

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES
EMPLEANDO MODELOS PARAMÉTRICOS”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR
MARK MICHEL RONDÓN SALVATIERRA**

**ASESOR
Dr. VÍCTOR ÍVAN FERNÁNDEZ-DÁVILA GONZÁLES**

**Lima – Perú
2021**

© 2021, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Rondón Salvatierra, Mark Michel

mark.rondon.s@uni.pe

980437058

A mis padres Alfonso y Genoveva,

a quienes todo les debo.

A mis hermanos Jack y Katy,

los mejores que podría tener.

En recuerdo de mi tía Norma Rondón.

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a Dios por estar presente siempre en todas partes.

A la Universidad Nacional de Ingeniería y a la Facultad de Ingeniería Civil, por la oportunidad de formarme con educación de calidad. En especial a los profesores del área de estructuras de la FIC, por sus enseñanzas y por ser referentes en el área académica y profesional.

A mi asesor el Dr. Víctor I. Fernández-Dávila Gonzáles, por acompañarme con su apoyo durante la elaboración de la tesis, por sus comentarios valiosos a la misma y la motivación brindada para publicar un artículo de investigación. Le agradezco las enseñanzas transmitidas.

Al Msc. Ing. Esteban A. Ortiz Bosmans, por brindarme su generosa ayuda en la formulación de los modelos estructurales para la presente investigación. Le agradezco la atención brindada y los conocimientos transmitidos como profesor y diseñador de puentes.

Le agradezco al Dr. Jorge Olarte por los comentarios finales realizados a la tesis.

A la empresa Samayca Ingenieros, por ser mi primera casa de formación profesional y por proporcionarme información relacionada a la ingeniería de puentes de concreto presforzado.

A mis amigos de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI con quienes compartimos dudas, conocimientos y nos dimos aliento para culminar la etapa de realización de la tesis.

ÍNDICE	Pág.
RESUMEN	v
ABSTRACT	vii
PRÓLOGO	ix
LISTA DE TABLAS	x
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	xv
CÁPITULO I: INTRODUCCIÓN	1
CÁPITULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO Y CONCEPTUAL	4
2.1 PUENTES DE CONCRETO	4
2.1.1 Introducción y conceptos generales	4
2.1.2 Proceso constructivo	6
2.2 COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA	7
2.2.1 Tableros de vigas	7
2.2.2 Pilares y estribos	9
2.2.3 Conexión entre el pilar y el tablero	11
2.3 DISEÑO SÍSMICO CONCEPTUAL	12
2.3.1 Daños sísmicos estructurales	12
2.3.2 Criterios de diseño sísmico	15
2.3.3 Comportamiento sísmico	16
CÁPITULO III: GENERACIÓN DE LA FAMILIA REPRESENTATIVA DE PUENTES	21
3.1 MODELOS REPRESENTATIVO DE PUENTES	21
3.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES	22
3.3 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	22
3.3.1 Filosofía de diseño	22
3.3.2 Combinaciones de carga	23
3.3.3 Cargas permanentes	24
3.3.4 Cargas vivas	24
3.3.5 Cargas de sismo	25
3.3.5.1 Definición del Espectro de Diseño	25
3.3.5.2 Cargas sísmicas consideradas	26
3.3.6 Modelo estructural refinado (Mco)	29
3.3.7 Análisis y diseño sísmico	31
3.3.8 Capacidad de desplazamiento de pilares	33

3.4	RESULTADOS	35
3.4.1	Verificación del diseño de pilares	35
3.4.2	Verificación de desplazamiento	39
3.4.3	Características dinámicas	40
	CAPÍTULO IV: MODELO ESTRUCTURAL PARAMÉTRICO	46
4.1	DEFINICIÓN DE PARAMÉTROS	46
4.1.1	Parámetros geométricos	46
4.1.1.1	Esbeltez longitudinal (H/D)	48
4.1.1.2	Esbeltez transversal (H/B)	49
4.1.1.3	Razón de aspecto de la planta (R/L)	50
4.1.1.4	Factor de reducción de la inercia (r)	51
4.1.1.5	Número de tramos (nt)	51
4.1.1.6	Discusión del parámetro razón de aspecto de la elevación (H/L)	52
4.1.2	Parámetro sísmico	53
4.2	CARACTERÍSTICAS INERCIALES DEL MODELO ESTRUCTURAL PARAMÉTRICO DEL PUENTE (MEPP)	53
4.2.1	Peso de la viga cabezal W_b	54
4.2.2	Peso del tramo del tablero W_t	56
4.3	MODELO DINÁMICO DE LOS MEPPs	57
4.3.1	Elementos estructurales	59
4.3.2	Matriz de rigidez de la estructura	62
4.3.3	Matriz de masas	64
4.3.4	Propiedades mecánicas del material	65
4.4	GENERACIÓN DE CASOS DE LOS MEPPs	66
4.4.1	Combinatoria de los parámetros geométricos	66
4.4.2	Discusión de los modelos generados	66
	CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO DE LOS MODELOS PARAMÉTRICOS	69
5.1.	ANÁLISIS SÍSMICO POR SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL	69
5.1.1.	Análisis modal por solicitaciones sísmicas	69
5.1.2.	Respuestas modales máximas	71
5.1.3.	Combinación modal	72
5.2.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD	73
	CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS	76
6.1.	RESULTADOS DE LOS MEPPs	76
6.2.	ANÁLISIS Y RESUMEN DE RESULTADOS	77

6.2.1. Periodos de vibración	77
6.2.1.1 Efecto del parámetro esbeltez longitudinal H/D	77
6.2.1.2 Efecto del parámetro esbeltez transversal H/B	78
6.2.1.3 Efecto del parámetro razón de aspecto de la planta R/L	79
6.2.1.4 Efecto del parámetro nt	79
6.2.2. Desplazamientos laterales máximos del pilar	80
6.2.2.1 Efecto del parámetro esbeltez longitudinal H/D	80
6.2.2.2 Efecto del parámetro esbeltez transversal H/B	81
6.2.2.3 Efecto del parámetro razón de aspecto de la planta R/L	82
6.2.2.4 Efecto del parámetro nt	82
6.2.3. Fuerzas cortantes	83
6.2.3.1 Efecto del parámetro esbeltez longitudinal H/D	83
6.2.3.2 Efecto del parámetro esbeltez transversal H/B	84
6.2.3.3 Efecto del parámetro razón de aspecto de la planta R/L	85
6.2.3.4 Efecto del parámetro nt	85
6.2.4. Momentos flectores	86
6.2.4.1 Efecto del parámetro esbeltez longitudinal H/D	86
6.2.4.2 Efecto del parámetro esbeltez transversal H/B	87
6.2.4.3 Efecto del parámetro razón de aspecto de la R/L	87
6.2.4.4 Efecto del parámetro nt	88
6.3. INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS EN LOS MEEPs	89
CÁPITULO VII: MÉTODO SIMPLIFICADO	90
7.1. INTRODUCCIÓN AL MÉTODO SIMPLIFICADO	90
7.2. EXPRESIONES SIMPLIFICADAS	90
7.2.1. Periodos fundamentales de vibración	92
7.2.1.1 Dirección longitudinal (Tx)	92
7.2.1.2 Dirección transversal (Ty)	93
7.2.2. Desplazamientos laterales máximos del pilar	93
7.2.2.1 Dirección longitudinal del eje 2 (D2)	93
7.2.2.2 Dirección transversal del eje 3 (D3)	93
7.2.3. Fuerzas cortantes máximas del pilar	94
7.2.3.1 Dirección longitudinal del eje 2 (V2)	94
7.2.3.2 Dirección transversal del eje 3 (V3)	94
7.2.4. Momentos flectores máximos del pilar	94
7.2.4.1 Alrededor de la dirección transversal del eje 3 (M3)	94
7.2.4.2 Alrededor de la dirección longitudinal del eje 2 (M2)	94

7.3. VALIDACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO	97
7.4. EJEMPLO ILUSTRATIVO	99
CONCLUSIONES	103
RECOMENDACIONES	106
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	108
ANEXO A: ESQUEMA ESTRUCTURAL DE PUENTES	110
ANEXO B: INCIDENCIA DE PARÁMETROS EN LOS MEPPs	127
ANEXO C: PLANTEAMIENTOS PARA DEDUCIR EXPRESIONES	131

RESUMEN

El presente trabajo de investigación contiene el estudio del comportamiento sísmico de un tipo de puente que considera una conexión no monolítica entre el tablero continuo y la subestructura mediante la combinación de topes sísmicos y apoyos comunes, estos últimos elementos fueron prescindidos en los análisis realizados. Se adoptó como caso de estudio a un conjunto de diez modelos estructurales de puentes, los cuales fueron propuestos con base en proyectos reales de ingeniería y publicaciones relacionadas con la línea de investigación. Los modelos estructurales corresponden a un esquema estructural cuya demanda sísmica recae principalmente en los pilares de concreto armado.

La configuración estructural de los puentes está conformada por tableros continuos de vigas de concreto presforzado (vigas AASHTO de sección I) y pilares de concreto armado en forma de martillo. La capacidad de los apoyos comunes, que sirven como conexión no rígida, fueron ignorados por tener una baja rigidez frente a cargas laterales, además, estos elementos suelen ser diseñados por combinaciones de cargas de gravedad y de servicio. En ese sentido, la fuerza sísmica se transmite a los pilares a través de los topes sísmicos. El primer grupo de diez modelos de puentes se elaboró en el programa CsiBridge y se los consideró como modelos refinados (Mco). A partir de estas configuraciones, se formuló los modelos definidos paramétricamente. Como carga sísmica, se utilizó tres espectros de diseño sísmico que cubren las zonas de mayor intensidad sísmica del territorio peruano. Estos fueron construidos de acuerdo con la norma AASHTO (2017) y los mapas de isoaceleraciones proporcionados por el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (MTC, 2018).

Se realizó un análisis paramétrico de las variables geométricas y físicas del primer grupo representativo de diez puentes para establecer parámetros que definan su comportamiento sísmico, a partir de lo cual se generó un segundo grupo de modelos estructurales definidos paramétricamente. Los modelos paramétricos se formularon analíticamente con base en un modelo simplificado (Ms) que considera el criterio de elementos discretos y masas concentradas. El modelo Ms se validó comparando las respuestas de interés obtenidas de este modelo con los obtenidos

de Mco, que incluye los efectos de apoyos comunes y topes sísmicos del grupo representativo de diez puentes. De esta manera, se logró emplear el modelo Ms en la obtención de respuestas sísmicas del segundo gran grupo de modelos paramétricos de puentes.

Los resultados de interés obtenidos del análisis sísmico en las dos direcciones realizados a los modelos paramétricos fueron: el periodo fundamental de vibración del puente y las respuestas sísmicas elásticas de desplazamiento lateral, fuerza cortante y el momento flector del pilar con mayor demanda sísmica. Además, se analizó los efectos que representan los parámetros previamente definidos como la esbeltez longitudinal (H/B), la esbeltez transversal (H/D), la razón de aspecto de la planta (R/L) y el número de tramos (nt) en los resultados de interés mencionados.

Del resumen de resultados de las respuestas sísmicas realizado de acuerdo con los conceptos de vibración de sistemas estructurales y de la influencia de los parámetros en el comportamiento sísmico de los modelos paramétricos, se logró proponer expresiones simplificadas como parte de un Método Simplificado de análisis y diseño sísmico. El Método es válido para los criterios considerados en esta investigación en un rango de valores de parámetros previamente definidos.

ABSTRACT

The present research work contains the study of the seismic behavior of a type of bridges that considers a non-monolithic connection between the continuous deck and the substructure through the combination of seismic stoppers and common supports, these last elements were omitted in the analyzes carried out. A set of ten structural models of bridges was adopted as a case study, these were proposed based on real engineering projects and publications related to the line of research. The structural models correspond to a structural scheme whose seismic demand falls mainly to the reinforced concrete piers.

The structural configuration of the bridges is made up of continuous decks of prestressed concrete beams (AASHTO I-section beams) and reinforced concrete piers of hammer shape. The capacity of common supports, which serve as a non-rigid connection, were ignored due to their low rigidity against lateral loads, in addition, these elements are usually designed by combinations of gravity and service loads. In that sense, the seismic force is transmitted to the piers through the seismic stoppers. The first group of ten bridge models was elaborated in the CsiBridge program and they were considered as refined models (Mco). From these configurations the parametrically defined models were formulated. As seismic load, three seismic design spectra were used that cover the areas with the highest seismic intensity of the Peruvian territory. These were built according to the standard AASHTO (2017) and the isoacceleration maps provided by the Manual of Bridges of the Ministry of Transport and Communications of Peru (MTC, 2018).

A parametric analysis of the geometric and physical variables of the first representative group of ten bridges was carried out to establish parameters that define their seismic behavior, from which a second group of parametrically defined structural models was generated. The parametric models were analytically formulated based on a simplified model (Ms) that considers the criterion of discrete elements and concentrated masses. The model Ms was validated by comparing the responses of interest obtained from this model with those obtained from Mco, which includes the effects of common supports and seismic stoppers of the representative group of ten bridges. In this way, it was possible to use the Ms

model in obtaining seismic responses from the second large group of parametric models of bridges.

From the seismic analysis carried out to the parametric models, in the two directions, the following results of interest were obtained: the fundamental period of vibration of the bridge and the elastic seismic responses of lateral displacement, shear force and the bending moment of the pier with the highest seismic demand. Furthermore, the effects represented by the previously defined parameters such as longitudinal slenderness (H/B), transverse slenderness (H/D), the planar aspect ratio (R/L) and the number of spans (n_t) in the results of interest mentioned.

From the summary of the results of the seismic responses made according to the concepts of vibration of structural systems, and the influence of the parameters on the seismic behavior of the parametric models of the bridges, it was possible to propose simplified expressions as part of a Simplified Method of analysis and seismic design. The Method is valid for the criteria considered in this research, in a range of values of the previously defined parameters.

PRÓLOGO

En la presente investigación se muestran los principales resultados del trabajo de tesis del alumno Mark Rondón sobre el comportamiento sísmico de un tipo de puente conformado por tableros de vigas de concreto presforzado, el cual es ampliamente utilizado por las ventajas que representan en las etapas del diseño y construcción. El estudio se enfocó en evaluar la capacidad estructural de este tipo particular de estructura ubicadas en zonas de alta sismicidad, empleando diferentes configuraciones.

En la tesis se genera de forma paramétrica un conjunto de casos representativos de puentes de mediana y larga longitud, a partir de la definición de las características físicas y geométricas que gobiernan su comportamiento elástico, los cuáles fueron sometidos a la acción del sismo. De esta manera, del conjunto de resultados obtenidos de efectuar el análisis sísmico a los casos definidos paraméricamente, fue posible evaluar el efecto de cada parámetro en la respuesta de interés.

La investigación culmina proponiendo un Método Simplificado para el análisis sísmico de este tipo particular de estructura que permite estimar las respuestas sísmicas elásticas de interés cuyos resultados son aceptables desde el punto de vista de la ingeniería estructural.

Víctor I. Fernández-Dávila G.
Profesor de Ingeniería Civil.

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla N°3.1: Resumen de las geometrías del grupo representativo de puentes	21
Tabla N°3.2: Combinaciones y factores de carga para los principales estados límites (AASHTO, 2017).	23
Tabla N°3.3: Factores de cargas permanentes. (AASHTO, 2017).	23
Tabla N°3.4: Zonas sísmicas. (MTC, 2018).	28
Tabla N°3.5: División de las categorías sísmicas. (AASHTO, 2009).	29
Tabla N°3.6: Factores de modificación de respuestas para la subestructura. (MTC, 2018).	33
Tabla N°3.7: Resumen de verificación de desplazamiento de pilares.	39
Tabla N°3.8: Períodos de vibración del modelo P1.	40
Tabla N°3.9: Períodos de vibración del modelo P2.	40
Tabla N°3.10: Períodos de vibración del modelo P3.	41
Tabla N°3.11: Períodos de vibración del modelo P4.	41
Tabla N°3.12: Períodos de vibración del modelo P5.	42
Tabla N°3.13: Períodos de vibración del modelo P6.	42
Tabla N°3.14: Períodos de vibración del modelo P7.	42
Tabla N°3.15: Períodos de vibración del modelo P8.	43
Tabla N°3.16: Períodos de vibración del modelo P9.	43
Tabla N°3.17: Períodos de vibración del modelo P10.	44
Tabla N°3.18: Resumen de respuestas sísmicas del grupo representativo de diez puentes.	45
Tabla N°4.1: Esbeltez longitudinal H/D	49
Tabla N°4.2: Esbeltez transversal H/B	49
Tabla N°4.3: Razón aspecto en planta R/L	50
Tabla N°4.4: Factor de reducción de inercia "r"	51
Tabla N°4.5: Número de tramos (nt)	52
Tabla N°4.6: Relación $W_b/D - R/L$.	55
Tabla N°4.7: Relación de $W_t/R - R/L$.	56
Tabla N°4.8: Rigidez lateral transversal del pilar considerando deformaciones de corte y flexión.	60
Tabla N°4.9: Propiedades mecánicas del material.	65
Tabla N°4.10: Casos de modelos estructurales paramétricos y valores asignados a cada parámetro.	66
Tabla N°4.11: Casos no disponibles de los MEPPs – Tablero tipo R1.	67

Tabla N°4.12: Casos no disponibles de los MEPPs – Tablero tipo R2.	68
Tabla N°5.1: Comparación de los periodos fundamentales de los puentes.	74
Tabla N°5.2: Comparación de desplazamientos laterales máximos en dos direcciones del pilar.	74
Tabla N°5.3: Comparación de fuerzas cortantes máximas en dos direcciones del pilar.	75
Tabla N°5.4: Comparación de momentos flectores máximos en dos direcciones del pilar.	75
Tabla N°7.1: Variables auxiliares del Método Simplificado según nt.	95
Tabla N°7.2: Validación de las expresiones del Método Simplificado para el Tablero tipo 1.	98
Tabla N°7.3: Validación de las expresiones del Método Simplificado para el Tablero tipo 2.	98

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura N°2.1: Primer puente de concreto en Chazelet, Francia, 1872. (Radić et al., 2008)	4
Figura N°2.2: Puente moderno Hong Kong-Zhuhai-Macao, China, 2018. (Foto de Business Wire Company).	5
Figura N°2.3: Tipos de tablero comunes de concreto. (Foto de la página web www.ingenierocivilinfo.com).	6
Figura N°2.4: Proceso de izaje e instalación de viga prefabricada. (Foto de Country material Corporation).	7
Figura N°2.5: Proceso de encofrado y apuntalamiento de tablero (Foto de Hecarabu Projects).	7
Figura N°2.6: Típicas formas de tablero de vigas (Hambly, 1991).	8
Figura N°2.7: Continuidad de vigas prefabricadas (Priestley et al, 1996).	8
Figura N°2.8: Tipos de pilares de concreto: (a) tipo placa, (b) sección martillo o hammerhead, (c) tipo pórtico con viga cabezal (Chen y Duan, 2014).	9
Figura N°2.9: Idealización del comportamiento de una columna. (Chen y Duan, 2003).	10
Figura N°2.10: Resistencia de elementos en estribos con apoyos: (a) vista lateral, (b) vista frontal. (Chen y Duan, 2014).	10
Figura N°2.11: Tipos de conexiones entre pilares y tableros: (a) monolítico, (b) combinación de apoyos y topes sísmicos (Chen y Duan, 1999).	11
Figura N°2.12: Desplazamiento de apoyos en puentes de tableros esviados. (Priestley et al., 1996).	13
Figura N°2.13: Falla a flexión por plastificación del acero de refuerzo, sismo de Northridge, 1994. (Priestley et al., 1996).	14
Figura N°2.14: Viaducto Cypress Street: (a) Inicios de su apertura, 1953; (b) Después del terremoto de Loma Prieta, 1989.	14
Figura N°2.15: Sistema de un grado de libertad (1gdl): (a) Sección transversal de la monocolumna; (b) Desplazamientos del modelo idealizado. (Priestley et al., 1996).	16
Figura N°2.16: Respuesta de un sistema de un grado de libertad para varias razones de amortiguamiento (Chen y Duan, 2003).	18
Figura N°3.1: Camión de diseño HL93 (AASHTO, 2007)	25
Figura N°3.2: Espectro de diseño sísmico. (AASHTO, 2017).	25
Figura N°3.3: Coeficientes sísmicos elásticos para un PGA igual a 0.6 g para un suelo tipo D.	27
Figura N°3.4: Coeficientes sísmicos elásticos para un PGA igual a 0.5 g para un suelo tipo D.	27

Figura N°3.5: Coeficientes sísmicos elásticos para un PGA igual 0.4 g para un suelo tipo D.	28
Figura N°3.6: Modelo estructural bidimensional refinado para análisis de puentes representativos.	30
Figura N°3.7: Propiedades de constreñimiento asignados a los modelos representativos.	30
Figura N°3.8: Sección transversal del puente de mayor ancho (Ancho del tablero = 15.30 m).	31
Figura N°3.9: Sección transversal del puente de menor ancho (Ancho del tablero=11.60 m).	31
Figura N°3.10: Rigidez efectiva a flexión de secciones agrietadas. AASHTO (2009)	32
Figura N°3.11: Diagrama de interacción – P1.	35
Figura N°3.12: Diagrama de interacción – P2.	36
Figura N°3.13: Diagrama de interacción – P3.	36
Figura N°3.14: Diagrama de interacción – P4.	36
Figura N°3.15: Diagrama de interacción – P5..	37
Figura N°3.16: Diagrama de interacción – P6.	37
Figura N°3.17: Diagrama de interacción – P7.	37
Figura N°3.18: Diagrama de interacción – P8.	38
Figura N°3.19: Diagrama de interacción – P9.	38
Figura N°3.20: Diagrama de interacción – P10.	38
Figura N°3.21: Primeros modos de vibración del puente P1: (a) modo1, (b) modo 2.	40
Figura N°3.22: Primeros modos de vibración del puente P2: (a) modo1, (b) modo 2.	41
Figura N°3.24: Primeros modos de vibración del puente P4: (a) modo1, (b) modo 2.	41
Figura N°3.25: Primeros modos de vibración del puente P5: (a) modo1, (b) modo 2.	42
Figura N°3.26: Primeros modos de vibración del puente P6: (a) modo1, (b) modo 2.	42
Figura N°3.27: Primeros modos de vibración del puente P7: (a) modo1, (b) modo 2.	43
Figura N°3.28: Primeros modos de vibración del puente P8: (a) modo1, (b) modo 2.	43
Figura N°3.29: Primeros modos de vibración del puente P9: (a) modo1, (b) modo 2.	44
Figura N°3.30: Primeros modos de vibración del puente P10: (a) modo1, (b) modo 2.	44
Figura N°4.1: Geometría y descripción de las componentes del puente.	47

Figura N°4.2: Sección transversal de tableros típicos para dos carriles vehiculares: (a) Tipo 1 con $R_1=15.30$ m, (b) Tipo 2 con $R_2=11.60$ m.	48
Figura N°4.3: Coeficientes elásticos de espectros de diseño sísmico. MTC (2018).	53
Figura N°4.4: Correlación $W_b/D - R/L$.	55
Figura N°4.5: Correlación $W_t/R - R/L$.	57
Figura N°4.6: Modelo analítico de varios grados de libertad vgd'l's: (a) Geometría, (b) Modelo simplificado.	59
Figura N°4.7: Elemento discreto viga-columna tridimensional en el sistema de referencia local.	59
Figura N°4.8: Elemento discreto tipo columna.	61
Figura N°4.9: Elemento discreto tipo viga.	62
Figura N°4.10: Longitud tributaria del pilar: (a) Elevación del pilar tipo monocolumna, (b) Idealización de la masa concentrada.	65
Figura N°6.1: Periodos fundamentales de vibración en la dirección del eje X, Y para valores variables de H/D.	78
Figura N°6.2: Periodos fundamentales de vibración en la dirección del eje X, Y para valores variables de H/B.	78
Figura N°6.3: Periodos fundamentales de vibración en la dirección del eje X, Y para valores variables de R/L.	79
Figura N°6.4: Periodos fundamentales de vibración en la dirección del eje X, Y para valores de $n_t=2,3,4,5$ y 6.	80
Figura N°6.5: Desplazamientos laterales máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de H/D.	81
Figura N°6.7: Desplazamientos laterales máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de R/L.	82
Figura N°6.8: Desplazamientos laterales máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores de $n_t=2,3,4,5$ y 6.	83
Figura N°6.9: Fuerzas cortantes máximas del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de H/D.	84
Figura N°6.10: Fuerzas cortantes máximas del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de H/B.	84
Figura N°6.11: Fuerzas cortantes máximas del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de R/L.	85
Figura N°6.12: Fuerzas cortantes máximas del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores de $n_t=2,3,4,5$ y 6.	86
Figura N°6.13: Momentos flectores máximos del pilar alrededor del eje local x' , y' para valores variables de H/D.	86
Figura N°6.14: Momentos flectores máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de H/B.	87

Figura N°6.15: Momentos flectores máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de R/L .	88
Figura N°6.16: Momentos flectores máximos del pilar en la dirección del eje X , Y para valores de $n_t=2,3,4,5$ y 6 .	88
Figura N°7.1: Ejes de referencia global y esquema estructural para los resultados del Método Simplificado.	91
Figura N°7.2: Ejes de referencia local para las respuestas sísmicas del pilar de mayor demanda sísmica según el Método Simplificado.	91
Figura N°7.3: Diagrama de flujo del Método Simplificado	96

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- Ag:** Área de sección bruta del pilar (m²).
- As:** Área sometida a deformaciones por corte.
- Ast:** Área del acero de refuerzo longitudinal del pilar.
- B:** Lado mayor de la sección transversal del pilar (m).
- Bo:** Longitud del lado del pilar paralelo a la dirección de análisis (m).
- C:** Matriz de amortiguamiento.
- c:** Constante de amortiguamiento.
- c_{cr}:** Constante de amortiguamiento crítico.
- Dp:** Desplazamientos laterales máximos en el pilar (m).
- D:** Lado menor de la sección transversal del pilar (m).
- D2:** Desplazamiento máximo del pilar en la dirección del eje local 2.
- D3:** Desplazamiento máximo del pilar en la dirección del eje local 3.
- DC:** Peso de carga permanentes.
- d_i(t):** Factor de participación dinámica.
- DW:** Peso de carga de la superficie de rodadura.
- Dx':** Desplazamiento elástico máximo del pilar en la dirección del eje local x'.
- Dy':** Desplazamiento elástico máximo del pilar en la dirección del eje local y'.
- E:** Módulo de elasticidad del material (tonf/m²).
- EI_e:** Rigidez efectiva a flexión.
- EQ_L:** Carga sísmica longitudinal.
- EQ_T:** Carga sísmica transversal.
- EQ_x:** Carga por sismo en la dirección longitudinal del eje X.
- EQ_y:** Carga por sismo en la dirección transversal del eje Y.
- f_{Dy}:** variable auxiliar según nt.
- FAD:** Factor de amplificación dinámica.
- f'c:** Resistencia a compresión del concreto.
- F_v:** Coeficiente de sitio para periodo de 1.0 s.
- G:** Módulo de corte del material (tonf/m²).
- GAs:** Rigidez efectiva a corte.
- g:** Gravedad.

- H :** Altura del pilar (m).
- HB :** Esbeltez longitudinal.
- HD :** Esbeltez transversal.
- H_o :** Altura libre del pilar (m).
- I :** Matriz identidad.
- I_e :** Momento de inercia efectiva.
- I_{ecx} :** Inercia efectiva del pilar en la dirección longitudinal.
- I_{ecy} :** Inercia efectiva del pilar en la dirección transversal.
- IM :** factor de impacto vehicular.
- I_{ty} :** Inercia del tablero de sección compuesta en la dirección transversal.
- I_v :** Inercia de la viga en la dirección transversal.
- K :** Matriz de rigidez del modelo Ms.
- k :** rigidez del modelo idealizado.
- k_c^e :** Matriz de rigidez del elemento tipo columna.
- k_e :** rigidez efectiva del elemento.
- K_L :** Matriz de rigidez condensada.
- $K_{\theta\theta}$:** Submatriz asociada a los desplazamientos rotacionales.
- $K_{u\theta}$:** Submatriz asociada al acoplamiento entre los desplazamientos laterales y rotacionales.
- K_{uu} :** Submatriz asociada a desplazamientos laterales.
- L :** Longitud de tramo entre ejes de apoyo del pilar (m).
- L_{total} :** Longitud total del puente (m).
- LL :** Cargas vivas.
- Mp :** Momentos flectores máximos en la base del pilar (tonf-m).
- m :** masa discreta del modelo idealizado.
- M :** Matriz de masas concentradas del modelo Ms.
- $M2$:** Momento flector máximo del pilar alrededor del eje local 2.
- $M3$:** Momento flector máximo del pilar alrededor del eje local 3.
- Mco :** Modelo estructural refinado.
- $MEPPs$:** Modelo estructural paramétrico de puentes.
- η_y :** Coeficiente según Ri.
- m_L :** Masa longitudinal.
- Mn :** Resistencia de momento nominal a flexión (tonf-m).

- Ms:** Modelo simplificado propuesto utilizado en los MEPPs.
- m_T :** Masa transversal.
- $M_{x'-x'}$:** Momento flector elástico máximo del pilar alrededor del eje local x' .
- M_{yi} :** Momento en la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal.
- $M_{y'-y'}$:** Momento flector elástico máximo del pilar alrededor del eje local y' .
- nt :** Número de tramos.
- P_{axial} :** Carga axial por cargas permanentes.
- PGA:** Máxima aceleración del suelo.
- P_n :** Resistencia nominal de carga axial del pilar (tonf).
- Q_i :** Efecto de la fuerza según el caso de carga.
- R :** Ancho de la sección transversal del tablero (m).
- r :** Factor de reducción de inercia bruta.
- R_d :** Factor de magnificación de desplazamientos para estructuras de corto periodo.
- Re :** Resultado de interés.
- R_i :** Tipo de ancho de tablero.
- RL :** Razón de aspecto de la planta.
- R_n :** Resistencia nominal.
- R_r :** Resistencia última.
- R_x :** Factor de modificación de respuesta en la dirección longitudinal.
- R_y :** Factor de modificación de respuesta en la dirección transversal.
- S_1 :** Coeficiente obtenido para el periodo de 1.0 s del espectro de peligro uniforme para suelo tipo roca.
- S_{1f} :** Esfuerzo de fluencia idealizado.
- S_{D1} :** Coeficiente del espectro de diseño para el periodo de 1.0 s.
- SDCs:** Categoría de diseño sísmico.
- S_{di} :** Valor leído del espectro de diseño sísmico para la respuesta de interés.
- S_{y1} :** Esfuerzo de la primera fluencia.
- T :** Periodo fundamental de vibración (s).
- T' :** Periodo característico del movimiento del suelo.
- t_d :** tiempo de duración de la carga (s).
- T_i :** Periodo de vibración del i -ésimo modo.
- T_n :** Periodo fundamental de vibración (s).
- T_s :** Periodo al final de la plataforma constante del espectro de diseño sísmico.

