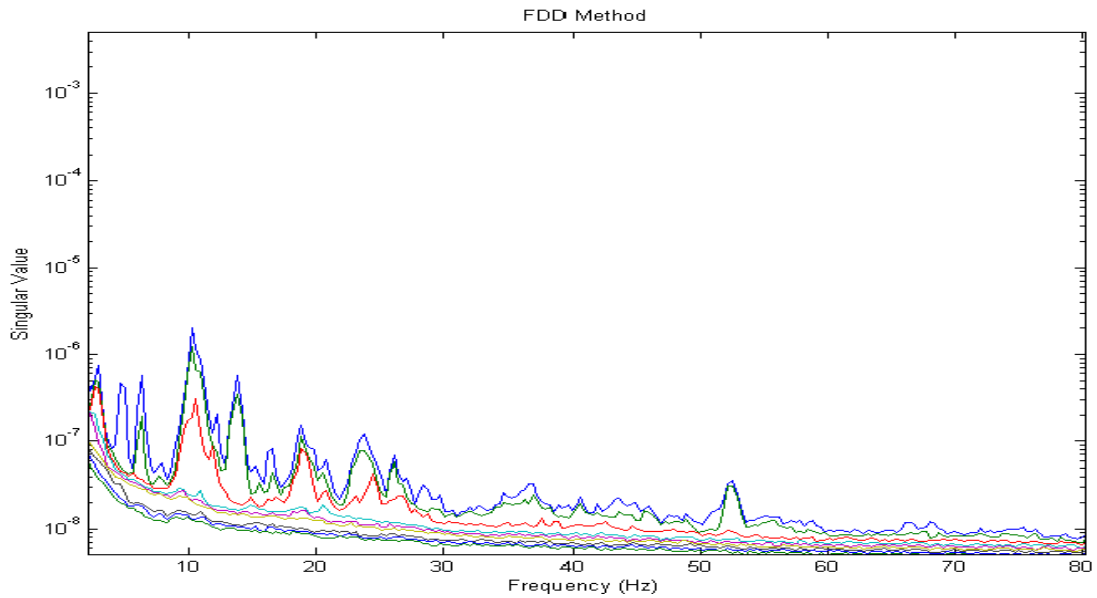


*Figura 3.14: Espectro de frecuencias obtenido de registros de aceleraciones utilizando FFT.*

Como se puede observar en el espectro de frecuencias presente en la Figura 3.14 se pueden distinguir distintas frecuencias en el eje de abscisas tales como: 2.4 Hz, 2.97 Hz, 4.63 Hz, 6.27 Hz, 10 Hz y 12 Hz.

Si bien las frecuencias presentes en el espectro podrían estar asociadas a formas modales de la estructura es necesario utilizar un método más preciso que permita distinguir entre las frecuencias reales e imaginarias, para ello se utilizó el método de identificación modal FDD.

Las frecuencias modales identificada utilizando el método FDD se muestran en la Figura 3.15 y en la Tabla 3.15.



*Figura 3.15: Identificación de frecuencias modales por método FDD.*

*Tabla 3.15: Frecuencias Modales identificadas por método FDD.*

Modo (N°)	Frecuencia Hz
1	2,4
2	2,97
3	4,63
4	6,27
5	10,24

Como se puede observar de la Figura 3.14 se logró identificar más de 10 frecuencias modales asociadas a la estructura mediante el método FDD, sin embargo solo se consideraron las 5 frecuencias que se muestran en la Tabla 3.15 para efectos de calibración

La frecuencia de 2.4 Hz se asocia a un modo global de la estructura. Como se puede observar en la Figura 3.14 este modo no alcanza a excitarse con una amplitud tan alta como es el caso de los modos 2, 3 y 4, esto se debe a que el modo 1 representa un modo traslacional de la estructura en la dirección en que transitan los camiones.

El hecho de que los modos 2, 3, 4 y 5 se registran con mayor intensidad se debe a que los acelerómetros están orientados verticalmente y las cargas que excitan la estructura son cargas móviles que transmiten aceleraciones principalmente verticales a la losa, por ende dichos modos se activan con mayor intensidad y facilidad.

Por otra parte, se realizó un análisis modal del modelo implementado en SAP con la finalidad de identificar los periodos y frecuencias modales que se asocian a los obtenidos utilizando el método FDD.

A partir del análisis modal se pudo determinar los primeros 12 periodos modales tal como se indican en la Tabla 3.16 donde se puede observar que los modos 1, 2 y 3 corresponden a modos globales de la estructura. No así los modos restantes los cuales se asocian a modos locales debido a su bajo porcentaje de masa participativa.

*Tabla 3.16: Porcentaje de masa moda participativa para distintas direcciones.*

Modo	T [s]	Longitudinal	Transversal	Vertical
1	0,66	0%	27%	0%
2	0,62	47%	0%	0%
3	0,37	0%	19%	0%
4	0,37	1%	2%	1%
5	0,31	4%	0%	0%
6	0,29	1%	0%	0%
7	0,26	0%	0%	2%
8	0,24	2%	0%	2%
9	0,23	5%	0%	2%
10	0,23	0%	4%	0%
11	0,22	1%	0%	1%
12	0,21	0%	1%	1%

Por otra parte se puede analizar de las Figuras 3.16 que para los primeros 24 modos en la dirección Longitudinal se activa más del 90% de la masa participativa acumulada, siendo el modo 2 aquel con mayor aporte de energía y aquel que activa un 47% de la masa en esta dirección.

Para el caso de la dirección transversal se puede observar en la Figura 3.17 que el modo 1 activa más del 26% de masa participativa siendo este el modo con mayor aporte de energía en esta dirección. Además, se puede observar que después del tercer modo de vibración se alcanza más de un 45 % de energía lo cual implica un aporte considerable de esta entre el modo 1 y 3.

Por otra parte se puede observar en la Figura 3.17 que es necesario activar más de 30 modos en la dirección transversal para obtener más de un 90% de masa participativa, es decir, 10 modos más que en la dirección longitudinal. Para los modos de vibrar en la dirección vertical se puede observar en la Figura 3.18 que no se alcanza a activar más del 22% de masa participativa con los primeros 50 modos donde el mayor aporte de energía se produce en el modo 15 con tan solo un 11% de masa participativa en esta dirección.

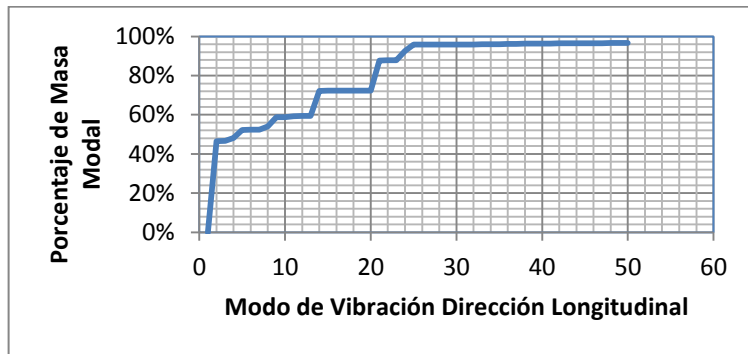


Figura 3.16: Porcentaje acumulado de masa participativa dirección Longitudinal.

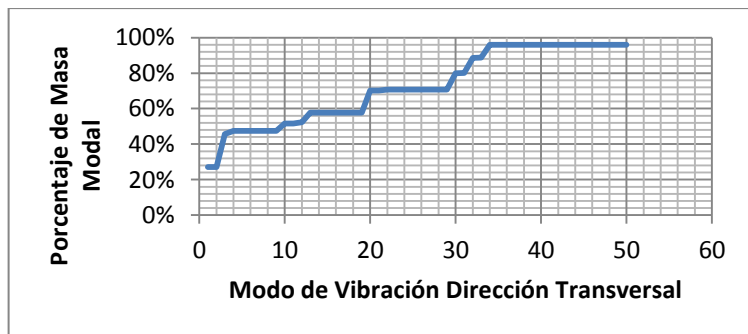


Figura 3.17: Porcentaje acumulado de masa participativa en dirección Transversal.

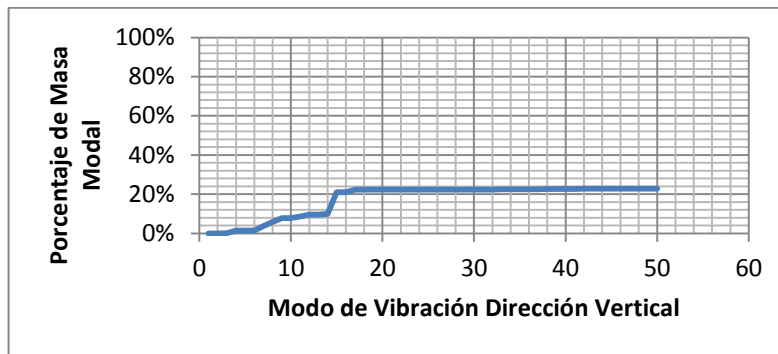


Figura 3.18: Porcentaje de masa participativa en dirección Vertical.

De esta forma, a partir del análisis modal, se determinó el segundo modo de vibrar como aquel que posee el periodo fundamental de la estructura el cual es de 0.62 (s) tal como se muestra en la Tabla 3.16. Esto se debe a que es modo de la estructura que traslada más masa.

Luego de realizar el análisis modal del modelo implementado en SAP y de determinar las frecuencias modales de la estructura real experimentalmente es posible asociar los periodos o frecuencias modales obtenidos en SAP con los obtenidos por el método FDD.

Debido a que el modo 1 obtenido por el método FDD representa aquel de mayor periodo determinado experimentalmente y sólo se puede relacionar a la dirección longitudinal de la estructura, se asoció éste con el modo 2 obtenido en SAP tal como se indica en la Tabla 3.17.

Los modos 2, 3, 4 y 5 obtenidos por el método FDD se asociaron a los modos 4, 14, 18 y 37 obtenidos en SAP, siendo estos modos los de frecuencias más alta asociados a vibraciones locales de la losa. Se utilizó como criterio selección relacionar los modos en SAP con mayor porcentaje de masa participativa en la dirección vertical y asociados a vibraciones de la losa, de esta forma fue posible asociar dichos modos con los obtenidos por el método FDD.

Los modos identificados en SAP que se asociaron a los obtenidos por el método FDD se muestran en la Tabla 3.17.

*Tabla 3.17: Identificación de frecuencias modales SAP y FDD.*

MODO	SAP	FDD
SAP---FDD	$f$ [Hz]	$f$ [Hz]
2---1	1,65	2,40
4---2	2,72	2,97
14---3	4,52	4,63
18---4	5,15	6,28
37---5	9,80	10,24

### 3.5. Calibración del modelo

Debido a que las frecuencias modales obtenidos por el modelo en SAP difieren de las obtenidas utilizando FDD, es necesario calibrar el modelo de forma tal que represente de forma certera el comportamiento de la estructura.

Para realizar la calibración del modelo se utilizó el criterio de Error relativo. Como se indica en la Tabla 3.18 se puede observar que las frecuencias reales de la estructura son mayores a las obtenidas por el modelo. Ésto implica que la respuesta real de la estructura es más rígida que la obtenida en SAP.

Además, se puede observar que el modo 2 asociado obtenido en SAP comete un error de un 31% en comparación con la frecuencia obtenida experimentalmente. Esto indica que el modelo no representa de forma certera el comportamiento global de la estructura.

Por otra parte se puede observar en la Tabla 3.18 que si bien la frecuencia asociada al modo 4 se ajusta a la frecuencia real obtenida experimentalmente de forma más certera, cometiendo un error de tan solo el 8%, la frecuencia asociada al modo 14 comete un error no menor del 18%. Es lo cual indica que no se ajusta bien el modelo.

Tabla 3.18: Error relativo entre frecuencias FDD y SAP.

Modo SAP	f [Hz] FDD	f [Hz] SAP	Error Relativo (%)
2	2,4	1,65	31
4	2,97	2,72	8
14	4,63	4,52	2
18	6,28	5,15	18
37	10,24	9,80	4

Para realizar la calibración se determinó que las variables que influyen en la respuesta menos rígida entregada por el modelo.

Una de las variables que se determinó a calibrar es el nivel de socavación. Debido a que el modelo considera niveles de socavación de hasta un metro bajo el sello de fundación tal como se indica en el punto 3.2.7., lo cual deja al pilote con una longitud libre, se produce una respuesta global menos rígida. Por otra parte ya que las mediciones se realizaron en la época del año con menos precipitaciones es muy probable que la fundación si este restringida lateralmente y en su base, en esta época del año lo que implica restricciones de apoyo más rígidas lo cual afecta el comportamiento global de la estructura aumentando su frecuencia.

Las restricciones laterales y verticales en la fundación fueron ingresadas al modelo mediante resortes lineales tanto en la dirección vertical, longitudinal y transversal, éstos fueron modelados utilizando elementos tipo *spring*. Para el caso de las fundaciones correspondientes a las cepas se consideró restricción lateral desde 1 metro de profundidad desde la cara superior de la fundación debido a que aún se podría producir un nivel menor socavación, en el caso de la fundación correspondiente al estribo norte se consideró que toda la fundación está restringida lateralmente lo cual se verificó en terreno.

Los valores de rigidez utilizados para los elementos tipo *spring* laterales utilizados para calibrar el modelo se muestran en la Tabla 3.19.

Tabla 3.19 Valores de spring utilizados en Fundaciones de cepas y Estribo Norte.

Spring Cepas kg/cm	Spring Estribo Norte kg/cm
6	1,1

Los valores de rigidez por unidad de área utilizada para los elementos spring verticales en las fundaciones se muestran en la Tabla 3.20.

Tabla 3.20: Valores de spring verticales de área en fundaciones para Cepas y Estribo Norte.

Spring Cepas (kg/cm)/cm <sup>2</sup>	Spring Estribo Norte (kg/cm)/cm <sup>2</sup>
37,3	1,8

Estos Valores de rigidez fueron obtenidos según se indica en el punto 2.8.2.1.1 del capítulo 2 del presente estudio.

Por otra parte en el modelo generado en SAP no se consideró utilizar los atezadores de las vigas metálicas los cuales se pueden ver en la Figura 3.2. Sin embargo se decidió incorporarlos ya que generan una respuesta más rígida en la viga y la losa. Estos elementos fueron modelados como un link lineal fijo en la orientación vertical y transversal de 129 kg de peso, tal como se muestra en la Figura 8 de Anexo B.

Otro parámetro a calibrar es el factor de zona rígida, si bien se consideró en el modelo este factor como un 50% de la longitud rígida entre el nodo viga y columna tal como se recomienda en [27] lo cual es recomendado para marcos de hormigón de entre 6 y 7 metros. Este valor podría subestimar la rigidez que existe en el nodo entre la mesa de apoyo y las columnas de las cepas. Esto se debe a que la luz que existe entre los pilares de las cepas del puente es de 2.4 metros lo cual es un 60% menos que la luz de los marcos de hormigón analizados en dicho estudio [27]. Debido a esto se consideró utilizar un factor de zona rígida del 90% para ajustar el modelo.

Luego de realizar los ajustes para calibrar el modelo se obtuvo una mejora considerable de la respuesta de este ya que se logró reducir significativamente el error relativo entre las frecuencias modales obtenidas en SAP y por el método FDD tal como se muestra en la Tabla 3.21.

*Tabla 3.21: Frecuencias para modelo calibrado.*

Modo SAP	f [Hz] FDD	f [Hz] SAP	Error Relativo (%)
2	2,4	2,02	15,8
3	2,97	2,79	6,1
12	4,63	4,58	1,1
18	6,28	6,28	0,0
37	10,24	10,2	0,4

Como se puede observar en la Tabla 3.21 se logró un ajuste casi perfecto para las frecuencias asociadas a los modos locales de la losa. Si bien no se logró mejorar en un 100% la frecuencia asociada al modo 2 la cual representa el periodo fundamental de la estructura, se consideró aceptable cometer un error del 15,8% ya que de igual forma se logró reducir el error de forma significativa.

### **3.5. Análisis tiempo historia**

Para realizar el análisis tiempo historia en SAP se utilizó el registro sísmico correspondiente al terremoto ocurrido el 27 de febrero del 2010 en Chile. Dicho registro proviene de una estación ubicada en San Pedro de la Paz. Las coordenadas de la estación son Latitud  $-36^{\circ} 49' 41.8''$  Longitud  $-73^{\circ} 02' 53.5''$ . El registro utilizado tuvo una tasa de muestreo de 200 datos por segundo y una duración de 141.6 segundos, en el cual se registró un peak de aceleración de  $393.2 \text{ cm/s}^2$ .

Como se puede observar en la Figura 3.19 el registro sísmico fue tomado a tan solo 3.9 km del puente Bicentenario lo cual implica una gran cercanía entre la ubicación de la estación de registro y el tramo del puente modelado.



*Figura 3.19: Distancia entre tramo modelado del puente Bicentenario y estación de registro.*

Mediante el análisis tiempo historia fue posible determinar los desplazamientos y aceleraciones máximos que se producen en el tramo del puente durante este sismo. El modelo fue analizado para las direcciones Longitudinal y Transversal del sismo ( $U_x$ ,  $U_y$ ).

Para evaluar si los apoyos de neopreno desarrollan el efecto de aislación sísmica y determinar cuánto fue la mitigación de la respuesta estructural frente al sismo, se hizo un análisis en base a los puntos que se detallan a continuación.

- 1) **Desplazamientos, Aceleraciones Máximas Absolutas y Amplitud RMS:** Para determinar cuánto se modifica la respuesta debido a la conexión menos rígida que generan los apoyos se realizó una comparación entre los desplazamientos, aceleraciones máximas y la amplitud RMS que se producen en la superestructura respecto de la subestructura. Para esto se utilizaron dos nodos del modelo alineados verticalmente para cada uno de los 3 casos de análisis que se muestran a continuación.
  - Caso 1: Nodo Losa- Nodo Estribo Norte.
  - Caso 2: Nodo Losa- Nodo Cepa1.
  - Caso 3: Nodo Losa- Nodo Cepa3.
  