T_x:	Periodo fundamental de vibración en la dirección longitudinal del eje X.
T_y:	Periodo fundamental de vibración en la dirección transversal del eje Y.
u:	Desplazamiento relativo.
\dot{u}:	Velocidad relativa.
u_g:	Desplazamiento de la base del modelo.
\ddot{u}_g:	Aceleración relativa del suelo.
u_s:	Desplazamiento relativo de la masa discreta respecto a la base.
\dot{u}_s:	Aceleración relativa de la masa respecto a la base.
\ddot{u}_s:	Velocidad relativa de la masa respecto a la base.
u_t:	Desplazamiento total de la masa discreta.
V:	Fuerzas cortantes máximas en el pilar (tonf).
V_2:	Fuerza cortante máxima del pilar en la dirección del eje local 2.
V_3:	Fuerza cortante máxima del pilar en la dirección del eje local 3.
$V_{x'}$:	Fuerza cortante elástica máxima del pilar en la dirección del eje local x'
$V_{y'}$:	Fuerza cortante elástica máxima del pilar en la dirección del eje local y'
W_b:	Peso de la viga cabezal (tonf/m).
W_t:	Peso del tramo del tablero (tonf/m).
X_i:	Formas de modo sin normalizar.
Y:	Solución de la ecuación modal de movimiento.
$Y_{i,máx}$:	Respuesta modal máxima del i -ésimo modo.
α:	Variable auxiliar según nt.
β:	Variable auxiliar según nt.
Γ_i:	Factor de participación estática del i -ésimo modo.
γ_i:	Factor de amplificación de carga.
Δ_C^L:	Capacidad de desplazamiento tomando a lo largo del eje local principal del pilar.
Δ_D^L:	Demanda de desplazamiento tomando a lo largo del eje local principal del pilar.
δ_1:	Deformación de la primera fluencia.
δ_u:	Deformación última del acero de refuerzo.
δ_y:	Deformación por la fluencia idealizada.
n_i:	Factor modificador de carga.
Λ:	Factor para la condición de restricción en los extremos de columna.
μ:	Ductilidad de la sección.

- ν** : Razón de Poisson.
- ξ** : Razón de amortiguamiento crítico.
- ξ_i** : Razón de amortiguamiento crítico del i-ésimo modo.
- ν_x** : Coeficiente según Ri.
- ν_y** : Coeficiente según Ri.
- Φ** : Deformación por corte.
- Φ_i** : Formas de modo normalizado respecto a la matriz de masa.
- φ** : Factor reducción.
- φ_i** : Coeficiente según Ri.
- φ_{yi}** : Curvatura en la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal.
- χ_i** : Coeficiente según Ri.
- ψ_i** : Coeficiente según Ri.
- ω_D** : frecuencia amortiguada.
- ω_i** : frecuencia angular de i-ésimo modo.
- ω_n** : frecuencia angular no amortiguada.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

La elección de la configuración estructural y el tipo de puente dependen principalmente de la longitud total que se desea abordar y otros criterios de sitio que corresponden a estas estructuras. Por las ventajas que presentan en la optimización de recursos en las etapas de diseño y ejecución, en tramos de luces cortas y medianas, suelen ser eficientes los puentes de tableros continuos de vigas de concreto presforzado apoyados en la subestructura por medio de dispositivos de apoyo y topes sísmicos como sistema de restricción. Los apoyos podrían influir en la respuesta sísmica del puente siempre que se garantice su estabilidad y sus propiedades dinámicas por medio de ensayos. En el presente estudio se ha adoptado por prescindir de los efectos de estos apoyos comunes al ser considerados no sísmicos por tener baja rigidez lateral. Respecto a los topes sísmicos, estos sirven para restringir los desplazamientos relativos que se producen entre la subestructura y el tablero cuando ocurre un movimiento sísmico en el suelo, de ese modo se garantiza la estabilidad del tablero.

Se ha considerado a los topes sísmicos como una restricción de acción activa frente al sismo y de reacción pasiva frente a las cargas de servicio, lo cual se logra cuando la holgura (*gap*) que existe entre los topes y los apoyos cumplen sólo los límites de desplazamientos producido por la contracción de fragua del concreto (*Shrinkage*), el flujo plástico del concreto (*Creep*) y la contracción por temperatura. Por lo que los topes transmiten las fuerzas sísmicas hacia la subestructura sin considerar la influencia de los apoyos en la respuesta sísmica del puente.

El principal objetivo de la presente Tesis es estudiar el comportamiento sísmico de un tipo de puente mediante un análisis elástico lineal empleando modelos paramétricos, otros objetivos planteados son: establecer mediante un análisis de sensibilidad los parámetros geométricos que tienen mayor influencia en la respuesta sísmica del puente, validar un modelo simplificado propuesto (*Ms*) para el análisis de los casos de modelos parámetros y analizar cuantitativamente cuáles son los efectos de los parámetros en las respuestas de interés. Además, se propone un Método Simplificado de análisis sísmico que pueda estimar las características dinámicas del puente, permitir realizar un diseño preliminar de los pilares de concreto armado y proporcionar herramientas en la búsqueda de una

mejor estructuración. El procedimiento simplificado de diseño sísmico es útil en la etapa inicial previa realización de modelos complejos y diseños definitivos de puentes.

La tesis se agrupa en los siguientes capítulos descritos a continuación.

En el capítulo II se presentan los fundamentos teóricos del estado del arte y la concepción estructural de los puentes. Así como las referencias bibliográficas referidas al comportamiento sísmico de estas estructuras.

En el capítulo III se describe la generación de los modelos estructurales refinados (Mco) de un grupo representativo de diez puentes adoptado como casos de estudio. Tales modelos fueron planteados con base en proyectos reales de la ingeniería de puentes y están conformados por elementos discretos bidimensionales en la que se incluye los efectos de los topes sísmicos y apoyos comunes. También se muestra los criterios de diseño sísmico aplicado a los modelos Mco de acuerdo con las normas vigentes.

En el capítulo IV se identifican los parámetros geométricos y físicos que definen la geometría del primer grupo de diez puentes, siendo estos parámetros aquellos que también permiten estudiar su comportamiento sísmico. Luego de establecer un rango de valores de los parámetros identificados, se genera mediante combinatoria de estos, un segundo grupo de modelos estructurales definidos paramétricamente (MEPPs). Para fines de análisis sísmico de los modelos paramétricos, se propone un modelo simplificado (Ms) que fue desarrollado de manera analítica.

En el capítulo V se presenta el análisis de sensibilidad de las respuestas sísmicas, comparando resultados de interés obtenidos de los modelos Ms y Mco, a fin de validar el modelo Ms. Con base en el modelo Ms se calculó las respuestas sísmicas del segundo grupo de modelos estructurales paramétricos de puentes (MEPPs).

En el capítulo VI se analiza de manera cuantitativa el efecto que representan cada parámetro establecido en la variación de las respuestas sísmicas de un grupo de MEPPs.

En el Capítulo VII se propone y se deduce un Método Simplificado de análisis sísmico que estima de forma aproximada la obtención de respuestas sísmicas de puentes de geometría regular. La cual es válida en un rango de valores para cada parámetro.

Las conclusiones y recomendaciones se agrupan por temas de estudio, en estas se resume los principales resultados que se desprenden de la investigación desde un aspecto cuantitativo y cualitativo.

CÁPITULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1 PUENTES DE CONCRETO

2.1.1 Introducción y conceptos generales

Los puentes se clasifican principalmente por la funcionalidad de la vía y el medio de transporte que la estructura soporta, por el esquema estructural, y por el tipo de material predominante de sus elementos estructurales.

El concreto como material de construcción se desarrolló a finales del siglo XIX y a principios del siglo XX. Desde entonces se ha convertido en un material ampliamente utilizado en las construcciones de puentes y obras civiles. El primer puente con este material fue construido por Joseph Monier en el año 1875 en Francia (Figura N°2.1), con una longitud de tramo de 16.50 m. Durante el transcurso de los años las técnicas constructivas y la concepción estructural ha ido mejorando acompañado de nuevas tecnologías como lo fue la implementación del concreto presforzado. Esta técnica de presforzar el concreto fue impulsada en sus inicios por el Ingeniero Estructural Freyssinet, quien junto a otros ingenieros franceses y alemanes aportaron significativamente en sentar las bases del diseño de estructuras de concreto presforzado. El criterio principal fue crear esfuerzos ficticios en el concreto mediante la instalación de aceros denominados pasivos, que mejoran el comportamiento del material frente a esfuerzos de tracción que el concreto armado convencional no tiene la capacidad de resistir.

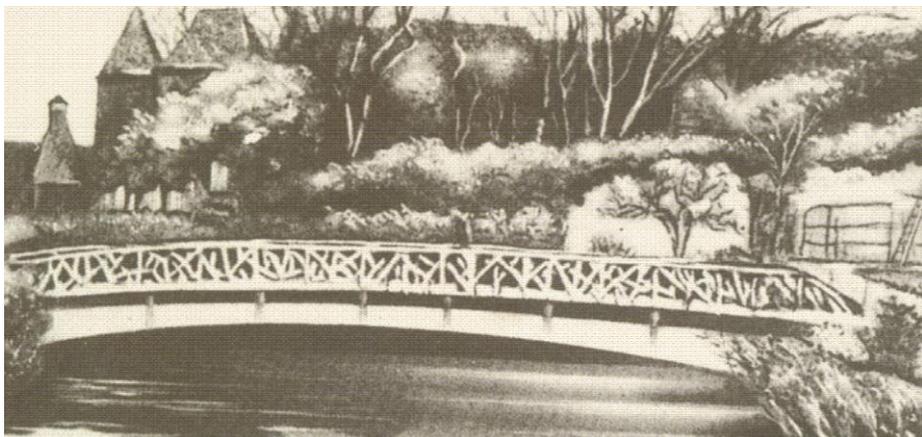


Figura N°2.1: Primer puente de concreto en Chazelet, Francia, 1872.
(Radić et al., 2008)

Con el transcurso de los años, las técnicas de diseño se han ido desarrollando por medio de investigaciones y lecciones aprendidas a causa de fallas estructurales, lo cual amplió la experiencia y los conocimientos para mejorar el diseño estructural frente a eventos sísmicos.

En la actualidad es posible construir puentes de concreto armado y presforzado de gran envergadura en diferentes condiciones de sitio. Un ejemplo de un diseño moderno es el caso puente Hong Kong-Zhuhai-Macao ubicado en China (Figura N°2.2) considerado unos de los puentes más largos.



Figura N°2.2: Puente moderno Hong Kong-Zhuhai-Macao, China, 2018.
(Foto de Business Wire Company).

Los puentes de concreto armado son soluciones eficientes en tramos de cortos y medianos con tableros simplemente apoyados, mientras que los puentes de tableros continuos de concreto presforzado y de múltiples tramos compiten con otros puentes de configuraciones complejas. Sin embargo, estos son ineficientes a medida que la longitud total se incrementa o las condiciones topográficas y de sitio limitan el esquema estructural.

La sección del tablero más sencilla es la del tipo losa que sirve para abordar luces cortas. A medida que la luz libre se incrementa se proponen puentes con losas alveoladas o nervadas con secciones rectangulares de viga. Si la longitud del tramo es cada vez mayor entonces se orienta a plantear tableros de sección viga-losa y de sección cajón de concreto presforzado (Figura N°2.3), estos tableros suelen ser continuos en todo su tramo.

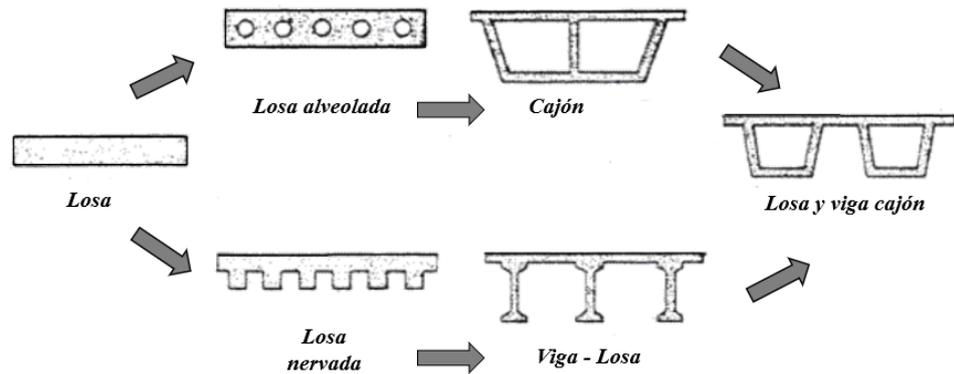


Figura N°2.3: Tipos de tablero comunes de concreto.
(Foto de la página web www.ingenierocivilinfo.com).

2.1.2 Proceso constructivo

Las vigas presforzadas pueden ser pretensadas o postensadas según la etapa de aplicación de las tensiones en el acero de presfuerzo. En el primer caso, se instala y tensa el acero de presfuerzo antes de vaciado del concreto, una vez que este material alcance la resistencia requerida se destensa el acero de presfuerzo progresivamente transmitiendo por deformaciones esfuerzos de compresión al concreto. El segundo caso consiste en vaciar el concreto en la viga sin tensar el acero activo, una vez alcanzado la resistencia requerida del concreto se aplica tensión mediante equipos y gatos hidráulicos para transmitir esfuerzos por flexocompresión al concreto.

En general ambos sistemas pueden ser utilizados para prefabricar las vigas durante la construcción del puente. El segundo caso es favorable cuando exista materiales de construcción en el sitio de obra y el primer caso cuando el medio de transporte para trasladar las vigas resulta ser económica y segura.

El proceso constructivo en puentes prefabricados consiste en izar las vigas e instalarlas sobre los estribos del puente, después se le dará continuidad al tablero o solo será considerado como apoyado sobre la subestructura (Figura N°2.4), según sean los requerimientos del proyecto.



Figura N°2.4: Proceso de izaje e instalación de viga prefabricada.
(Foto de Country material Corporation).

Los puentes de vigas con vaciado en el sitio (*in situ*) son también otro método de construcción que requiere apuntalar el encofrado del fondo del tablero para vaciar el concreto. Si las condiciones de la obra son desfavorables este proceso podría inviable (Figura N°2.5).



Figura N°2.5: Proceso de encofrado y apuntalamiento de tablero
(Foto de Hecarabu Projects).

2.2 COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA

2.2.1 Tableros de vigas

El uso de los tipos de tableros de vigas definidos por su continuidad influye en la distribución de las cargas de gravedad de peso propio, cargas muertas y sobrecarga (Figura N°2.6). También la conexión con la

subestructura tiene efectos en la distribución por cargas laterales como la del sismo como se explica en el ítem 2.2.3.

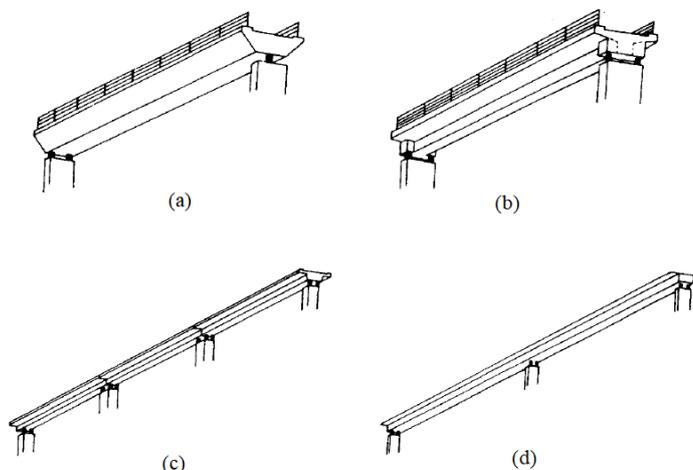


Figura N°2.6: Típicas formas de tablero de vigas (Hambly, 1991).

En la Figura N°2.6 se puede apreciar lo siguiente: (a) tablero simplemente apoyado en 3 elementos que es estáticamente determinado para la flexión y torsión, (b) tablero apoyado en 4 elementos que la hace determinada sólo a la flexión, (c) tablero simplemente apoyado en múltiples tramos lo cual es determinado a la flexión, (d) tablero continuo indeterminado (Hambly, 1991).

La ventaja de la continuidad de los tableros es distribuir mejor las cargas vivas y evitar posibles fallas en las juntas entre tramos. Cuando se emplean vigas prefabricadas, la continuidad se realiza durante el proceso de endurecimiento del concreto de la losa y de la viga diafragma con refuerzos adicionales en la junta, tal como se muestra en la Figura N°2.7.

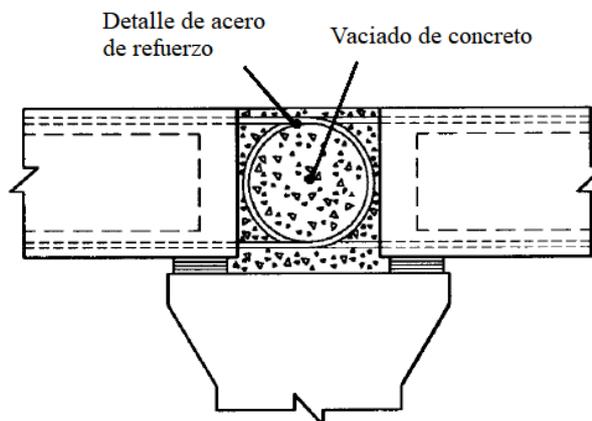


Figura N°2.7: Continuidad de vigas prefabricadas (Priestley et al, 1996).

El AASHTO recomienda geometrías de vigas de sección I, utilizadas como elementos prefabricados, que varían en el rango de longitud entre ejes de apoyos desde de 15 m hasta 40 m. Para fines de proyectos definitivos, la sección de estos elementos es modificada para optimizar sus propiedades geométricas.

2.2.2 Pilares y estribos

Los pilares son elementos de soporte de la superestructura que permiten transmitir las cargas verticales y laterales hacia la cimentación. La tipología de los pilares es diversa según la funcionalidad del puente y las condiciones topográficas (Figura N°2.8). Desde el punto de vista de diseño sísmico, el criterio de selección de mayor relevancia en zonas de alta sismicidad es considerar las propiedades de ductilidad.

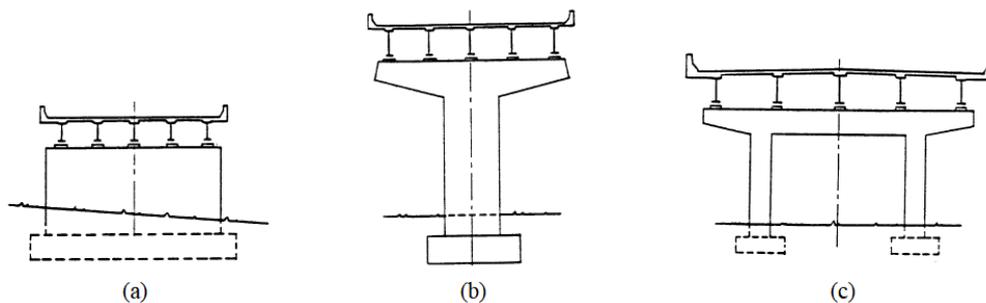


Figura N°2.8: Tipos de pilares de concreto: (a) tipo placa, (b) sección martillo o hammerhead, (c) tipo pórtico con viga cabezal (Chen y Duan, 2014).

La ductilidad local en las columnas y pilares se cuantifica como la capacidad de carga que tiene el elemento para admitir deformaciones superiores a la fluencia δ_y . En la Figura N°2.9, se aprecia un estado inicial de fuerzas S_{y1} y deformaciones δ_1 de la primera fluencia de acero de refuerzo, las cuales pueden ser idealizadas como S_{1f} y δ_y con base en la rigidez efectiva k_e . Esta aproximación se realiza para representar el comportamiento elastoplástico de la sección mediante una curva bilineal de fuerzas y deformaciones.

La ductilidad local última μ (Ec. 2.1), se define como la razón de la deformación inelástica más allá de la fluencia y la deformación elástica, siendo de interés para cuantificar la capacidad de disipar de energía mediante deformaciones de una determinada sección del elemento estructural (Chen y Duan, 2003).

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (2.1)$$

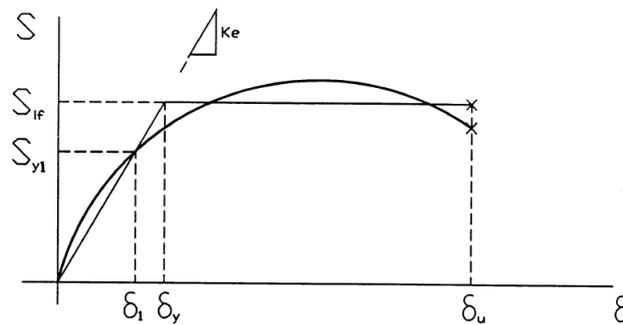


Figura N°2.9: Idealización del comportamiento de una columna. (Chen y Duan, 2003).

A diferencia de los pilares, los estribos presentan una gran rigidez transversal con un comportamiento de ductilidad limitada. Estos elementos podrían tomar las fuerzas sísmicas según el comportamiento estructural planteado. Los estribos sirven para el acceso vehicular y la retención del material de relleno en los extremos del puente (Chen y Duan, 2014).

El enfoque sísmico de los estribos conectados mediante apoyos y topes sísmicos, es asegurar que estos elementos no fallen cuando se transmiten las fuerzas sísmicas hacia la subestructura. Cuando los estribos interactúan con el suelo, resulta complicado cuantificar la respuesta sísmica del material de relleno frente a una carga sísmica longitudinal EQ_L , más aún si el criterio de diseño está orientado a que los estribos tomen estas fuerzas por medio de los empujes pasivos. En la dirección transversal, son los topes tipo llave de corte los que transmiten las fuerzas sísmicas EQ_T hacia el estribo.

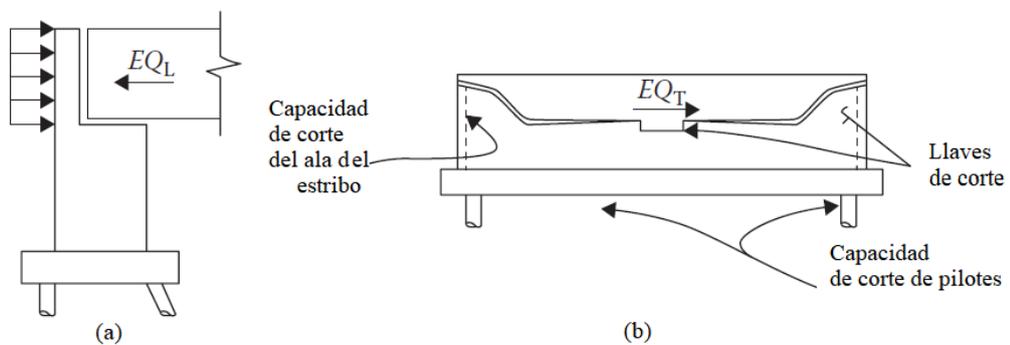


Figura N°2.10: Resistencia de elementos en estribos con apoyos: (a) vista lateral, (b) vista frontal. (Chen y Duan, 2014).

2.2.3 Conexión entre el pilar y el tablero

Las conexiones son importantes en el sistema Sismorresistente por que modifican las características dinámicas de la estructura y la distribución de las fuerzas sísmicas en los elementos estructurales.

En la dirección longitudinal, las conexiones monolíticas distribuyen los momentos por sismo entre el pilar y el tablero del puente a través del nudo que conecta a estas partes del puente. Esta redundancia aumenta la rigidez lateral y la fuerza sísmica que toma la estructura y reduce la flexibilidad frente a los desplazamientos laterales. En la Figura N°2.11 (a) se muestra un detalle constructivo típico de nudo rígido.

Cuando la conexión se realiza mediante apoyos de alto nivel de amortiguamiento y topes sísmicos, el periodo de la estructura en el análisis de la dirección longitudinal se incrementa y genera una reducción en las fuerzas sísmicas de diseño. Si en la otra dirección de análisis se limitara las holguras entre los apoyos y los topes, estos elementos se encargarían de transmitir las fuerzas sísmicas hacia los pilares Figura N°2.11(b).

Existen apoyos comunes de poca rigidez lateral y bajo nivel de amortiguamiento que son diseñados principalmente por cargas de gravedad y de servicio. Para este caso, la holgura entre los apoyos y los topes se limita en cumplir desplazamiento producidos por efectos de temperatura a corto y largo plazo. Y de esa manera, los topes cumplirían la función de transmitir las fuerzas sísmicas en las dos direcciones de análisis hacia la subestructura cuando ocurra un evento sísmico.

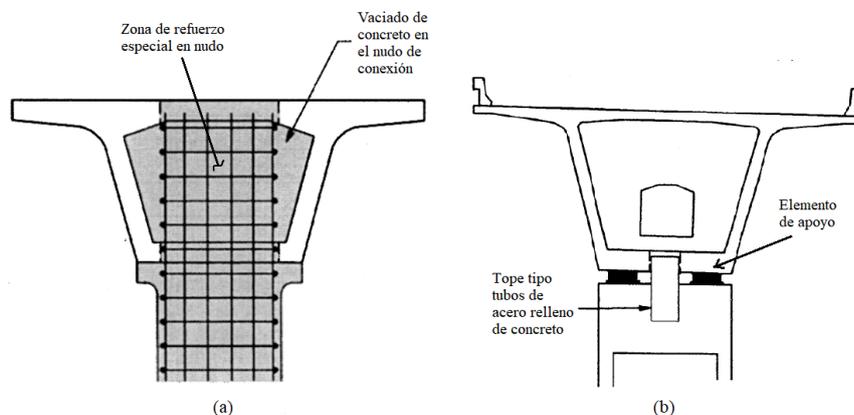


Figura N°2.11: Tipos de conexiones entre pilares y tableros: (a) monolítico, (b) combinación de apoyos y topes sísmicos (Chen y Duan, 1999).

2.3 DISEÑO SÍSMICO CONCEPTUAL

2.3.1 Daños sísmicos estructurales

Los puentes son medios de transporte que sirven para conectar ciudades y realizar pasos a desnivel en zonas urbanas. Las fallas estructurales y su inoperatividad después de un evento sísmico significarían un impacto negativo en los medios de transporte.

Los daños estructurales por eventos sísmicos dependen principalmente de las propiedades del suelo, las condiciones de sitio, el esquema estructural y de los procesos constructivos (Chen y Duan, 2003).

Los daños producidos por las condiciones de sitio suelen presentarse en puentes de gran longitud, porque las aceleraciones en las bases de la subestructura podrían ser distintas por la naturaleza del sismo. En las prácticas de diseño, se suele asumir que la aceleración del sismo en la base de la estructura es la misma.

Las condiciones de suelo contempladas en el diseño inicial podrían cambiar a causa del fenómeno de licuefacción y otros. Lo cual modificaría las propiedades de cimentación produciendo fallas de estabilidad y diseño en los elementos de los puentes. Este caso suele ocurrir cuando los puentes cruzan cauces de ríos o el suelo de fundación presenta altos niveles freáticos.

La falla en la configuración estructural es diversa, siendo la más recurrente el desplazamiento de los apoyos (*unseating*) que se produce por longitudes de asiento cortas e inadecuadas en la zona de conexión de continuidad de tableros. En los puentes simplemente apoyados se produce este tipo de falla por el movimiento relativo entre los extremos de apoyo de la superestructura. La falla por deslizamiento (*unseating*) también es usual en los puentes con tableros esviados, cuyos extremos no son rectos sino forman un ángulo con el eje del puente. En esta geometría los efectos de la torsión en planta incrementan la respuesta de desplazamiento de los apoyos (Figura N°2.12).

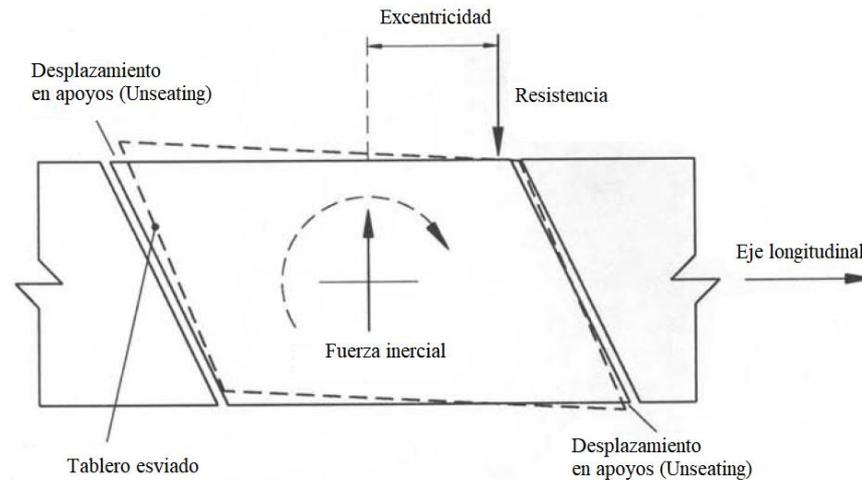


Figura N°2.12: Desplazamiento de apoyos en puentes de tableros esviados. (Priestley et al., 1996).

Otra típica falla es por la presencia de poca ductilidad que suele suceder cuando los elementos de refuerzo están mal confinados. El diseño sísmico de las columnas o pilares que se comportan a flexocompresión, deberían tener la capacidad de disipar energía por medio de deformaciones cíclicas producidas por el sismo sin perder su resistencia. Si el núcleo de la sección de concreto no está confinado de acuerdo con las solicitaciones sísmicas por los estribos, las cargas de compresión que se transmiten hacia el refuerzo longitudinal producirán pandeo y fisuras en el recubrimiento de este. El estado de falla ocurre cuando los estribos pierden su eficiencia al confinamiento, que finalmente termina en una degradación del material y su resistencia. Esta zona de falla se le conoce como rotula plástica (Figura N°2.13).

Las fallas por corte son usuales en pilares o columnas cortas que presentan una gran rigidez. Siendo el comportamiento de esta falla compleja, porque actúan de manera conjunta las fuerzas por corte y la carga axial a compresión, el refuerzo por confinamiento podría ceder al mismo tiempo que la degradación del concreto aumenta de manera rápida y sin advertencia.



Figura N°2.13: Falla a flexión por plastificación del acero de refuerzo, sismo de Northridge, 1994. (Priestley et al., 1996).

Los daños producidos en las llaves de corte ubicadas en la parte interna y externa de los estribos se dan porque estos bloques de concreto no presentan un comportamiento dúctil sino del tipo frágil. La falla se produce al transmitirse las fuerzas sísmicas transversales hacia los topes sísmicos, cuando estos elementos se oponen al desplazamiento relativo entre el tablero y los estribos del puente.

Las fallas por una mala concepción estructural son las más críticas que podrían ocurrir en las estructuras de geometría compleja. Un caso de estudio y representativo fue el colapso en gran parte del Viaducto Cypress Street que falló a causa del terremoto de Loma Prieta en 1989. El puente fue diseñado para dos niveles vehiculares que eran sostenidos por columnas y pedestales, las conexiones que unían ambos elementos no presentaron un diseño seguro cuando se produjo el terremoto, porque la susceptibilidad a la vibración de los pedestales ocasionó que estos fallen causando el deslizamiento de las columnas hacia abajo.



(a)



(b)

Figura N°2.14: Viaducto Cypress Street: (a) Inicios de su apertura, 1953; (b) Después del terremoto de Loma Prieta, 1989.

2.3.2 Criterios de diseño sísmico

Es importante mencionar algunos aspectos de diseño sísmico conceptual, antes de realizar cálculos numéricos, con el objetivo de acelerar el proceso de diseño. Al plantear un adecuado esquema estructural se tiende a cumplir los requerimientos normativos y garantizar la resistencia sísmica de los puentes. En los siguientes párrafos se mencionan algunos estudios referidos al tema en mención.

Los criterios para distribuir las fuerzas sísmicas hacia la subestructura dependen principalmente de las rigideces de los pilares. Este aspecto es de mayor interés cuando los pilares tienen alturas elevadas y variables. En el estudio realizado por Manhui et al. (2020), se analizó la combinación de conexiones rígidas y flexibles entre el tablero del puente y los pilares, con la finalidad de mejorar el comportamiento sísmico de la estructura con las características descritas. El modelo que se estudió fue un puente de gran altura ubicado en China.

Los puentes con pilares de alturas variables también han sido analizados por Guirguis y Mehanny (2012) desde un enfoque comparativo de las normas de diseño EC8 (2005) y el AASHTO (2008), en la que presta atención a los criterios de regularidad de los pilares. La investigación culmina proponiendo criterios de diseño de pilares en condiciones especiales de su sección transversal.

Un posible problema en los puentes continuos es el diseño inadecuado de las conexiones de continuidad del puente. Sritharan et al. (2017), realizaron una amplia investigación experimental en la que proporciona opciones de conexión convencionales y no convencionales entre vigas prefabricadas y la viga cabezal. También se estudiaron los mecanismos de transferencia de las fuerzas sísmicas que ocurre en la continuidad de estos elementos.

Respecto a los apoyos comunes del tipo elastoméricos que no se haya validado sus propiedades dinámicas por medio de ensayos y controles de calidad, Wang et al. (2017), recomiendan considerarlos como elementos fusibles para que fallen durante un evento sísmico. Y luego sean reemplazados garantizando la estabilidad del tablero. El estudio sugiere estudiar la influencia del coeficiente de fricción a deslizamiento y los modos de falla deseable del tipo de apoyo mencionado.

Priestley et al. (1996), enumeran algunas características estructurales consideradas como ideales en cuanto al esquema estructural sismorresistente de un puente, las cuales son: (a) el tablero del puente debería ser recto y continuo para evitar fallas con poca longitud de asiento de los apoyos, (b) los pilares deben ser de altura constante en su longitud y tener rigidez y resistencia en una misma dirección, (c) las longitudes de tramos deben ser cortos para reducir la carga axial en las columnas y evitar que se reduzca la ductilidad de estas, (d) las rótulas plásticas deben desarrollarse en las columnas y no en las vigas cabezal o en la superestructura, además, deben ser accesibles para su reparación, (e) los estribos y pilares deben ser orientados en los ejes del puente porque los puentes esviados causan rotación en la respuesta sísmica con incremento de desplazamientos.

2.3.3 Comportamiento sísmico

Para fines de interpretación, se representa la sollicitación sísmica mediante la ecuación dinámica del movimiento del sistema de un grado de libertad (1gdl) con un movimiento en la base. Un caso de aplicación de esta idealización es la de una monocolumna que soporta el tablero de un puente recto de dos tramos (Figura N°2.15).

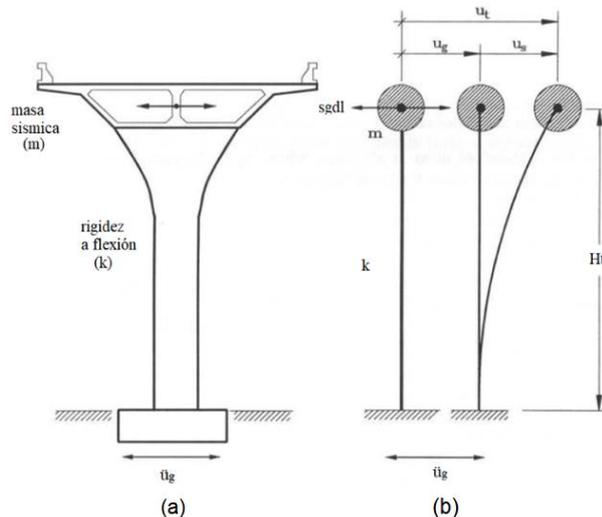


Figura N°2.15: Sistema de un grado de libertad (1gdl): (a) Sección transversal de la monocolumna; (b) Desplazamientos del modelo idealizado. (Priestley et al., 1996).

De la Figura N°2.15, u_g es el desplazamiento del suelo, u_t el desplazamiento total de la masa concentrada y u_s es el desplazamiento relativo de la misma, estos desplazamientos se relacionan con la Ec. (2.1).

$$u_t = u_s + u_g \quad (2.1)$$

Aplicando el equilibrio dinámico y el principio de D'Alembert, planteamos la ecuación del movimiento Ec. (2.2) que relaciona las fuerzas inerciales $m \cdot \ddot{u}_t$, la fuerza que se produce en la columna $k \cdot u_s$ y la fuerza debido al amortiguamiento viscoso como una resistencia proporcional a la velocidad de deformación $c \cdot \dot{u}_s$.

$$m \cdot \ddot{u}_s + c \cdot \dot{u}_s + k \cdot u_s = -m \cdot \ddot{u}_g \quad (2.2)$$

Donde la constante c define si el sistema es amortiguado o no amortiguado. Si dividimos la Ec. (2.2) entre la masa y hacemos un cambio de variable de u_s por u , para un sistema en vibración libre $\ddot{u}_g = 0$, esta resulta como:

$$\ddot{u} + \left(\frac{c}{m}\right) \cdot \dot{u} + \left(\frac{k}{m}\right) \cdot u = 0 \quad (2.3)$$

$$\ddot{u} + 2 \cdot \xi \cdot \omega_n + \omega_n^2 \cdot u = 0 \quad (2.4)$$

Donde $\omega_n = \sqrt{k/m}$ y $\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$ son la frecuencia no amortiguada y amortiguada respectivamente que dependen de la razón de la constante de amortiguamiento c y el amortiguamiento crítico $c_{cr} = 2k/\omega$, ambas están relacionadas con $\xi = c/c_{cr}$.

El amortiguamiento es la propiedad que reduce la amplitud del movimiento en cada ciclo debido a la disipación de la energía. De lo anterior, se describe la variable ξ en los siguientes casos: (a) si $\xi < 1$ ó $c < c_{cr}$, el sistema es denominado subamortiguado y la frecuencia amortiguada ω_D es un número real. Este sistema es de interés en la dinámica de estructuras porque existe vibración y la amplitud de las respuestas se reduce de forma exponencial, (b) si $\xi = 1$ ó $c = c_{cr}$, el valor de $\omega_D = 0$, por lo tanto, no ocurre vibración y es denominado un sistema críticamente amortiguado, (c) si $\xi > 1$ ó $c > c_{cr}$, la masa del sistema se detiene sin vibración, pero de forma progresiva. En este caso se dice que el sistema está sobreamortiguado.

En la Figura N°2.16 se muestran las respuestas de desplazamiento para diferentes valores de ξ menores al 20%. Se puede apreciar que los valores máximos de desplazamiento después de un ciclo se reducen de forma

exponencial y la vibración se detiene con pocos ciclos cuanto mayor es el valor de ξ .

Para las estructuras de concreto armado, la variable ξ es igual a 5%. Al reemplazar este valor en la ecuación de la frecuencia angular obtenemos el valor de $\omega_D = 0.9987 \cdot \omega$, por lo que es posible asumir $\omega_D = \omega$.

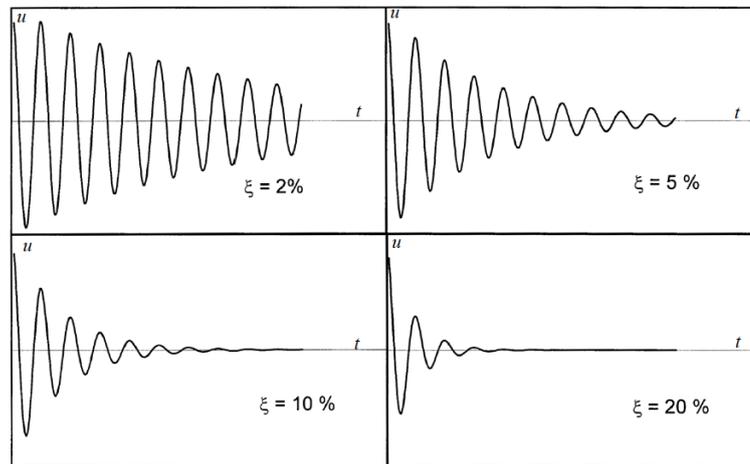


Figura N°2.16: Respuesta de un sistema de un grado de libertad para varias razones de amortiguamiento (Chen y Duan, 2003).

Se analizó de manera general cómo el amortiguamiento influye en la respuesta de la estructura en una condición simple de vibración libre. Otra condición de análisis a interpretar es cómo influye el tiempo de duración en la excitación de un sistema estructural. En ese sentido, se analiza el tiempo de duración t_d de una carga tipo pulso finito en la respuesta de vibración libre de la Ec. (2.2) sin amortiguamiento. En esta condición, el movimiento es periódico con la expresión de frecuencia angular y periodo natural según la Ec. (2.5).

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \dots \left(\frac{\text{rad}}{\text{s}} \right); \quad T_n = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \dots (s) \quad (2.5)$$

La solución analítica de la condición del movimiento descrito es sencilla de resolver y está documentado en los libros de dinámica de estructuras (Chopra, 1995).

El objetivo de imponer una carga de pulso finito al sistema es interpretar cómo influye el valor de t_d en la respuesta sísmica de un modelo de un grado de libertad (1gdl). Para ello definiremos un valor adimensional que relaciona el desplazamiento en el tiempo y la deformación estática

conocido como el Factor de Amplificación Dinámica (FAD). En ese sentido se analizan dos casos (Figura N°2.17) para un valor fijo de $t_d = 1$ s: (a) en el primer caso el sistema tiene un periodo fundamental de vibración $T_{n1} = 0.75$ s, (b) en el segundo caso el periodo tiene un valor de $T_{n2} = 8$ s.

En el caso 1, el periodo fundamental es menor al tiempo de duración $T_{n1} = 0.75t_d$. Después de resolver la ecuación del movimiento, el valor FAD1 alcanza un valor máximo de 2 antes que la masa cumpla un ciclo, sin importar cuanto dure t_d . Este comportamiento es característico de una estructura de periodo corto y con un sistema rígido.

En el caso 2, el periodo fundamental es mucho mayor al tiempo de duración $T_{n2} = 8t_d$. Luego de resolver la ecuación del movimiento antes y después del tiempo de duración t_d , se obtiene un valor máximo de FAD2 después de que la carga impuesta se haya detenido, a diferencia del caso 1 este valor de FAD es menor a 1. Son las estructuras flexibles las que presentan este tipo de comportamiento.

A partir de los dos casos descritos, podemos extrapolar que los puentes de longitudes cortas y de bajos periodos de vibración responden rápido a un sismo de subducción que tiene una característica de alta frecuencia; siendo este el caso de los sismos de la costa peruana. Por otra parte, los puentes de grandes longitudes con periodos de vibración largos suelen responder a la excitación sísmica con mayor intensidad luego que el movimiento del sismo se haya detenido.

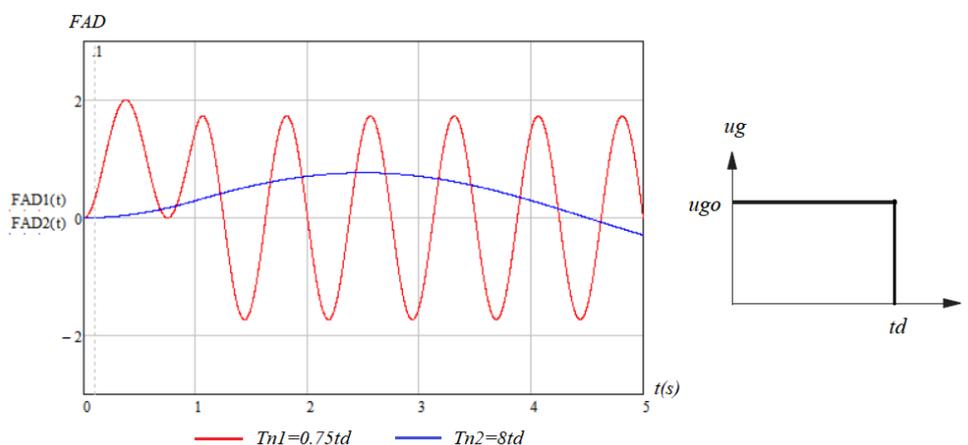


Figura N°2.17: FADs de un modelo de 1GDL con carga de pulso finito para un sistema flexible (T_{n1}) y rígido (T_{n2}).

Los sismos no tienen una función de excitación definida, sino al contrario, son arbitrarios y por ello se recurren a registros sísmicos para analizarlos (Figura N°2.18). El procedimiento más utilizado para resolver la ecuación diferencial del movimiento con estos registros del tipo tiempo-historia son los métodos numéricos.

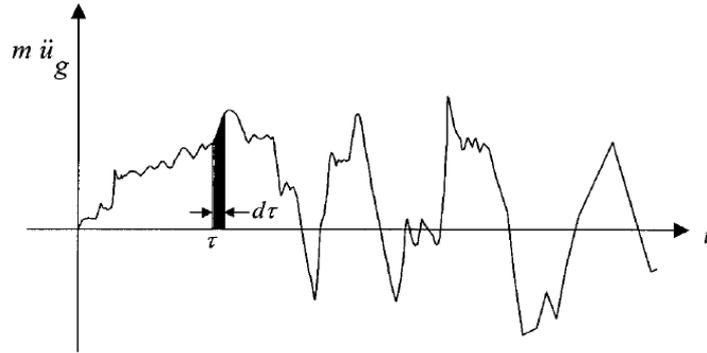


Figura N°2.18: Excitación sísmica arbitraria. (Chen y Duan, 2003).

Para fines ingenieriles, se grafican los valores de aceleración máxima de los registros sísmicos conocidos como espectros de respuesta y se suavizan mediante curvas que se obtienen al normalizar los valores de aceleración, respecto a la aceleración máxima de la base. Estas curvas de diseño sísmico son proporcionadas en las normas sismorresistentes; y se utilizan para realizar el análisis sísmico de las estructuras.

CAPÍTULO III: GENERACIÓN DE LA FAMILIA REPRESENTATIVA DE PUENTES

3.1 MODELOS REPRESENTATIVO DE PUENTES

En la ingeniería de puentes de concreto armado es común utilizar las vigas de sección I de concreto presforzado tipo AASHTO como parte del tablero del puente. En la presente investigación, se ha generado un grupo de 10 puentes con este tipo de tableros que fueron recopilados de proyectos reales. Las características geométricas de estos se detallan en el Anexo A. Los pilares de concreto armado que forman parte de la subestructura son de forma de martillo (*hammerhead pier*) y fueron diseñados de acuerdo con la normativa de diseño AASHTO (2017) y del MTC (2018). El objetivo de plantear puentes de tramos continuos con base en proyectos reales de ingeniería fue estudiar paraméricamente las características que definen su geometría y su comportamiento sísmico.

Los puentes adoptados como casos de estudio representan geometrías variables con las siguientes características: (a) longitud total de 40 m hasta 240 m, (b) número de tramos variables de 2 a 6, (c) anchos de tablero de 11.60 m y 15.30 m, (d) alturas de pilares que varían de 8.30 m hasta 13.50 m, siendo de igual magnitud en toda longitud del puente. Lo descrito se resume en la Tabla N°3.1.

Tabla N°3.1: Resumen de las geometrías del grupo representativo de puentes

ID	Número de tramos	Ancho del tablero	Longitud del tramo	Longitud total del puente	Altura del pilar	Lado mayor del pilar	Lado menor del pilar
	nt	R (m)	L (m)	Lt (m)	H (m)	B (m)	D (m)
P1	2	15.3	20	40	8.3	2.85	1.58
P2	3	15.3	25	75	9.6	3.4	1.68
P3	4	15.3	30	120	10.75	3.8	1.8
P4	5	15.3	35	175	11.8	4.15	1.97
P5	6	15.3	40	240	13.5	4.35	2.1
P6	2	11.6	20	40	8.3	2.65	1.55
P7	3	11.6	25	75	9.6	3.2	1.63
P8	4	11.6	30	120	10.75	3.63	1.75
P9	5	11.6	35	175	11.8	3.88	1.86
P10	6	11.6	40	240	13.5	4.05	1.95

3.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

La sección del tablero del puente se denomina tipo viga-losa y la geometría del grupo de vigas con el ancho de la losa son definidos por el trazo geométrico de la vía. En los modelos de puentes del presente Capítulo III, el tablero de mayor ancho tiene 6 vigas separadas cada 2.40 m y la de menor ancho tiene 5 vigas separadas cada 2.65 m (Figura N°3.8 y Figura N°3.9).

Los pilares del grupo representativo son de forma de martillo y las vigas cabezales sobre los cuales se instalan los apoyos comunes son en voladizo. En los extremos del puente se ubican los estribos, que cumplen la función de contención del material de relleno, que bajo ciertas consideraciones podrían influir en el comportamiento sísmico de la estructura. Cabe reiterar que este no es el caso de los modelos estructurales planteados.

La conexión entre la superestructura y la subestructura está conformada por un conjunto de apoyos elastoméricos comunes instalados sobre los pilares y los topes sísmicos que aseguran la estabilidad del tablero. En los propósitos de la presente Tesis, los topes son aquellos elementos que transmiten las fuerzas sísmicas en dos direcciones de análisis hacia la subestructura. En el estudio de Tegós et al. (2013), también utilizan a los topes como elementos de acción activa frente a eventos sísmicos.

3.3 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.3.1 Filosofía de diseño

La norma AASHTO (2017) y el manual del MTC (2018) especifica que los elementos estructurales y las conexiones de estas, deben ser diseñadas para cumplir la Ec. (3.1) como parte de la filosofía de diseño.

$$\sum n_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq R_r = \varphi \cdot R_n \quad (3.1)$$

Donde:

n_i : modifica la carga.

γ_i : factor de amplificación según caso de carga.

Q_i : efecto de las fuerzas para el caso de carga.

R_r : resistencia última.

ϕ : factor de reducción.

R_n : resistencia nominal.

3.3.2 Combinaciones de carga

Los elementos estructurales del puente deberán cumplir con las solicitaciones de las combinaciones de carga, con base en las fuerzas de diseño, obtenidas en los siguientes estados límites:

- Estado límite de Resistencia.
- Estado límite de Evento Extremo.
- Estado límite de Servicio.
- Estado límite de Fatiga.

Tabla N°3.2: Combinaciones y factores de carga para los principales estados límites (AASHTO, 2017).

Estado límite	Cargas permanentes					
	DC, DD, DW, EH, EV, ES, EL, PS, SR, SH	LL, IM, CE, BR, PL, LS	WS	WL	TU, CR, SH	EQ
Resistencia I	γ_p (Tabla N°3.3)	1.75	---	---	0.50/1.20	---
Resistencia III		---	1.00	---	0.50/1.20	---
Resistencia IV		---	---	---	0.50/1.20	---
Resistencia V		1.35	1.00	1.00	0.50/1.20	---
Evento extremo I	1.00	γ_{EQ}	---	---	---	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	---
Servicio III	1.00	γ_{LL}	---	---	0.50/1.20	---

Tabla N°3.3: Factores de cargas permanentes. (AASHTO, 2017).

Tipo de carga	Factores de carga	
	Máximo	Mínimo
DC	1.25	0.90
DD	1.40	0.25
DW	1.50	0.65
EL	1.00	1.00
EV	1.35	0.90
ES	1.50	0.75

En la combinación de Evento Extremo I (Tabla N°3.2) se adoptó el valor de γ_{EQ} igual a 0 porque se considera a los puentes como carreteros, los cuales se ubican fuera del área urbana donde existe mayor índice de tránsito vehicular.

3.3.3 Cargas permanentes

La carga de peso propio (DC) corresponde al peso de las vigas longitudinales, vigas diafragma o vigas transversales, la losa del tablero y el peso propio de los pilares. Se incluye también al peso no estructural de las barreras tipo new jersey y las barandas.

Las cargas de superficie de desgaste (DW) de la carpeta asfáltica fue considerada con un peso específico de 2.25 t/m³.

3.3.4 Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas que son transitorias durante la puesta en servicio de cualquier estructura. En los puentes son del tipo vehicular y peatonal que son impuestas sobre la calzada y en la zona de la pasarela, respectivamente. Las características inerciales de los camiones son muy variables y por esta razón las normas de diseño establecen cargas estándar que envuelven los efectos de cargas vivas producidos por estos vehículos.

La carga viva vehicular especificado por la norma AASHTO (2017), considera la combinación del camión de diseño o tándem de diseño más un carril de diseño de 0.985 t/m como carga distribuida. En el ítem 3.6.1 de esta norma, se define la característica de la carga HL93 tal como se muestra en la Figura N°3.1, y se define a la carga tándem como dos cargas de 11.20 t espaciadas a 1.20 m en la dirección longitudinal; siendo el espaciamiento transversal entre los ejes de ambas cargas es de 1.80 m.

En los modelos estructurales, se ha contemplado los efectos de momentos negativos que se produce en la zona de los pilares considerando el efecto del 90% de dos camiones de diseño espaciados un mínimo de 15 m y el 90% de la carga distribuida. Así mismo, se consideró el incremento de la carga móvil debido a los efectos dinámicos de los camiones con un factor de impacto de $IM=33\%$.

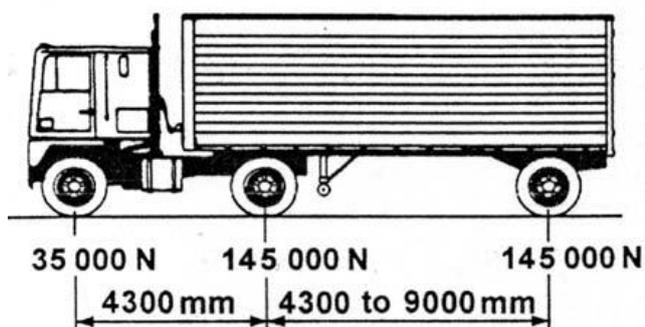


Figura N°3.1: Camión de diseño HL93 (AASHTO, 2007)

3.3.5 Cargas de sismo

3.3.5.1 Definición del Espectro de Diseño

La normativa AASHTO (2017) y la del MTC (2018), indican que los puentes de categoría esencial deben diseñarse considerando eventos sísmicos con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años o con un periodo medio de ocurrencia de 1000 años. Esta consideración fue adoptada en la presente Tesis como parte de la sollicitación sísmica.

Los efectos del sismo serán considerados según lo especificado en el artículo 3.10.4 de la norma AASHTO (2017), la cual se define el espectro de diseño sísmico y sus respectivos parámetros, tal como se muestra en la Figura N°3.2.

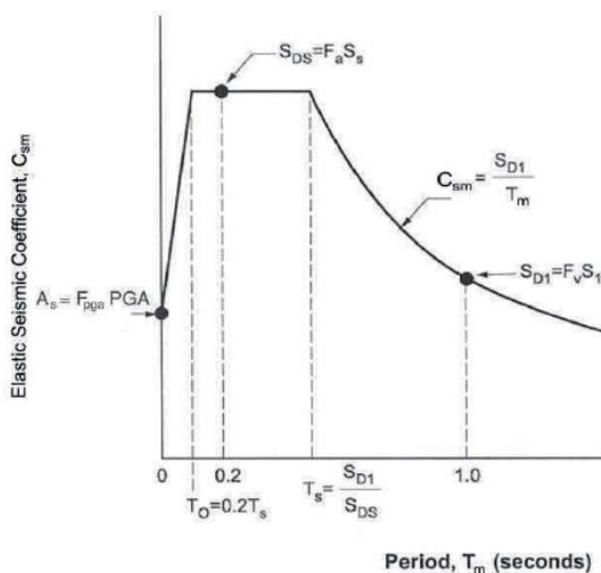


Figura N°3.2: Espectro de diseño sísmico. (AASHTO, 2017).

Las variables físicas para definir el espectro de diseño son descritas de la siguiente manera:

Coeficientes de aceleración:

PGA: Coeficiente de aceleración máxima en el suelo.

Ss: Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de 0.20 s.

S1: Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de 1.00 s.

Factores de sitio:

Fpga: Factor de sitio para la aceleración máxima.

Fa: Factor de sitio para la aceleración de periodo de 0.20 s.

Fv: Factor de sitio para la aceleración de periodo de 1.00 s.

Puntos principales del espectro:

$A_s = F_{pga} \cdot PGA$

$SDS = F_a \cdot S_s$

$SD1 = F_v \cdot S1$

Definición de la meseta del espectro:

$T_s = SD1 / SDS$

$T_o = 0.20 \cdot T_s$

En los valores intermedios de los periodos de aceleración se obtienen según la Ec. (3).

$$C_{sm}(T_m) = \begin{cases} A_s + (S_{DS} - A_s) \cdot \frac{T_m}{T_o} & \text{si } T_m \leq T_o \\ S_{DS} & \text{si } T_o < T_m \leq T_s \\ \frac{SD1}{T_m} & \text{si } T_m > T_s \end{cases} \quad (3.2)$$

3.3.5.2 Cargas sísmicas consideradas

Como cargas sísmicas se han utilizado tres espectros de diseño sísmico elástico que cubren las zonas de mayor intensidad del territorio peruano. Los coeficientes de aceleración de estos corresponden a valores de $PGA=0.6$ g, $PGA=0.5$ g y $PGA=0.4$ g, que se emplean en el grupo de los

tres primeros, tres segundos y cuatro puentes restantes de la familia representativa de diez puentes.

Los espectros mencionados fueron elegidos de forma representativa con el objetivo de validar, considerando una misma carga sísmica, el modelo simplificado (Ms) del capítulo IV y el Método Simplificado del capítulo VII, comparando los resultados de interés obtenidos de estos con los obtenidos del modelo refinado (Mco). El parámetro PGA no se utilizó para estudiar el comportamiento sísmico de los puentes ubicados en distintas zonas sísmicas ni ubicados en diferentes tipos de suelos.

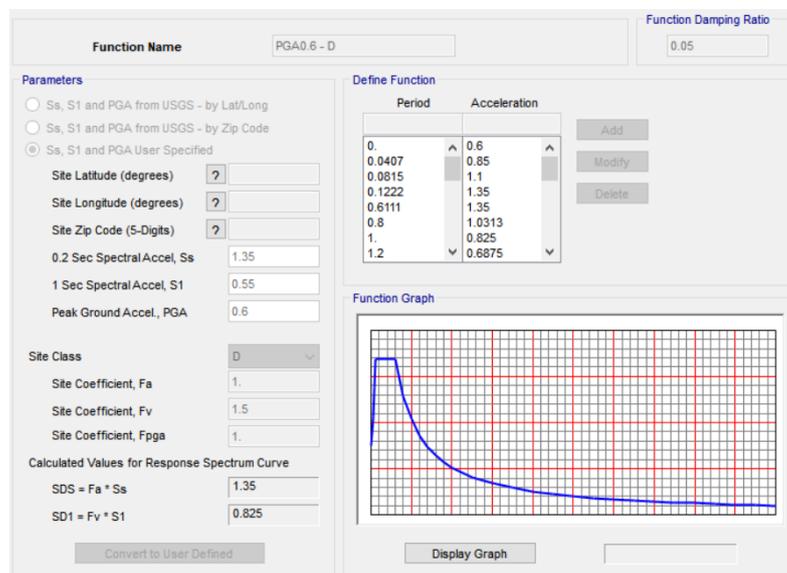


Figura N°3.3: Coeficientes sísmicos elásticos para un PGA igual a 0.6 g para un suelo tipo D.

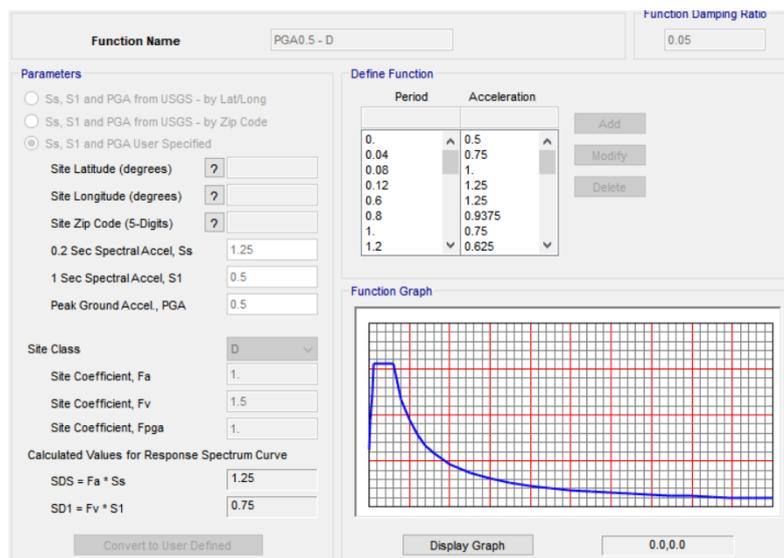


Figura N°3.4: Coeficientes sísmicos elásticos para un PGA igual a 0.5 g para un suelo tipo D.

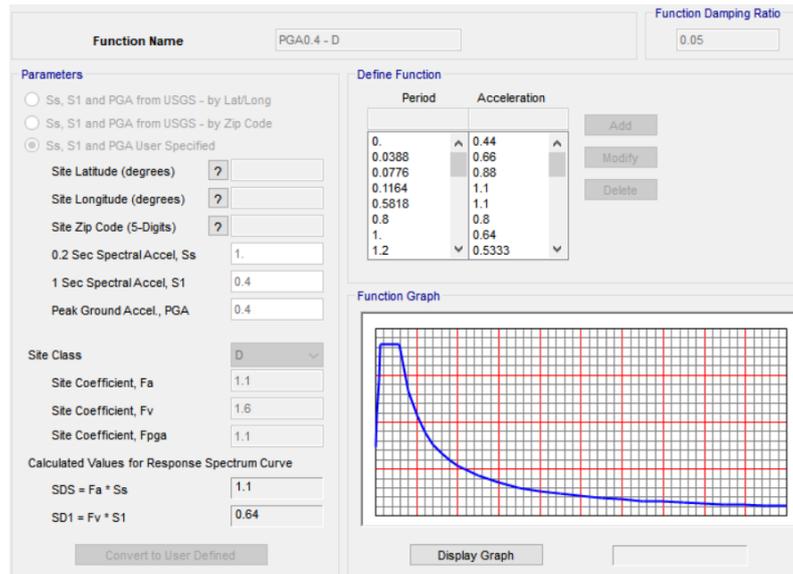


Figura N°3.5: Coeficientes sísmicos elásticos para un PGA igual 0.4 g para un suelo tipo D.

La construcción de los espectros se ha realizado con la norma AASHTO (2017) y el Manual de Puentes del MTC (2018). Esta última norma proporciona mapas de isoaceleraciones de las cuales se obtienen parámetros sísmicos para construir los espectros de diseño, tal como se especificó en el ítem 3.4.5.1.

Las zonas sísmicas (Tabla N°3.4) y la categoría de los puentes dependen del coeficiente de aceleración S_{D1} . La cual resulta del producto del factor de coeficiente de aceleración en 1.0 segundo S_1 y el factor de sitio F_v (MTC, 2018).

A partir de los espectros sísmicos de las Figura N°3.5, Figura N°3.6 y los factores de sitio especificados en el Manual De Puentes (MTC, 2018) los puentes representativos son asignados a una zona sísmica 4 (Tabla N°3.4).

Tabla N°3.4: Zonas sísmicas. (MTC, 2018).

Coeficiente de Aceleración, S_{D1}	Zona Sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Las Categorías de Diseño Sísmico SDC (*Seismic Design Category*) son del tipo A* hasta D*, de acuerdo con el artículo 3.5 de la norma de diseño sísmico AASHTO (2009), y dependen del valor calculado de S_{D1} (Tabla N°3.5). Según los espectros a utilizar y los criterios mencionados, los puentes representativos pertenecen a la categoría sísmica D*.

Tabla N°3.5: División de las categorías sísmicas. (AASHTO, 2009).

Valor de $S_{D1} = F_v S_1$	SDC
$S_{D1} < 0.15$	A*
$0.15 \leq S_{D1} < 0.30$	B*
$0.30 \leq S_{D1} < 0.50$	C*
$0.50 \leq S_{D1}$	D*

3.3.6 Modelo estructural refinado (Mco)

Los modelos analíticos y su nivel de elaboración dependerán de la complejidad de la estructura del puente y del nivel de precisión de las respuestas sísmicas en términos de desplazamientos y fuerzas de los elementos estructurales. Según Priestley et al. (1996), la elección de las herramientas de modelación y análisis dependerán de los siguientes aspectos: la cantidad de respuestas deseadas, el estado límite de diseño o evaluación estructural, la importancia del puente y de la experiencia del diseñador en el uso de herramientas computacionales.