- 2) **Intensidad de Arias:** Para comparar la intensidad de respuesta en la superestructura respecto de la subestructura inducida por el terremoto, se

calculó la intensidad de Arias utilizando la expresión 49. Esto permite determinar qué tan intensa es la respuesta en la superestructura respecto de la subestructura en la superestructura debido a la acción de los apoyos de neopreno. Se calculó la Intensidad para los 3 casos de análisis mencionados anteriormente.

- 3) **Duración de la fase intensa:** Para determinar y obtener una comparación de la duración de la fase con máxima energía de movimiento en la superestructura respecto de la subestructura se calculó la duración de la fase intensa. Esto se realizó para los 3 casos de análisis mencionados.
  
- 4) **Análisis paramétrico del amortiguamiento de los apoyos:** Debido a que se desconoce el valor exacto del amortiguamiento de los apoyos de neopreno y para generar un análisis más completo, los puntos 1, 2 y 3 mencionados anteriormente fueron analizados para distintos grados de amortiguamiento de los apoyos de neopreno. Para ello se generaron 4 modelos distintos con factores de amortiguamiento  $\xi$  del 8%, 12%, 15% y 18% los cuales son válidos para aisladores de bajo amortiguamiento. De esta forma es posible generar y obtener un rango de resultados y determinar cuánto modifica la respuesta estructural el amortiguamiento de los apoyos de neoprenos.

### **3.6. Análisis experimental**

Con la finalidad de evaluar la capacidad de aislación de los apoyos de neopreno y determinar cuánto reducen la respuesta de la subestructura con respecto a la superestructura, se desarrolló una serie de pruebas en terreno. Estas consistieron en la instalación de acelerómetros uniaxiales *PCB PIEZOTRONICS* modelo 352C03.

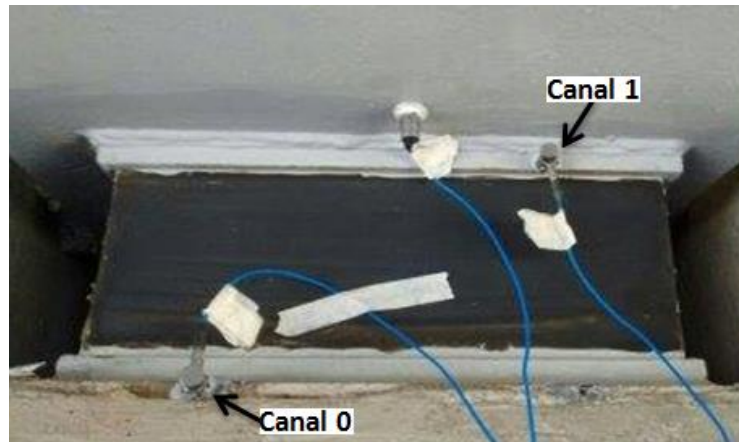


Figura 3.20: Instalación de acelerómetros sobre y bajo apoyo de Neopreno.

Los acelerómetros fueron instalados encima (canal 1) y debajo (canal 0) de un apoyo de neopreno ubicado en la Cepa 34 del puente tal como se muestra en la Figura 3.20. Estos fueron orientados en la dirección longitudinal del puente.

A través de las mediciones fue posible obtener 6 registros tiempo historia de aceleraciones de 80 segundos donde la tasa de muestreo utilizada fue de 1652 datos por segundo, para procesar los datos se utilizó un filtro de pasa baja de 180 Hz.

Como fuente de excitación de la estructura se utilizó el tráfico aleatorio de camiones que transitaron sobre el puente durante las mediciones. El peso, peso con carga y velocidad de los camiones utilizados para cada prueba se presentan en la Tabla 3.22.

Tabla 3.22: Modelo, peso y velocidad de camiones utilizados.

Prueba	Patente	Modelo Camión	Peso Tara (kg)	Peso más Carga (kg)	Velocidad (m/s)
1	JJ 79 18	PETROLEUM	-----	50.000	3,4
2	HS TR 37	B380R 4X2	-----	19.000	3,1
3	GP PY 82	G440A	8.945	26.112	2,8

Los datos de los camiones fueron obtenidos registrando la patente de cada uno de estos, esto permitió buscar las especificaciones técnicas y modelo de cada camión obteniendo así el peso de tara y carga de cada uno [35,36,37].

La velocidad fue obtenida registrando el tiempo que demora cada camión en pasar por un tramo de longitud definida en el puente de 3,4 metros.

Para evaluar experimentalmente cuánto reducen la respuesta los apoyos de neopreno y verificar si éstos desarrollan un efecto de aislación se realizó el siguiente procedimiento.

Para determinar cuánto se reduce la respuesta debido a los apoyos de neopreno se calculó la intensidad de Arias utilizando la expresión 49. Además, se hizo un análisis en base a los puntos que se detallan a continuación.

1. **Aceleraciones Máximas Absolutas y Amplitud RMS:** para determinar si los apoyos de neopreno reducen la respuesta de la subestructura respecto de la superestructura se realizó una comparación entre las aceleraciones máximas y amplitud RMS obtenidas en la subestructura respecto de las obtenidas en la superestructura.
2. **Intensidad de Arias:** Para determinar si los apoyos de neopreno reducen la intensidad de la respuesta de la subestructura respecto de la superestructura se calculó la intensidad de Arias de la subestructura respecto de la superestructura.

### **3.7. Análisis del espectro de respuesta sísmico.**

Para determinar si los apoyos de neopreno permiten ubicar a la estructura en la zona de baja demanda sísmica o en la zona donde se amplifica la respuesta de la estructura, se realizó una comparación entre el periodo fundamental del modelo del puente Bicentenario y el set de periodos del espectro respuesta sísmico del terremoto ocurrido el 27 de febrero. El espectro respuesta del sismo fue obtenido utilizando el programa *SeismoSignal* utilizando el registro tiempo historia de aceleraciones correspondiente a dicho terremoto. Además, se generó un segundo modelo en el cual los apoyos de neopreno del modelo inicial fueron reemplazados por una conexión rígida. Esto se realizó

con la finalidad de comparar ambos modelos y determinar cuánto se ve aumentado el periodo fundamental de la estructura debido a los apoyos de neopreno.

## Capítulo 4

### Análisis de Resultados

#### 4.1. Resultados del análisis tiempo historia.

##### 4.1.1. Comparación de desplazamientos máximos en la superestructura respecto de la subestructura.

A partir del análisis tiempo historia que se realizó en SAP se obtuvieron los registros tiempo historia de desplazamientos y aceleraciones los cuales se muestran en las Figuras 1 a 16 del Anexo C para desplazamientos y Figuras 17 a 32 del Anexo C para aceleraciones, para cada dirección del sismo. Los desplazamientos máximos  $D_{MAX}$  de cada registro para razones de amortiguamiento del 8% al 18% para los casos de análisis se muestran en el cuadro resumen presente en la Tabla 4.1 y Tabla 4.2, para sismos en la dirección Longitudinal y Transversal respectivamente y Figuras 4.1 y 4.2 respectivamente.

Tabla 4.1: Desplazamientos máximos Modelo Sismo dirección Longitudinal.

$\xi$ %	8%	12%	15%	18%
Elemento	$D_{MAX}$ cm	$D_{MAX}$ cm	$D_{MAX}$ cm	$D_{MAX}$ cm
Losa	5,0	4,9	4,8	4,7
Estribo Norte	3,3	3,2	3,2	3,1
Cepa 1	1,8	1,8	1,7	1,5
Cepa 3	1,6	1,5	1,5	1,1

Tabla 4.2: Desplazamientos máximos Modelo Sismo dirección Transversal.

$\xi$ %	8%	12%	15%	18%
Elemento	$D_{MAX}$ cm	$D_{MAX}$ cm	$D_{MAX}$ cm	$D_{MAX}$ cm
Losa	2,3	2,3	2,25	2,2
Estribo Norte	2,2	2,16	2,15	2,14
Cepa 1	1,9	1,83	1,78	1,6
Cepa 3	0,9	0,82	0,79	0,75

Como se puede observar en las Tablas 4.1 y 4.2 al aumentar la razón de amortiguamiento, existe una disminución en los desplazamientos máximos que se producen en la estructura. Sin embargo, no se considera como un cambio significativo en la respuesta de la ésta, ya que al aumentar de un 8% a un 18% la razón de amortiguamiento  $\xi$  de los apoyos de neopreno, los desplazamientos máximos de la súper estructura solo disminuyen 4mm como máximo para el sismo en la dirección Longitudinal y 3mm como máximo en la dirección Transversal del sismo.

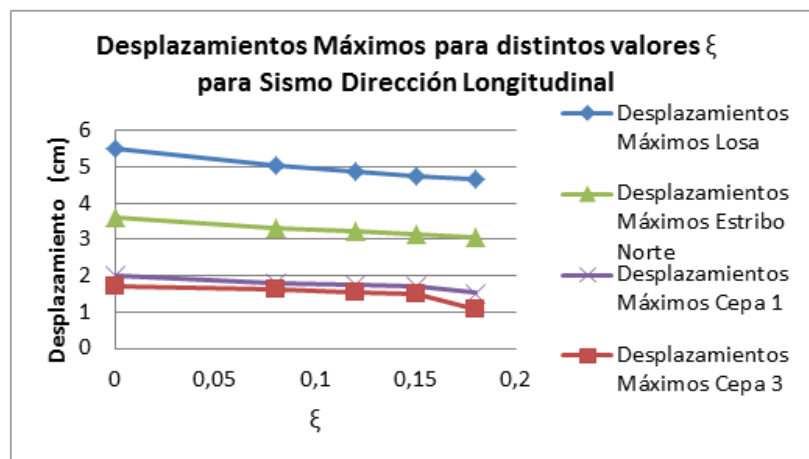


Figura 4.1: Desplazamientos Máximos para distintas razones de amortiguamiento y Sismo en dirección Longitudinal.

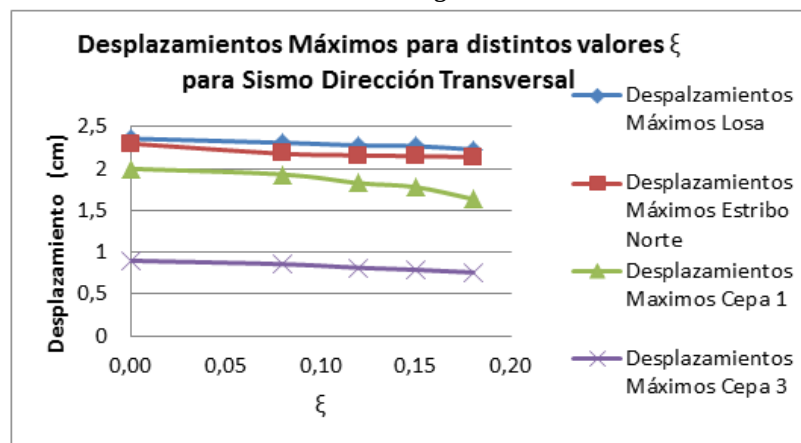


Figura 4.2: Desplazamientos Máximos para distintas razones de amortiguamiento y Sismo en dirección Transversal.

En las Figuras 4.1 y 4.2 se puede apreciar que si existe diferencia entre incluir un conector sísmico con 0% de amortiguamiento a uno de bajo amortiguamiento como son los casos del 8% al 18% lo cual no es despreciable. Sin embargo, el cambio en la respuesta de la estructura debido al amortiguamiento de los apoyos de neopreno no surge tanto efecto para un sismo en la dirección Transversal del puente.

Por otra parte, existe una gran diferencia entre los desplazamientos que se producen en la súper estructura e subestructura respectivamente. Esto se debe a que los apoyos de neopreno generan una conexión lo suficientemente flexible como para desplazar la superestructura de forma independiente a las Cepas y Estribo durante el sismo.

En el caso del sismo en la dirección Longitudinal, como se muestra en la Tabla 4.3 para el caso 3, el desplazamiento en la losa puede variar desde 2,1 a 3,4 veces el desplazamiento que se produce en la cepa 3 para distintas razones de amortiguamiento. En el caso 2 el desplazamiento de la losa varía desde 1,8 hasta 2,1 veces el desplazamiento de la cepa 1. Si bien existe gran diferencia entre el desplazamiento máximo de la súper estructura y las cepas, no sucede lo mismo para el Estribo Norte donde el desplazamiento máximo de la súper estructura es un 50% mayor que el del estribo. Esto implica que los apoyos de neopreno producen desde un 200% más de desplazamiento en la súper estructura que en la subestructura.

*Tabla 4.3: Razón de desplazamientos entre Superestructura e Subestructura para sismo en dirección Longitudinal.*

$\xi$	Caso 1	Caso 2	Caso 3
%	$D_{MAX} S.E / D_{MAX} E.N$	$D_{MAX} S.E / D_{MAX} C-1$	$D_{MAX} S.E / D_{MAX} C-3$
8	0,5	1,8	2,1
12	0,5	1,8	2,2
15	0,5	1,8	2,1
18	0,5	2,1	3,4

Para el caso de análisis del sismo en la dirección transversal, como se muestra en la Tabla 4.4 para el caso 3, se logran desplazamientos en la superestructura desde 1,6 hasta 1,9

veces de los desplazamientos en la Cepa 3. En el caso de la cepa 1 se logran desplazamientos desde 0,2 hasta unas 0,3 veces más en la superestructura que en la subestructura.

*Tabla 4.4: Razón de desplazamiento entre Superestructura e Subestructura para sismo en dirección Transversal.*

$\xi$	Caso 1	Caso 2	Caso 3
%	$D_{MAX} S.E / D_{MAX} E.N$	$D_{MAX} S.E / D_{MAX} C-1$	$D_{MAX} S.E / D_{MAX} C-3$
8	0,06	0,20	1,69
12	0,06	0,25	1,79
15	0,06	0,28	1,87
18	0,04	0,36	1,94

Como se puede apreciar existe una diferencia considerable entre los desplazamientos que se producen en la superestructura y subestructura debida a los apoyos de neopreno lo cual deja en evidencia el comportamiento independiente de la losa en comparación a las cepas y estribo lo cual confirma que la superestructura se encuentra desacoplada de la subestructura, logrando así desplazamientos de hasta 2 veces más que en la subestructura lo cual implica que los apoyos de neopreno generan una conexión muy flexible en la interface superestructura y la subestructura.

#### **4.1.2. Comparación de Aceleraciones Máximas en la superestructura respecto de la subestructura.**

Como se puede observar en la Tabla 4.5 para el sismo en la dirección longitudinal, se puede apreciar que las aceleraciones que se producen en la superestructura son mucho mayores en comparación a las que se producen cepas o estribo.

Se obtuvo como resultado que en la superestructura se producen aceleraciones que van desde los 8,8 m/s<sup>2</sup> hasta los 8 m/s<sup>2</sup> según la razón de amortiguamiento mientras que las aceleraciones que se producen en la subestructura van desde los 3,3 m/s<sup>2</sup> hasta los 3,07 m/s<sup>2</sup> para el caso del estribo norte y desde 1,6 m/s<sup>2</sup> hasta 1 m/s<sup>2</sup> para la cepa 3 según la razón de amortiguamiento. En las cepas las aceleraciones máximas se producen en la cepa

1 la cual es la cepa más flexible, donde las aceleraciones van desde los 1,7 m/s<sup>2</sup> hasta los 1,5 m/s<sup>2</sup>.

*Tabla 4.5: Aceleraciones Máximas para sismo en dirección Longitudinal.*

$\xi$ %	8%	12%	15%	18%
Elemento	$A_{MAX}$ m/s <sup>2</sup>	$A_{MAX}$ m/s <sup>2</sup>	$A_{MAX}$ m/s <sup>2</sup>	$A_{MAX}$ m/s <sup>2</sup>
Losa	8,84	8,48	8,26	8,0
Estribo Norte	3,3	3,22	3,14	3,07
Cepa 1	1,79	1,77	1,73	1,52
Cepa 3	1,64	1,53	1,52	1,07

Para el sismo en la dirección transversal se obtuvo como resultado que en la superestructura se producen aceleraciones que van desde los 9,1 m/s<sup>2</sup> hasta los 9,01 m/s<sup>2</sup> para razones de amortiguamiento del 8% al 18%. Se obtuvo que la súper estructura se acelera más que la subestructura a excepción de la cepa 1 para el caso de del 12% de amortiguamiento, donde la aceleración es mayor en la cepa que en la superestructura.

Además se puede observar para ambas direcciones del sismo que la cepa que registra menores aceleraciones es la cepa 3, esto se debe a que es la cepa más rígida del modelo.

*Tabla 4.6: Aceleraciones Máximas para sismo en dirección Transversal.*

$\xi$ %	8%	12%	15%	18%
Elemento	$A_{MAX}$ m/s <sup>2</sup>	$A_{MAX}$ m/s <sup>2</sup>	$A_{MAX}$ m/s <sup>2</sup>	$A_{MAX}$ m/s <sup>2</sup>
Losa	9,1	9,07	9,04	9,01
Estribo Norte	8,64	8,62	8,60	8,56
Cepa 1	1,71	9,16	8,73	1,75
Cepa 3	0,90	0,88	0,86	8,00

De estos resultados se puede observar que los apoyos de neopreno no reducen la respuesta en la superestructura respecto de la subestructura, lo cual implica que los apoyos de neopreno no logran el efecto de aislación sísmica.

### 4.1.3. Comparación entre Amplitud RMS en la superestructura respecto de la subestructura.

A continuación se muestran los resultados obtenidos para la Amplitud RMS para los distintos casos de análisis mencionados tanto para el sismo en la dirección longitudinal y transversal. Los resultados se muestran en las Tablas 4.7 a 4.12 donde  $A_{RMS1}$  representa la media de la amplitud de aceleración normalizada en la losa,  $A_{RMS2}$  representa la media de la amplitud de aceleración normalizada en el estribo norte,  $A_{RMS3}$  representa la media de la amplitud de aceleración normalizada en la cepa 1 y  $A_{RMS4}$  representa la media de la amplitud de aceleración normalizada en la cepa 3.