Los modelos de los diez puentes adoptados como casos de estudio se realizaron con elementos bidimensionales para el tablero y los pilares. Estos fueron discretizados en 10 elementos de partes iguales. La base del puente se consideró de base fija empotrada para los pilares, apoyo fijo y móvil para la dirección transversal y longitudinal en los extremos del tablero que se conectan con los estribos. Mientras que las coordenadas de referencia global están referidas a los ejes "X", "Y" para la dirección longitudinal y transversal de los puentes (Figura N°3.6).

En la conexión no rígida entre el tablero y los pilares, se ha definido propiedades tipo restricción (*constraint*) en los nudos que conectan a estos dos elementos, lo cual posibilita modelar los efectos que producen los topes sísmicos y los apoyos comunes. Los topes restringen los

desplazamientos laterales del tablero, mientras que el giro del tablero alrededor de su eje longitudinal es restringido por el par de apoyos ubicados debajo de las vigas exteriores.

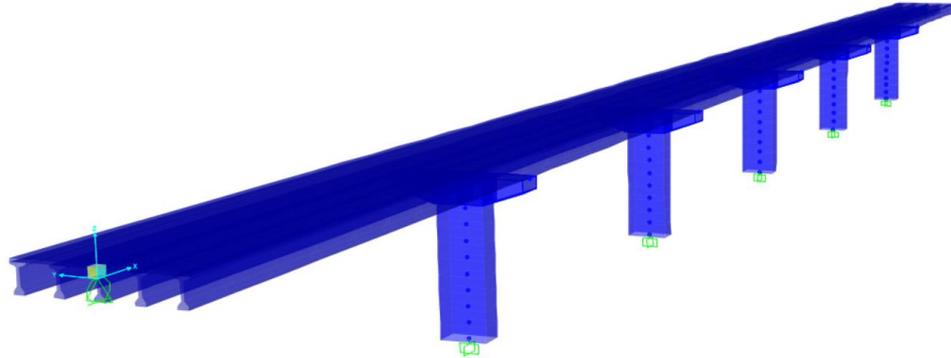


Figura N°3.6: Modelo estructural bidimensional refinado para análisis de puentes representativos.

Las propiedades de constreñimiento (*constraint*) permiten conectar los nudos de los elementos de la estructura bajo ciertas propiedades, las cuales son asignadas a los nudos que conectan la parte superior de los pilares con el nudo que une los dos tramos adyacentes del tablero continuo (Figura N°3.7).

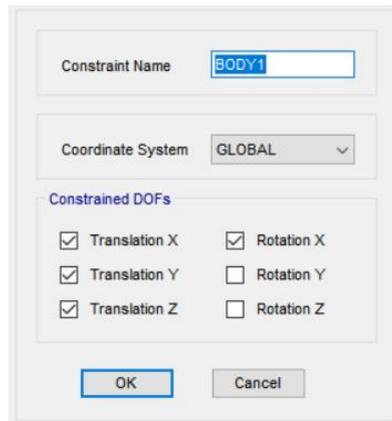


Figura N°3.7: Propiedades de constreñimiento asignados a los modelos representativos.

Se describe las propiedades de constreñimiento de la Figura N°3.7, que se utilizan en los modelos, de la siguiente manera: (a) la restricción de traslación en “X”, “Y” compatibilizan los desplazamientos horizontales, y permiten transmitir las fuerzas sísmicas hacia los pilares, este efecto es producido por los topes sísmicos, (b) la restricción vertical en “Z” es debido a los apoyos instalados sobre la viga cabezal en volado del pilar, como conexión no rígida entre el tablero y los pilares, (c) la restricción a la

rotación en “X” es porque el tablero no gira alrededor de su eje longitudinal, al ser restringido por el par de apoyos ubicados debajo de las vigas exteriores del tablero, cuando se analiza en la dirección transversal, (d) no se ha restringido la rotación en “Y” porque la conexión entre los pilares y el tablero no es rígida, (e) no se ha restringido la rotación en “Z”, porque el giro del tablero frente a un evento sísmico no supera a la holgura al giro que existe entre los topes y la viga diafragma que une dos tramos adyacentes del tablero.

La geometría de los puentes de los diez puentes denominado modelos representativos se caracteriza por tener vigas cabezal en volado de sección variable, columnas de sección rectangular y una sección transversal del tablero con calzadas de dos vías con anchos variables. Estas dimensiones de la geometría de los puentes se muestran en detalle en la sección de Anexos A.

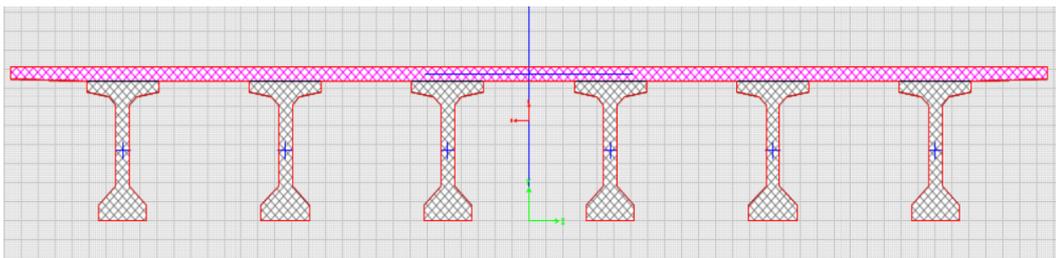


Figura N°3.8: Sección transversal del puente de mayor ancho (Ancho del tablero = 15.30 m).

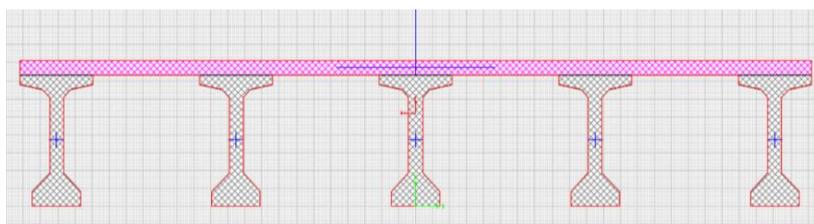


Figura N°3.9: Sección transversal del puente de menor ancho (Ancho del tablero=11.60 m).

3.3.7 Análisis y diseño sísmico

Las normas de puentes AASHTO (2017), AASHTO (2009) y el Manual de Puentes (MTC, 2018) especifican varios métodos de análisis sísmico de acuerdo con la zona sísmica, regularidad y nivel operacional. El análisis sísmico por superposición modal espectral será utilizado en el tipo de puente adoptado como modelo de estudio.

Los pilares de concreto armado deberán analizarse usando las propiedades de la sección fisurada o efectiva. La norma AASHTO (2017) especifica que se podría usar el factor de 0.5 que multiplique la sección no fisurada o sección bruta del pilar en el análisis dinámico preliminar.

El momento de inercia efectiva I_e se estima según la Figura N°3.10 en secciones rectangulares con base en la razón $P_{axial}/(f'c \cdot Ag)$ y la razón del refuerzo longitudinal A_{st}/Ag . Donde A_{st} y Ag representa el acero de refuerzo longitudinal y el área de la sección transversal de la columna.

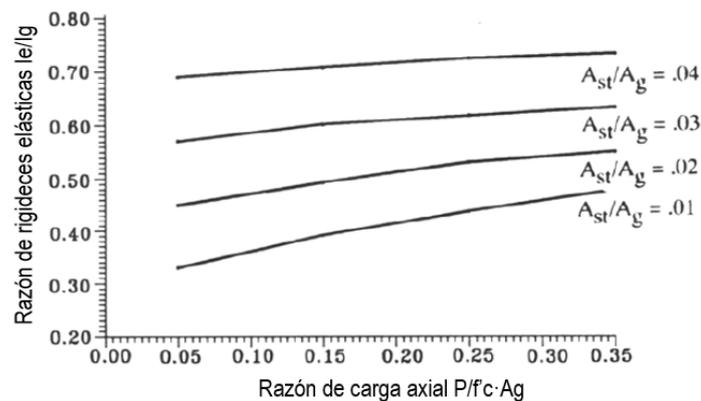


Figura N°3.10: Rigidez efectiva a flexión de secciones agrietadas.
AASHTO (2009)

Considerar las propiedades efectivas de rigidez EI_e no solo representa la fisuración del concreto, sino también el estado del pilar al principio de la primera fluencia. Esta se expresa de forma analítica en la Ec. (3.3).

$$EI_e = \frac{M_{yi}}{\Phi_{yi}} \quad (3.3)$$

Donde M_{yi} y Φ_{yi} son variables que representan el momento y curvatura de fluencia de un análisis momento curvatura de aproximación bilineal (Priestley et al., 1996).

Las fuerzas y desplazamientos de los miembros serán estimados mediante la combinatoria de las respuestas de momentos, cortantes y desplazamiento de los modos de vibración de la estructura, según el método combinación cuadrática completa (CQC). Las ecuaciones dinámicas de movimiento, el análisis modal y el cálculo de las respuestas se detallan en el Capítulo V.

Las solicitaciones sísmicas elásticas deberán ser modificadas, dividiéndolas por el factor de modificación de respuesta R_r , cuyos valores varían según los elementos estructurales a diseñar. En la Tabla N°3.6 se muestran valores de reducción para la subestructura de los puentes.

Tabla N°3.6: Factores de modificación de respuestas para la subestructura. (MTC, 2018).

Subestructura	Categoría Según la Importancia		
	Critica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilares de pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Pilar de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y concreto			
• Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5
• Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Pilares multicolumna	1.5	3.5	5.0

Estimar las respuestas en dos direcciones de análisis permite combinar las fuerzas sísmicas mediante dos estados de cargas. Estos son especificados en las normativas vigentes de diseño sísmico de puentes como:

Caso 1 de carga sísmica: 100% ·Longitudinal + 30% ·Transversal

Caso 2 de carga sísmica: 30% ·Longitudinal + 100%· Transversal

3.3.8 Capacidad de desplazamiento de pilares

En los ítems precedentes se describió cómo calcular las fuerzas de diseño en los elementos estructurales. También es necesario, como parte del diseño sísmico, verificar la capacidad de desplazamientos de los pilares.

Asumir que los desplazamientos elásticos sean los mismo que los obtenidos de un sistema elastoplástico no es válido. En los puentes de periodos cortos la norma AASHTO (2009) especifica ajustar la demanda de desplazamientos Δ_D , obtenido de un análisis dinámico con inercias efectivas, multiplicándolo por un factor R_d (Ec. 3.4). De esa forma, se obtienen los desplazamientos de diseño de forma aproximada.

$$Rd = \begin{cases} \left(1 - \frac{1}{u_D}\right) \frac{T'}{T} + \frac{1}{u_D} \geq 1.00 & \text{para } \frac{T'}{T} > 1.0 \\ 1.0 & \text{para } \frac{T'}{T} \leq 1.0 \end{cases} \quad (3.4)$$

Donde:

$$T' = 1.25 \cdot T_s.$$

u_D = Máxima demanda de ductilidad de desplazamiento de elementos locales.

T_s = Relación de los coeficientes sísmicos S_{D1}/S_{DS} .

T = Periodo fundamental de vibración.

De acuerdo con el ítem 4.3.3 y 3.4.1 del AASHTO (2009), el valor de u_D se considera igual a 6 para la categoría sísmica tipo D*.

Existen procedimientos de análisis no lineal para calcular la capacidad de desplazamiento de los pilares. Este tipo de análisis no forman parte de los objetivos de la presente tesis. Sin embargo, la norma AASHTO (2009) plantea expresiones en su artículo 4.8, que fueron deducidas de ensayos experimentales para estimar los desplazamientos máximos cuando ocurren deformaciones inelásticas en los pilares (Ec. 3.5). La expresión empleada está referida para puentes de categoría sísmica C*, pero puede ser empleada en puentes de categoría tipo D* para fines de aproximación.

$$\Delta_C^L = 0.12H_o(-2.32\ln(x) - 1.22) \geq 0.12H_o \quad (3.5)$$

$$x = \frac{\Lambda \cdot B_o}{H_o} \quad (3.6)$$

Donde H_o y B_o es la altura libre del pilar y la longitud del lado del pilar paralelo a la dirección de análisis. La variable Λ se considera igual a 1 según el ítem del 4.8.1 (AASHTO, 2009) por la condición que tienen los pilares en el esquema estructural de los puentes de estudio.

3.4 RESULTADOS

3.4.1 Verificación del diseño de pilares

Las combinaciones y factores de carga para la verificar el diseño de los pilares del grupo de diez puentes fueron realizados en los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I.

En la Figura N°3.11 a la Figura N°3.20 se muestran los diagramas de interacción que verifican el diseño a flexocompresión del pilar de mayor demanda sísmica de los puentes representativos. En estos diagramas se aprecia que la carga axial y momento último obtenidas de las combinaciones de carga AASHTO (2017) están dentro de la curva. Por lo que la geometría de los pilares y el acero de refuerzo de la sección cumplen con el diseño.

La verificación del acero de refuerzo longitudinal según los diagramas de iteración permitirá calcular el factor de reducción de inercia (r), valor necesario para formular el modelo paramétrico tal como se detalla en el ítem 4.1.2.4. Además, estas verificaciones permiten definir con mayor criterio la geometría de la sección transversal de los pilares con ordenes de magnitud razonables.

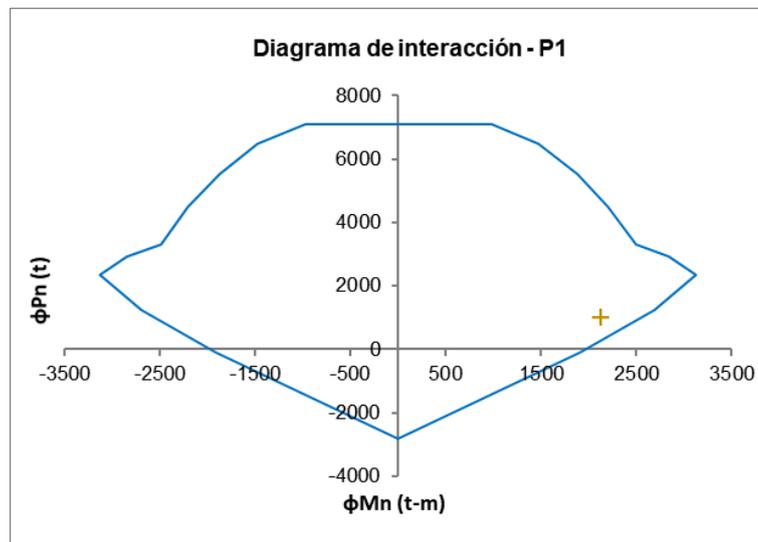


Figura N°3.11: Diagrama de interacción – P1.

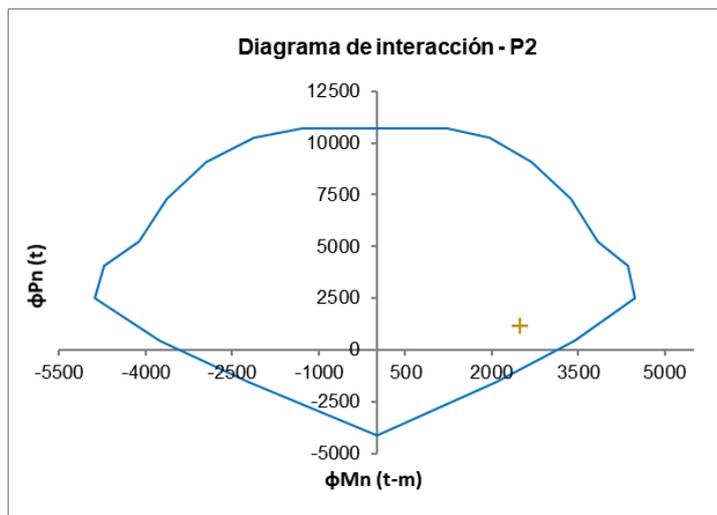


Figura N°3.12: Diagrama de interacción – P2.

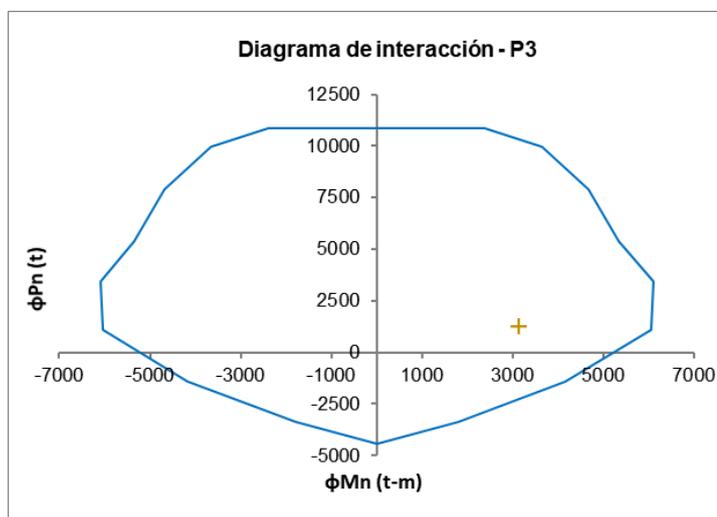


Figura N°3.13: Diagrama de interacción – P3.

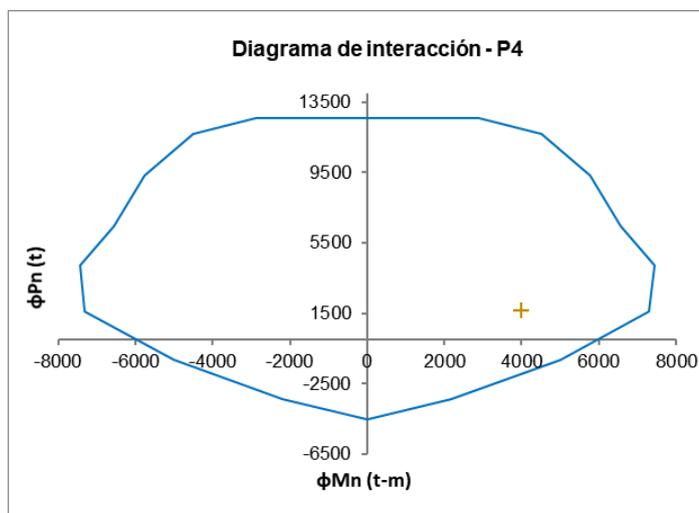


Figura N°3.14: Diagrama de interacción – P4.

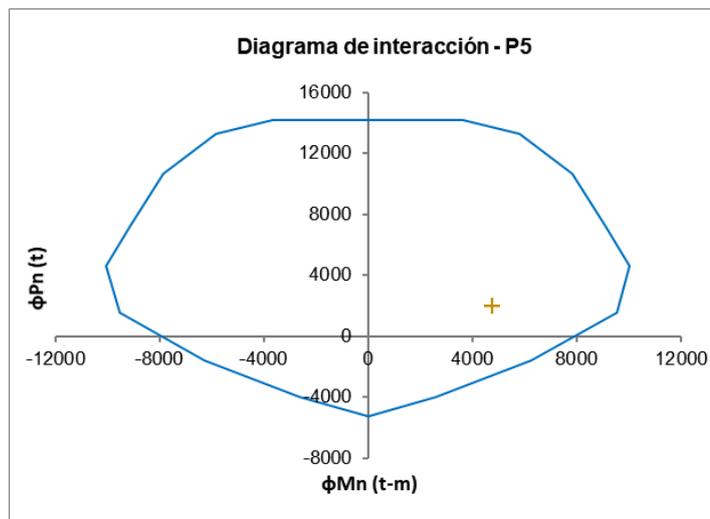


Figura N°3.15: Diagrama de interacción – P5..

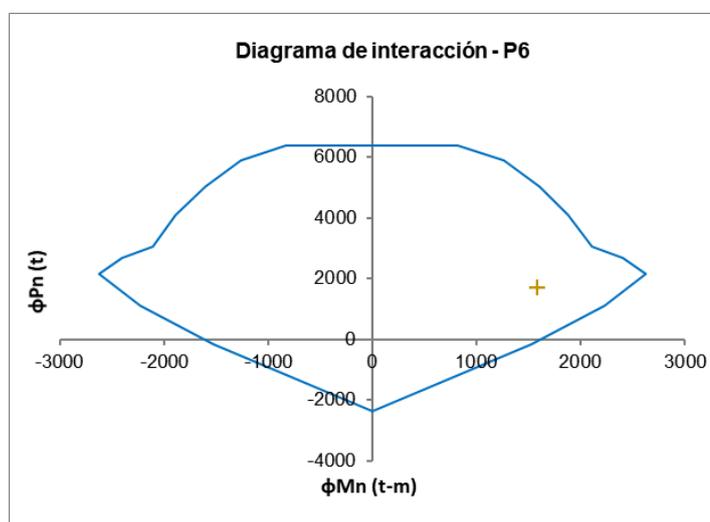


Figura N°3.16: Diagrama de interacción – P6.

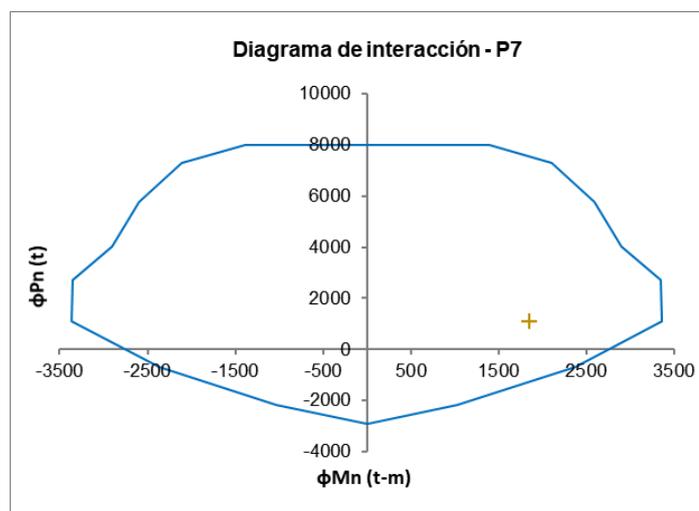


Figura N°3.17: Diagrama de interacción – P7.

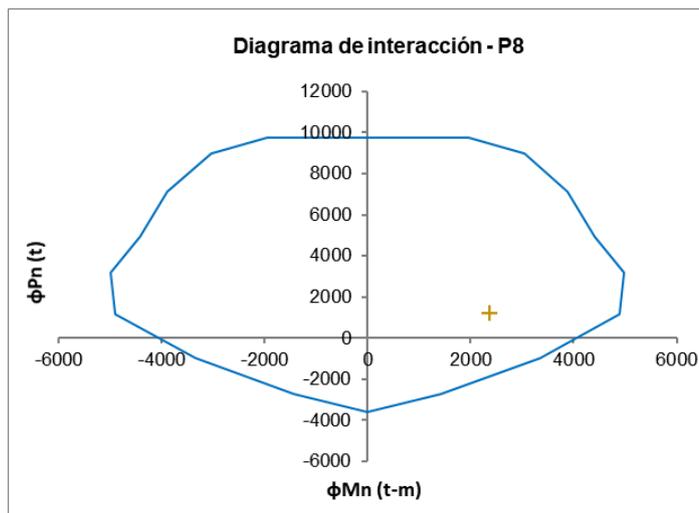


Figura N°3.18: Diagrama de interacción – P8.

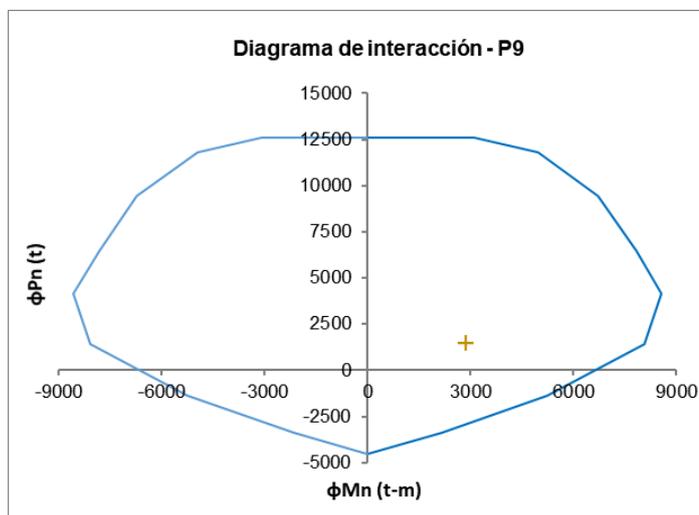


Figura N°3.19: Diagrama de interacción – P9.

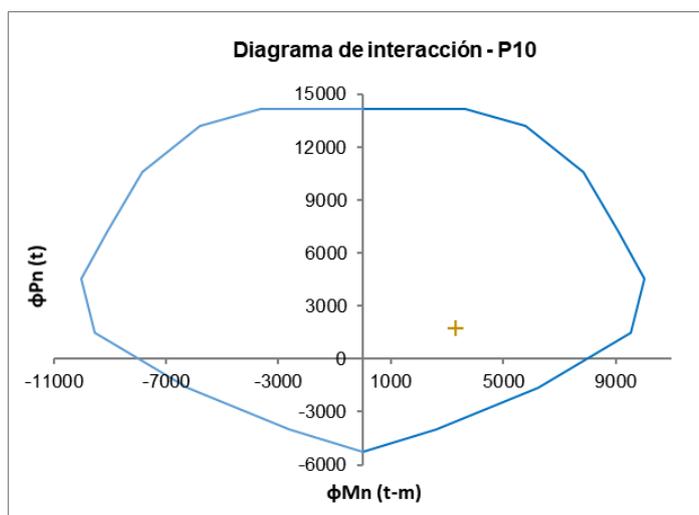


Figura N°3.20: Diagrama de interacción – P10.

3.4.2 Verificación de desplazamiento

A partir de las características dinámicas de los puentes que se muestran en el ítem 3.4.3, se puede apreciar que estos son más flexibles en la dirección longitudinal del eje X porque los desplazamientos máximos ocurren en esta dirección de análisis (Dx). De acuerdo con el ítem 3.3.8, se determinó la capacidad de desplazamiento Δ_C^L de los pilares en la dirección longitudinal. Y se verificó que estos valores son mayores a la demanda de desplazamientos Δ_D^L (Tabla N°3.7), cumpliéndose la verificación de capacidad por desplazamientos empleando las ecuaciones especificadas por AASHTO (2009).

Tabla N°3.7: Resumen de verificación de desplazamiento de pilares.

ID	Periodo	Desplazamiento	Relación	Rd	Lado menor	Altura libre	x	Δ_D^L (cm)	Δ_C^L (cm)		
	fundamental	longitudinal	de periodos							Tx (s)	Dx (cm)
P1	0.822	17.21	0.912	1.00	1.575	8.30	0.190	17.21	21.79		
P2	0.876	18.57	0.856	1.00	1.675	9.60	0.174	18.57	27.07		
P3	0.954	20.22	0.786	1.00	1.800	10.75	0.167	20.22	31.33		
P4	0.957	18.52	0.784	1.00	1.975	11.80	0.167	18.52	34.40		
P5	1.11	21.53	0.676	1.00	2.100	13.50	0.156	21.53	41.64		
P6	0.812	15.5	0.924	1.00	1.550	8.30	0.187	15.50	22.10		
P7	0.873	14.37	0.859	1.00	1.630	9.60	0.170	14.37	27.67		
P8	0.941	15.33	0.797	1.00	1.750	10.75	0.163	15.33	32.03		
P9	0.982	16.14	0.764	1.00	1.860	11.80	0.158	16.14	36.04		
P10	1.185	19.51	0.633	1.00	1.950	13.50	0.144	19.51	43.95		

Donde:

T_x = Periodo fundamental en la dirección longitudinal.

D_x = Máximo desplazamiento del pilar en la dirección longitudinal.

T_s = Relación de los coeficientes sísmicos S_{D1}/S_{DS} .

T' = $1.25 \cdot T_s$.

T' = T_x .

B_o = Lado menor de la sección del pilar (m).

H_o = Altura libre del pilar (m).

x = Variable definida en la Ec. (3.6).

Δ_D^L = Demanda de desplazamiento igual a $R_d \cdot D_x$; R_d se define en la Ec. (3.4).

Δ_C^L = Capacidad de desplazamiento expresado en la Ec. (3.5).

3.4.3 Características dinámicas

En el Capítulo V de la presente tesis se desarrolla en detalle los conceptos para realizar un análisis sísmico modal espectral. Los cuales sirven para formular y validar de manera analítica el modelo estructural simplificado (Ms) usado en el análisis sísmico paramétrico.

En la Figura N°3.21 a la Figura N°3.30 se muestran las dos primeras formas de modo de vibración del grupo representativo de diez puentes, el primer modo (modo 1) y el segundo modo (modo 2) corresponden a la dirección de análisis longitudinal y transversal, respectivamente. El resumen de resultados se muestran en la Tabla N°3.8 a la Tabla N°3.17 que se obtuvieron de los modelos refinados (Mco) del grupo representativo.

Tabla N°3.8: Períodos de vibración del modelo P1.

Principales modos	Períodos de vibración (s)
Modo 1	0.822
Modo 2	0.125

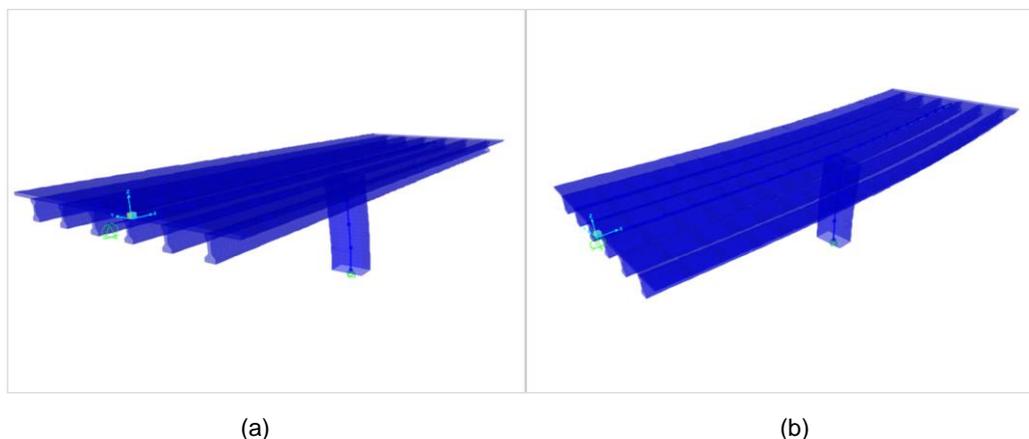


Figura N°3.21: Primeros modos de vibración del puente P1: (a) modo1, (b) modo 2.

Tabla N°3.9: Períodos de vibración del modelo P2.

Principales modos	Períodos de vibración (s)
Modo 1	0.876
Modo 2	0.275

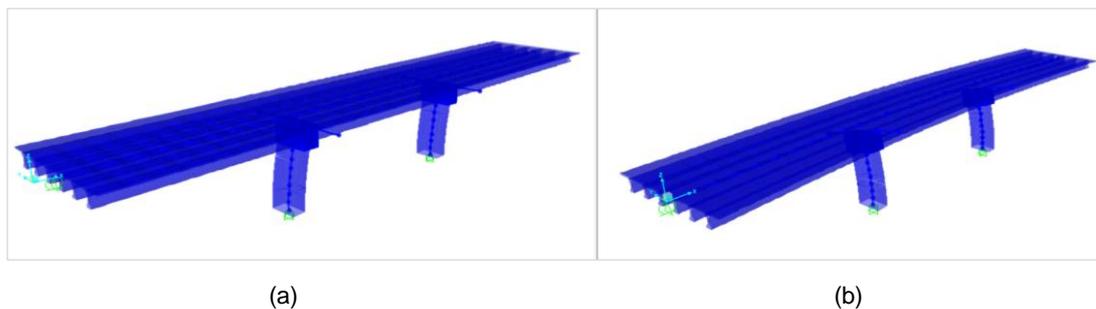


Figura N°3.22: Primeros modos de vibración del puente P2: (a) modo1, (b) modo 2.

Tabla N°3.10: Períodos de vibración del modelo P3.

Principales modos	Períodos de vibración (s)
Modo 1	0.954
Modo 2	0.407

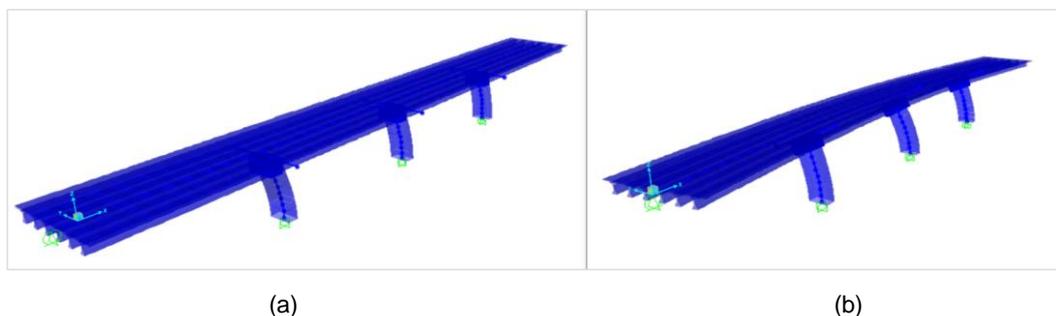


Figura N°3.23: Primeros modos de vibración del puente P3: (a) modo1, (b) modo 2.

Tabla N°3.11: Períodos de vibración del modelo P4.

Principales modos	Períodos de vibración (s)
Modo 1	0.957
Modo 2	0.460

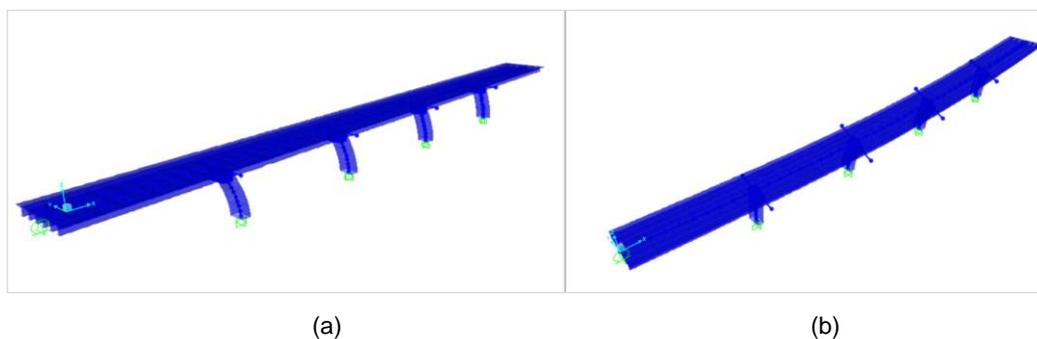


Figura N°3.24: Primeros modos de vibración del puente P4: (a) modo1, (b) modo 2.

Tabla N°3.12: Períodos de vibración del modelo P5.

Principales modos	Períodos de vibración (s)
Modo 1	1.110
Modo 2	0.560

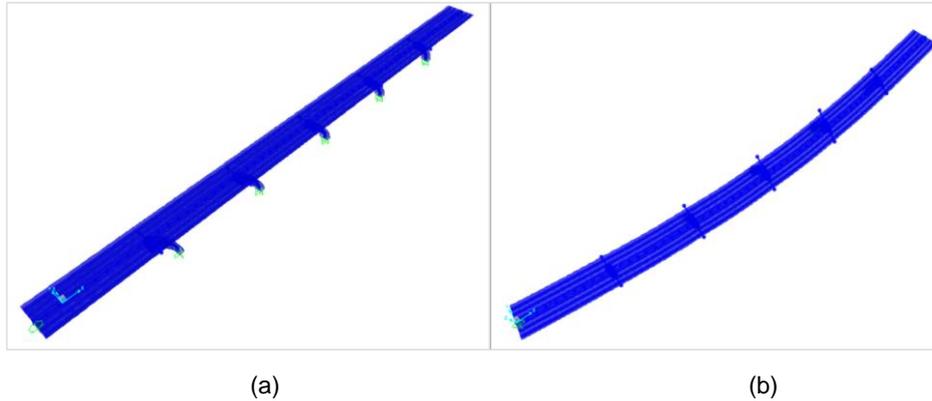


Figura N°3.25: Primeros modos de vibración del puente P5: (a) modo1, (b) modo 2.

Tabla N°3.13: Períodos de vibración del modelo P6.

Principales modos	Períodos de vibración (s)
Modo 1	0.812
Modo 2	0.128

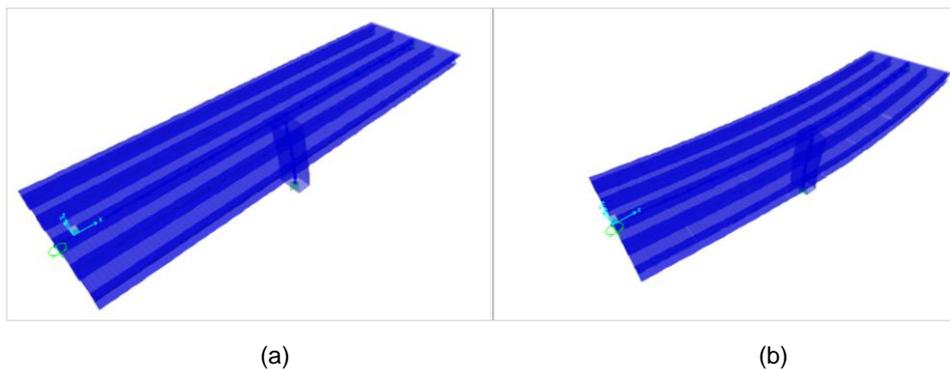


Figura N°3.26: Primeros modos de vibración del puente P6: (a) modo1, (b) modo 2.

Tabla N°3.14: Períodos de vibración del modelo P7.

Principales modos	Períodos de vibración (s)
Modo 1	0.873
Modo 2	0.300

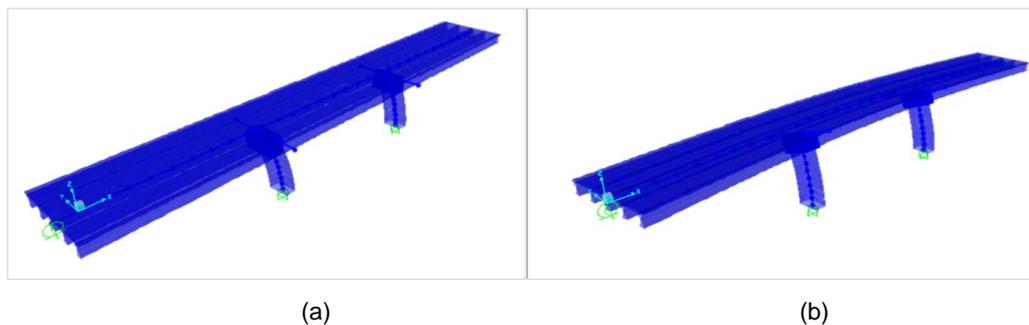


Figura N°3.27: Primeros modos de vibración del puente P7: (a) modo1, (b) modo 2.

Tabla N°3.15: Períodos de vibración del modelo P8.

Principales modos	Períodos de vibración (s)
Modo 1	0.941
Modo 2	0.425

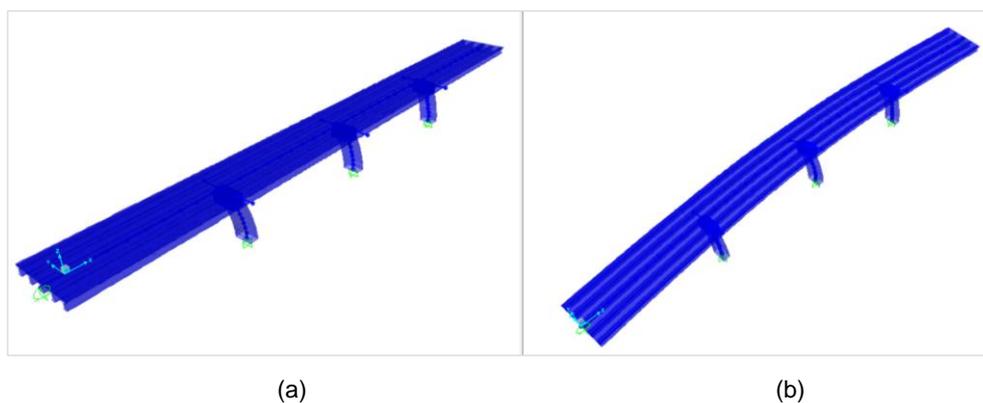


Figura N°3.28: Primeros modos de vibración del puente P8: (a) modo1, (b) modo 2.

Tabla N°3.16: Períodos de vibración del modelo P9.

Principales modos	Períodos de vibración (s)
Modo 1	0.982
Modo 2	0.500

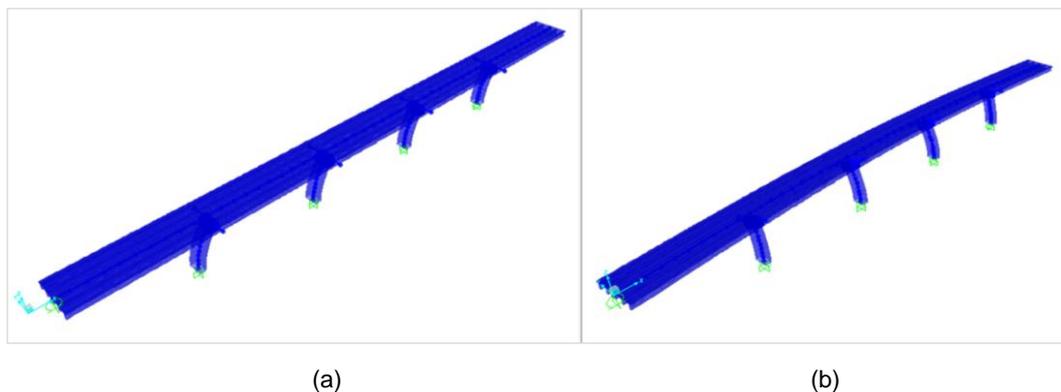


Figura N°3.29: Primeros modos de vibración del puente P9: (a) modo1, (b) modo 2.

Tabla N°3.17: Períodos de vibración del modelo P10.

Principales modos	Períodos de vibración (s)
Modo 1	1.185
Modo 2	0.593

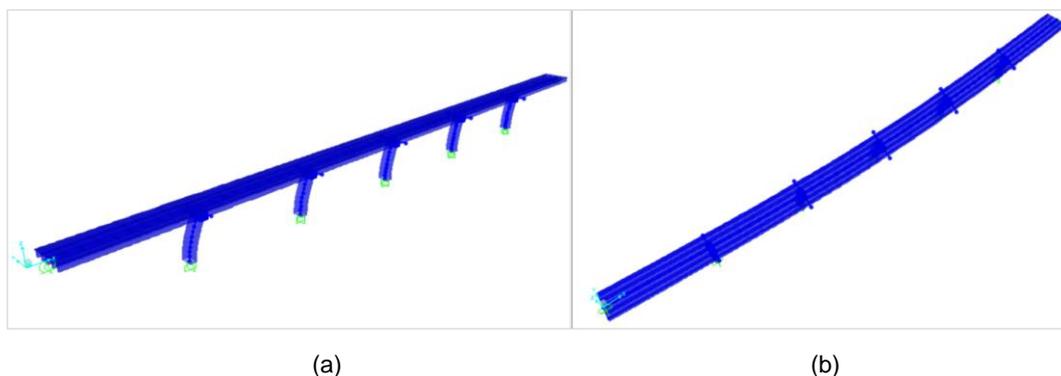


Figura N°3.30: Primeros modos de vibración del puente P10: (a) modo1, (b) modo 2.

En la Tabla N° 3.18 se resume las respuestas sísmicas del grupo de diez puentes obtenidas a partir del modelo Mco. Estos son considerados confiables para puentes de geometría regular y sirven para validar el modelo simplificado Ms (Capítulo IV). Tales resultados también se utilizarán para ser comparados con aquellos resultados obtenidos de las expresiones propuestas como parte de un Método Simplificado de diseño sísmico, a fin de validar estas expresiones que se indican en el Capítulo VII.

Tabla N°3.18: Resumen de respuestas sísmicas del grupo representativo de diez puentes.

ID	PUENTE		PILAR DE MAYOR DEMANDA SÍSMICA					
	Periodos fundamentales de vibración T (s)		Desplazamientos Dp (cm)		Fuerzas cortantes V (t)		Momentos flectores Mp (t-m)	
	Longitudinal T X	Transversal T Y	Longitudinal D x'	Transversal D y'	Longitudinal V x'	Transversal V y'	Longitudinal M y'-y'	Transversal M x'-x'
P1	0.82	0.12	17.21	0.55	854	108	7008	703
P2	0.88	0.28	18.57	2.38	861	388	8134	4011
P3	0.95	0.41	20.22	6.17	917	1064	9679	12115
P4	0.96	0.46	18.52	7.09	933	1344	10767	17038
P5	1.11	0.56	21.53	11.11	918	1752	12082	25186
P6	0.81	0.13	15.50	0.63	682	95	5593	615
P7	0.87	0.30	14.37	2.34	579	313	5466	3218
P8	0.94	0.43	15.33	5.50	622	804	6562	9251
P9	0.98	0.50	16.14	7.33	664	1036	7665	13092
P10	1.19	0.59	19.51	10.87	621	1295	8176	18561

En el ítem precedente 3.4.6 se mencionó que los ejes de referencia global X, Y son para la dirección longitudinal y transversal de los puentes; y las respuestas del pilar de mayor demanda sísmica son referenciadas a los ejes locales x', y', los cuales son paralelas a los ejes de referencia global.

CAPÍTULO IV: MODELO ESTRUCTURAL PARAMÉTRICO

4.1 DEFINICIÓN DE PARAMÉTROS

A fin de parametrizar la estructura del puente, se establecen los parámetros geométricos que definen su configuración estructural como una relación de dos variables geométricas. El parámetro sísmico se considera como aquel que define la carga sísmica e influye en el cálculo de las respuestas sísmicas de la estructura.

Dentro de los parámetros geométricos, se le dará mayor relevancia a aquellos que son importantes para generar los modelos estructurales paramétricos de los puentes (MEPPs) para fines de análisis sísmico. La formulación del modelo paramétrico se centra en considerar las propiedades inerciales del puente que dependen del peso propio, peso de cargas no estructurales (barrera, asfalto y baranda) y de los elementos de la estructura que aportan rigidez.

4.1.1 Parámetros geométricos

Los parámetros son establecidos como una relación de dos variables geométricas de los elementos estructurales del puente, tales como los pilares y el tablero. Las relaciones de las geometrías se refieren a la sección transversal del pilar, a la geometría de la planta del tablero y a la elevación del puente.

En la Figura N°4.1 se muestran las variables geométricas en una vista en elevación longitudinal y transversal del puente, y las componentes de sus partes en los ejes de referencia global. Para fines prácticos, la longitud entre ejes apoyos es igual a la longitud tributaria del pilar con la misma distancia en cada tramo de la estructura (Figura N°4.1). En la sección de Anexo A se muestra un resumen de las características geométricas del grupo de puentes representativos.

En la Figura N°4.2 se muestra la sección transversal del tablero para dos carriles vehiculares que comprende dos tipos de anchos de losas.

Los parámetros geométricos se definen como la razón de dos variables geométricas de la siguiente manera: (a) la esbeltez longitudinal del pilar, de relación altura y ancho menor del pilar (H/D), (b) la esbeltez transversal del pilar, de relación altura y ancho mayor del pilar (H/B), (c) la razón de aspecto de la planta, definido por la razón del ancho del tablero de superficie de rodadura y la longitud del tramo (R/L), (d) el número de tramos (nt). También se considera la variable relacionada al factor de reducción de inercia bruta (r).

El criterio de análisis de las respuestas sísmicas de la presente investigación considera la participación de los pilares y el tablero del puente, así como también los efectos de los topes sísmicos (Figura N°4.1).

Los estribos en el análisis en ambas direcciones ha sido considerada como elementos de borde en los extremos del puente, prescindiendo de su participación en el análisis de la estructura. Considerar a los estribos en el análisis llevaría a plantear parámetros adicionales relacionados a la geometría de los estribos y características de interacción suelo-estructura.

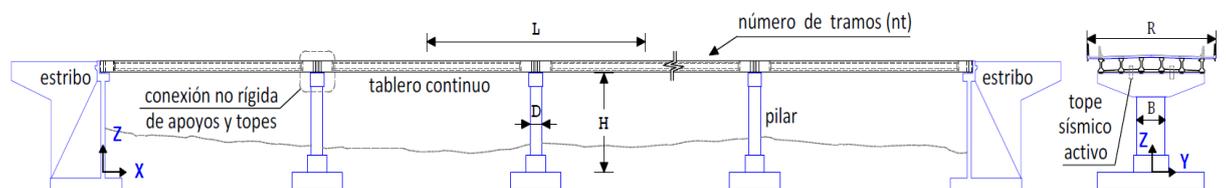
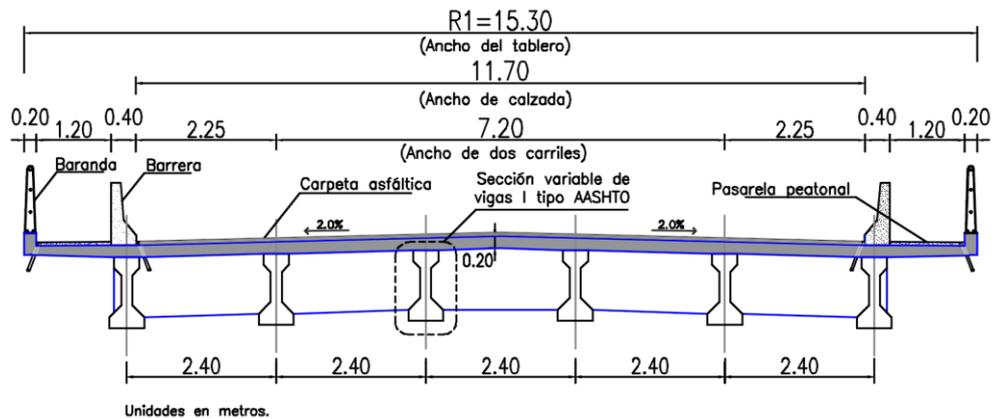
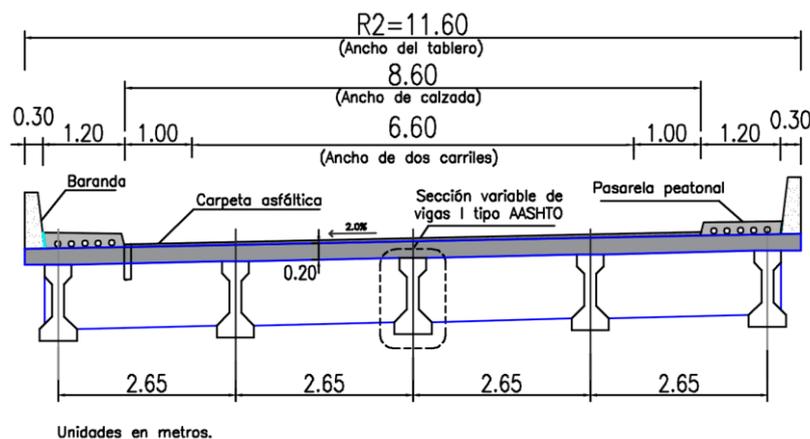


Figura N°4.1: Geometría y descripción de las componentes del puente.

Los modelos paramétricos se agrupan en dos tipos de tablero según el ancho de la losa (Figura N°4.2), que permiten la circulación de dos carriles vehiculares, la diferencia consiste en que el tablero tipo 1 considera barreras peatonales intermedias y un mayor ancho de calzada, respecto al tablero tipo 2.



(a)



(b)

Figura N°4.2: Sección transversal de tableros típicos para dos carriles vehiculares: (a) Tipo 1 con $R1=15.30$ m, (b) Tipo 2 con $R2=11.60$ m.

4.1.1.1 Esbeltez longitudinal (H/D)

La esbeltez longitudinal del pilar en la dirección del eje "X" para puentes de geometría regular, se define como la razón del lado menor de la sección transversal del pilar y la altura. En la geometría del pilar de sección rectangular, el parámetro (H/D) tiene una relación directa con la rigidez lateral en la dirección longitudinal. De la familia representativa de puentes, se extraen las relaciones que corresponden a la razón H/D (Tabla N°4.1) considerando la altura del pilar desde el inicio de la parte superior de la cimentación hasta la parte superior de la viga cabezal.

Tabla N°4.1: Esbeltez longitudinal H/D

Puente	D (m)	H (m)	H/D
P1	1.575	8.300	5.270
P2	1.675	9.600	5.731
P3	1.800	10.750	5.972
P4	1.975	11.800	5.975
P5	2.100	13.500	6.429
P6	1.550	8.300	5.355
P7	1.630	9.600	5.890
P8	1.750	10.750	6.143
P9	1.860	11.800	6.344
P10	1.950	13.500	6.923

El valor mínimo y máximo de la Tabla N°4.1 son 5.270 y 6.923 respectivamente. En este rango de valores se encuentran los valores de H/D de la familia representativa de puentes.

Los valores asignados de H/D para el análisis paramétrico varían en rango de 5.20 a 7.00 con variaciones de 0.60, que resultan en cuatro valores del parámetro esbeltez longitudinal.

4.1.1.2 Esbeltez transversal (H/B)

De manera similar a lo explicado para la dirección longitudinal, la esbeltez transversal del pilar en la dirección del eje “Y” se define como la razón del lado mayor de la sección transversal del pilar y la altura. Cabe mencionar que el parámetro (H/B) incide en el cálculo de la rigidez lateral del elemento en esta dirección. De la familia representativa se calculó los valores de este parámetro y se resume en la Tabla N°4.2.

Tabla N°4.2: Esbeltez transversal H/B

Puente	B (m)	H (m)	H/B
P1	2.850	8.300	2.912
P2	3.400	9.600	2.824
P3	3.800	10.750	2.829
P4	4.150	11.800	2.843
P5	4.350	13.500	3.103
P6	2.650	8.300	3.132
P7	3.200	9.600	3.000
P8	3.625	10.750	2.966
P9	3.875	11.800	3.045
P10	4.050	13.500	3.333

Se asignan cuatro valores al parámetro H/B para fines del análisis paramétrico. Estos varían de 2.80 hasta 3.40 con rangos de variación de 0.20, los cuales abarcan valores calculados en la Tabla N°4.2.

4.1.1.3 Razón de aspecto de la planta (R/L)

Este parámetro indica la relación entre el ancho total del tablero del puente y la longitud del tramo tributario del pilar, que se consideró igual a la longitud del tramo entre ejes de apoyo. La relación R/L influye en el cálculo de la rigidez a flexión del tablero en la dirección transversal del puente y en la estimación del peso de esta.

Los modelos seleccionados como familia representativa se dividen en grupos de 5 modelos según el ancho de losa (R) de 15.3 m y 11.6 m, que están conformadas por 6 y 5 vigas respectivamente (Figura N°4.2). En la Tabla N°4.3 se presentan los valores de R/L para cada puente.

Tabla N°4.3: Razón aspecto en planta R/L

Puente	R(m)	L (m)	R/L
P1	15.30	20	0.765
P2	15.30	25	0.612
P3	15.30	30	0.510
P4	15.30	35	0.437
P5	15.30	40	0.383
P6	11.60	20	0.580
P7	11.60	25	0.464
P8	11.60	30	0.387
P9	11.60	35	0.331
P10	11.60	40	0.290

De acuerdo con la Tabla N°4.3 los valores de R/L varían de 0.290 hasta 0.765, cuyos valores más altos de R/L corresponden a los puentes de tramos cortos y mayores anchos de tablero. Las características de estos valores será objeto de discusión en el Capítulo VI por la incidencia que representa en el cálculo de las rigideces.

Para generar la combinatoria de los modelos paramétricos se tomará valores de R/L iguales a: 0.765, 0.605, 0.445 y 0.285.

4.1.1.4 Factor de reducción de la inercia (r)

Según los requerimientos de la norma AASHTO (2017), el análisis sísmico se realizará empleando inercias reducidas debido a la fisuración de la sección bruta, también denominadas inercias efectivas. Esta inercia se establece con el factor de reducción (r), que depende de la razón de la carga axial permanente y la cuantía de refuerzo longitudinal de la sección del pilar.

A partir del diseño sísmico realizado a la familia representativa de diez puentes, se obtuvieron los valores de (r) para el pilar más cargado (Tabla N°4.4). En los modelos Mco se ha considerado un concreto de resistencia $f'c$ de 2800 tonf/m² para los pilares como valor típico usado en la ingeniería de puentes reales.

Tabla N°4.4: Factor de reducción de inercia “ r ”

Puente	P axial (t)	Ag (cm ²)	P/f'c*Ag	Ast/Ag	r=Ie/Ig
P1	625.59	4.49E+04	0.050	1.66	0.41
P2	767.48	5.70E+04	0.048	1.58	0.40
P3	967.89	6.84E+04	0.051	1.59	0.40
P4	1142.30	8.20E+04	0.050	1.42	0.38
P5	1349.34	9.14E+04	0.053	1.52	0.39
P6	542.41	4.11E+04	0.047	1.62	0.41
P7	671.46	5.22E+04	0.046	1.59	0.40
P8	839.14	6.34E+04	0.047	1.53	0.39
P9	985.52	7.21E+04	0.049	1.51	0.39
P10	1151.27	7.90E+04	0.052	1.53	0.39

La norma AASHTO (2017) recomienda usar un factor de reducción “ r ” igual a 0.5 como primera aproximación de análisis. En la Tabla N°4.4 se aprecia que los valores calculados de “ r ” presentan poca variación, por lo que se adoptará como valor único de “ r ” igual a 0.40 para los MEEPs.

4.1.1.5 Número de tramos (nt)

Es una práctica común en los proyectos de ingeniería, utilizar tableros de vigas de sección I de concreto presforzado en tramos de la misma longitud entre ejes de apoyo. Se ha mencionado en capítulos anteriores, que construir y diseñar este tipo de tableros para abordar la longitud total del

puentes representan mejoras en tiempo y costos del proyecto. En la Tabla N°4.5, se resumen el número de tramos, longitud de tramo y la longitud total para cada modelo de la familia representativa de los diez puentes.

Tabla N°4.5: Número de tramos (nt)

Puente	nt	L (m)	L total(m)
P1	2	20	40
P2	3	25	75
P3	4	30	120
P4	5	35	175
P5	6	40	240
P6	2	20	40
P7	3	25	75
P8	4	30	120
P9	5	35	175
P10	6	40	240

Se adoptan valores del número de tramos (nt) de 2 a 6 según la Tabla N°4.5 para la generación de casos de los MEPPs.

4.1.1.6 Discusión del parámetro razón de aspecto de la elevación (H/L)

El parámetro H/L es de importancia en puentes tipo pórtico que tienen una conexión rígida entre el tablero y la subestructura, porque relaciona la rigidez relativa entre los pilares y el tablero del puente. Tal consideración modifica las propiedades dinámicas de la estructura respecto a los puentes de conexiones no rígidas, siendo este último adoptado como modelo de estudio en la presente tesis.

Las condiciones topográficas irregulares podrían llevar al planteamiento de pilares con alturas variables. En estos casos, se tendrá que estudiar cómo se distribuye las fuerzas sísmicas del puente según las rigideces de los pilares con diferentes alturas. Los puentes que presentan grandes alturas han sido estudiados mediante análisis complejos por Manhui et al. (2020), desde un enfoque de mejoras en la configuración estructural de estos, al combinar conexiones rígidas y flexibles del tablero con los pilares.

En puentes proyectados sobre topografías regulares es posible plantear pilares de una misma altura; siendo este el modelo de puente considerado en el análisis paramétrico.

4.1.2 Parámetro sísmico

Se ha considerado como parámetro sísmico al coeficiente de aceleración máxima del suelo (PGA). En la familia representativa de puentes, se han utilizado tres espectros de diseño sísmico que corresponden a valores de $PGA=0.6\text{ g}$, $PGA=0.5\text{ g}$ y $PGA=0.4\text{ g}$. Estos valores son característicos en las zonas de alta sismicidad de la costa peruana y fueron aplicados al grupo de los tres primeros, los tres segundos y los cuatro últimos puentes de los diez modelos en total.

El parámetro sísmico PGA permite construir el espectro de diseño sísmico de acuerdo con el mapa de isoaceleraciones proporcionados por el MTC (2018). El diseño del espectro de respuesta se ha adoptado un suelo rígido de clase de sitio tipo D (Figura N°4.3).

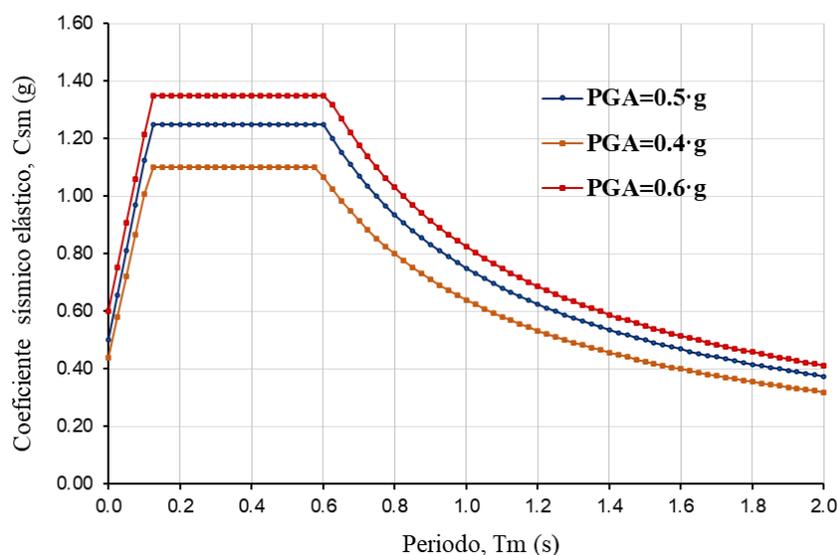


Figura N°4.3: Coeficientes elásticos de espectros de diseño sísmico. MTC (2018).

4.2 CARACTERÍSTICAS INERCIALES DEL MODELO ESTRUCTURAL PARAMÉTRICO DEL PUENTE (MEPP)

Los parámetros definidos previamente son considerados necesarios para realizar la combinatoria de estos y generar los modelos estructurales paramétricos de los puentes (MEPPs). Sin embargo, es necesario definir relaciones adicionales que permitan calcular las propiedades inerciales de la estructura relacionadas con el peso sísmico. En ese sentido, se ha

realizado el metrado de cargas del peso permanente del tablero, viga cabezal del pilar y el peso de un porcentaje de la altura del pilar para cada puente de la familia representativa. El objetivo fue estimar los pesos sísmicos de interés en función de los parámetros previamente identificados, y en consecuencia, analizar el segundo gran grupo de casos de modelos definidos paramétricamente de manera rápida.