Como se puede observar, para los casos 1, 2 y 3 para el sismo en la dirección Longitudinal los resultados obtenidos indican que la Amplitud RMS es al menos un 40% mayor en la superestructura y hasta un 340% mayor lo cual se puede observar en las Tablas 4.7, 4.8 y 4.9. Esto implica que la respuesta de la subestructura es siempre mayor respecto de la respuesta de la subestructura lo cual indica que no se logra desarrollar el efecto de aislación sísmica ya que no se logra reducir la respuesta en la superestructura. Además se puede observar que para distintos niveles de bajo amortiguamiento la variación de la respuesta es casi despreciable.

*Tabla 4.7: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Estribo Norte Sismo en dirección Longitudinal.*

$\xi$ %	$A_{RMS1}$ ( $m/s^2$ )	$A_{RMS2}$ ( $m/s^2$ )	$A_{RMS1}/ A_{RMS2}$
8	1,28	0,85	1,51
12	1,23	0,82	1,50
18	1,16	0,77	1,50

*Tabla 4.8: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Cepa 1 para Sismo en dirección Longitudinal.*

$\xi$ %	$A_{RMS1}$ ( $m/s^2$ )	$A_{RMS3}$ ( $m/s^2$ )	$A_{RMS1}/ A_{RMS3}$
8	1,28	0,83	1,55
12	1,23	0,85	1,44
18	1,16	0,71	1,63

*Tabla 4.9: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Cepa 3 para sismo en dirección Longitudinal.*

$\xi$ %	$A_{RMS1}$ (m/s <sup>2</sup> )	$A_{RMS4}$ (m/s <sup>2</sup> )	$A_{RMS1}/A_{RMS4}$
8	1,28	0,38	3,36
12	1,23	0,90	1,37
18	1,16	0,33	3,46

Por otra parte, en el análisis realizado para el sismo en la dirección transversal del puente se puede observar de los resultados obtenidos los cuales se muestran en las Tablas 4.10, 4.11 y 4.12, que para los 3 casos de análisis la Amplitud RMS de aceleración siempre es mayor en la superestructura. Si bien para el caso 1 se puede observar que la diferencia entre la respuesta del estribo norte y la superestructura logra una diferencia de tan solo un 5%, se puede observar también que para los casos de la cepa 1 y cepa 3 la diferencia en la respuesta de la superestructura es muy alta siendo ésta hasta 3.6 veces mayor para el caso 2 de análisis y hasta 7.8 veces mayor para el caso 3 de análisis.

*Tabla 4.10: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Estribo Norte para sismo en dirección Transversal.*

$\xi$ %	$A_{RMS1}$ (m/s <sup>2</sup> )	$A_{RMS2}$ (m/s <sup>2</sup> )	$A_{RMS1}/A_{RMS2}$
8	1,33	1,27	1,05
12	1,32	1,25	1,05
18	1,30	1,24	1,05

*Tabla 4.11: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Cepa 1 para sismo en dirección Transversal.*

$\xi$ %	$A_{RMS1}$ (m/s <sup>2</sup> )	$A_{RMS3}$ (m/s <sup>2</sup> )	$A_{RMS1}/A_{RMS3}$
8	1,01	0,27	3,69
12	0,99	0,86	1,15
18	0,97	0,27	3,63

Tabla 4.12: Comparación de Amplitud RMS entre Losa y Cepa 3 para sismo en dirección Transversal.

$\xi$ %	$A_{RMS1}$ (m/s <sup>2</sup> )	$A_{RMS4}$ (m/s <sup>2</sup> )	$A_{RMS1}/A_{RMS4}$
8	1,33	0,17	7,80
12	1,19	0,15	7,79
18	1,03	0,13	7,80

Según los resultados obtenidos se puede observar que para todos los casos de análisis siempre se obtiene una respuesta mayor en la superestructura de lo cual se puede decir que el comportamiento de está es independiente del de la subestructura. Sin embargo esto no implica que los apoyos de neopreno logren el efecto de aislación sísmica ya que no reducen la respuesta de la superestructura.

#### 4.1.4. Intensidad de Arias y duración de la Fase Intensa.

A continuación se muestran los resultados obtenidos para la Intensidad de Arias y duración de la fase intensa (DFI) para los distintos casos de análisis mencionados.

Los resultados se muestran en las Tablas 4.13 a 4.18 donde  $IA_1$  corresponde a la Intensidad de Arias en la Losa,  $IA_2$  corresponde a la intensidad de Arias en el Estribo Norte,  $IA_3$  corresponde a la Intensidad de Arias en la Cepa 1,  $IA_4$  corresponde a la Intensidad de Arias en la Cepa 3,  $DFI_1$  corresponde a la duración de la fase intensa en la Losa,  $DFI_2$  corresponde a la duración de la fase intensa en el Estribo Norte,  $DFI_3$  corresponde a la duración de la fase intensa en la Cepa 1 y  $DFI_4$  corresponde a la duración de la fase intensa en la Cepa 3.

Para el caso 1 de análisis y para el sismo en la dirección longitudinal, los resultados se muestran en la Tabla 4.13. En base a los resultados obtenidos para este caso se puede observar que para todas las razones de amortiguamiento utilizadas la respuesta en la superestructura no se reduce respecto de la subestructura, por el contrario, la Intensidad de Arias es hasta 2 veces mayor en la superestructura respecto de la subestructura. Esto implica que la respuesta es más intensa en la superestructura.

*Tabla 4.13: Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Estribo Norte Sismo Longitudinal.*

$\xi$ %	IA <sub>1</sub> (m/s)	IA <sub>2</sub> (m/s)	IA <sub>1</sub> /IA <sub>2</sub>	DFI <sub>1</sub> (s)	DFI <sub>2</sub> (s)	DFI <sub>1</sub> /DFI <sub>2</sub>
8	37,11	16,26	2,28	79,70	79,20	0,99
12	34,21	15,15	2,26	79,40	79,08	1,00
18	30,35	13,54	2,24	79,20	78,99	1,00

En la Tabla 4.14 se muestran los resultados obtenidos para el caso 2 de análisis, para un sismo en la dirección Longitudinal del puente. Como se puede observar la Intensidad de Arias en la superestructura es hasta 2 veces mayor respecto de la Intensidad de Arias que se produce en la subestructura. Lo cual se cumple para todas las razones de amortiguamiento utilizadas donde se puede observar que no existe una diferencia significativa. Esto implica que la respuesta en la superestructura es más intensa y no se logra reducir respecto de la respuesta de la subestructura.

*Tabla 4.14: Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Cepa 1 Sismo Longitudinal.*

$\xi$ %	IA <sub>1</sub> (m/s)	IA <sub>3</sub> (m/s)	IA <sub>1</sub> /IA <sub>3</sub>	DFI <sub>1</sub> (s)	DFI <sub>3</sub> (s)	DFI <sub>1</sub> /DFI <sub>3</sub>
8	37,11	15,46	2,4	79,40	56,84	0,72
12	34,11	16,56	2,06	79,34	57,52	0,72
18	30,35	11,45	2,65	79,43	69,50	0,87

Para el caso 3 de análisis y el sismo en la dirección longitudinal, los resultados se muestran en la Tabla 4.15. Se puede observar que la Intensidad de Arias es mucho menor en la Cepa 3 que en la superestructura lo cual se cumple para todas las razones de amortiguamiento. Se obtuvo que la respuesta de la superestructura es hasta 11 veces más intensa respecto de la respuesta de la subestructura. Además, para todas las razones de amortiguamiento utilizadas se obtuvo una respuesta mayor en la superestructura.

*Tabla 4.15 Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Cepa 3 Sismo Longitudinal.*

$\xi$ %	IA <sub>1</sub> (m/s)	IA <sub>4</sub> (m/s)	IA <sub>1</sub> /IA <sub>4</sub>	DFI <sub>1</sub> (s)	DFI <sub>4</sub> (s)	DFI <sub>1</sub> /DFI <sub>4</sub>
8	37,11	3,29	11,28	79,40	66,80	0,84
12	34,11	18,20	1,87	79,30	56,49	0,71
18	30,35	2,54	11,94	79,42	67,31	0,85

Para el caso 1 de análisis y el sismo en la dirección transversal, los resultados se muestran en la Tabla 4.16. Se puede observar que la respuesta de la superestructura es tan solo un 10% más intensa respecto de la subestructura. Respecto a las razones de amortiguamiento utilizadas no se obtuvo una variación considerable en la intensidad de la respuesta.

*Tabla 4.16: Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Estribo Norte Sismo Transversal.*

$\xi$ %	IA <sub>1</sub> (m/s)	IA <sub>2</sub> (m/s)	IA <sub>1</sub> /IA <sub>2</sub>	DFI <sub>1</sub> (s)	DFI <sub>2</sub> (s)	DFI <sub>1</sub> /DFI <sub>2</sub>
8	40,21	36,40	1,10	57,47	57,47	1,00
12	39,45	35,62	1,11	57,50	57,38	1,00
18	38,45	34,82	1,10	57,49	57,48	1,00

Para el caso 2 de análisis y el sismo en la dirección transversal, los resultados se muestran en la Tabla 4.17. Se obtuvo que la respuesta en la superestructura es hasta 13 veces más intensa que la respuesta en la subestructura

*Tabla 4.17: Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Cepa 1 Sismo Transversal.*

$\xi$ %	IA <sub>1</sub> (m/s)	IA <sub>3</sub> (m/s)	IA <sub>1</sub> /IA <sub>3</sub>	DFI <sub>1</sub> (s)	DFI <sub>3</sub> (s)	DFI <sub>1</sub> /DFI <sub>3</sub>
8	23,17	1,70	13,62	63,20	59,00	0,93
12	22,21	16,89	1,31	61,50	54,00	0,88
18	21,26	1,61	13,20	57,90	59,50	1,03

Para el caso 3 de análisis y para el sismo en la dirección transversal, los resultados se muestran en la Tabla 4.18. Se obtuvo que la Intensidad de Arias es hasta 60 veces mayor

en la superestructura respecto de la subestructura, esto implica una respuesta mucho más intensa en la superestructura.

*Tabla 4.18: Intensidad de Arias y duración de la fase intensa entre Losa y Cepa 3 Sismo Transversal.*

$\xi$ %	$IA_1$ (m/s)	$IA_4$ (m/s)	$IA_1/IA_4$	$DFI_1$ (s)	$DFI_4$ (s)	$DFI_1/DFI_4$
8	40,16	0,66	60,84	85,40	85,40	1,00
12	31,88	0,53	60,15	85,60	85,40	1,00
18	24,22	0,40	60,55	84,30	84,30	1,00

En base a los resultados obtenidos a partir del modelo, se puede observar para todos los casos de análisis, que la respuesta Intensidad de Arias es siempre mayor en la superestructura, esto implica que la respuesta es más intensa en la superestructura y que los apoyos de neopreno no logran reducir la intensidad de la respuesta y que la respuesta intensa debida a un sismo se concentra en la superestructura.

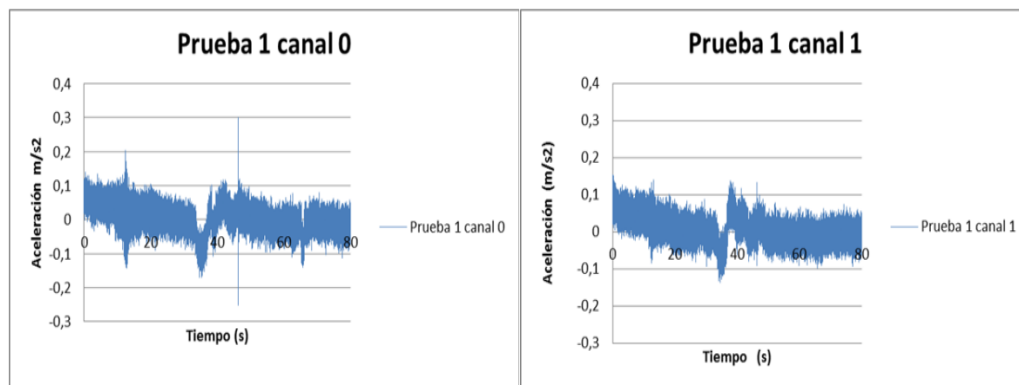
Por otra parte, se puede observar según los resultados obtenidos y para todos los casos que la duración de la fase intensa (DFI) es siempre mayor en la superestructura que en la subestructura. Esto implica que la respuesta de la superestructura no se amortigua lo suficiente, es decir, considerando que la superestructura genera una más respuesta amortiguada debido al amortiguamiento de los apoyos de neopreno, la DFI de ésta debería ser menor que la DFI de la subestructura, esto se debe a que la superestructura se amortigua más rápido. Sin embargo, los resultados obtenidos dicen lo contrario. Si bien se observa que al aumentar la razón de amortiguamiento la DFI disminuye un poco, no se considera esta como una disminución significativa.

De esta forma se deduce que para un input sísmico el amortiguamiento de los apoyos de neopreno, siendo estos de bajo amortiguamiento, no modifica significativamente la respuesta de la superestructura, ya que no reduce la duración de la fase intensa de ésta, lo cual implica que no producen una respuesta más amortiguada en la superestructura respecto de la subestructura.

## 4.2. Resultado del análisis experimental

Como resultado de las mediciones se obtuvieron los registros de aceleraciones los cuales se muestran en las Figuras 4.3, 4.4 y 4.5 correspondientes a las pruebas 1, 2 y 3 respectivamente donde el canal 0 corresponde al acelerómetro instalado sobre el apoyo de neopreno (superestructura) y el canal 1 corresponde al acelerómetro instalado bajo el apoyo de neopreno (subestructura).

De los registros de aceleraciones se puede observar que la medición correspondiente a la prueba 1 registró la amplitud de aceleración máxima más alta. Esto se debe a que corresponde al camión registrado con mayor masa y mayor velocidad lo cual logro excitar con mayor intensidad el puente. Además, se puede notar para esta medición que existe una clara diferencia en la amplitud de aceleración que se produce sobre el apoyo de neopreno y bajo este a los 45 segundos.



*Figura 4.3: Registro de aceleraciones prueba 1 sobre apoyo y bajo apoyo de neopreno respectivamente.*

Para las pruebas 2 y 3, se puede observar de los registros que la estructura no se logró excitar con la misma amplitud que en la prueba 1. Esto se debe a que los camiones que transitaban en estas mediciones no contenían tanta masa y la velocidad de estos fue menor.

Por otra parte, es posible apreciar en las Figuras 4.3, 4.4 y 4.5 que las aceleraciones máximas de cada registro, son menores en la subestructura, lo cual implica que los apoyos de neopreno disminuyen la respuesta que se produce en esta.

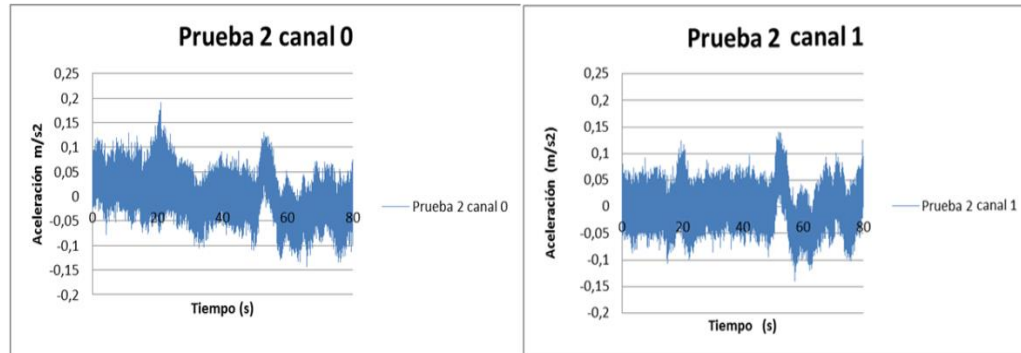


Figura 4.4: Registro de aceleraciones prueba 2 sobre apoyo y bajo apoyo de neopreno respectivamente.

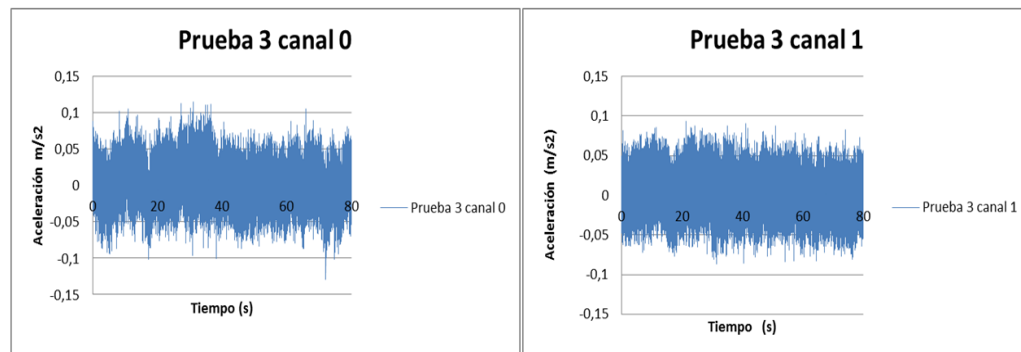


Figura 4.5: Registro de aceleraciones prueba 3 sobre apoyo y bajo apoyo de neopreno respectivamente.

Las aceleraciones máximas obtenidas para cada prueba tanto sobre el apoyo (canal 1) como bajo el apoyo de neopreno (canal 0) se muestran en la Tabla 4.19 donde se puede observar para todas las pruebas que las aceleraciones máximas siempre son mayores sobre el apoyo, alcanzando aceleraciones de hasta  $0,3 \text{ m/s}^2$  para el caso de la prueba 1. Además, se puede observar que la Intensidad de Arias es mayor en la superestructura, lo cual implica que la respuesta es más intensa en la superestructura que en la

subestructura. Esto se cumple para todas las pruebas. Por otra parte, es posible observar que la Amplitud RMS es mayor siempre en la subestructura, lo cual implica que en promedio la amplitud de la respuesta es mayor siempre en la superestructura que en la subestructura.