El porcentaje de carga viva en la participación del peso sísmico corresponde al camión de diseño HL-93 más el carril de carga. El AASHTO (2017) recomienda utilizar valores de 0 a 0.50 de la carga viva, sin precisar un valor exacto para fines de análisis sísmico.

El planteamiento de los MEPPs está referido a puentes carreteros, denominado de esa manera porque se ubican fuera de la zona urbana, donde el índice tránsito vehicular es mayor. Por esa razón, no se considerará a la carga viva como parte del peso sísmico en los MEPPs.

4.2.1 Peso de la viga cabezal W_b

La geometría del volado de la viga cabezal del pilar en forma de martillo (*hammerhead pier*), varía según cuantas vigas del tablero se apoyan la superficie de esta y del diseño frente a sollicitaciones por cargas de gravedad y de sismo.

Del grupo representativo de diez puentes, el primer grupo de cinco puentes corresponden a tableros de anchos R1 igual a 15.3 m y el segundo grupo a anchos R2 igual a 11.6 m. Ambos están conformados por seis y cinco vigas I de concreto presforzado respectivamente.

Convenientemente se ha calculado el peso de la viga cabezal (W_b) por unidad del ancho menor de pilar. No hay una interpretación física para elegir esta relación, pero sí permite estimar por medio de la Ec. (4.1) el peso por unidad de longitud (W_b/D) en función del parámetro R/L. El resumen de las cargas por peso de la viga en volado del pilar se muestra en la Tabla N°4.6.

Tabla N°4.6: Relación Wb/D – R/L.

Puente	R/L	Wb/D (t/m)	Ec.(4.1) (t/m)	Error (%)
P1	0.77	56.55	55.06	-2.63%
P2	0.61	50.48	49.86	-1.22%
P3	0.51	47.46	45.99	-3.10%
P4	0.44	43.35	42.94	-0.93%
P5	0.38	42.30	40.47	-4.32%
P6	0.58	46.80	48.69	4.04%
P7	0.46	41.19	44.09	7.05%
P8	0.39	39.28	40.66	3.51%
P9	0.33	38.15	37.97	-0.47%
P10	0.29	36.28	35.79	-1.37%

La correlación realizada entre Wb/D y R/L es del tipo potencial según la Ec. (4.1). La curva de ajuste de esta se muestra en la Figura N°4.4 y los errores obtenidos del ajuste respecto a los valores reales de Wb/D, obtenidos del metrado de cargas, se muestran en la Tabla N°4.6.

$$\frac{Wb}{D} = 62.018 \cdot \left(\frac{R}{L}\right)^{0.442} \quad (4.1)$$

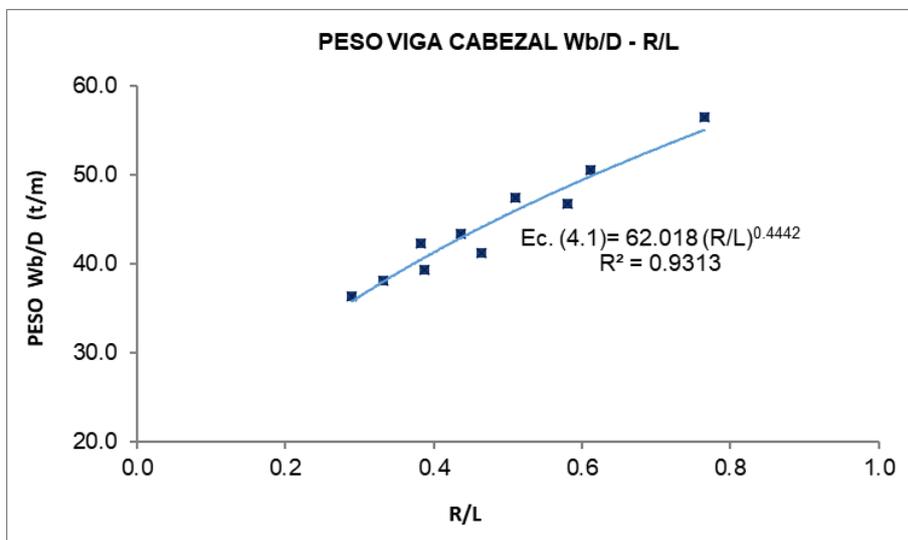


Figura N°4.4: Correlación Wb/D – R/L.

4.2.2 Peso del tramo del tablero W_t

Se logró correlacionar el peso del tramo del puente (W_t) por ancho de tablero (R) con el parámetro R/L . Como se mencionó en el ítem 4.2.1, encontrar las correlaciones adecuadas permiten tener una buena aproximación para estimar la masa sísmica.

Para obtener mejores aproximaciones se ha empleado dos correlaciones para cada tipo ancho de tablero R . En el tablero de ancho $R_1=15.30$ m y $R_2=11.60$ m, se plantearon las correlaciones de la Ec. (4.2) y la Ec. (4.3), respectivamente, ambos son del tipo potencial (Figura N°4.5). En la Tabla N°4.7 se muestran los resultados aproximados obtenidos con las ecuaciones mencionadas en función de R/L , respecto a los valores reales del metrado de carga para W_t/R .

$$\frac{W_t}{R_1} = 16.482 \cdot \left(\frac{R}{L}\right)^{-1.362} \quad (4.2)$$

$$\frac{W_t}{R_2} = 13.031 \cdot \left(\frac{R}{L}\right)^{-1.347} \quad (4.3)$$

Tabla N°4.7: Relación de W_t/R – R/L .

Puente	R/L	W_t/R (t/m)	Ec.(4.2) y Ec.(4.3)	Error (%)
P1	0.765	23.21	23.69	2.06%
P2	0.612	32.62	32.04	-1.75%
P3	0.510	42.67	41.02	-3.87%
P4	0.437	50.69	50.54	-0.30%
P5	0.383	59.75	60.55	1.33%
P6	0.580	26.56	27.14	2.19%
P7	0.464	37.16	36.66	-1.35%
P8	0.387	48.42	46.86	-3.21%
P9	0.331	57.48	57.68	0.34%
P10	0.290	67.69	69.04	2.00%

Las correlaciones de estimación del peso del tramo del puente son del tipo función potencial para cada ancho de losa R . Estas presentan errores bajos de estimación menores al 5%. (Tabla N°4.7).

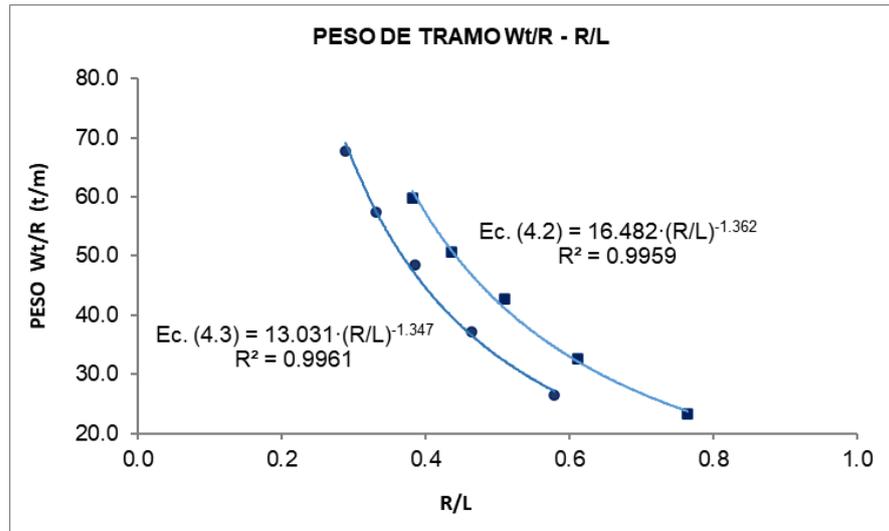


Figura N°4.5: Correlación W_t/R – R/L .

Las correlaciones que se muestran en las Figura N°4.4 y Figura N°4.5 son utilizadas para calcular el peso sísmico de los MEPPs. Es necesario indicar que el parámetro número de tramos (nt) define el peso sísmico longitudinal de los modelos, y el parámetro de esbeltez (H/D) y (H/B) se utilizar para calcular los pesos sísmicos de los pilares.

4.3 MODELO DINÁMICO DE LOS MEPPs

Es necesario definir conceptualmente un modelo estructural que represente las características dinámicas del puente, a fin de calcular las respuestas sísmicas asociados a los parámetros establecidos.

Los modelos Mco de la familia representativa de puentes fueron analizados incluyendo los efectos de los apoyos comunes y los topes sísmicos. Analizar una gran cantidad de casos paramétricos con esas consideraciones, demandarían mucho tiempo computacional. En consecuencia, se requiere formular un modelo simplificado Ms de manera analítica, para emplearlo en los modelos paramétricos. De esa manera, los MEPPs se analizarán considerando varios grados de libertad y el criterio de masas concentradas.

La ventaja de representar una estructura de puente con un modelo simplificado (Ms), es analizar la gran cantidad de casos de un segundo grupo de modelos paramétricos en un tiempo menor.

Las hipótesis planteadas para la formulación del modelo Ms fueron las siguientes:

1. Se asumió un comportamiento elástico lineal para el material de los topes sísmicos tipo llaves de corte de concreto o barras de acero.
2. Los topes sísmicos presentan una reacción pasiva debido a los desplazamientos relativos entre el tablero y la subestructura que son producidos por la fluencia plástica (*creep*), contracción de fragua (*shrinkage*) y los cambios volumétricos del concreto, lo anterior se cumple cuando las holguras (*gaps*) entre el tablero y la subestructura son mayores a los desplazamientos en las condiciones de servicio descrita.
3. Los topes sísmicos son considerados de acción activa frente a un evento sísmico porque las holguras existentes (*gaps*) son menores a los desplazamientos que ocurren durante un evento sísmico.
4. Se consideró las inercias efectivas de los pilares de acuerdo con las normas AASHTO (2017) y MTC (2018).
5. El tablero del puente presenta una gran rigidez axial debido a sus propiedades geométricas de la sección transversal.
6. Todos los pilares están empotrados en su base.
7. No se ha considerado la carga viva del camión HL-93 y del carril de diseño como parte de la masa sísmica, porque se ha asumido el caso de un puente denominado carretero por ubicarse fuera del área urbana.
8. El puente experimenta la misma aceleración sísmica en la base de todos los pilares.
9. Se ha prescindido de la participación de la rigidez y el aporte de amortiguamiento de los apoyos comunes del tipo elástoméricos en la formulación del modelo simplificado (Ms), estos elementos suelen ser diseñados por combinaciones de cargas de gravedad y de servicio, sin considerar las sollicitaciones sísmicas.
10. Los estribos son modelados como elementos de apoyo fijo en la dirección transversal y apoyos móviles en la dirección longitudinal.

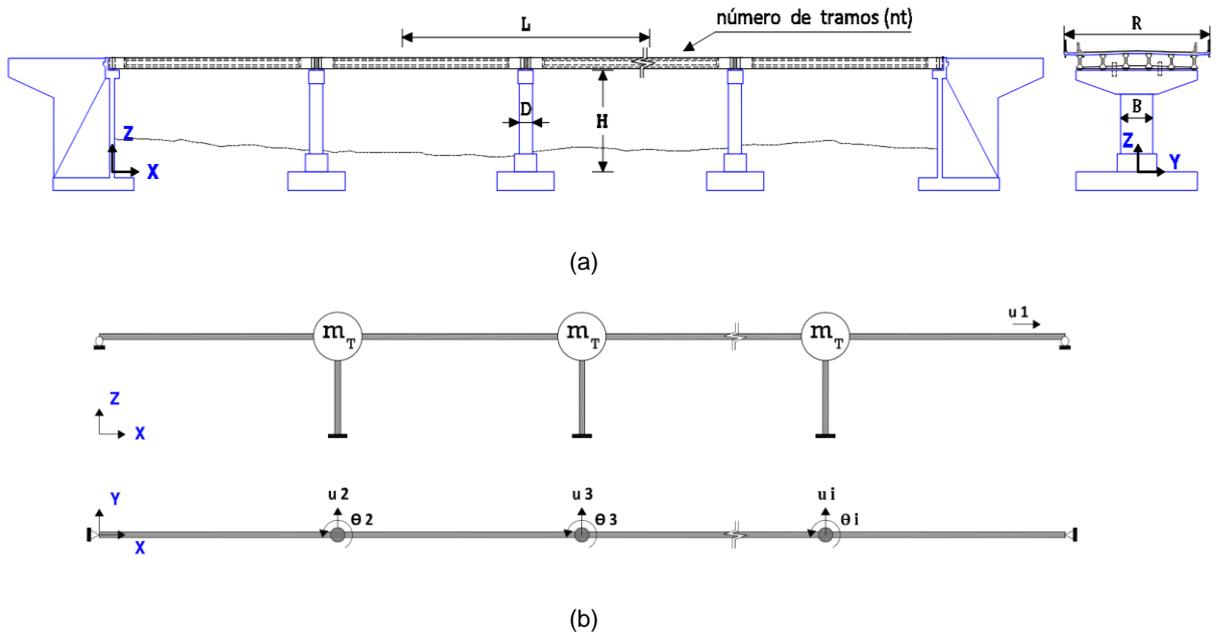


Figura N°4.6: Modelo analítico de varios grados de libertad vgdI's: (a) Geometría, (b) Modelo simplificado.

En la Figura N°4.6 (b) se muestra el modelo M_s , formulado analíticamente, con sus respectivos grados de libertad.

4.3.1 Elementos estructurales

Se plantean expresiones de la rigidez del elemento viga-columna que son necesarias para ensamblarlas y obtener la matriz de rigidez del sistema.

Se han considerado los grados de libertad (gdl) del elemento discreto según sus ejes de referencia local (Figura N°4.7). De acuerdo con las condiciones de borde de los pilares y del tablero, la matriz de rigidez del elemento será modificada.

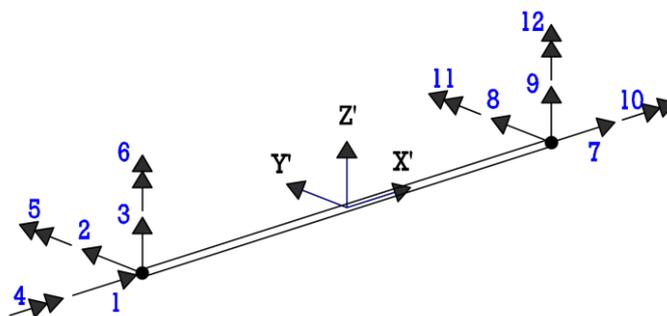


Figura N°4.7: Elemento discreto viga-columna tridimensional en el sistema de referencia local.

4.3.1.1 Rigidez del elemento columna

Los efectos de las deformaciones por flexión y corte inciden en el cálculo de la rigidez lateral de los pilares. Como regla general, las deformaciones por corte podrían ser significativas cuando la relación M/V en el pilar es menor a tres veces el lado B o D (Priestley et al, 1996).

$$\frac{M}{V} \leq 3B \quad (4.2)$$

Donde M y V son el máximo momento flector y fuerza cortante del pilar. En el caso particular del tipo de puente de análisis, el momento resulta aproximadamente el producto de la fuerza cortante por la altura del pilar.

Otra forma de expresar la Ec. (4.2) en pilares que son controlados por las deformaciones de corte, es cuando $H/B \leq 3$. De la familia representativa de puentes, los pilares en la dirección longitudinal cumplen la relación $H/B > 3$. Por lo que los elementos son controlados por las deformación por flexión. En la dirección transversal de análisis, la relación $H/B > 3$ se dan en algunos puentes de la familia representativa. Con este criterio se calcula la la rigidez del pilar en esta dirección, considerando las deformaciones por corte y flexión.

La variación de considerar sólo los efectos de flexión y las de corte en la rigidez lateral del pilar, se muestran en la Tabla N°4.8.

Tabla N°4.8: Rigidez lateral transversal del pilar considerando deformaciones de corte y flexión.

Puente	Rigidez lateral (tonf/m)		% variación (b) / (a)
	Flexión (a)	Flexión+Corte (b)	
P1	1.59E+04	1.54E+04	0.97
P2	1.86E+04	1.79E+04	0.96
P3	1.99E+04	1.92E+04	0.96
P4	2.15E+04	2.07E+04	0.96
P5	1.76E+04	1.70E+04	0.97
P6	1.26E+04	1.22E+04	0.97
P7	1.51E+04	1.46E+04	0.97
P8	1.68E+04	1.62E+04	0.97
P9	1.65E+04	1.60E+04	0.97
P10	1.32E+04	1.28E+04	0.97

La variación en el cálculo de la rigidez lateral en la dirección transversal del pilar, considerando los efectos de ambas deformaciones es mínima (Figura N°4.8). Por esta razón, sólo se considerarán los efectos de las deformaciones por flexión en el análisis de las dos direcciones de los MEEPs.

En la Figura N°4.8 se muestra los ejes locales de un elemento columna en dos dimensiones empotrado en su base. Su respectiva matriz de rigidez se expresa en la Ec. (4.3) según sus grados de libertad de ejes locales.

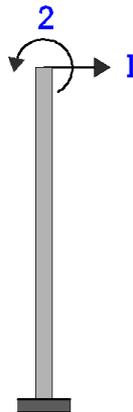


Figura N°4.8: Elemento discreto tipo columna.

$$k_c^e = \begin{bmatrix} \frac{12EI_e}{H^3} & \frac{6EI_e}{H^2} \\ \frac{6EI_e}{H^2} & \frac{4EI_e}{H} \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

4.3.1.2 Rigidez del elemento viga

Es necesario formular la rigidez del elemento viga de acuerdo con los grados de libertad local que se muestra en la Figura N°4.9. La matriz de este elemento está expresada por la Ec. (4.4). La relación que tienen sus ejes locales respecto a los ejes globales de la Figura N°4.6 son de la siguiente manera: los gdl's 1 y 3 son paralelos al eje global Y, y los gdl's 2 y 4 de giro, son paralelos al eje global Z. La variante de la rigidez de este elemento dependerá de sus condiciones de borde, siendo los tramos interiores y exteriores del tablero del puente las que presentan esta diferencia.

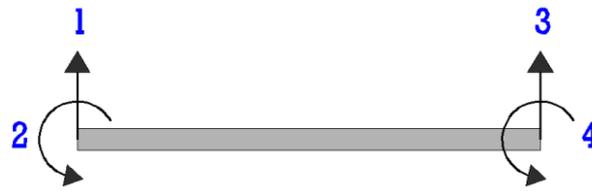


Figura N°4.9: Elemento discreto tipo viga.

$$k_v^e = \begin{bmatrix} \frac{12EI_v}{(1+\varphi)L^3} & \frac{6EI_v}{(1+\varphi)L^2} & -\frac{12EI_v}{(1+\varphi)L^3} & \frac{6EI_v}{(1+\varphi)L^2} \\ \frac{6EI_v}{(1+\varphi)L^2} & \left(\frac{4+\varphi}{1+\varphi}\right)\frac{EI_v}{L} & -\frac{6EI_v}{(1+\varphi)L^2} & \left(\frac{2-\varphi}{1+\varphi}\right)\frac{EI_v}{L} \\ -\frac{12EI_v}{(1+\varphi)L^3} & -\frac{6EI_v}{(1+\varphi)L^2} & \frac{12EI_v}{(1+\varphi)L^3} & -\frac{6EI_v}{(1+\varphi)L^2} \\ \frac{6EI_v}{(1+\varphi)L^2} & \left(\frac{2-\varphi}{1+\varphi}\right)\frac{EI_v}{L} & -\frac{6EI_v}{(1+\varphi)L^2} & \left(\frac{4+\varphi}{1+\varphi}\right)\frac{EI_v}{L} \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

Donde: $\varphi = \frac{12EI_v}{GA_sL^2}$

Se considerarán los efectos de las deformaciones por corte φ , en los elementos del tablero y la inercia I_v de la sección compuesta.

Priestley et al. (1996) menciona que la rigidez efectiva a corte GA_s podría ser reducida con el mismo valor que se reduce la inercia bruta sometida a la flexión.

En el planteamiento de los MEEPs, se ha seguido la recomendación del Caltrans (2019) que sugiere reducir al 80% el area bruta de la sección sometida a deformaciones por corte, tal como se expresa en la Ec. (4.6).

$$A_s = 0.80 \cdot A_g \quad (4.6)$$

4.3.2 Matriz de rigidez de la estructura

Con base en lo expuesto en los ítems 4.3.1.1 y 4.3.1.2, se asignarán códigos de ensamblaje a los grados de libertad de interés indicados en la Figura N°4.6. La matriz de rigidez del sistema, se obtiene del análisis estructural y se expresa en la Ec. (4.5) para “nt” tramos del puente.

Para fines del análisis paramétrico, se reducen los elementos de la matriz de rigidez según el número de tramos (nt) del puente. En la cual se suprime los elementos de filas y columnas que sean innecesarios en el análisis.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_{uu} & K_{u\theta} \\ K_{u\theta}^T & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

Donde:

K_{uu} = Submatriz asociada a los desplazamientos laterales.

$$(K_{uu})_{nt \times nt} = \begin{bmatrix} \frac{(nt-1)3EI_{ex}}{H^3} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \frac{3EI_{ex}}{H^3} + \frac{15EI_{y}}{(1+\varphi)L^3} & -\frac{12EI_{y}}{(1+\varphi)L^3} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_{y}}{(1+\varphi)L^3} & \frac{3EI_{ex}}{H^3} + \frac{24EI_{y}}{(1+\varphi)L^3} & -\frac{12EI_{y}}{(1+\varphi)L^3} & \dots & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_{y}}{(1+\varphi)L^3} & \frac{3EI_{ex}}{H^3} + \frac{24EI_{y}}{(1+\varphi)L^3} & \ddots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & -\frac{12EI_{y}}{(1+\varphi)L^3} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_{y}}{(1+\varphi)L^3} & \frac{3EI_{ex}}{H^3} + \frac{15EI_{y}}{(1+\varphi)L^3} \end{bmatrix}$$

$K_{u\theta}$, $K_{u\theta}^T$ = Submatriz que muestra el acoplamiento entre los desplazamientos laterales y rotacionales.

$$(K_{u\theta})_{nt \times nt-1} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ -\frac{3EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & -\frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & 0 & \dots & 0 \\ \frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & 0 & -\frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & \ddots & 0 \\ 0 & \frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & 0 & \ddots & 0 \\ \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & -\frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & \frac{3EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} \end{bmatrix}$$

$$(K_{u\theta})_{nt-1 \times nt}^T = \begin{bmatrix} 0 & -\frac{3EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & \frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & -\frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & 0 & \frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & 0 & \ddots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & \frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} & \frac{3EI_{y}}{(1+\varphi)L^2} \end{bmatrix}$$

$K_{\theta\theta}$ = Submatriz asociada a los desplazamientos rotacionales.

$$(K_{\theta\theta})_{nt-1 \times nt-1} = \begin{bmatrix} \frac{(7+\phi) \cdot EI_{ty}}{(1+\phi) \cdot L} & \frac{(2-\phi) \cdot EI_{ty}}{(1+\phi) \cdot L} & 0 & \dots & 0 \\ \frac{(2-\phi) \cdot EI_{ty}}{(1+\phi) \cdot L} & 0 & \frac{(2-\phi) \cdot EI_{ty}}{(1+\phi) \cdot L} & \ddots & 0 \\ 0 & \frac{(2-\phi) \cdot EI_{ty}}{(1+\phi) \cdot L} & 0 & \ddots & 0 \\ \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & \frac{(2-\phi) \cdot EI_{ty}}{(1+\phi) \cdot L} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(2-\phi) \cdot EI_{ty}}{(1+\phi) \cdot L} & \frac{(7+\phi) \cdot EI_{ty}}{(1+\phi) \cdot L} \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez global expresada en la Ec. (4.5), se agrupa en submatrices para facilitar el procedimiento de condensación estática. El cual permite eliminar los grados de libertad rotacional y obtener la matriz de rigidez lateral de la estructura expresada en la Ec. (4.6). Esta matriz también es conocida como matriz de rigidez condensada y considera los grados de libertad de desplazamientos laterales en la dirección longitudinal y transversal.

$$K_L = K_{uu} - K_{u\theta} \cdot K_{\theta\theta}^{-1} \cdot K_{u\theta}^T \quad (4.6)$$

4.3.3 Matriz de masas

Se ha incluido el peso de los pilares, las vigas cabezal y las cargas permanentes de barrera, baranda y asfalto, como masas inerciales en el análisis sísmico de las dos direcciones.

En la Figura N°4.10 (a) se muestra una vista en elevación del pilar con su respectiva longitud tributaria, que es igual a la longitud del tramo. Se sombrea el área considerada para calcular la masa sísmica transversal m_T , cuya masa se concentra en la conexión de los elementos discretos viga-columna formados por el pilar y tablero, según la idealización de la Figura N°4.10 (b). Para calcular la masa sísmica en la dirección longitudinal m_L , se consideró a la longitud total del tablero continuo.

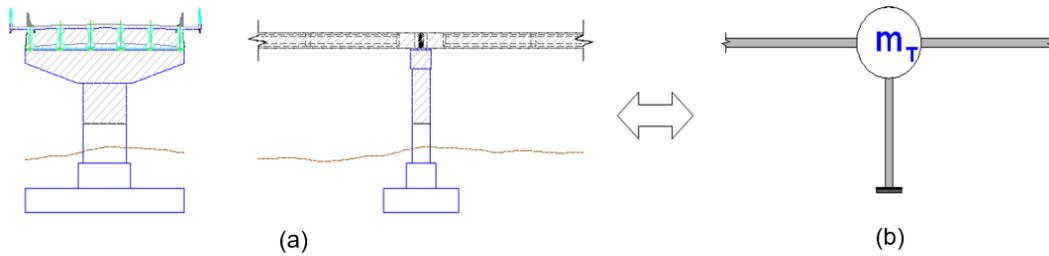


Figura N°4.10: Longitud tributaria del pilar: (a) Elevación del pilar tipo monocolumna, (b) Idealización de la masa concentrada.

$$M = \begin{bmatrix} m_L & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_T & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & m_T & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_T \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

La Ec. (4.6) es la matriz de masas concentradas relacionada a la estructura de n_t tramos. Donde m_L y m_T son la masa sísmica en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

4.3.4 Propiedades mecánicas del material

La resistencia a compresión del concreto armado empleados en los pilares y la losa del tablero del puente para los modelos Ms serán de una resistencia $f'_c = 2800 \text{ t/m}^2$, siendo el mismo valor considerado en los modelos Mco. Las propiedades mecánicas de esta resistencia se muestran en la Tabla N°4.9.

Tabla N°4.9: Propiedades mecánicas del material.

Propiedades Mecánicas		
Módulo de Elasticidad	E	2 500 000 t/m^2
Módulo de Corte	G	1 042 000 t/m^2
Razón de Poisson	ν	0.20
Densidad	ρ	0.255 $\text{t - s}^2/\text{m}^4$

4.4 GENERACIÓN DE CASOS DE LOS MEPPs

4.4.1 Combinatoria de los parámetros geométricos

En el ítem 4.1 se estableció los parámetros que definen la geometría del puente y su comportamiento sísmico elástico. Luego se asignaron valores convenientes para abarcar el rango de los parámetros que caracterizan a familia representativa de los diez puentes. Con la finalidad de generar un segundo gran grupo de modelos estructurales paramétricos, se realizará la combinatoria de los parámetros H/D, H/B, R/L y nt previamente establecidos.

A continuación, se muestra los valores asignados a cada parámetro (Figura N°4.10) para su combinatoria y generación de los modelos estructurales paramétricos.

Tabla N°4.10: Casos de modelos estructurales paramétricos y valores asignados a cada parámetro.

ID	Tablero	Parámetros Geométricos				N° total de casos
	R (m)	H/D	H/B	R/L	nt	
1	15.30	5.200	2.800	0.765	2	640
2	11.60	5.800	3.000	0.605	3	
3	---	6.400	3.200	0.445	4	
4	---	7.000	3.400	0.285	5	
5	---	---	---	---	6	
Total	2	4	4	4	5	

La combinatoria de los parámetros se han agrupado en dos tipos de ancho de tablero (R), tal como como se muestra en la Tabla N°4.10, y resulta en un total de 640 modelos paramétricos.

4.4.2 Discusión de los modelos generados

En el cálculo de los casos iniciales (Tabla N°4.10), se ha utilizado la combinatoria de los parámetros sin previo análisis del orden de magnitud que tienen algunos modelos respecto a sus dimensiones geométricas. Para fines de análisis estructural, se reducirá la cantidad de casos considerando modelos de puentes con dimensiones coherentes desde el punto de vista de la Ingeniería Civil.

Los modelos paramétricos generados de la Tabla N°4.10, se agrupan en dos subcasos según el ancho del tablero. Según sean los valores asignados al parámetro R/L, se calculará la longitud del tramo del puente, así como la longitud total del mismo con el valor de nt.

De la combinatoria de parámetros para generar el total de casos, se aprecia que algunos modelos de tramos cortos para varios tramos son considerados irreales porque no se aprovecharía la longitud máxima de cada tramo para abarcar una mayor longitud total del puente. En ese sentido, los puentes de tramos cortos (L) con varios números de estos (nt), serán omitidos en el total de los 640 modelos. En la Tabla N°4.11 se genera un total de 96 modelos irreales, porque resultan de combinar longitudes de tramos (L) de 20 m y 25.29 m con 4, 5 y 6 tramos, manteniendo una geometría definida del pilar para el tablero tipo R1.

Tabla N°4.11: Casos no disponibles de los MEPPs – Tablero tipo R1.

Tablero R1 (m)	Características geométricas del tablero tipo R1					Casos NO disponibles
	H/D	H/B	R/L	L=R/L (m)	nt	
15.30	5.200	2.800	0.765	20.00	2	96
	5.800	3.000	0.605	25.29	3	
	6.400	3.200	0.445	34.38	4	
	7.000	3.400	0.285	53.68	5	
	---	---	---	---	6	
Subtotal	4	4	2	---	3	

Para el Tablero tipo R2 los tramos cortos son de 15.16 m, 19.17 m y 26.07 m, que se combinan con tramos de 3, 4, 5 y 6. Lo que resulta un total de 192 modelos irreales (Tabla N°4.12).

Si consideramos un puente de 4 tramos de 15 metros cada uno, resultaría un puente de longitud total de 60 m. Se puede evitar poner 3 apoyos intermedios considerando sólo 2 tramos de 30 m cada uno, con un solo apoyo intermedio. De esta manera se explica porque se consideró a los modelos generados en la Tabla N°4.11 y Tabla N°4.12 como casos no disponibles. En las cuales se mantuvo los valores de los parámetros de esbeltez H/B y H/D para generar los casos irreales, no disponibles, asociados a la variable longitud (L) y al parámetro número de tramos (nt).

Tabla N°4.12: Casos no disponibles de los MEPPs – Tablero tipo R2.

Tablero R2 (m)	Características geométricas del tablero tipo R2					Casos NO disponibles
	H/D	H/B	R/L	L=R/L (m)	nt	
11.60	5.200	2.800	0.765	15.16	2	192
	5.800	3.000	0.605	19.17	3	
	6.400	3.200	0.445	26.07	4	
	7.000	3.400	0.285	40.70	5	
	---	---	---	---	6	
Subtotal	4	4	3	---	4	

Del total de 640 modelos obtenidos inicialmente (Tabla N°4.10), no se considerarán a los 288 modelos irreales obtenidos en la Tabla N°4.11 y Tabla N°4.12.