*Tabla 4.19: Aceleraciones máximas, Amplitud RMS e intensidad de Arias obtenidas para cada prueba y ubicación de acelerómetros.*

Prueba	Canal	$A_{MAX}$ (m/s <sup>2</sup> )	IA (m/s)	$A_{RMS}$ (m/s <sup>2</sup> )
1	0	0,3	0,12	0,039
	1	0,16	0,10	0,036
2	0	0,19	0,11	0,025
	1	0,14	0,07	0,022
3	0	0,12	0,05	0,038
	1	0,09	0,03	0,030

Para el caso de la prueba 1, como se puede observar en la Tabla 4.20, la respuesta de la superestructura es un 20% más intensa que la respuesta de la subestructura. Además la amplitud máxima de aceleración correspondiente a dicha prueba es un 88% mayor en la superestructura respecto de la amplitud máxima de aceleración que se registró en la subestructura. Por otra parte, es posible observar que la Amplitud RMS es un 8% mayor en la superestructura que en la subestructura.

*Tabla 4.20: Razón para aceleraciones e intensidad de Arias según respuesta entre superestructura y subestructura.*

Prueba	$IA_0/IA_1$	$A_{MAX0}/A_{MAX1}$	$A_{RMS0}/A_{RMS1}$
1	1,20	1,88	1,08
2	1,36	1,57	1,14
3	1,67	1,33	1,27

Para el caso de la prueba 2 se obtuvo que la que la respuesta de la superestructura es un 36% más intensa que la respuesta que se produce en la subestructura. Además, para esta prueba se obtuvo que en la superestructura la amplitud de aceleración máxima es un 57 % más que la amplitud máxima de aceleración que se produce en la subestructura. Por

otra parte, se obtuvo que la Amplitud RMS es un 14% mayor en la superestructura respecto de la subestructura.

Por último, para la prueba 3 se obtuvo que la respuesta de la superestructura es un 67% más intensa que la respuesta que se produce en la subestructura. Además, para la superestructura se registró una amplitud de máxima aceleración un 33% mayor que la registrada en la subestructura. Por otra parte, se obtuvo que la Amplitud RMS es un 27 % mayor en la superestructura que en la subestructura.

En base a los resultados obtenidos, es posible afirmar que la superestructura siempre alcanza un peak más alto de aceleración que la subestructura, lo cual es válido para cargas del tipo móvil. Además, se puede observar que la intensidad de Arias se ve disminuida en la subestructura siendo mucho mayor en la superestructura, esta disminución se debe a que la respuesta intensa de la estructura se concentra en la superestructura lo cual se debe a los apoyos de neopreno. Por otra parte es posible observar que la Amplitud RMS es siempre mayor en la superestructura que en la subestructura.

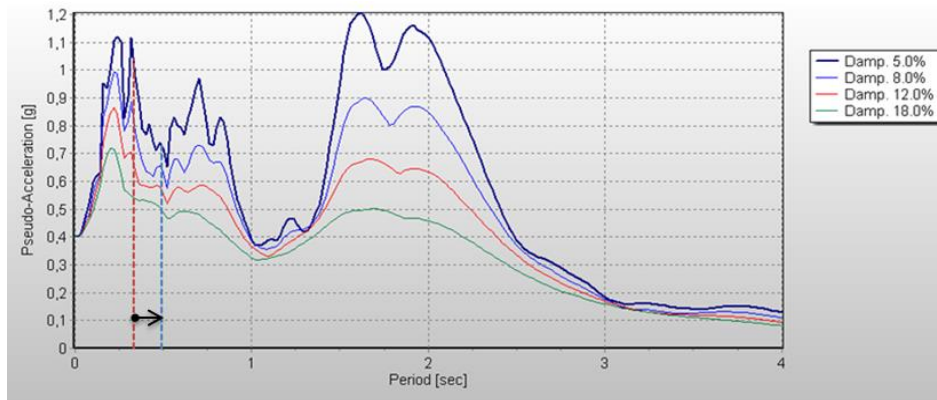
Si bien, en base a los resultados, es posible deducir que la respuesta de la subestructura se ve reducida respecto de la respuesta de la superestructura, esto no es correcto. La diferencia que se produce en la respuesta entre la superestructura y la subestructura se debe a que la respuesta se amplifica en la superestructura.

### **4.3. Resultado del análisis del espectro de respuesta sísmica.**

A partir del modelo 2 generado en SAP2000, en el cual los apoyos de neopreno fueron reemplazados por una conexión rígida, se obtuvo que el periodo fundamental de la estructura es de 0,33 segundos, el cual queda representado en la Figura 4.6 por la línea vertical roja segmentada.

Por otra parte como se indica en el punto 3.5 del capítulo 3, se obtuvo que el periodo fundamental de la estructura es de 0,49 segundos, el cual queda representado en la Figura 4.6 por la línea vertical azul segmentada.

Como se puede observar en la Figura 4.6 si bien los apoyos de neopreno logran aumentar el periodo de la estructura en comparación a una conexión rígida en 0,16 segundos, se obtuvo que no son lo suficientemente flexibles como para ubicar a la estructura en una zona de baja demanda sísmica. Además, se puede observar que el periodo del modelo del puente bicentenario se ubica en una zona del espectro de respuesta sísmico donde la respuesta de la estructura se ve amplificada.



*Figura 4.6: Espectro respuesta sísmico y periodos estructurales del modelo puente Bicentenario.*

De esta forma, se obtuvo que si bien los apoyos de neopreno permiten alargar el periodo de la estructura, no alargan lo suficiente el periodo fundamental de ésta como para ubicar a la estructura en una zona de baja demanda sísmica, si no por el contrario, ubican a la estructura en la zona en donde la respuesta estructural se ve amplificada. De esto se confirma que el uso de apoyos de neopreno no permite desarrollar el efecto de aislación sísmica y que sólo permiten alargar su periodo.

## Capítulo 5

### Conclusión

Se comprobó que debido al grado de incertidumbre que se genera por la implementación de un modelo con respecto a la estructura real, es necesario realizar un proceso de calibración para lo cual es necesario determinar las frecuencias modales reales de la estructura, de forma tal que el modelo pueda simular de forma certera el comportamiento de la estructura.

Se determinó según los resultados obtenidos, para distintas razones de amortiguamiento del neopreno, que la razón de amortiguamiento de los apoyos de neopreno del puente bicentenario no es suficiente como para reducir la fase intensa de la superestructura por debajo de la fase intensa de la subestructura, lo cual implica que la superestructura tiene una respuesta más intensa que la subestructura y una duración fase intensa más larga. Esto se debe a que los apoyos de neopreno no amortiguan lo suficiente la superestructura como para lograr una reducción en la respuesta de ésta.

Se comprobó experimentalmente, utilizando cargas móviles aleatorias en la superestructura, que si bien los apoyos de neopreno logran una respuesta menor en la subestructura respecto de la superestructura, esto no se debe precisamente a que generen aislación sísmica, sino más bien a que concentran la respuesta intensa en la superestructura, es decir, la respuesta se ve amplificada en la superestructura no así en la subestructura.

Se comprobó mediante un análisis tiempo historia, que si bien los apoyos de neopreno son dispositivos que generan una conexión flexible y permiten desplazar considerablemente la superestructura por sobre la subestructura, no logran desarrollar el efecto de aislación sísmica. Esto se debe a que tanto las amplitudes máximas de aceleración como las Amplitudes RMS siempre son mayores en la superestructura, lo cual

implica que no se logra reducir la respuesta de ésta lo cual contradice el significado de aislación sísmica. Además, se obtuvo que tanto la Intensidad de Arias como la duración de la fase intensa es siempre mayor en la superestructura que en la subestructura, lo cual implica que no existe una reducción en la respuesta de la superestructura lo cual se debe a que no se desarrolla el efecto de aislación sísmica.

Se comprobó mediante un análisis del espectro de respuesta sísmico, que los apoyos de neopreno si permiten aumentar el periodo de la estructura lo cual comprueba que generan una conexión lo suficientemente flexible como para desplazar la superestructura por sobre la subestructura. Sin embargo, no logran alargar el periodo de la estructura lo suficiente como para desarrollar el efecto de aislamiento sísmico. Esto se debe a que el periodo aislado de la estructura se encuentra en el set de periodos de espectro de respuesta sísmico donde la respuesta de la estructura se ve amplificada, lo cual implica que no se desarrolla el efecto de aislación.

Finalmente, es posible decir que si bien los apoyos de neopreno logran desacoplar la respuesta de la superestructura respecto de la subestructura, no logran desarrollar el efecto de aislación lo cual se comprobó tanto para un input de carga móvil como para a un input sísmico. Esto implica que los apoyos de neopreno no se comportan como aisladores sísmicos y que éstos solo permiten desarrollar una respuesta desacoplada y más flexible de la superestructura respecto de la subestructura.

## Referencias

1. Candebat Sánchez, D., Godínez Melgares, G., & Caballero Cornier, L. F. (2012). *Métodos experimentales para la estimación de la vulnerabilidad sísmica de puentes prefabricados de hormigón: "puente arroyito"*. Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela, 27(2), 52-66.
2. Moroni, O., Sarrazin, M., Benavides, C., & Díaz, A. (2008). *Características dinámicas de puentes Chilenos con protección sísmica*. Revista Sud-Americana de Ingeniería Estructural, 1(2).
3. González, J. V., De la Colina Martínez, J., & Camacho, S. A. D. (s.f.). *EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD DE AISLAMIENTO DE LOS DISPOSITIVOS DE APOYO DE UN PUENTE VEHICULAR*.
4. Fujita, T. (1995). *Demonstration of effectiveness of seismic isolation in the Hanshin-Awaji earthquake and progress of applications of base-isolated buildings*. Report on, 197-216.
5. Almazán, J. L. (2012). *Comportamiento de estructuras antisísmicas durante el terremoto del Maule y su posible efecto en las normas de diseño sísmico en Chile*. Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural, 7(2&3).
6. Centro sismológico nacional (s.f.). *Sismicidad y terremotos en Chile*. Universidad de Chile.
7. Saragoni, R. (2011, May). *El mega terremoto del Maule de 2010: una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos*. In Anales de la Universidad de Chile (Vol. 1, No. 7, pp. 35-56).
8. Falconí, R. A. (2011). *EL MEGA SISMO DE CHILE DE 2010*. Revista internacional de Vol, 16, 1.
9. Falconí, R. A. (2010). *IMPORTANCIA DE LAS VIGAS TRANSVERSALES EN PUENTES ANÁLISIS DEL PUENTE LLACOLEN-SISMO DE CHILE*. Revista INFOCIENCIA Escuela Politécnica del Ejército. Sede Latacunga, 4, 54-58.
10. Barra, A. P. (2015). *PUENTE VIEJO, UN PATRIMONIO AUSENTE*. Revista Urbano, 13(21), 4.

11. Union A. & Guzman M. (2010). *Nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile*. Departamento de Proyectos de Estructuras, División de Ingeniería, Dirección de Vialidad, Gobierno de Chile.
12. Boroscheck R. (s.f.). *Aislación sísmica de edificios*. Departamento de ingeniería civil, Universidad de Chile.
13. Kelly, J. M., & Konstantinidis, D. (2011). *Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation*. John Wiley & Sons. pp.20-39.
14. Sarrazin, M., Moroni, M. O., Romo, D., Quintana, J., & Soto, P. (2002). *Respuesta sísmica de puentes chilenos con apoyos aislantes*. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Subestructura Civil, 2(2), 31.
15. Rico Pradilla, L., & Chio Cho, G. (2012). *Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados*. Tecnura, 16(34), 103-124.
16. Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons.
17. Romo, M., Falconí, R. A., & Bravo, V. (2007). *ALTERNATIVAS DE MODELAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON AISLADORES SÍSMICOS MEDIANTE SAP 2000*. In II Congreso de Ciencia y Tecnología.
18. González Sandoval, M. Y. (2015). *Estudio de la interacción suelo-estructura en el rango elástico e inelástico de una zapata aislada mediante modelos físicos a escala y mediante elementos finitos*.
19. Resistente, R. C. D. C. S. (2010). NSR-10. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Bogotá.
20. Freire Tellado, M. J. (2001). *Interacción del suelo, cimiento y estructura: el caso de las zapatas (1ª parte)*. Informes de la Construcción, 52(471)
21. Leoni A. *Apunte de coeficiente de balasto, Laboratorio de mecánica de suelos, Facultad de ingeniería U.N.L.P.* pp.11-15.
22. Arenas L. (2007). *Sistema de Cimentación en placa pilote. Análisis de interacción Suelo –Estructura para Suelos del Valle de Aburrá*, Tesis de Maestría Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín.

23. Freire T. (2000). *Libro interacción suelo, cimiento –estructura. Universidad de Coruña*
24. *Socavación en Puentes parte IV. (s.f.). Universidad del Cauca.pp.1-8.*
25. *Hernández J. (s.f.) Problemas de Cimentaciones Profundas. Universidad de Granada.pp.24.*
26. CIRO, L. A. L. O., VAR, J., VAR, G., & ANTE, C. A. S. O. E. (2010). *Modelo de interpolación espacial mediante sistemas de información geográfica para el estudio de la variabilidad espacial de la resistencia a la penetración del suelo. Dyna-Medellin, 77(164), 109.*
27. Horvilleur, J. F., & Cheema, M. A. (1994). *Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidos a cargas laterales sísmicas.* In *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural* (pp. 244-259).
28. Kim, J., Lynch, J. P., Zonta, D., Yun, C. B., & Lee, J. J. (2009). *Modal analysis of the Yeondae Bridge using a reconFIGurable wireless monitoring system.* In *Proceedings of the 10th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR'09), Osaka, Japan.*
29. *Sismología e Ingeniería, Anexo 5. (s.f.), Universidad de Alicante.*
30. Altunişika, A. C., Bayraktara, A., & Sevimb, B. (2012). *Operational modal analysis of a scaled bridge model using EFDD and SSI methods.* *Indian Journal of Engineering & Materials Sciences, 19, 320-330.*
31. Arriagada J. *Implementación de un método de calibración para respuestas modales de una estructura, memoria de título, Universidad Católica de la Santísima Concepción, 2015.*
32. Aburto A. *Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia-Chile, memoria de título, Universidad Austral de Chile, 2013.*
33. Díaz, V. S. (2007). *Correlaciones a partir de la Intensidad de Arias para datos acelerográficos de Costa Rica.* *Revista Geológica de América Central, (38).*
34. Romero, M. *Operaciones de transformación sobre la amplitud I.*
35. Scania Chile. *Scania. Recuperado de <http://www.scania.cl>*

36. Volvo buses. *Volvo*. Recuperado de <http://www.volvobuses.com>

37. Catalogo Edasainfra Semi-remolques criogénicos. *Edasainfra*. Recuperado de <http://www.edasainfra.com>

## **Anexo A**

### **Detalle Estructural Puente Bicentenario**



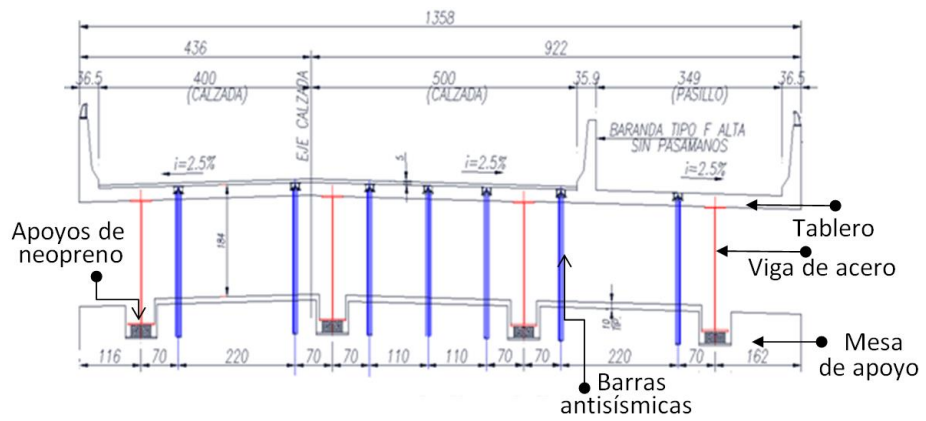


Figura 4: Detalle en centímetros de Sección transversal Tablero tipo 3.

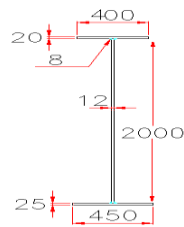


Figura 5: Detalle en milímetros de sección Viga de acero.

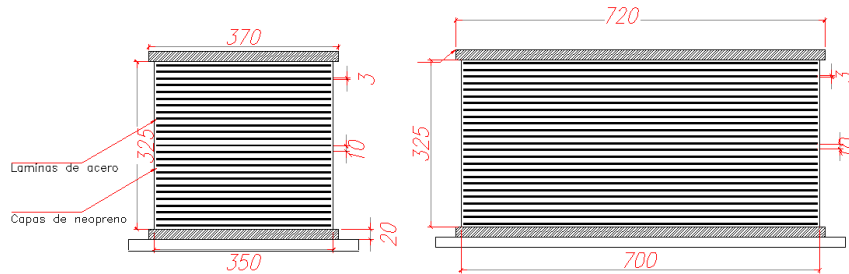


Figura 6: Detalle sección transversal y longitudinal apoyos de neopreno en estribos.

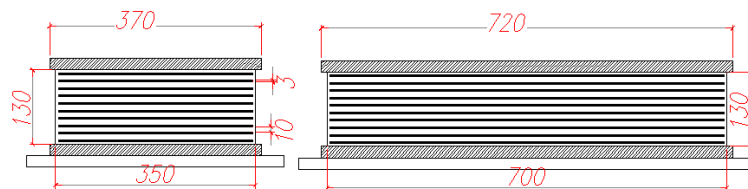


Figura 7: Detalle en mm de sección transversal y longitudinal apoyos de neopreno en cepas.

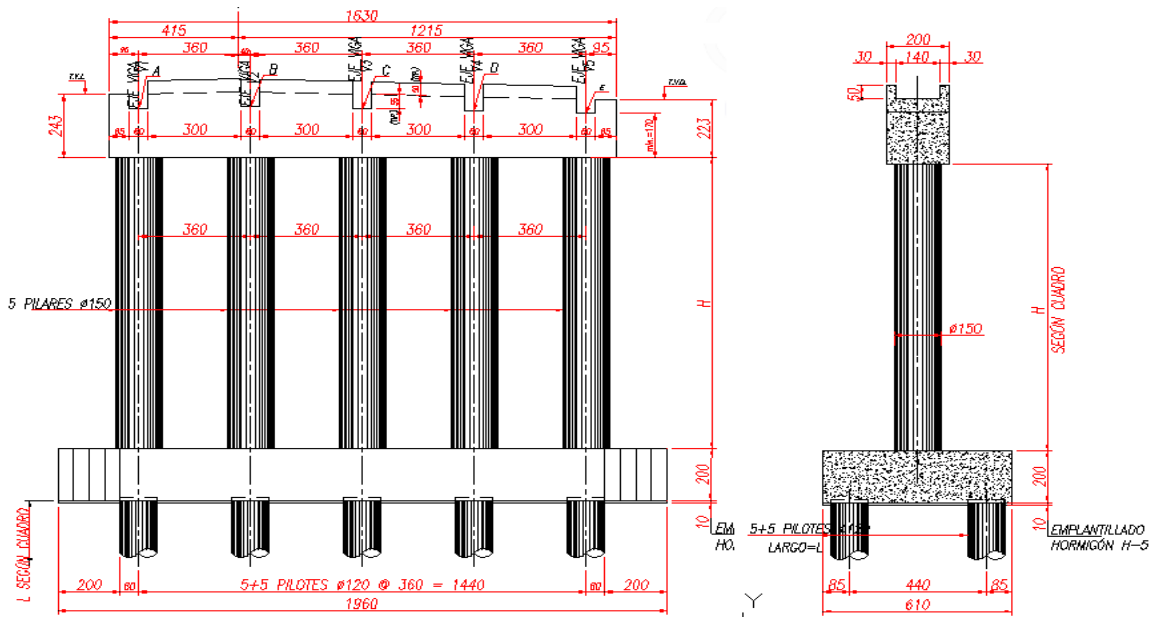


Figura 8: dimensiones en centímetros de elevación cepa tipo A.

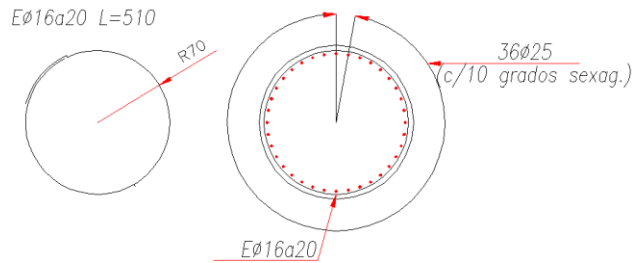


Figura 9: Detalle estribo y sección pilares cepa A en mm.

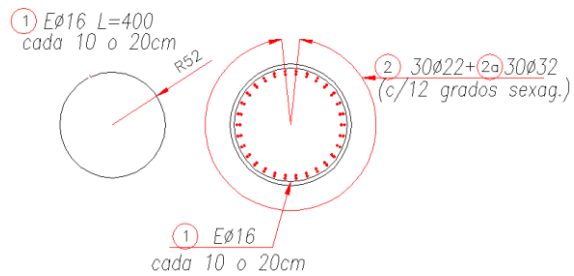


Figura 10: Detalle estribo y sección pilotes cepa A en mm.

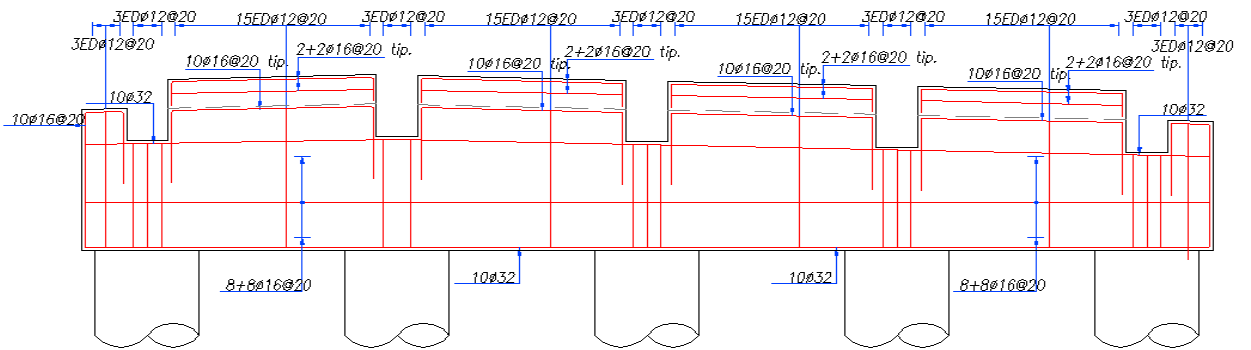


Figura 11: Detalle en mm viga dintel mesa de apoyo cepas tipo A.

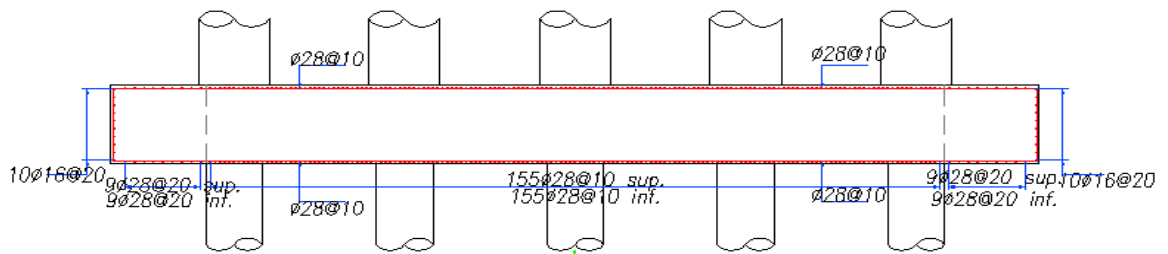


Figura 12: Detalle en mm fundación tipo A.

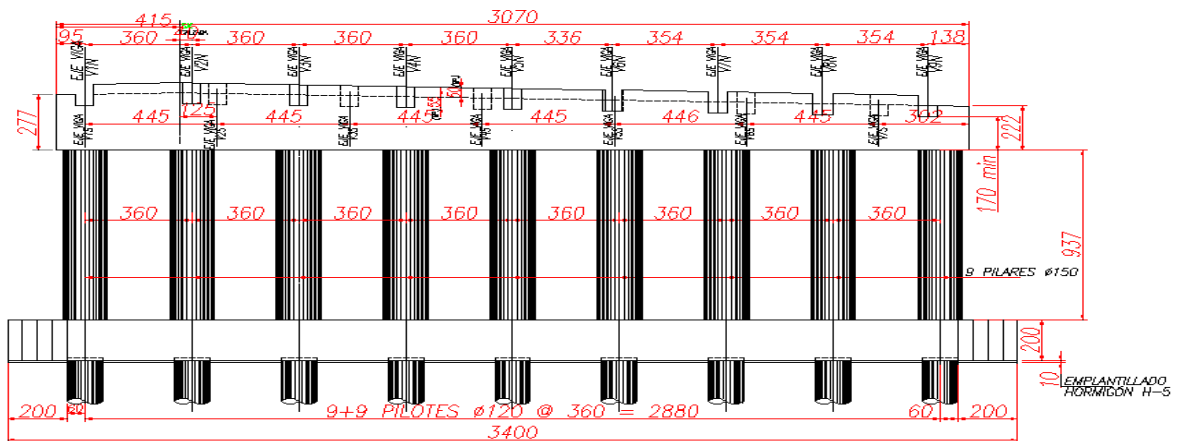


Figura 13: Detalle en centímetros cepa 4.

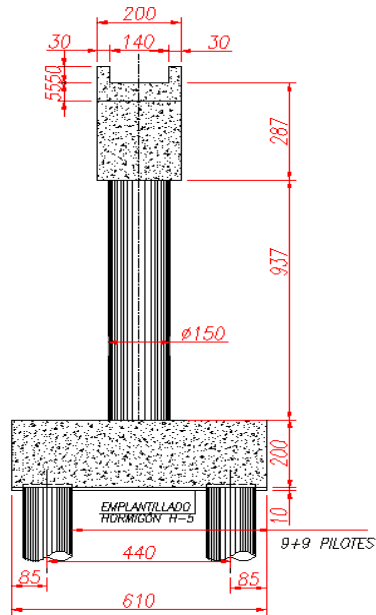


Figura 14: Detalle en centímetros elevación lateral cepa 4.

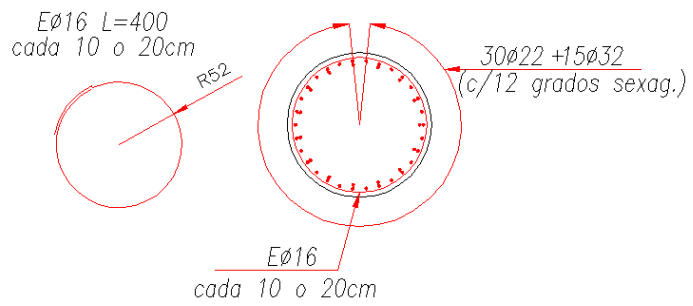


Figura 15: Detalle estribo y sección pilotes cepa 4.

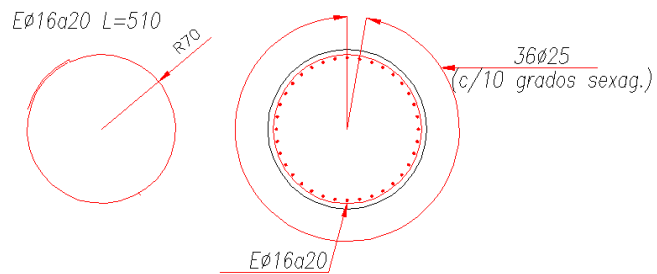


Figura 16: Detalle estribo y sección pilares cepa 4.

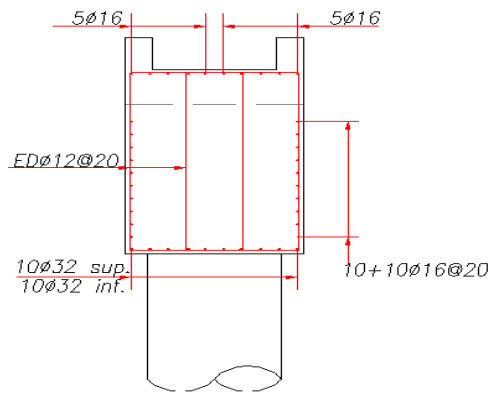


Figura 17: detalle viga dintel cepa 4.

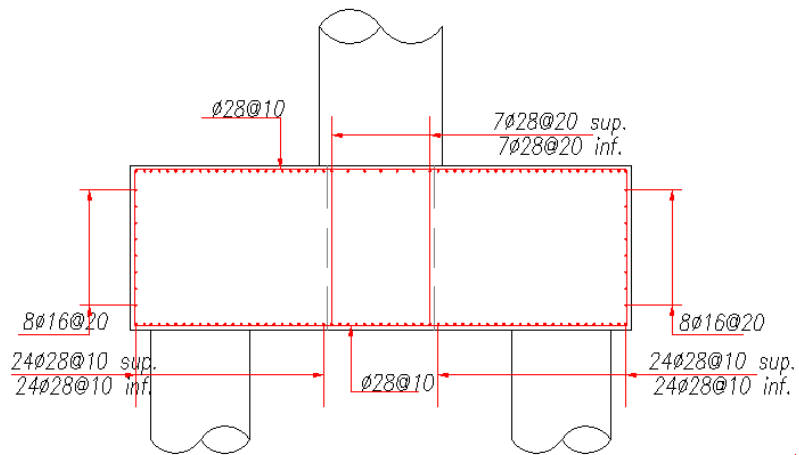


Figura 18: Detalle viga dintel cepa 4.

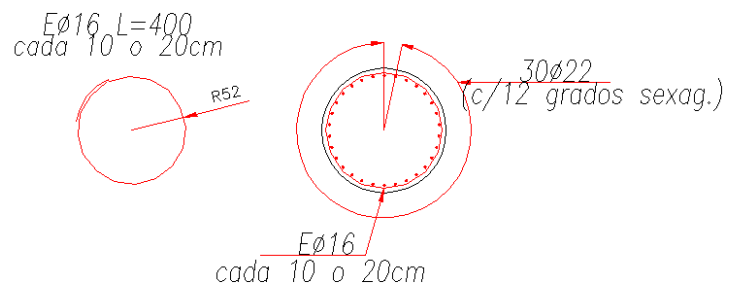


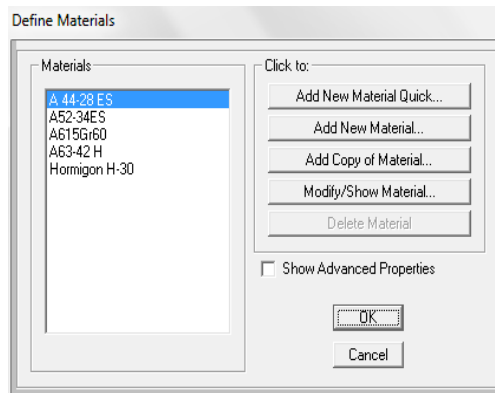
Figura 19: Sección pilotes estribo sur.



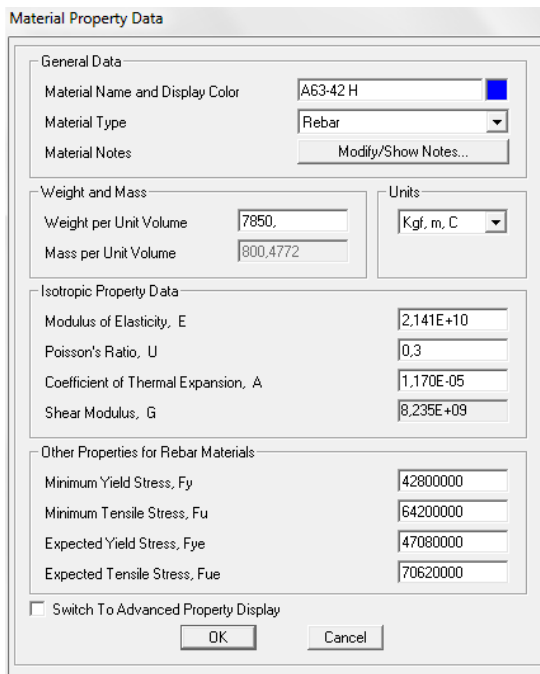


## **Anexo B**

### **Modelamiento SAP2000 Puente Bicentenario**



*Figura 1: Ventana de comandos definición de materiales.*



*Figura 2: Ventana de comandos propiedades hormigón H-30.*

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: A63-42 H ■

Material Type: Rebar

Material Notes:

---

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 7850

Mass per Unit Volume: 800,4772

Units: Kgf, m, C

---

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2,141E+10

Poisson's Ratio, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 8,235E+09

---

**Other Properties for Rebar Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 42800000

Minimum Tensile Stress, Fu: 64200000

Expected Yield Stress, Fye: 47080000

Expected Tensile Stress, Fue: 70620000

Switch To Advanced Property Display

*Figura 3: Ventana de comandos propiedades armaduras A63-42H.*

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: A52-34ES ■

Material Type: Steel

Material Notes:

---

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 7850

Mass per Unit Volume: 800,4772

Units: Kgf, m, C

---

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2,039E+10

Poisson's Ratio, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 7,842E+09

---

**Other Properties for Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 34000000

Minimum Tensile Stress, Fu: 52000000

Effective Yield Stress, Fye: 37400000

Effective Tensile Stress, Fue: 57200000

Switch To Advanced Property Display

*Figura 4: Ventana de comandos propiedades vigas de acero A52-34ES.*

**Material Property Data**

General Data

Material Name and Display Color: A 44-28 ES ■

Material Type: Steel

Material Notes:

---

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7850.

Mass per Unit Volume: 800,4772

Units: Kgf. m. C

---

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2,100E+10

Poisson's Ratio, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 8,077E+09

---

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 28000000

Minimum Tensile Stress, Fu: 44000000

Effective Yield Stress, Fye: 30800000

Effective Tensile Stress, Fue: 4,840E+08

Switch To Advanced Property Display

Figura 5: Ventana de comandos propiedades barras antisísmicas acero A44-28ES.

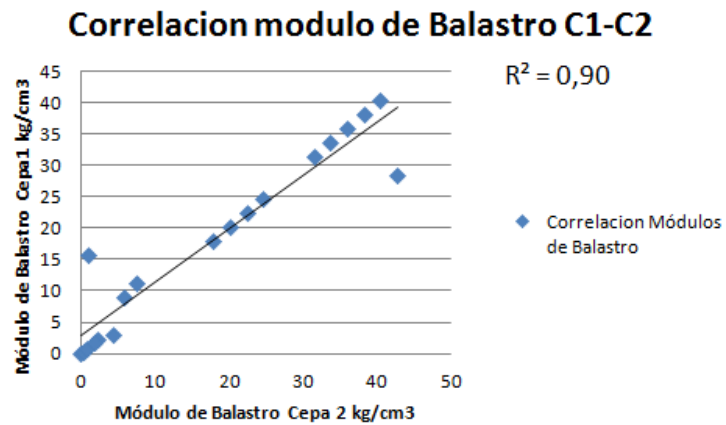


Figura 6: Correlación Modulo de balastro cepas 1 y 2.

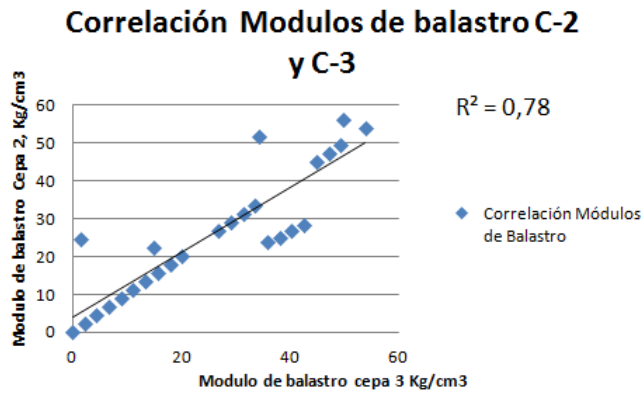


Figura 7: Correlación Modulo de balastro cepas 2 y 3.