El número total de modelos paramétricos disponibles para analizar son de 352 casos. Los cuales se relacionan a los parámetros de esbeltez longitudinal H/D, esbeltez transversal H/B, razón de aspecto de la planta R/L y número de tramos nt. Para organizar mejor la información de estos casos se representarán con la siguiente nomenclatura:

$$R_i - H/D - H/B - R/L - nt$$

Donde Ri se refiere al tipo de tablero. Por ejemplo, si especificamos un modelo con la nomenclatura R1-6.40-3.20-0.445-3, nos referimos a un modelo de puente con tablero del tipo 1 de ancho 15.30 m con parámetros geométricos de H/D=6.40, H/B=3.20, R/L=0.445 y número de tramos nt=3.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO DE LOS MODELOS PARAMÉTRICOS

5.1. ANÁLISIS SÍSMICO POR SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL

Se describe el procedimiento del análisis sísmico de los 352 casos de modelos paramétricos desarrollados de forma analítica usando el programa Mathcad. El tipo de análisis para calcular las solicitaciones sísmicas fue del tipo elástico lineal de acuerdo con los conceptos de la dinámica de estructuras. Como parte de la carga sísmica, se empleó el espectro de diseño sísmico según las normas de puentes del AASHTO (2017) y la del Manual de Puentes (MTC, 2018). Como se mencionó, esta última norma proporciona curvas de isoaceleraciones para construir los espectros de diseño sísmico. Los resultados de interés son los periodos fundamentales de vibración, las respuestas sísmicas de desplazamientos y fuerzas sísmicas elásticas de los pilares de mayor demanda sísmica.

5.1.1. Análisis modal por solicitaciones sísmicas

El método más usado para evaluar la respuesta sísmica de las estructuras producto de un movimiento en la base, es el análisis por superposición modal espectral. Esta ofrece la ventaja de realizar operaciones matriciales, desacoplamiento las ecuaciones diferenciales del movimiento, y permitiendo resolver cada una de estas considerando los grados de libertad dinámicos de la estructura.

Inicialmente para un sistema de varios grados de libertad, se resuelve el problema de valores propios o característicos de la Ec. (5.1). En estas condiciones la estructura se encuentra en vibración libre y el modelo que la representa corresponde a una serie de masas interconectadas por resortes. Del análisis realizado a la estructura en estas condiciones, se obtienen las frecuencias ω_i y formas de modo X_i .

$$[K - \omega_i^2 M]X_i = 0 \quad (5.1)$$

Las características dinámicas de las estructuras están asociadas a los periodos y modos de vibración porque son importantes al realizar el análisis de las estructuras sometidas a cualquier excitación.

Cuando la estructura del puente no está sometida a cargas externas, se pueden calcular las características dinámicas de la misma con la Ec. (5.2). En la que se obtiene los respectivos modos y periodos de vibración según la cantidad de grados de libertad que corresponda a cada puente.

$$\frac{1}{\omega_i^2} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} X_i = X_i \quad (5.2)$$

El análisis modal considera a los modos de vibración en un rango elástico. Cabe mencionar que estos desaparecen cuando la estructura entra en un rango inelástico de deformaciones.

Luego de obtener los vectores asociados a los modos de vibración, estos se suelen escalar arbitrariamente respecto a algún modo cualquiera. Por ejemplo, se puede escalar respecto a la masa discreta que tiene mayor desplazamiento. Sin embargo, para fines del análisis sísmico se normaliza las formas de modo X_i respecto a la matriz de masas \mathbf{M} , tal como se expresa en la Ec. (5.3). Si las formas de modo se escalan de esta manera, se dicen que están normalizadas.

$$\Phi_i = \frac{X_i}{\sqrt{X_i^T \mathbf{M} X_i}} \quad (5.3)$$

En la Ingeniería Sismorresistente, la excitación sísmica se representa como un movimiento horizontal en la base de la estructura considerando sus respectivos grados de libertad. En estas condiciones, es posible plantear las ecuaciones del movimiento mediante operaciones matriciales con el objetivo de obtener las respuestas sísmicas, las cuales siguen un orden de operaciones modales con propiedades matemáticas debidamente consideradas.

Se plantea el equilibrio dinámico de forma matricial para un movimiento en la base de la estructura según la Ec. (5.4). La cual considera los desplazamientos relativos respecto a la base y no los absolutos. La Ec. (5.4) relaciona la matriz de masas y las propiedades de amortiguamiento de la estructura, definida como la capacidad de disipar energía por la fricción interna que existe en las uniones de los elementos estructurales, así como también, la rigidez de la estructura que representa a la oposición de la estructura frente a un desplazamiento externo que se le intenta imponer.

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{K} \mathbf{Y} = -\mathbf{M} \mathbf{I} \ddot{u}_G(t) \quad (5.4)$$

Donde \mathbf{M} es la matriz de masas, \mathbf{C} es la matriz de amortiguamiento del sistema y \mathbf{K} es la matriz de rigidez.

Luego de realizar operaciones modales, se puede plantear una solución de la ecuación del movimiento como una combinación lineal de las formas de modo y ciertos coeficientes expresada en la Ec. (5.5).

$$\mathbf{Y} = \sum_{i=1}^n d_i(t) \cdot \Gamma_i \cdot \mathbf{X}_i \quad (5.5)$$

Donde $d_i(t)$, es conocido como el factor de participación dinámica que están en función del tiempo. De las “n” ecuaciones modales es posible establecer el factor de participación estática Γ_i , que relacionada a los modos y a las matrices de masas según la Ec. (5.6).

$$\Gamma_i = \frac{\mathbf{X}_i^T \mathbf{M} \mathbf{I}}{\mathbf{X}_i^T \mathbf{M} \mathbf{X}_i} \quad (5.6)$$

5.1.2. Respuestas modales máximas

La forma más conocida de realizar un análisis modal es obteniendo la máxima respuesta de cada modo d_i . Las respuestas obtenidas por medio de registros sísmicos son laboriosas por ser poco prácticas en la ingeniería estructural. Por esta razón, las normas de diseño proporcionan espectros de diseño sísmico que representan el movimiento del suelo por medio de

aceleraciones. Para conocer la magnitud de aceleración según cada modo, bastará reemplazar el valor del periodo T_i en la curva del espectro de diseño considerando un tipo de amortiguamiento de la estructura.

Similar a la Ec. (5.4), la respuesta modal máxima para cada modo i se representa mediante la Ec. (5.7), cuya ecuación modal queda representada por la Ec. (5.8).

$$Y_{i,máx} = S_{di} \cdot \Gamma_i \cdot \Phi_i \quad (5.7)$$

$$\ddot{d}_i(t) + 2 \cdot \xi_i \cdot \omega_i \cdot \dot{d}_i(t) + \omega_i^2 \cdot d_i(t) = -\ddot{u}_G(t) \quad (5.8)$$

Donde S_{di} es el valor leído del espectro sísmico suavizado proporcionado en las distintas normas de diseño según los periodos de la estructura. En los que se obtienen los valores máximos de la aceleración, el desplazamiento y la velocidad. Los valores de Γ_i y Φ_i también se reemplazan para cada modo, siendo estos son determinados en el análisis modal.

5.1.3. Combinación modal

En el cálculo de las respuestas sísmicas de desplazamientos y fuerzas, se debe considerar la participación de todos los modos de la estructura. Por lo que es necesario combinar estas respuestas con sus máximos valores. Si las máximas respuestas sucedieran en un mismo instante de tiempo, podría sumarse estos efectos obteniendo resultados muy conservadores y alejados de los criterios de diseño sísmico. Sin embargo, los criterios de combinación modal consideran las máximas respuestas que ocurren en diferentes instantes de tiempo, que considera el criterio de aproximación a un análisis tiempo-historia.

La regla de combinación cuadrática perfecta (CQC) es la más usada y de mayor precisión respecto a otras reglas de combinación modal según Wilson (1981). La expresión para calcular las respuestas máximas de desplazamientos y fuerzas se realiza mediante la Ec. (5.9).

$$R_e = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N R_{ei} \rho_{ij} R_{ej}} \quad (5.9)$$

El coeficiente de correlación ρ_{ij} relaciona a los modos de vibración según la Ec. (5.10).

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4 \xi^2 r (1+r)^2} ; r = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (5.10)$$

Donde el amortiguamiento crítico se define como ξ , y tiene un valor constante en la combinación de los efectos modales.

5.2. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

En la Ingeniería Estructural se suele emplear modelos simplificados que representen las características dinámicas de los diferentes tipos de estructuras, previa validación de su formulación para proceder a realizar análisis sísmicos confiables. De acuerdo con la tipología de puente descrito, se ha formulado un modelo simplificado (Ms), descrito con anterioridad en el Capítulo IV. El cual considera el criterio de masas concentradas y elementos discretos.

En el ítem 5.1, se describe el procedimiento de análisis sísmico realizado a los MEPPs. Los resultados de interés son los periodos fundamentales de vibración de los puentes y las respuestas máximas de desplazamiento lateral, fuerza cortante y momento flector del pilar de mayor demanda sísmica.

Como carga sísmica se usaron tres espectros de diseño sísmico que corresponde a las máximas aceleraciones de suelo (PGA) iguales a 0.60-g, 0.5-g y 0.40-g (Figura N°4.3). Estas fueron aplicadas al primer grupo de tres puentes, al segundo grupo de tres puentes y al tercer grupo de los últimos cuatro puentes del grupo representativo; tales cargas se usaron en ambos modelos Ms y Mco.

El análisis de sensibilidad tiene como objetivo validar el modelo Ms comparando resultados de interés obtenidos de este con los obtenidos del modelo Mco. El propósito es emplear Ms en el análisis sísmico del segundo grupo de modelos paramétricos de puentes (ítem 4.4.3).

En la Tabla N°5.1 a la Tabla N°5.4 se resumen y comparan los resultados obtenidos de los modelos Ms y Mco. Dichas comparaciones se realizaron respecto al primer grupo representativo de diez puentes. Los resultados están orientados con el sistema de referencia de ejes globales (Figura N°4.6) del eje longitudinal en la dirección del eje X y del eje transversal en la dirección del eje Y. Los ejes locales x' , y' son paralelos a sus respectivos ejes globales.

Tabla N°5.1: Comparación de los periodos fundamentales de los puentes.

ID	Periodos de vibración T x (s)			Periodos de vibración T y (s)		
	Ms	Mco	Error %	Ms	Mco	Error %
P1	0.848	0.822	3.16%	0.126	0.120	5.00%
P2	0.913	0.876	4.22%	0.234	0.275	-14.91%
P3	0.993	0.954	4.09%	0.394	0.407	-3.19%
P4	1.010	0.957	5.54%	0.420	0.460	-8.70%
P5	1.180	1.110	6.31%	0.516	0.560	-7.86%
P6	0.838	0.812	3.20%	0.137	0.128	7.03%
P7	0.911	0.873	4.35%	0.269	0.300	-10.33%
P8	0.986	0.941	4.78%	0.404	0.425	-4.94%
P9	1.060	0.982	7.94%	0.470	0.500	-6.00%
P10	1.265	1.185	6.75%	0.550	0.593	-7.25%

Tabla N°5.2: Comparación de desplazamientos laterales máximos en dos direcciones del pilar.

ID	Desplazamientos D x' (cm)			Desplazamientos D y' (cm)		
	Ms	Mco	Error %	Ms	Mco	Error %
P1	17.34	17.21	0.76%	0.56	0.55	1.45%
P2	18.62	18.57	0.27%	1.97	2.38	-17.23%
P3	20.49	20.22	1.34%	6.16	6.17	-0.16%
P4	19.00	18.52	2.59%	5.80	7.09	-18.19%
P5	21.88	21.53	1.63%	9.07	11.11	-18.36%
P6	15.59	15.50	0.58%	0.60	0.63	-5.56%
P7	14.51	14.37	0.97%	2.06	2.34	-11.97%
P8	15.74	15.33	2.67%	5.30	5.50	-3.64%
P9	16.89	16.14	4.65%	6.44	7.33	-12.14%
P10	20.00	19.51	2.51%	9.12	10.87	-16.10%

Tabla N°5.3: Comparación de fuerzas cortantes máximas en dos direcciones del pilar.

ID	Fuerzas cortantes $V_{x'}$ (t)			Fuerzas cortantes $V_{y'}$ (t)		
	Ms	Mco	Error %	Ms	Mco	Error %
P1	843.51	854.00	-1.23%	88.90	107.50	-17.30%
P2	840.73	861.00	-2.35%	366.83	388.00	-5.46%
P3	913.94	917.00	-0.33%	1225.00	1064.00	15.13%
P4	927.85	933.00	-0.55%	1245.00	1344.00	-7.37%
P5	895.94	918.00	-2.40%	1594.00	1752.00	-9.02%
P6	672.51	682.00	-1.39%	78.00	95.10	-17.98%
P7	568.10	578.80	-1.85%	311.60	312.80	-0.38%
P8	615.34	622.00	-1.07%	890.00	804.00	10.70%
P9	641.14	664.00	-3.44%	1060.00	1036.00	2.32%
P10	610.20	620.50	-1.66%	1201.00	1295.00	-7.26%

Tabla N°5.4: Comparación de momentos flectores máximos en dos direcciones del pilar.

ID	Momentos flectores $M_{y'-y'}$ (t-m)			Momentos flectores $M_{x'-x'}$ (t-m)		
	Ms	Mco	Error %	Ms	Mco	Error %
P1	7001.13	7008.00	-0.10%	737.87	703.00	4.96%
P2	8071.01	8134.00	-0.77%	3521.57	4011.00	-12.20%
P3	9824.86	9679.00	1.51%	13168.75	12115.00	8.70%
P4	10948.63	10766.57	1.69%	14691.00	17037.90	-13.77%
P5	12095.19	12081.76	0.11%	21519.00	25186.00	-14.56%
P6	5581.83	5593.00	-0.20%	622.00	615.00	1.14%
P7	5453.76	5465.72	-0.22%	2991.36	3218.03	-7.04%
P8	6614.91	6561.86	0.81%	9567.50	9251.40	3.42%
P9	7565.45	7664.98	-1.30%	12508.00	13091.90	-4.46%
P10	8237.70	8175.84	0.76%	16213.50	18561.39	-12.65%

En las tablas precedentes del ítem 5.2 se muestran los errores de los resultados calculados al emplear el modelo Ms respecto al modelo Mco.

Los errores máximos absolutos fueron del orden de 14.91% para los periodos fundamentales de vibración, 18.4 % para los desplazamientos laterales máximos de pilares, 18.5% y 14.6% para las fuerzas cortantes y los momentos flectores en la base del pilar. Desde el punto de vista ingenieril y para propósitos estimativos, estos errores son considerados aceptables por ser menores a 20%. En ese sentido se da validez al modelo simplificado propuesto (Ms).

CÁPITULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. RESULTADOS DE LOS MEPPs

La validación del modelo simplificado propuesto (Ms) permitió analizar de manera efectiva la gran cantidad de modelos paramétricos generados en la segunda gran familia de casos. Los resultados de interés son analizados de manera cuantitativa y cualitativa, describiendo la influencia de cada parámetro en el periodo fundamental de vibración del puente, y las respuestas elásticas de desplazamiento, fuerza cortante y momento flector del pilar de mayor demanda sísmica.

Se modifica la nomenclatura descrita en el ítem 4.4.3, la cual sirve para identificar el modelo paramétrico. La modificación consiste en agregar la simbología Re al final para señalar el resultado de interés, y se expresa como:

$$R_i - H/D - H/B - R/L - nt - Re$$

Desglosando la nomenclatura de izquierda a derecha se identifica la variable Ri como el ancho de la losa según el tipo de tablero, R1 y R2 son para anchos de 15.30 m y 11.60 m respectivamente, también se identifica los parámetros geométricos de esbeltez longitudinal H/D, esbeltez transversal H/B, razón de aspecto de la planta R/L y número de tramos nt. Finalmente, el símbolo Re identifica los resultados asociados a los periodos de vibración, desplazamientos laterales, fuerzas cortantes y momentos flectores.

Para analizar la incidencia y el efecto que tiene cada parámetro en los resultados de interés, se identifica el parámetro objetivo y se omite en la nomenclatura, por ser el parámetro que se considerará variable. El resto de los parámetros se mantienen fijos considerando sus respectivos valores empleados para el análisis. Se variará solo los parámetros H/D, H/B, R/L y nt, por ejemplo, si el parámetro objetivo es la razón de aspecto de la planta R/L, el código de identificación o nomenclatura del modelo paramétrico se modifica como:

$$R_i - H/D - H/B - nt - Re$$

En esta nomenclatura se omitió el parámetro R/L. De forma similar se procede para el resto de los parámetros que se tomen como valor objetivo y variable.

6.2. ANÁLISIS Y RESUMEN DE RESULTADOS

En los ítems 6.2.1, 6.2.2, 6.2.3 y 6.2.4 se muestran los resultados obtenidos para un grupo de modelos paramétricos de puentes, los cuales se resumen en el Anexo B. En los ítems mencionados se analiza el efecto que tiene cada parámetro en el cálculo de los resultados de interés de acuerdo con los ejes de referencia global X, Y para los puentes; y los ejes locales x' , y' para el pilar de mayor demanda sísmica.

Las variaciones de los parámetros de un valor a otro están referidas a la Tabla N° 4.10.

6.2.1. Periodos de vibración

6.2.1.1 Efecto del parámetro esbeltez longitudinal H/D

La variación de la flexibilidad del puente de base fija está asociada a la magnitud de su rigidez lateral según cada dirección de análisis. En la definición del parámetro esbeltez longitudinal H/D se mencionó que este influye en el cálculo de la rigidez longitudinal del puente, pero no se cuantificó su incidencia en los resultados de periodos cuando H/D adopta diferentes valores.

En la Figura N°6.1 se muestra el efecto que tiene H/D en el cálculo del periodo fundamental del puente en la dirección longitudinal del eje X (T_x), y en la dirección transversal del eje Y (T_y). A medida que el valor H/D aumenta, la incidencia es mayor en el periodo fundamental longitudinal, con un incremento porcentual del 15% de un valor a otro, además, el puente se hace más flexible para los dos anchos de tablero. Por otro lado, la incidencia de H/D es menor en el periodo transversal, en un valor aproximado de incremento del 3%.

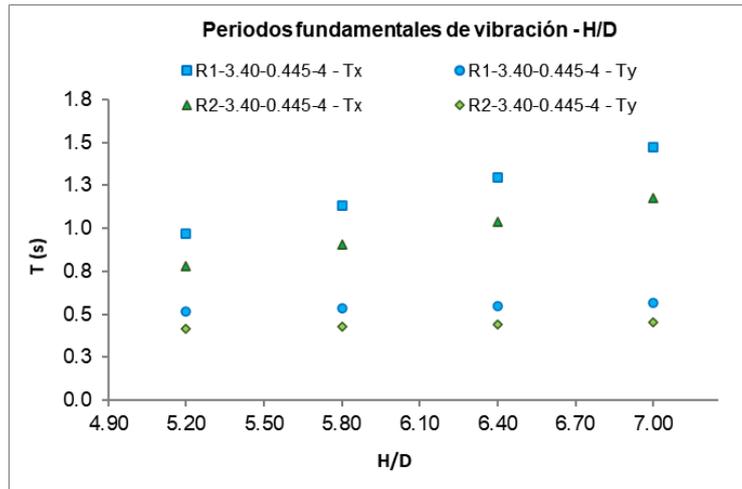


Figura N°6.1: Periodos fundamentales de vibración en la dirección del eje X, Y para valores variables de H/D.

6.2.1.2 Efecto del parámetro esbeltez transversal H/B

En la Figura N°6.2 se aprecia que la variación porcentual del periodo fundamental transversal (T_y) de los puentes es de alrededor del 8%. Este incremento es mayor respecto del periodo longitudinal (T_x), con variaciones aproximadas del 3%. En ambos casos, los periodos aumentan con valores mayores de esbeltez transversal H/B.

El parámetro H/B influye menos que H/D en el cálculo del periodo longitudinal del puente, presentado en el ítem 6.2.2.1, debido a que el primero influye de forma directa en el cálculo de la rigidez lateral longitudinal.

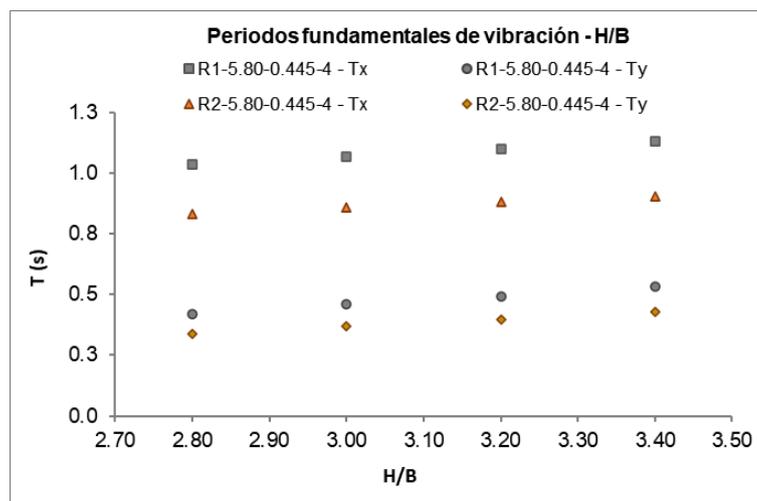


Figura N°6.2: Periodos fundamentales de vibración en la dirección del eje X, Y para valores variables de H/B.

6.2.1.3 Efecto del parámetro razón de aspecto de la planta R/L

De acuerdo con los valores de los periodos obtenidos, el parámetro R/L incide principalmente en los periodos transversales Ty. Cuando los valores de este parámetro disminuyen, los incrementos porcentuales en esta dirección se elevan en alrededor del 25%, 35% y 75%. A diferencia de las variaciones porcentuales que presenta en la dirección longitudinal de Tx que son de 13%, 18% y 30%. En la Figura N°6.3 se observa que el puente es más flexible cuando R/L es menor, es decir aumentan sus periodos en las dos direcciones, siguiendo una misma tendencia. Este comportamiento es porque el peso de la superestructura aumenta y la rigidez lateral disminuye, a medida que R/L se reduce.

La variación de los periodos es más significativa para valores de R/L entre 0.285 y 0.445.

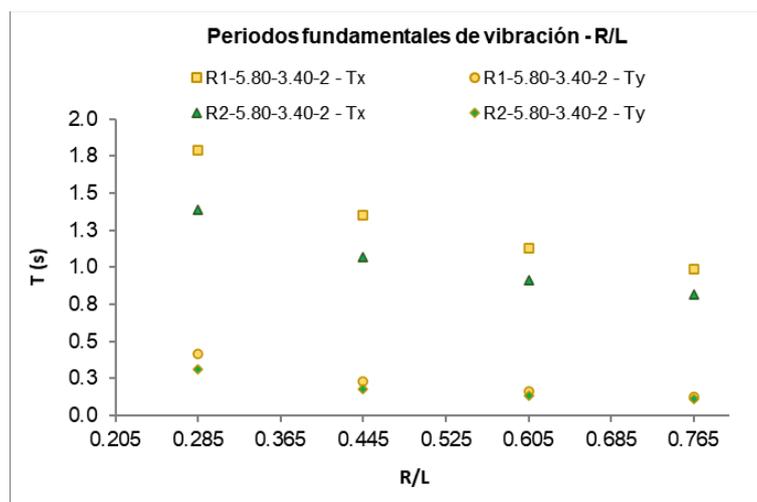


Figura N°6.3: Periodos fundamentales de vibración en la dirección del eje X, Y para valores variables de R/L.

6.2.1.4 Efecto del parámetro nt

El número de tramos nt define la longitud total del puente, modificando sus propiedades inerciales y dinámicas asociadas a la distribución de masas y rigideces. A diferencia de los parámetros de análisis precedentes H/B, H/D y R/L, en los cuales la tendencia de los resultados en las dos direcciones es similar, no sucede lo mismo con el parámetro nt.

En Figura N°6.4 se aprecia que el periodo en la dirección longitudinal del eje X (Tx) disminuye conforme se agregan más tramos a los modelos considerando la misma geometría del puente. Esto se explica porque al agregar más tramos, se le proporciona mayor rigidez longitudinal al puente respecto al incremento de su peso en esta dirección.

Por otra parte, lo opuesto sucede para el periodo transversal en el eje Y (Ty), porque estos valores aumentan conforme aumenta nt. En los puentes de tramos cortos estos presentan menos peso sísmico, y el tablero ofrece una gran rigidez transversal. También se observa que los resultados de los periodos fundamentales de vibración son más sensibles en puentes de tramos cortos con número de tramos iguales a 2, 3 y 4 (Figura N°6.4).

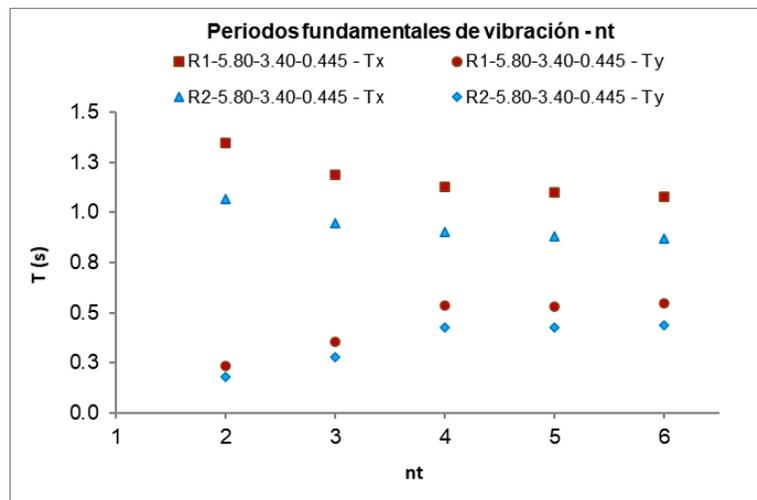


Figura N°6.4: Periodos fundamentales de vibración en la dirección del eje X, Y para valores de nt=2,3,4,5 y 6.

6.2.2. Desplazamientos laterales máximos del pilar

6.2.2.1 Efecto del parámetro esbeltez longitudinal H/D

En la Figura N°6.5 se muestra que los valores de desplazamientos laterales aumentan a mayor valor de esbeltez longitud H/D. Este parámetro incide en mayor medida en la magnitud del desplazamiento longitudinal del eje X (Dx') para el pilar de mayor demanda sísmica, con incrementos porcentuales de alrededor del 15%. En esta dirección el puente es más flexible respecto a la dirección transversal, como ya se explicó, presentado incrementos porcentuales de aproximadamente 5% en los desplazamientos Dy'.

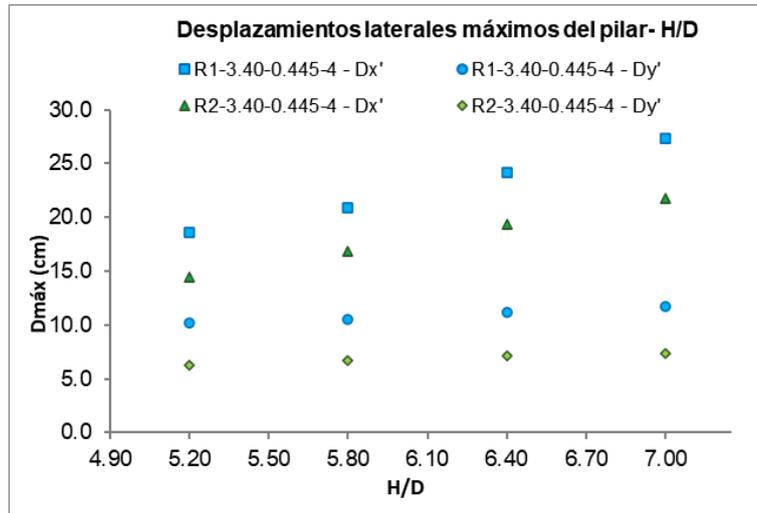


Figura N°6.5: Desplazamientos laterales máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de H/D .

6.2.2.2 Efecto del parámetro esbeltez transversal H/B

El parámetro H/B tiene mayor incidencia en el resultado de desplazamiento lateral en la dirección transversal del eje Y del puente, y menor incidencia en la dirección del eje X como se aprecia en la Figura N°6.6. Se presenta incrementos porcentuales son de alrededor del 17% y 3%, respectivamente para cada dirección.

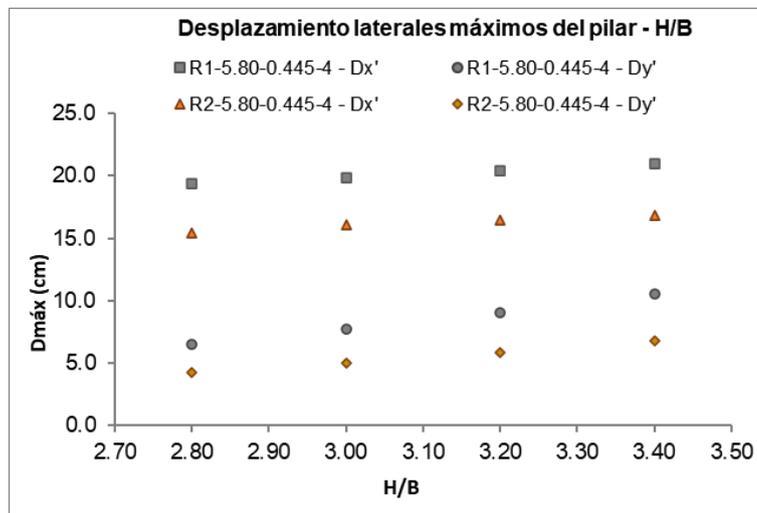


Figura N°6.6: Desplazamientos laterales máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de H/B .

6.2.2.3 Efecto del parámetro razón de aspecto de la planta R/L

Los modelos paramétricos analizados que se muestran en la Figura N°6.7 corresponden a puentes con dos tramos apoyados sobre un pilar. Se puede observar que las magnitudes del desplazamiento máximo del pilar son mayores en la dirección del eje X, porque a menor valor de R/L se tiene mayor peso sísmico, y solo se cuenta con un pilar como elemento que proporciona rigidez en esta dirección. Por esta razón, los desplazamientos son grandes para los dos tipos de puentes de anchos R1 y R2.

Por otra parte, en la dirección del eje Y, los desplazamientos son menores respecto a la dirección X. Debido a que la rigidez transversal del pilar es mayor, y se considera la gran influencia de la rigidez del tablero, que es mayor en R/L bajos.

En ambos casos los desplazamientos Dx' y Dy' disminuyen a medida que R/L aumenta.

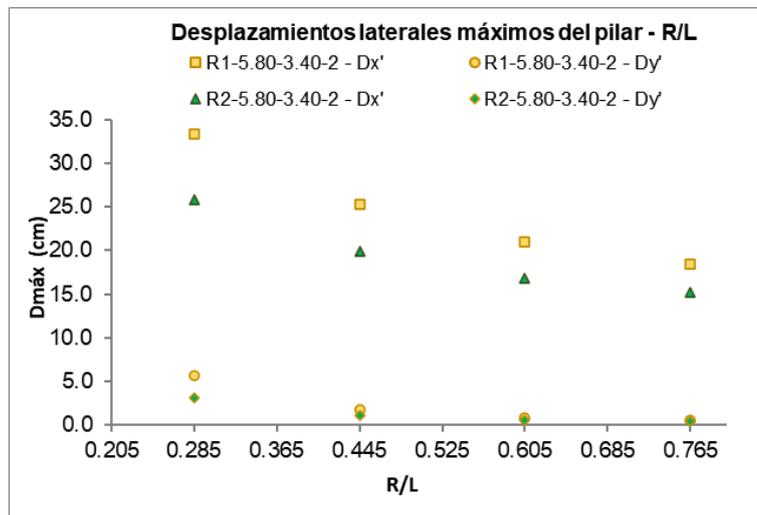


Figura N°6.7: Desplazamientos laterales máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de R/L.