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Linear

Property Name: LINK\_VIGAS Set Default Name

Property Notes Modify/Show...

---

Total Mass and Weight

Mass	<input type="text" value="0"/>	Rotational Inertia 1	<input type="text" value="0"/>
Weight	<input type="text" value="129"/>	Rotational Inertia 2	<input type="text" value="0"/>
		Rotational Inertia 3	<input type="text" value="0"/>

---

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring:

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs:

---

Directional Properties

Direction	Fixed	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for All..."/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	

---

P-Delta Parameters

Figura 8: Condiciones de link Vigas de acero.

## **Anexo C**

### **Resultados Análisis Tiempo Historia**

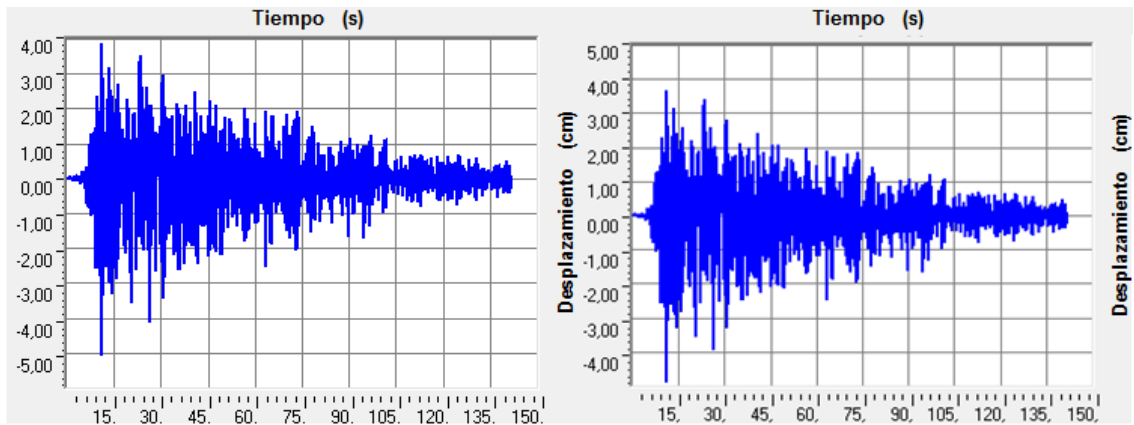


Figura 1: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Losa Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12 % respectivamente.

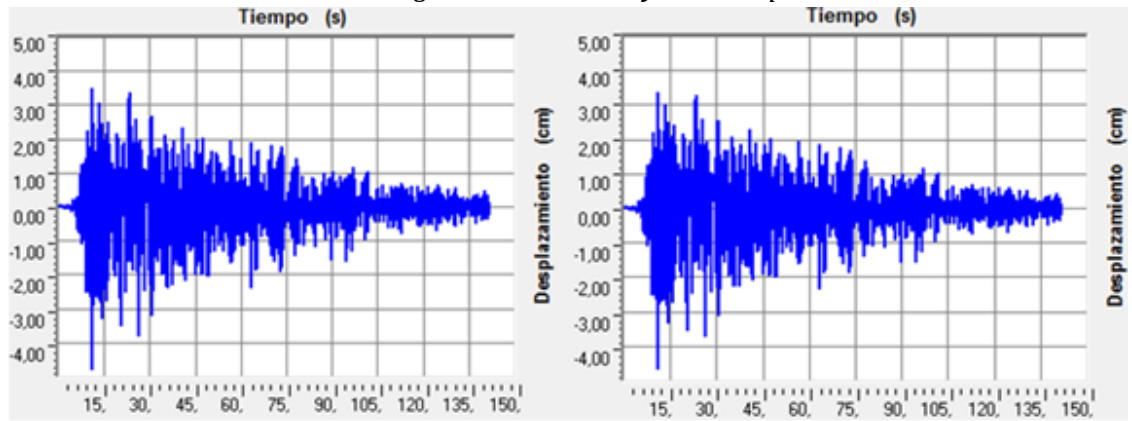


Figura 2 :Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Losa Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

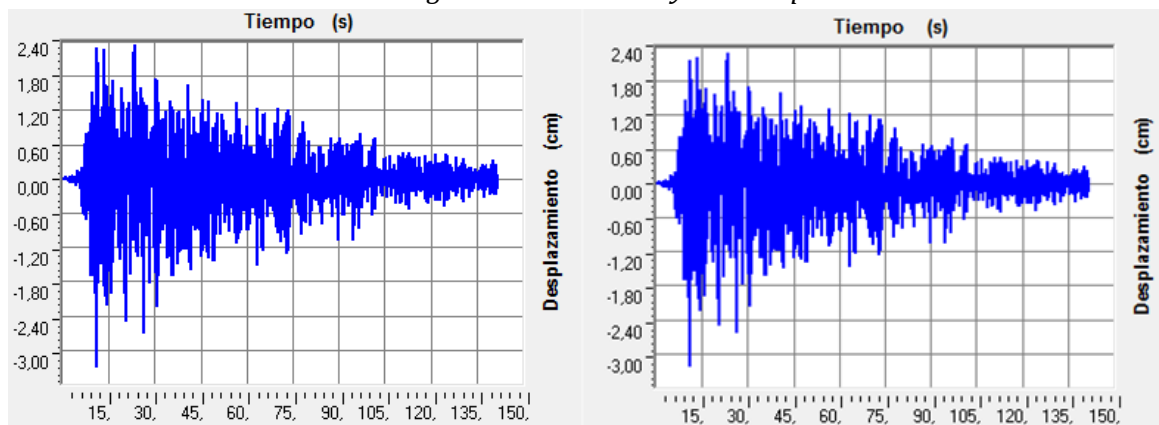


Figura 3: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Estribo Norte Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

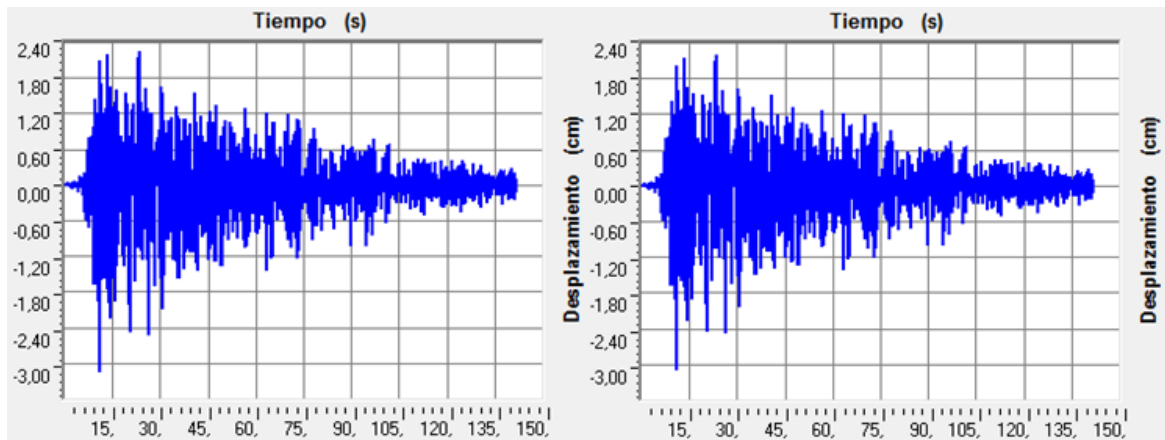


Figura 4: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Estribo Norte Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

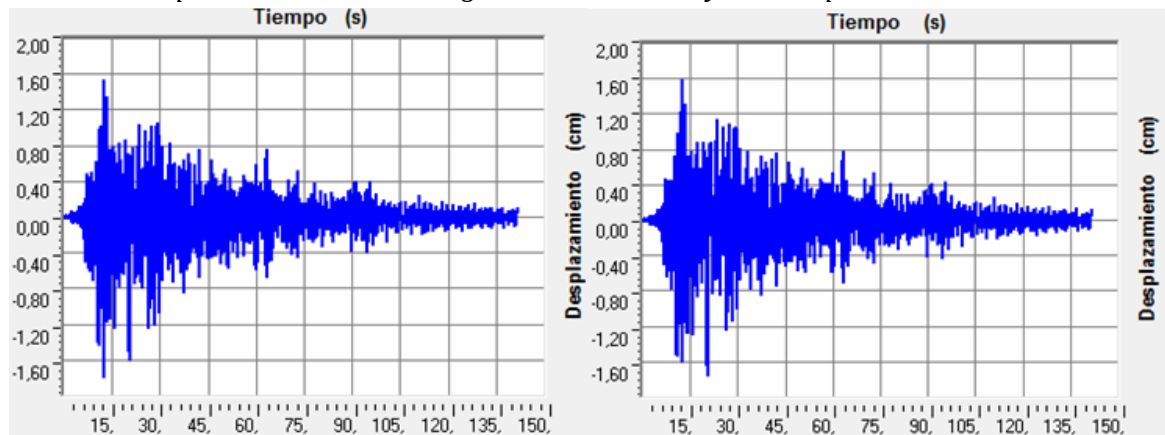


Figura 5: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Cepa 1 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

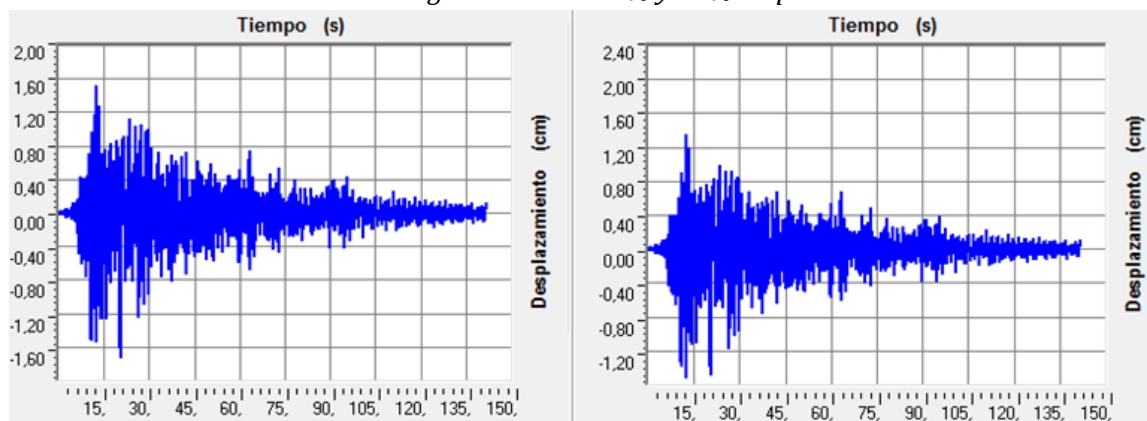


Figura 6: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Cepa 1 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15 % y 18% respectivamente.

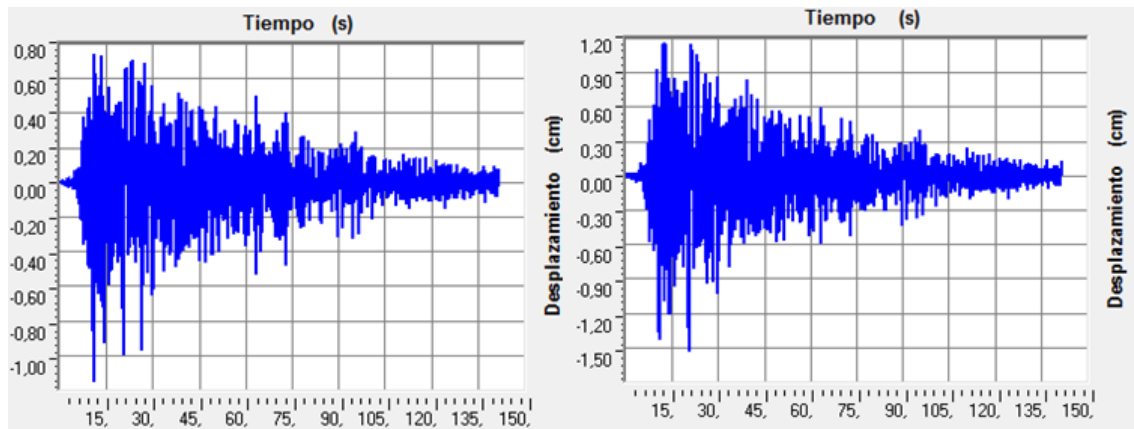


Figura 7: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Cepa 3 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

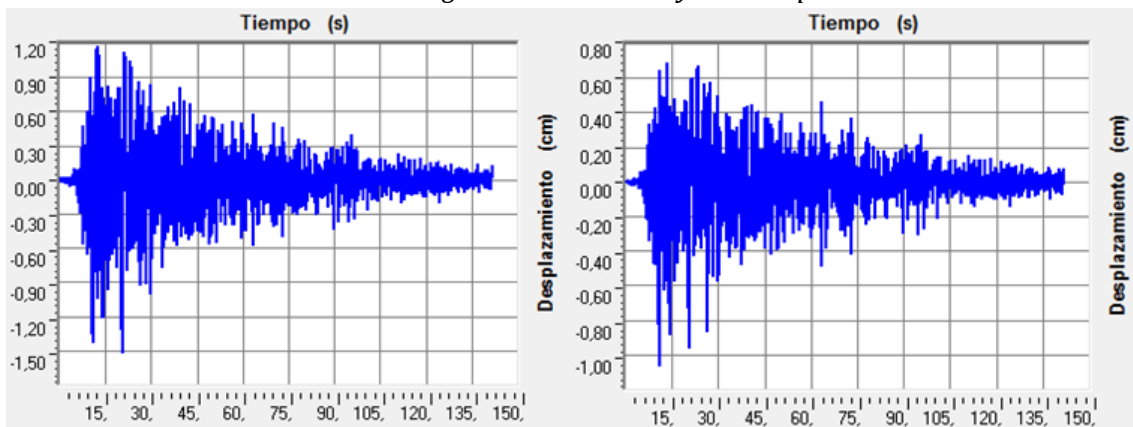


Figura 8: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Cepa 3 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

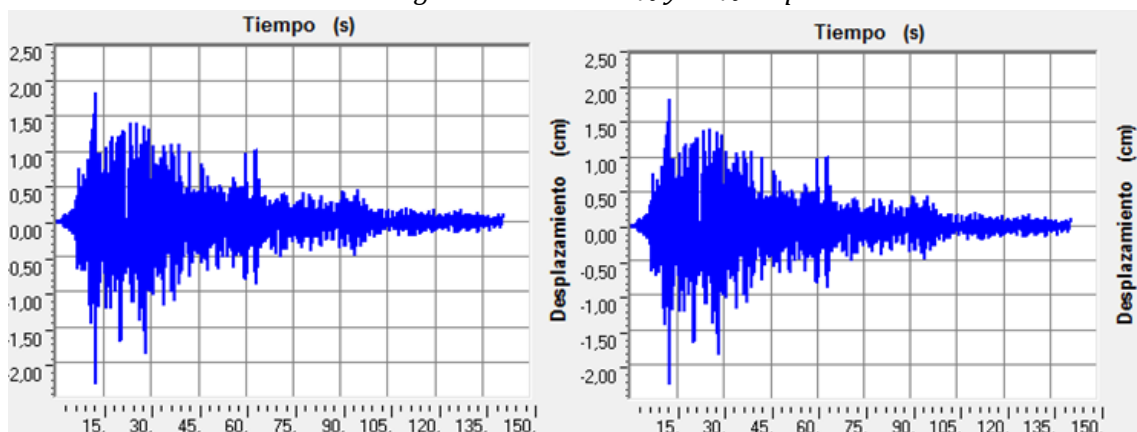


Figura 9: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Losa Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

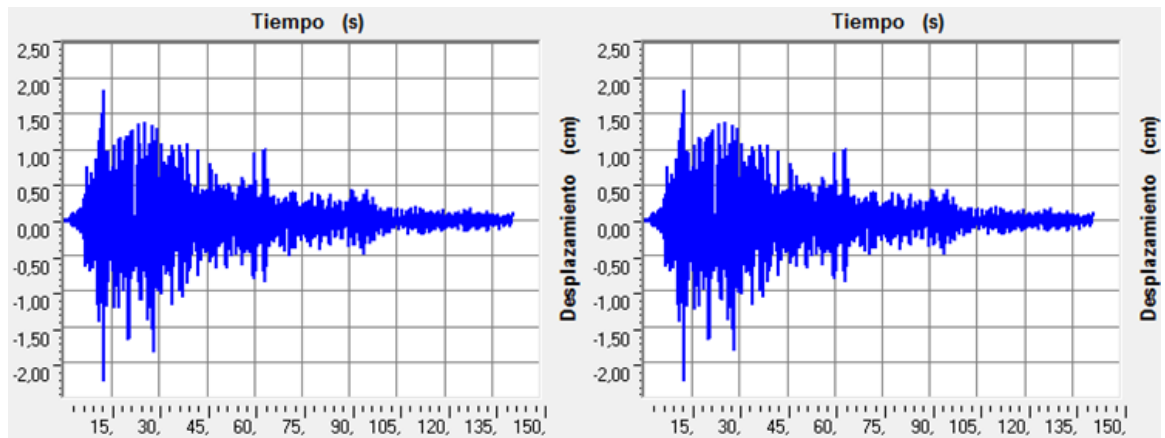


Figura 10: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Losa Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18 %.

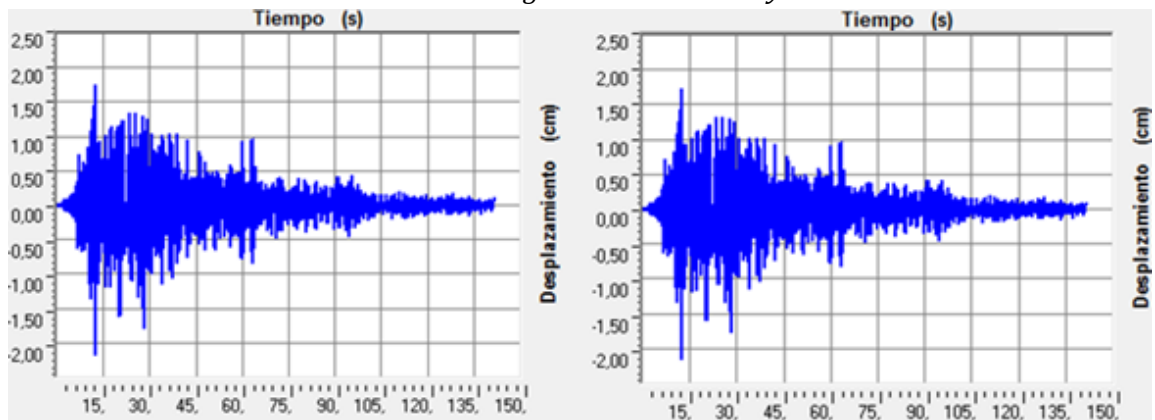


Figura 11: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Estribo Norte Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

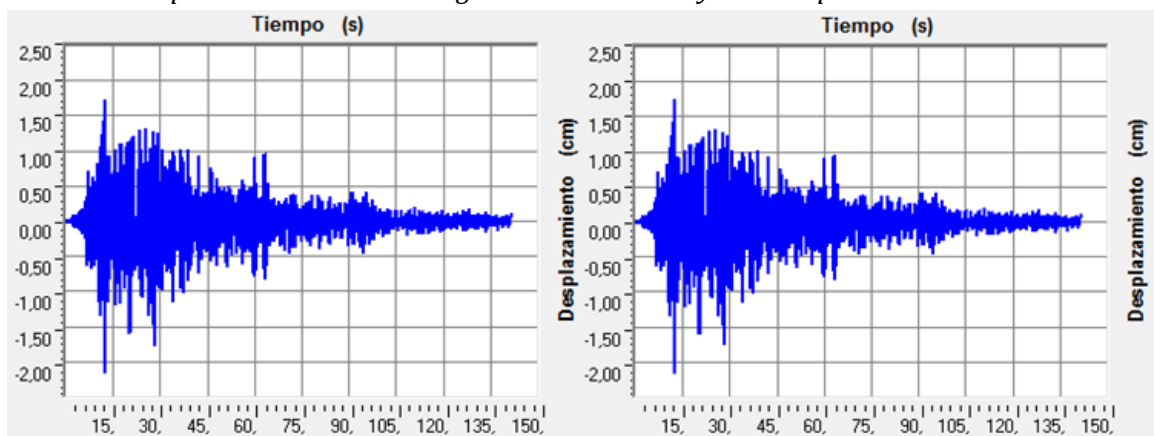


Figura 12: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Nodo Estribo Norte Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

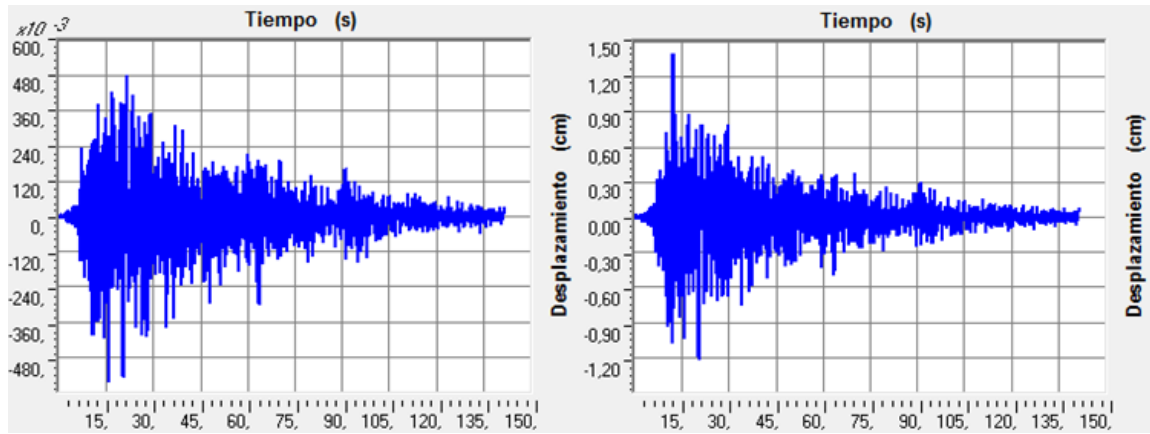


Figura 13: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Cepa 1 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

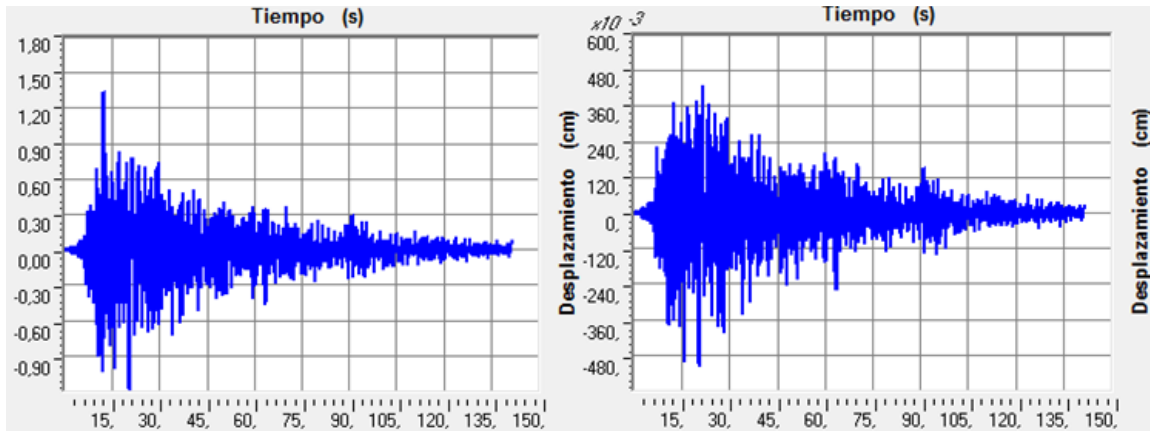


Figura 14: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Cepa 1 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

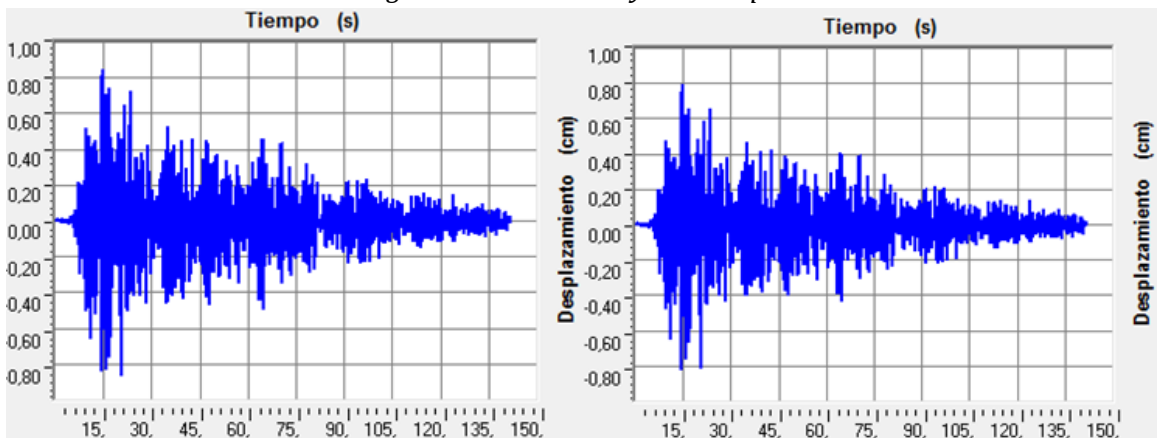


Figura 15: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Cepa 3 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

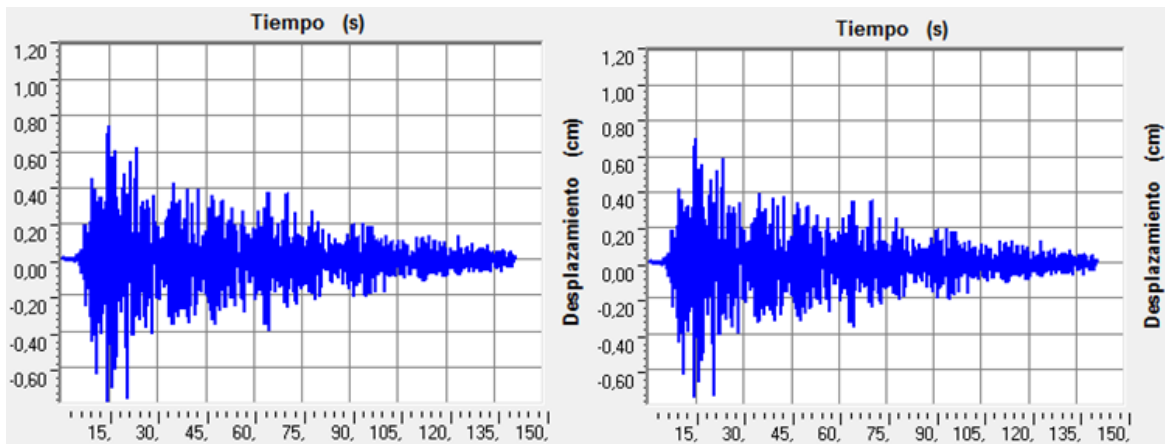


Figura 16: Registro Tiempo Historia de Desplazamientos Cepa 3 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15 % y 18% respectivamente.

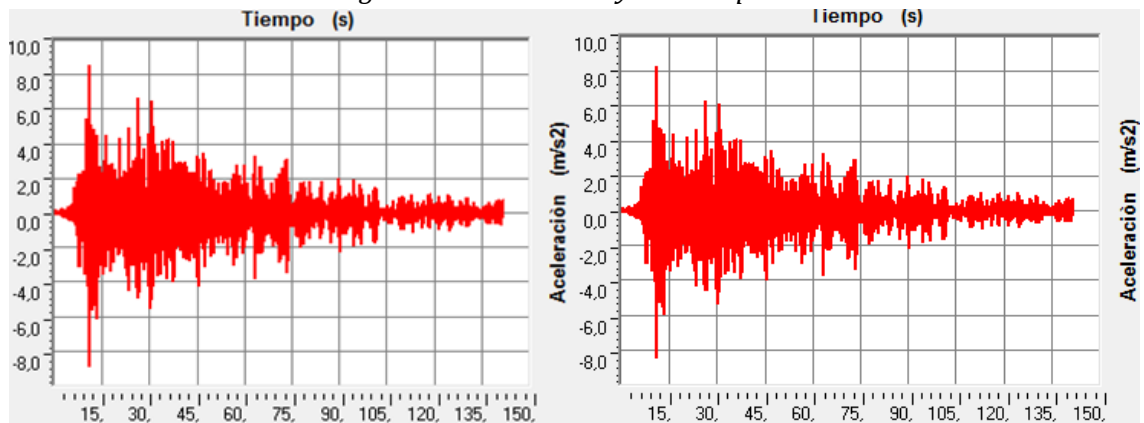


Figura 17: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Losa Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente

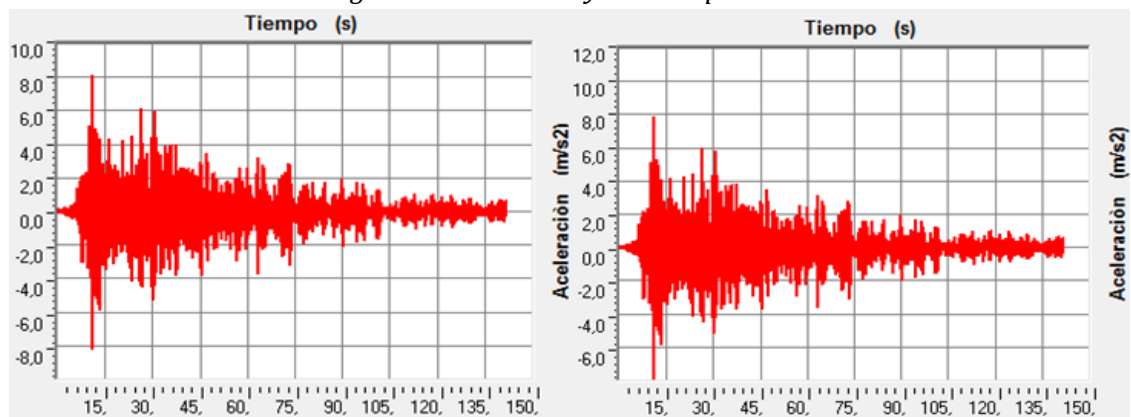


Figura 18: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Losa Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

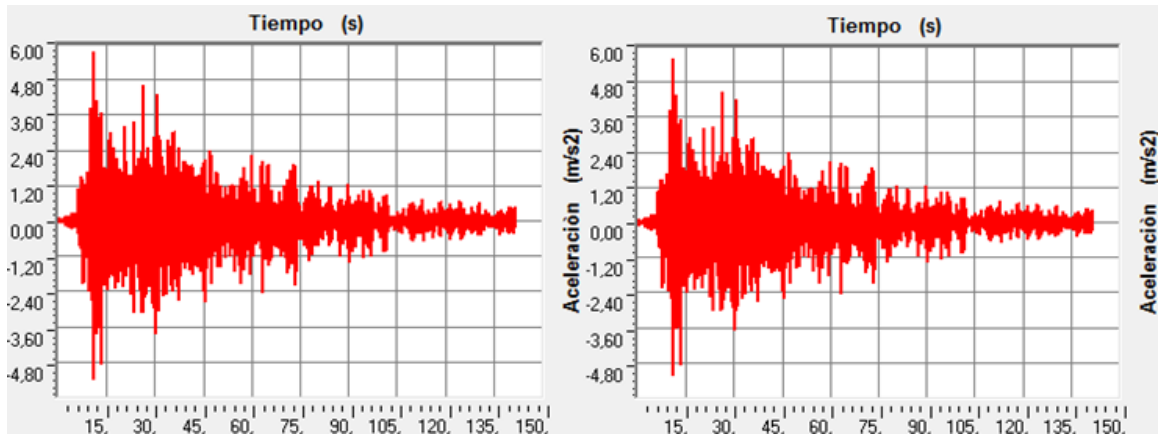


Figura 19: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Estribo Norte Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

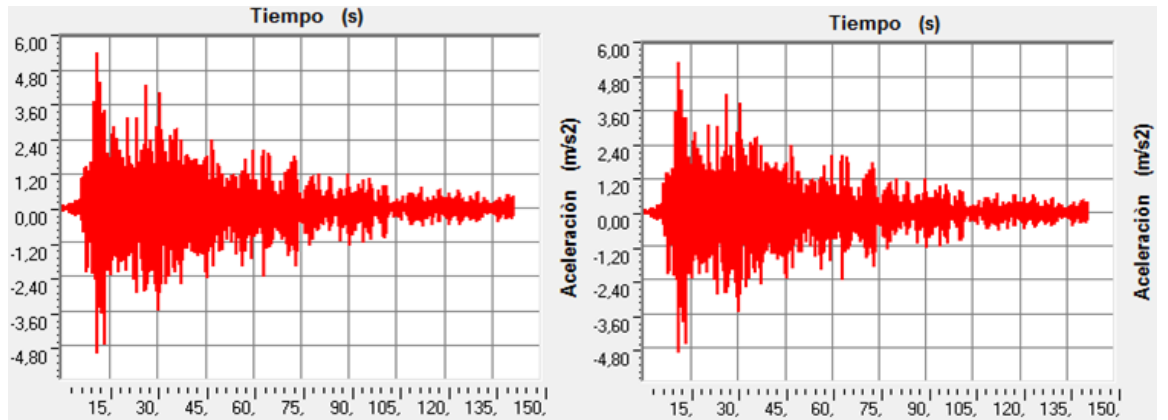


Figura 20: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Estribo Norte Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

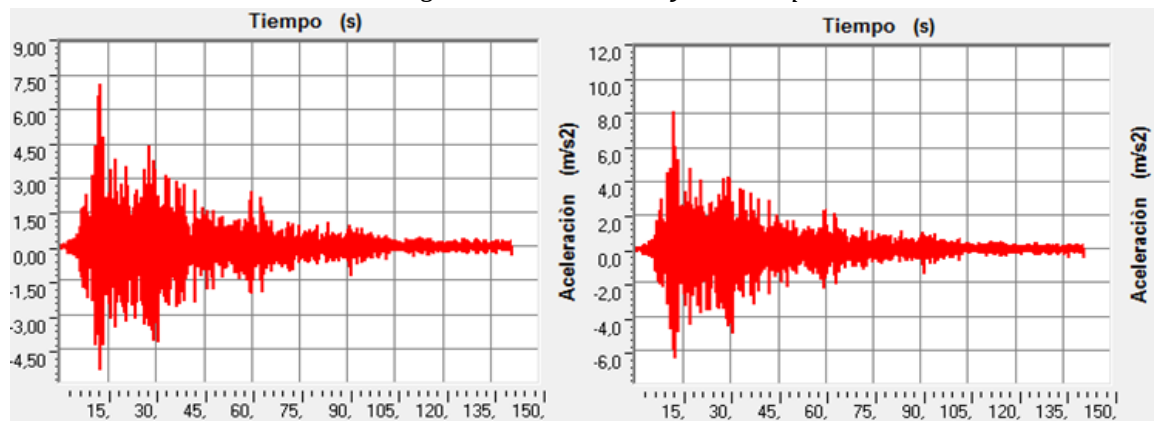


Figura 21: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 1 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

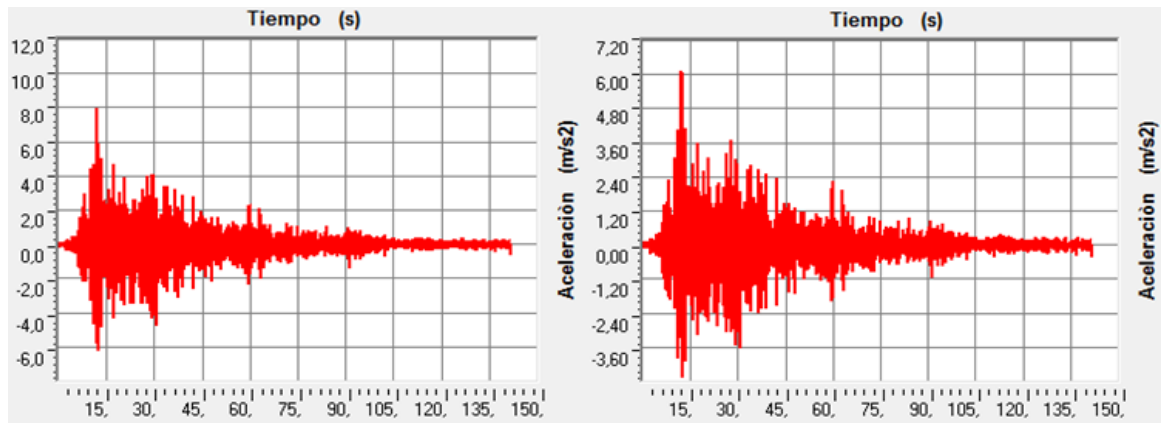


Figura 22: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 1 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

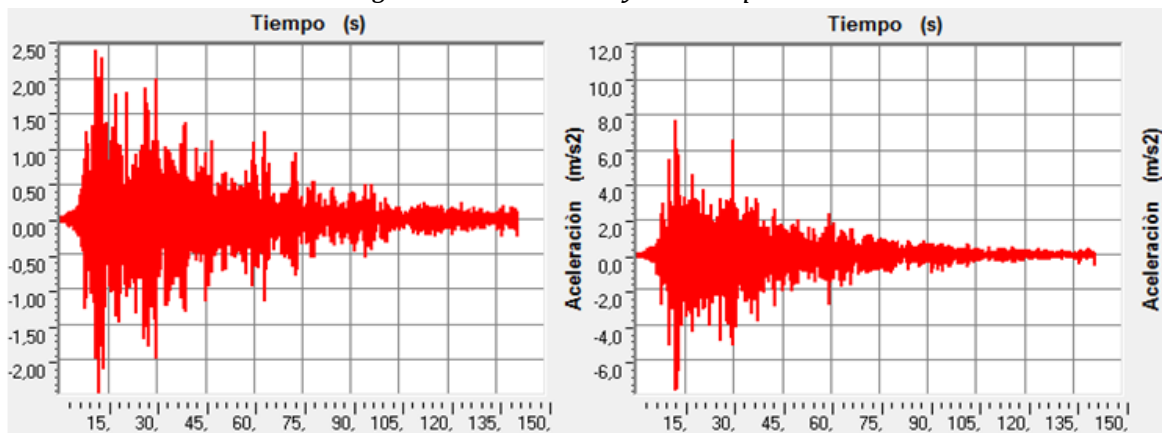


Figura 23: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 3 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

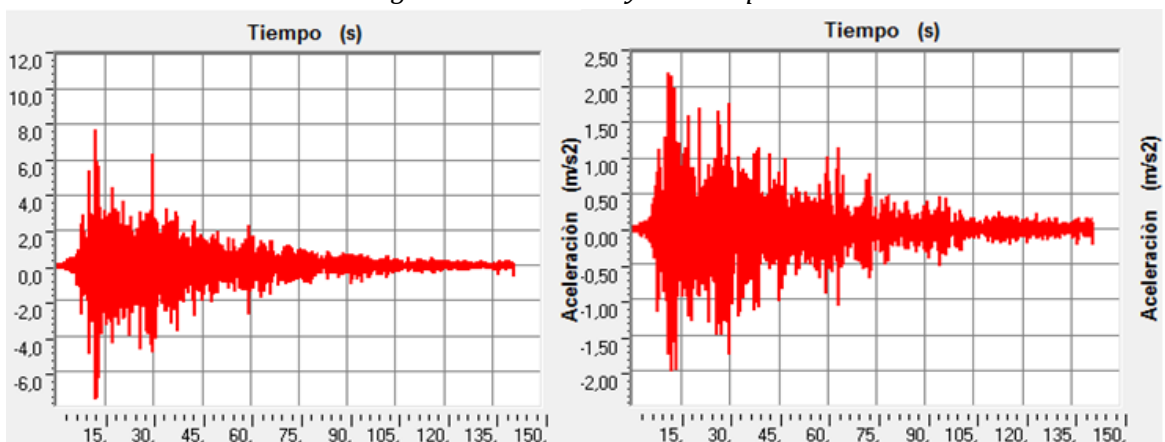


Figura 24: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 3 Sismo Longitudinal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

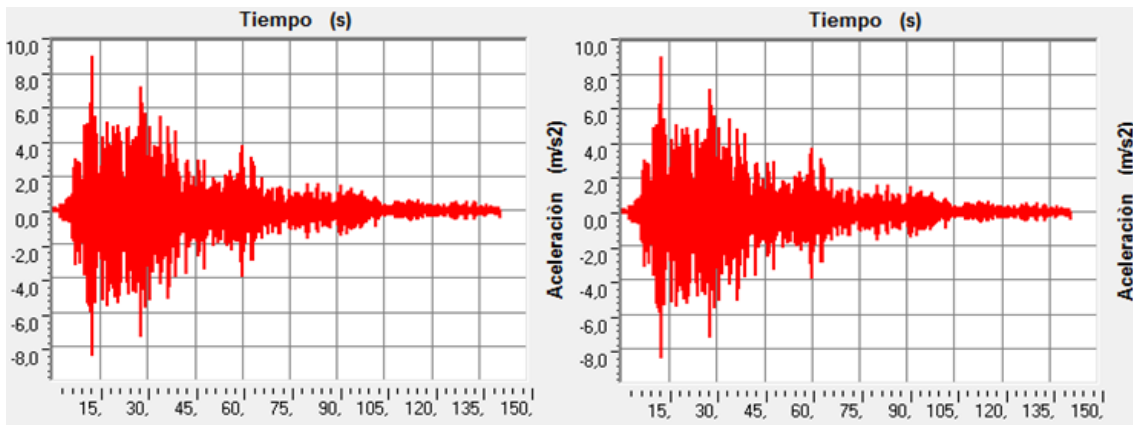


Figura 25: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Losa Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

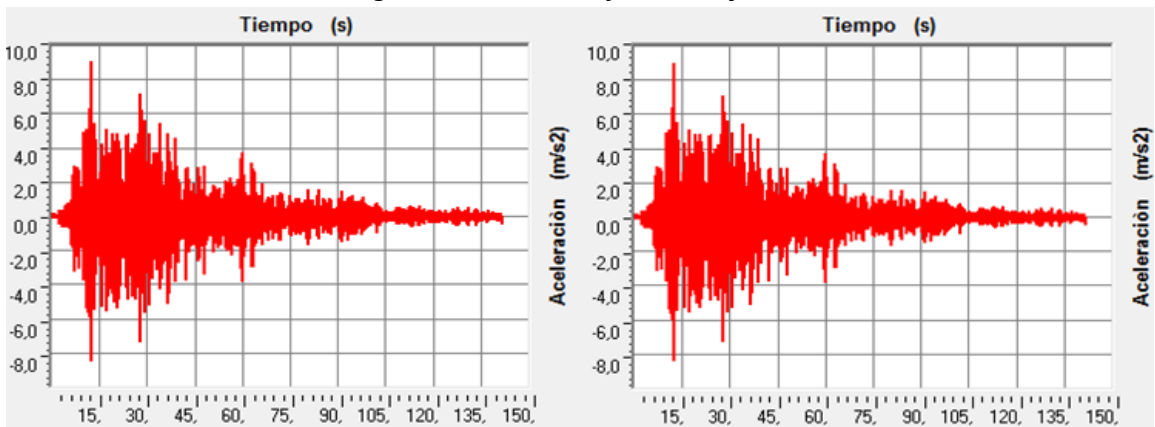


Figura 26: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Losa Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

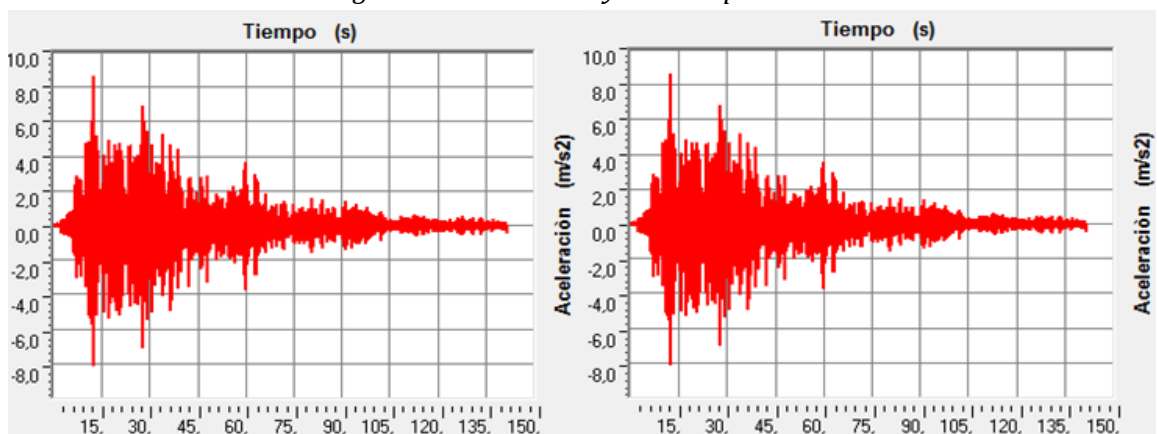


Figura 27: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Estribo Norte Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

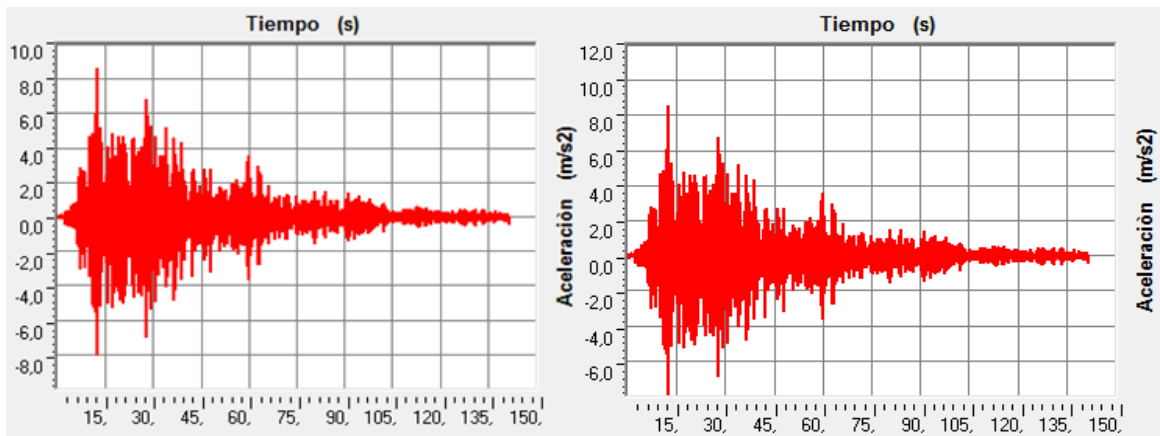


Figura 28: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Estribo Norte Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

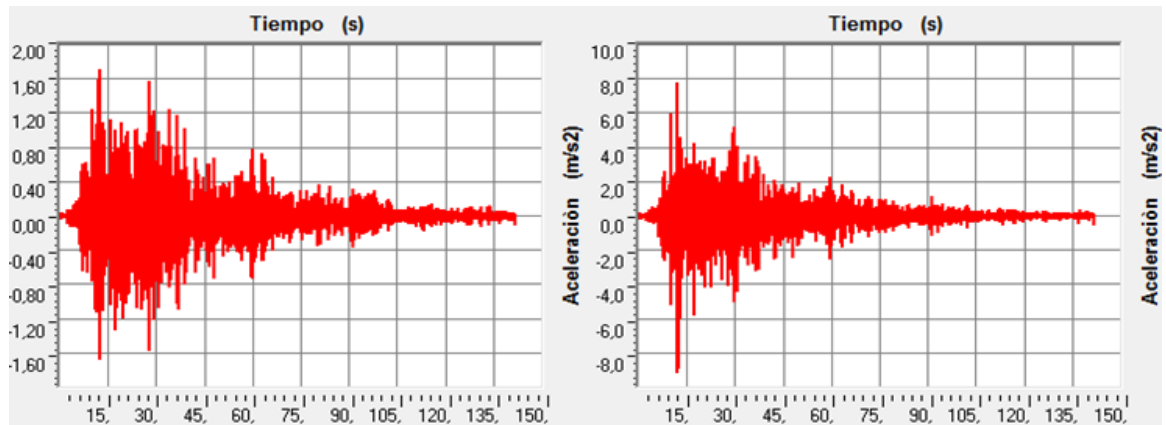


Figura 29: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 1 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

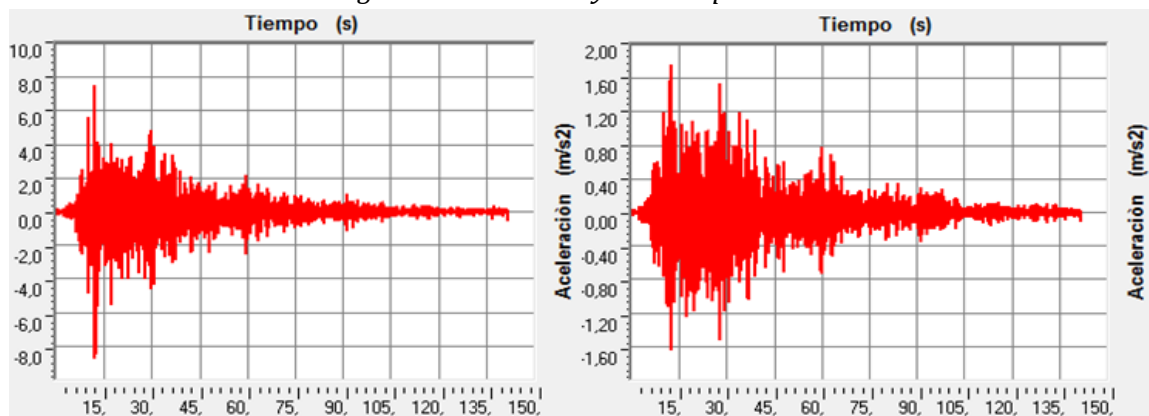


Figura 30: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 1 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.

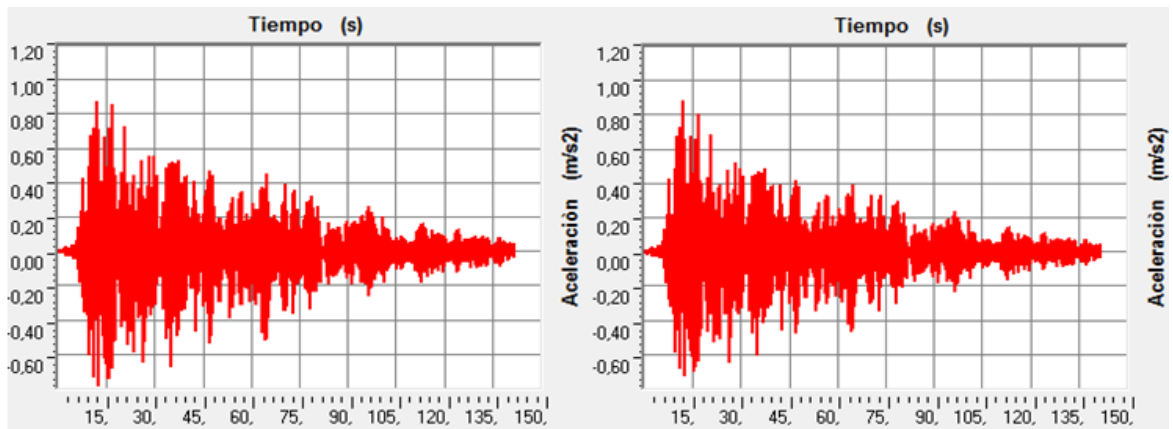


Figura 31: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 3 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 8% y 12% respectivamente.

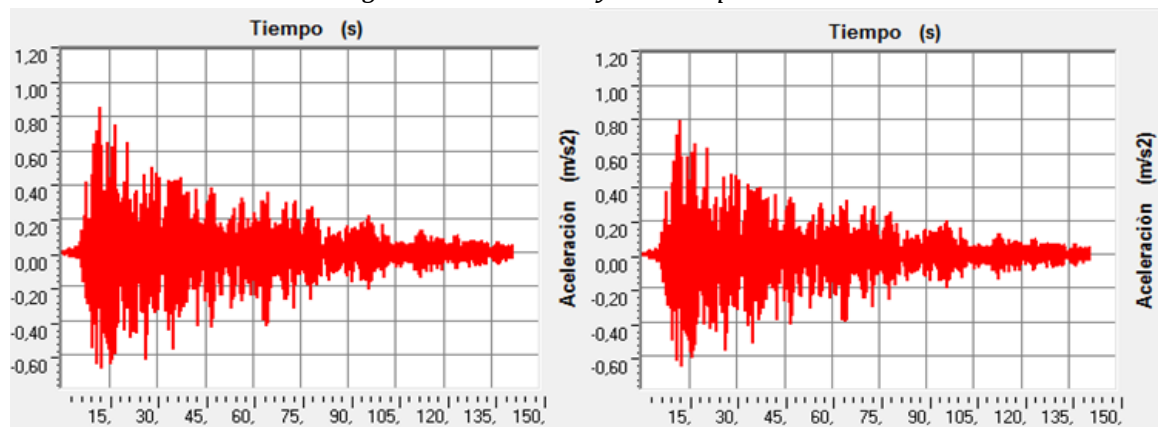


Figura 32: Registro Tiempo Historia de Aceleraciones Cepa 3 Sismo Transversal para razones de amortiguamiento del 15% y 18% respectivamente.