6.2.2.4 Efecto del parámetro nt

A medida que se aumenten tramos a un puente de geometría definida se logra incrementar la rigidez longitudinal de la misma en comparación a su peso sísmico, esto se puede apreciar en la Figura N°6.8. En la cual los desplazamientos laterales Dx' disminuyen cuando nt es mayor.

Los desplazamientos en la dirección transversal Dy' aumentan conforme nt aumenta. Los puentes de tramos cortos con $nt=2$ y $nt=3$ presentan menor peso sísmico y mayor rigidez lateral en comparación a los puentes de tramos mayores, $nt \geq 4$ que son más flexibles.

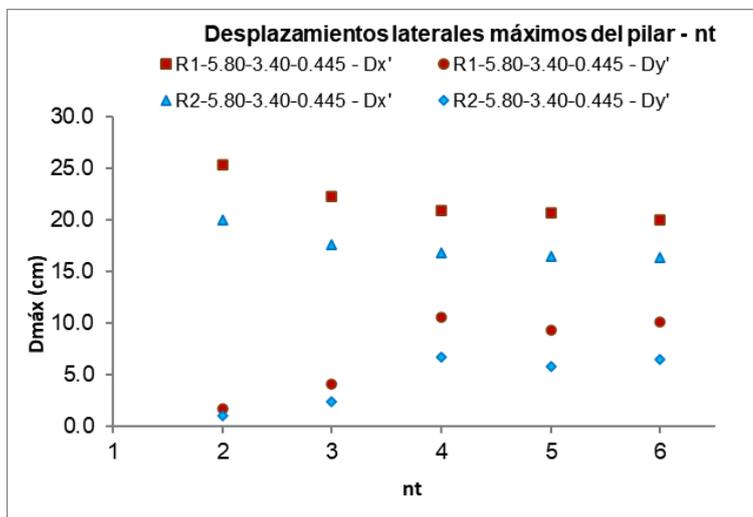


Figura N°6.8: Desplazamientos laterales máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores de $nt=2,3,4,5$ y 6 .

6.2.3. Fuerzas cortantes

6.2.3.1 Efecto del parámetro esbeltez longitudinal H/D

En la Figura N°6.9 se muestra una disminución de las fuerzas cortantes en los pilares a medida que su esbeltez aumenta, la cual genera una disminución de la rigidez lateral del puente. Por lo tanto, a medida que el parámetro H/D del pilar se incrementa, está tomará menor fuerza sísmica.

También se observa que la variación de los resultados de las fuerzas cortantes es más significativa en la dirección longitudinal del eje X (Vx'), con porcentajes de 16%, en comparación de los resultados en la dirección transversal del eje Y (Vy'), con variación de 5% aproximadamente.

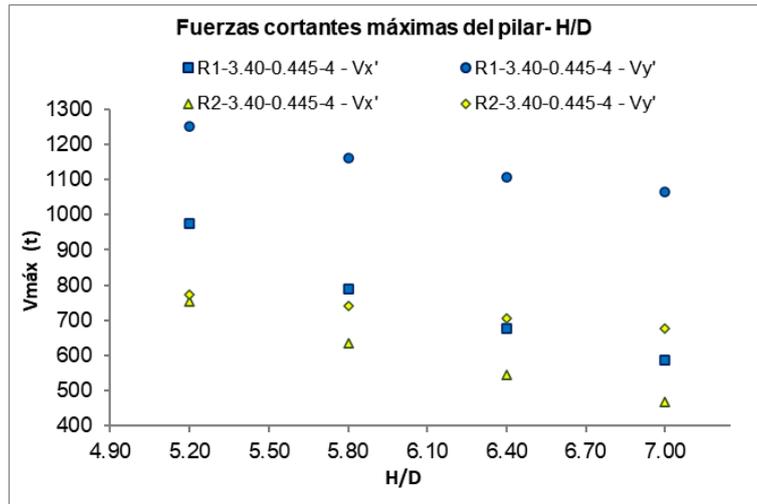


Figura N°6.9: Fuerzas cortantes máximas del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de H/D .

6.2.3.2 Efecto del parámetro esbeltez transversal H/B

Las fuerzas inerciales en la dirección transversal del puente se distribuyen con relación a las rigideces de sus elementos. En las dos direcciones de análisis se cuantifica el efecto de H/B sólo considerando la rigidez lateral del puente con el aporte de la rigidez de los pilares. En la Figura N°6.10 se aprecia que las variaciones de Vx' y Vy' para valores H/B que se incrementan son aproximadamente del 4%. Lo que demuestra que el parámetro H/B no influye significativamente en comparación a otros parámetros en el cálculo de la fuerza cortante.

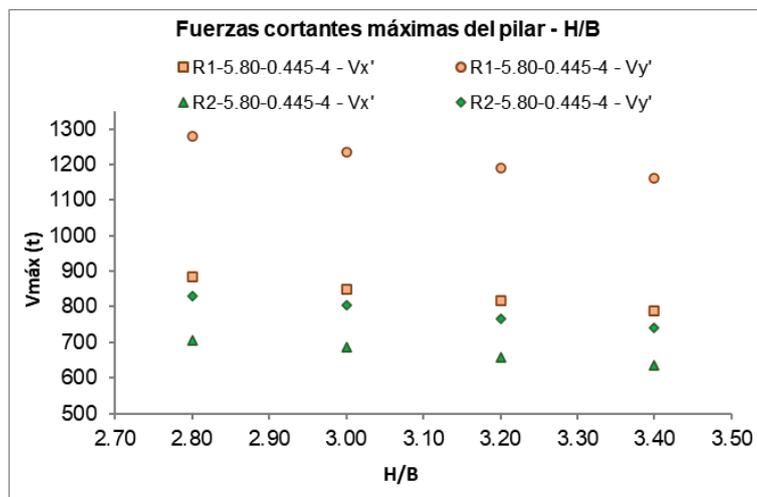


Figura N°6.10: Fuerzas cortantes máximas del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de H/B .

6.2.3.3 Efecto del parámetro razón de aspecto de la planta R/L

El parámetro R/L influye en el cálculo del peso sísmico de la superestructura, y en la rigidez lateral en la dirección transversal de los modelos paramétricos de los puentes. Lo cual ha sido descrito en los capítulos IV y V.

Respecto a las fuerzas cortantes en la dirección longitudinal Vx' , las fuerzas sísmicas se incrementan a menor valor de R/L porque el peso sísmico aumenta. La fuerza cortante Vy' sigue la misma tendencia; además, en esta dirección los puentes de tramos cortos, con R/L mayores, proporcionan una mayor rigidez debido al tablero que toman una mayor fuerza sísmica respecto a los pilares.

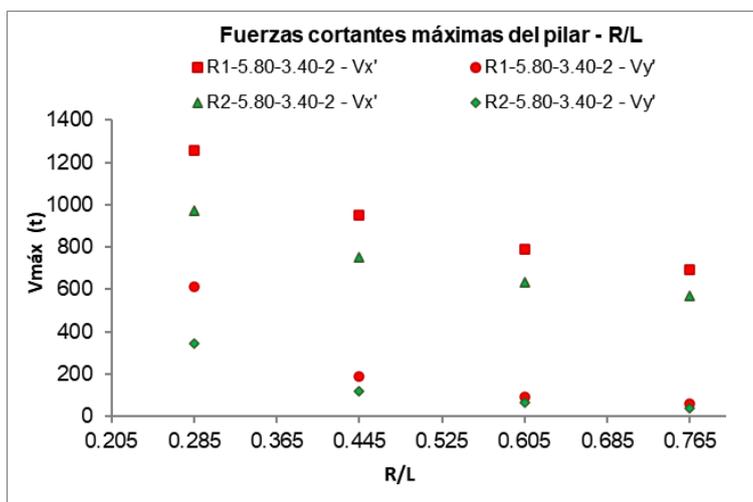


Figura N°6.11: Fuerzas cortantes máximas del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de R/L.

6.2.3.4 Efecto del parámetro nt

Los pilares de dos y tres tramos, $nt=2$ y $nt=3$, tienen mayores fuerzas cortantes en la dirección longitudinal Vx' porque son pocos los elementos resistentes en esta dirección. Mientras que, en el resto de los tramos con $nt \geq 4$, la variación de las cortantes en estos elementos es mínima, porque se distribuyen en los pilares (Figura N°6.12).

Además, se observa para la dirección transversal, cómo las fuerzas sísmicas en los puentes de tramos cortos se distribuyen principalmente hacia el tablero y luego hacia los estribos. Lo que explica porque en

puentes de dos y tres tramos las fuerzas cortantes Vy' en los pilares son menores, y aumentan conforme el número de tramos es mayor, tal como se muestra en la Figura N°6.12.

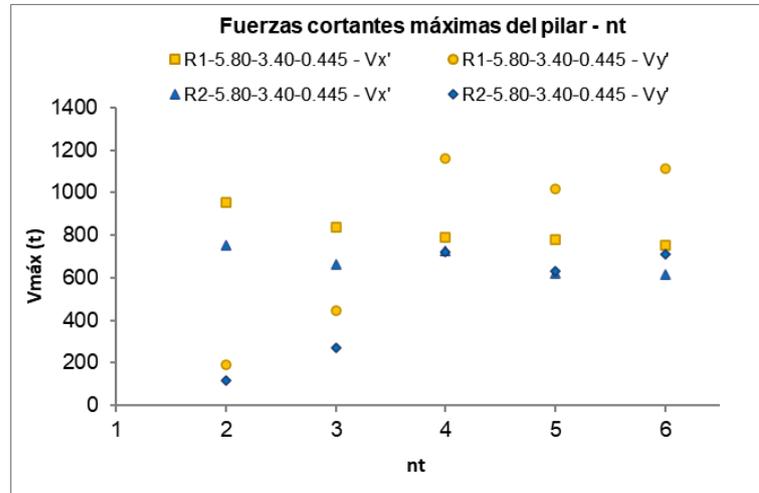


Figura N°6.12: Fuerzas cortantes máximas del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores de $nt=2,3,4,5$ y 6 .

6.2.4. Momentos flectores

Los momentos flectores en los pilares se calculan alrededor de sus ejes de referencia local y' ($My'-y'$), x' ($Mx'-x'$) para el sismo en la dirección longitudinal X y transversal Y, respectivamente.

6.2.4.1 Efecto del parámetro esbeltez longitudinal H/D

Los momentos flectores en el pilar en las dos direcciones disminuye a medida que la esbeltez longitudinal H/D se incrementa (Figura N°6.13).

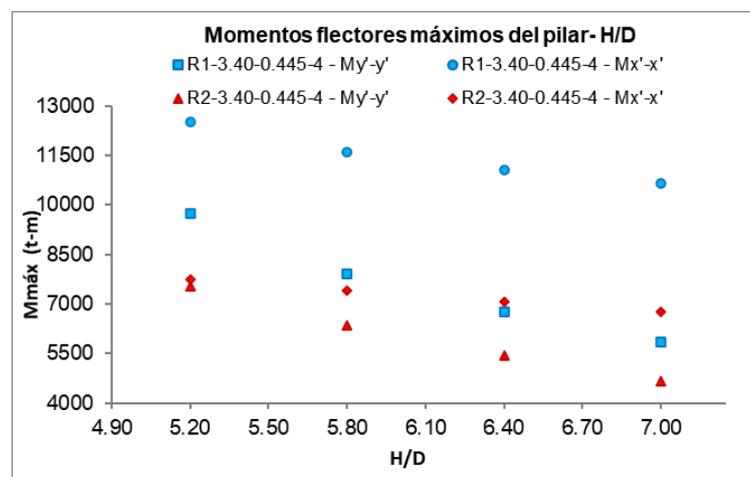


Figura N°6.13: Momentos flectores máximos del pilar alrededor del eje local x' , y' para valores variables de H/D.

6.2.4.2 Efecto del parámetro esbeltez transversal H/B

El parámetro esbeltez transversal H/B no es de mucha incidencia a diferencia del parámetro esbeltez longitudinal H/D. La variación de los momentos en las dos direcciones presenta una variación porcentual aproximada de 4% para distintos valores de H/B (Figura N°6.14).

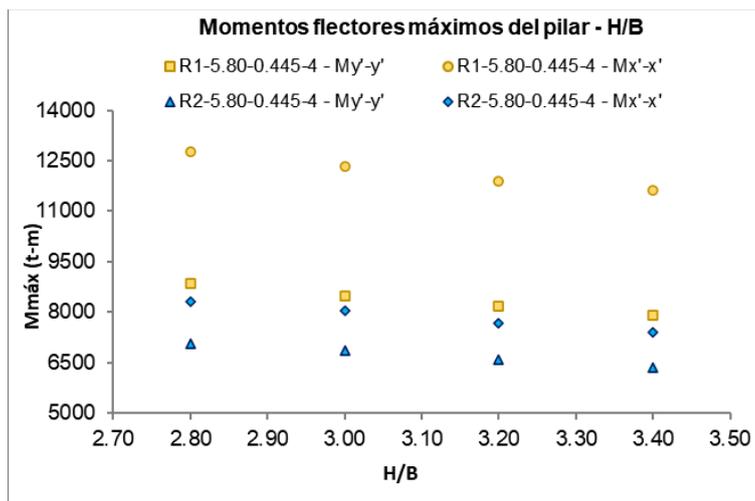


Figura N°6.14: Momentos flectores máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de H/B.

6.2.4.3 Efecto del parámetro razón de aspecto de la R/L

El parámetro razón de aspecto de la planta R/L estima el peso del tablero del puente (Figura N°4.5), con una la relación inversa entre el peso y R/L. Esta relación influye en la reducción de los momentos flectores conforme se incrementa la razón R/L en la dirección longitudinal $My'-y'$. Además, en esta dirección de análisis el valor de R/L no modifica la rigidez lateral longitudinal del puente.

El parámetro R/L incide en el cálculo de la rigidez lateral del tablero en el análisis de la dirección transversal, con una relación directa entre ambas. Por lo tanto, las fuerzas sísmicas de momentos $Mx'-x'$ que toma el tablero se incrementa y las fuerzas en los pilares disminuye, conforme R/L tiende a tener valores bajos (Figura N°6.15).

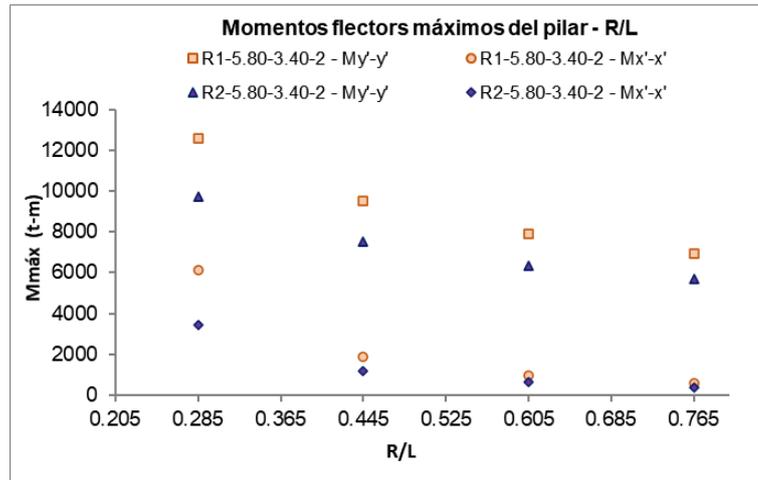


Figura N°6.15: Momentos flectores máximos del pilar en la dirección del eje local x' , y' para valores variables de R/L .

6.2.4.4 Efecto del parámetro nt

En los modelos paramétricos con geometría definida se han agregado tramos (nt), con el objetivo de interpretar la incidencia de este parámetro en el momento flector del pilar en las dos direcciones. En la Figura N°6.16 para nt igual a 2 y 3, los momentos en la dirección transversal $Mx'-x'$ se distribuyen hacia los estribos por la gran rigidez del tablero en esta dirección. En la dirección longitudinal cuantos más tramos se agreguen a la estructura las fuerzas se distribuyen mejor en los pilares, por ello el pilar más solicitado toma menos momentos $My'-y'$ en tramos nt mayores a 4.

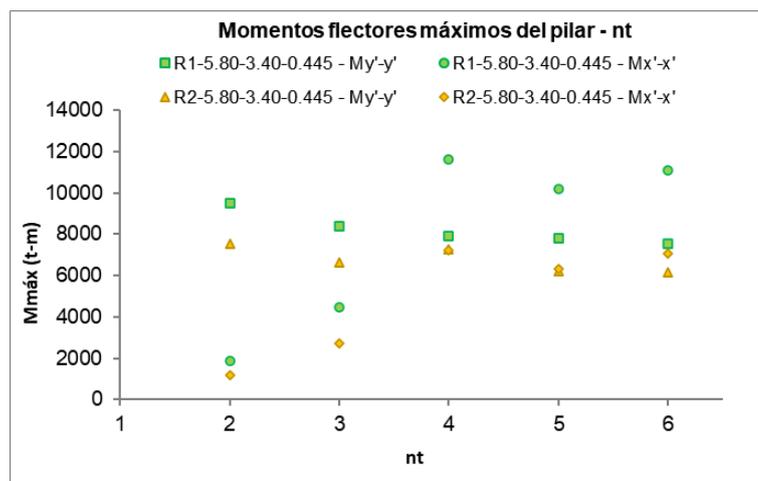


Figura N°6.16: Momentos flectores máximos del pilar en la dirección del eje X, Y para valores de $nt=2,3,4,5$ y 6.

6.3. INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS EN LOS MEEPs

El efecto cualitativo en las respuestas sísmicas de los puentes tiene la misma tendencia para distintos valores de los parámetros, siempre que estos se encuentren en el rango de valores previamente definidos (Tabla N°4.10). Por otra parte, no se podría extrapolar los efectos cuantitativos de los resultados del segundo grupo de MEPPs cuando los parámetros son variables. En ese sentido, se resume a modo de discusión el análisis realizado en el presente Capítulo VI desde un enfoque cuantitativo, los cuales se mencionan en los siguientes párrafos.

Conforme se incrementan las razones de esbeltez de los pilares de los puentes H/D , H/B las fuerzas sísmicas en los pilares disminuyen. Si analizamos los resultados y las tendencias de cada parámetro en su respectiva dirección de análisis, el parámetro H/D es más importante respecto al parámetro H/B , porque presenta incrementos porcentuales de aproximadamente 15% y 5% cuando estos parámetros varían de un valor a otro según la Tabla N°4.10.

Cuando R/L varía de forma descendente según la Tabla N°4.10, todos los resultados tienen una variación máxima del 30% en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal tales resultados tienen una variación máxima del 220 %.

En el análisis en la dirección transversal, las fuerzas sísmicas de los pilares son menores a medida que R/L se incrementa. Las variaciones porcentuales en esta dirección son mayores al 20% y al 60% en el periodo del puente y las respuestas sísmicas en el pilar respectivamente cuando R/L pasa de 0.765 a 0.60. Las variaciones porcentuales son mayores a las mencionadas cuando R/L pasa de 0.605 a 0.445 y de 0.445 a 0.285.

Cuando $n_t=2$ pasa a $n_t=3$ los incrementos porcentuales en los resultados de interés en la dirección transversal varían desde 50% hasta 160%. Por otra parte, cuando n_t varía de 4 a 5 y de 5 a 6 las máximas variaciones en los resultados no superan el 12%.

Respecto a la influencia del número de tramos n_t en los resultados de interés en la dirección longitudinal, la máxima variación porcentual es del 15% cuando los tramos aumentan o disminuyen de un valor a otro.

CÁPITULO VII: MÉTODO SIMPLIFICADO

7.1. INTRODUCCIÓN AL MÉTODO SIMPLIFICADO

Es común plantear un esquema estructural de puentes con geometría regular de pilares con conexiones no rígidas con la superestructura, en estos casos, el Método Simplificado propuesto tiene como objetivo establecer expresiones simplificadas como herramienta práctica de diseño sísmico, aplicado en la industria de puentes de concreto armado. En ese sentido, es posible calcular resultados estimativos de los periodos fundamentales de vibración de la estructura y las respuestas sísmicas del pilar más solicitado sísmicamente (en cantidad par de tramos se refiere al pilar central y en cantidad impar se refiere a los dos pilares centrales).

Las expresiones también consideran geometrías reales de vigas de concreto presforzado con base en información recopilada de proyectos diseñados y construidos según las técnicas y requerimientos que caracterizan a las estructuras de concreto postensado.

A partir del análisis de los resultados de los casos disponibles de los modelos paramétricos especificados en la Tabla N°4.11 y la Tabla N°4.12, y la validación del modelo simplificado (Ms) propuesto, se formularon expresiones que dependen de los parámetros previamente definidos y algunas variables auxiliares.

7.2. EXPRESIONES SIMPLIFICADAS

La presente investigación permitió establecer expresiones en función de los parámetros descritos en el Capítulo IV para estimar el periodo fundamental de vibración del puente en la dirección longitudinal del eje X y en la dirección transversal del eje Y, acorde a los ejes globales de la Figura N°7.1. También se establecieron expresiones que estiman las respuestas sísmicas elásticas de desplazamiento lateral, fuerza cortante y momento flector del pilar en dos direcciones de análisis según los ejes de referencia local de la Figura N°7.2.

En la Figura N°7.1y la Figura N°7.2 se muestran los ejes de referencia global y local, respectivamente, que se emplean para las ecuaciones del Método Simplificado.

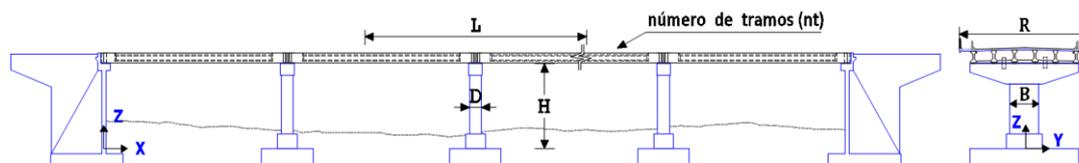


Figura N°7.1: Ejes de referencia global y esquema estructural para los resultados del Método Simplificado.

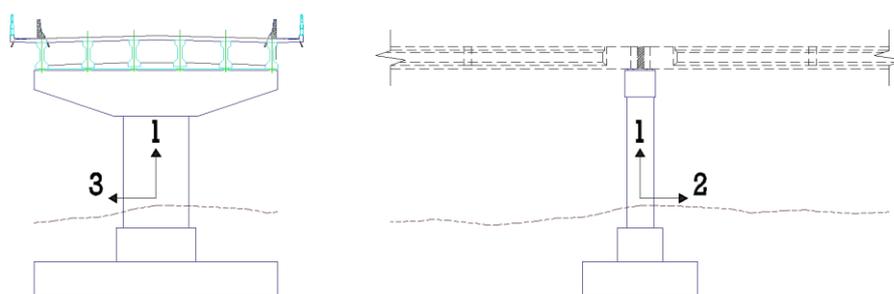


Figura N°7.2: Ejes de referencia local para las respuestas sísmicas del pilar de mayor demanda sísmica según el Método Simplificado.

Las consideraciones del Método, los datos de entrada de las variables geométricas y propiedades físicas, así como la modificación de la nomenclatura de los parámetros para establecer las Ecs. (7.1) a (7.8), se describen de la siguiente manera:

- Resumen de las consideraciones del Método Simplificado

El Método Simplificado ha sido formulado con base en el criterio de la dinámica de estructuras de 1 gdl para la dirección longitudinal y de varios gdl para la dirección transversal, además, del análisis de resultados de los modelos paramétricos, los cuales se analizaron empleando el modelo simplificado (M_s) que fue validado en el CAPÍTULO V. Las hipótesis y características dinámicas de M_s se detalla en el CAPITULO V, siendo las consideraciones más relevantes: (a) la conexión no rígida entre el tablero y la subestructura, (b) la reacción pasiva, en condiciones de servicio, de los topes sísmicos frente a movimientos relativos entre el tablero y la subestructura, (c) la acción activa de los topes durante un evento sísmico.

- Parámetros geométricos y sísmicos

$$HB = \frac{H}{B} = \text{Esbeltez longitudinal.} \quad n_t = \text{número de tramos.}$$

$$HD = \frac{H}{D} = \text{Esbeltez transversal.} \quad \text{PGA} = \text{Aceleración máxima del}$$

$$RL = \frac{R}{L} = \text{Razón de aspecto de la planta.} \quad \text{suelo (según el espectro de diseño}$$

sísmico).

- Variables geométricas

H = Altura de los pilares (m).

R_i = Ancho según tipo de tablero (m).

- Datos de las propiedades mecánicas y físicas

ρ = Densidad del concreto $\left(\frac{t}{m^3}\right)$.

E = Módulo de elasticidad del concreto $\left(\frac{t}{m^2}\right)$.

Los parámetros y variables de las Ecs. (7.1) a (7.8) se emplean de forma adimensional y los resultados se leen en el sistema de unidades métrico (MKS). Además, la aplicación de estas expresiones sólo es válida para dos tipos de tableros (Figura N°4.2) y son aplicables en el siguiente rango de valores de cada parámetro: HD ∈ [5.20; 7.00]; HB ∈ [2.80; 3.40]; RL ∈ [0.285; 0.765]; n_t ∈ [2; 6]. La deducción y planteamiento de las expresiones del Método se describen en el Anexo C.

7.2.1. Periodos fundamentales de vibración

7.2.1.1 Dirección longitudinal (T_x)

La Ec. (7.1) estima el periodo fundamental de vibración en la dirección longitudinal del eje global X.

$$T_x = \psi_i \cdot \left[\left(\frac{n_t}{n_t - 1} \right)^{0.5} \cdot \frac{HD^{1.5} \cdot HB^{0.5}}{RL^{0.679}} \right] \cdot \left(\frac{R_i}{H} \right)^{0.5} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (7.1)$$

La variable ψ_i de la Ec. (7.1) se considera como:

$$\psi_i = \begin{cases} 18.325, & \text{si } R_i = 15.30 \text{ m} \\ 16.294, & \text{si } R_i = 11.60 \text{ m} \end{cases}$$

7.2.1.2 Dirección transversal (T_y)

La Ec. (7.2) estima el periodo fundamental de vibración en la dirección del eje global Y.

$$T_y = \Phi_i \cdot \left[\frac{\alpha \cdot (n_t - 1)^{0.5}}{RL^{0.679}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (n_t - 1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.092 \cdot RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-0.5} \right] \cdot \left(\frac{R_i}{H} \right)^{0.5} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (7.2)$$

La variable Φ_i de la Ec. (7.2) se considera como:

$$\Phi_i = \begin{cases} 6.117, & \text{si } R_i = 15.30 \text{ m} \\ 5.439, & \text{si } R_i = 11.60 \text{ m} \end{cases}$$

7.2.2. Desplazamientos laterales máximos del pilar

7.2.2.1 Dirección longitudinal del eje 2 (D_2)

La Ec. (7.3) estima el desplazamiento lateral máximo del pilar de mayor demanda sísmica del puente referido al eje local 2.

$$D_2 = \chi_i \cdot C_{SPGA(Tx)} \cdot \left[\left(\frac{n_t}{n_t - 1} \right) \cdot \frac{HD^3 \cdot HB}{RL^{1.358}} \right] \cdot \frac{R_i}{H} \cdot \frac{\rho}{E} \quad (7.3)$$

La variable χ_i de la Ec. (7.3) se considera como:

$$\chi_i = \begin{cases} 83.444, & \text{si } R_i = 15.30 \text{ m} \\ 65.971, & \text{si } R_i = 11.60 \text{ m} \end{cases}$$

7.2.2.2 Dirección transversal del eje 3 (D_3)

La Ec. (7.4) estima el desplazamiento lateral máximo del pilar de mayor demanda sísmica del puente referido al eje local 3.

$$D_3 = Y_i \cdot f_{Dy} \cdot C_{SPGA(Ty)} \cdot \left[\frac{\alpha^2 \cdot (n_t - 1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (n_t - 1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.092 \cdot RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot \frac{R_i}{H} \cdot \frac{\rho}{E} \quad (7.4)$$

La variable Y_i de la ecuación (7.4) se considera como:

$$Y_i = \begin{cases} 9.297, & \text{si } R_i = 15.30 \text{ m} \\ 7.350, & \text{si } R_i = 11.60 \text{ m} \end{cases}$$

7.2.3. Fuerzas cortantes máximas del pilar

7.2.3.1 Dirección longitudinal del eje 2 (V_2)

La Ec. (7.5) estima la fuerza cortante máxima del pilar de mayor demanda sísmica del puente referido al eje local 2.

$$V_2 = v_x \cdot C_{SPGA(Tx)} \cdot \left(\frac{n_t}{n_t-1} \right) \cdot \frac{1}{RL^{1.358}} \cdot R_i \cdot \rho \quad (7.5)$$

La variable v_x de la Ec. (7.5) se considera como:

$$v_x = \begin{cases} 8.344, & \text{si } R_i = 15.30 \text{ m} \\ 6.597, & \text{si } R_i = 11.60 \text{ m} \end{cases}$$

7.2.3.2 Dirección transversal del eje 3 (V_3)

La Ec. (7.6) estima la fuerza cortante máxima del pilar de mayor demanda sísmica del puente referido al eje local 3.

$$V_3 = v_y \cdot C_{PGA(Ty)} \cdot \frac{1}{HB^3 \cdot HD} \cdot \left[\frac{\alpha^2 \cdot (n_t - 1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (n_t - 1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.092 \cdot RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot R_i \cdot \rho \quad (7.6)$$

La variable v_y de la Ec. (7.6) se considera como:

$$v_y = \begin{cases} 1.023, & \text{si } R_i = 15.30 \text{ m} \\ 0.809, & \text{si } R_i = 11.60 \text{ m} \end{cases}$$

7.2.4. Momentos flectores máximos del pilar

7.2.4.1 Alrededor de la dirección transversal del eje 3 (M_3)

La Ec. (7.7) estima el momento flector máximo en la base pilar de mayor demanda sísmica del puente alrededor del eje local 3.

$$M_3 = V_2 \cdot H \quad (7.7)$$

7.2.4.2 Alrededor de la dirección longitudinal del eje 2 (M_2)

La Ec. (7.8) estima el momento flector máximo en la base pilar de mayor demanda sísmica del puente alrededor del eje local 2.

$$M_2 = m_y \cdot C_{SPGA(Ty)} \cdot \frac{1}{HB^3 \cdot HD} \cdot \left[\frac{\alpha^2 \cdot (n_t - 1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{(n_t - 1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot R_i \cdot H \cdot \rho \quad (7.8)$$

La variable m_y de la Ec. (7.8) se considera como:

$$m_y = \begin{cases} 10.227, & \text{si } R_i = 15.30 \text{ m} \\ 8.085, & \text{si } R_i = 11.60 \text{ m} \end{cases}$$

El momento flector de la Ec. (7.7) y Ec. (7.8) se calculó alrededor al eje local 3 y 2 respectivamente según la Figura N°7.2.

En las Ecs. (7.3) a (7.8) los coeficientes sísmicos elásticos $C_{SPGA(Ty)}$ y $C_{SPGA(Tx)}$ se calcularon a partir del espectro de diseño sísmico elástico definido principalmente por el parámetro sísmico PGA, luego se lee el coeficiente que corresponde según el periodo fundamental de vibración en cada dirección de análisis.

Las variables auxiliares α , β , f_{Dy} empleadas en las Ecs. (7.1) a (7.8) se eligen según la Tabla N°7.1.

Tabla N°7.1: Variables auxiliares del Método Simplificado según n_t .

Variables	Número de tramos		
	$n_t=2$	$n_t=3$	$n_t \geq 4$
α	1.28	1.12	1.02
β	0.30	0.50	1.00
f_{Dy}	1.05	1.10	1.15

En la Figura N°7.3 se muestra el diagrama de flujo del Método Simplificado que se propone en la presente investigación, el diagrama presenta los pasos a seguir para emplear y aplicar el Método.

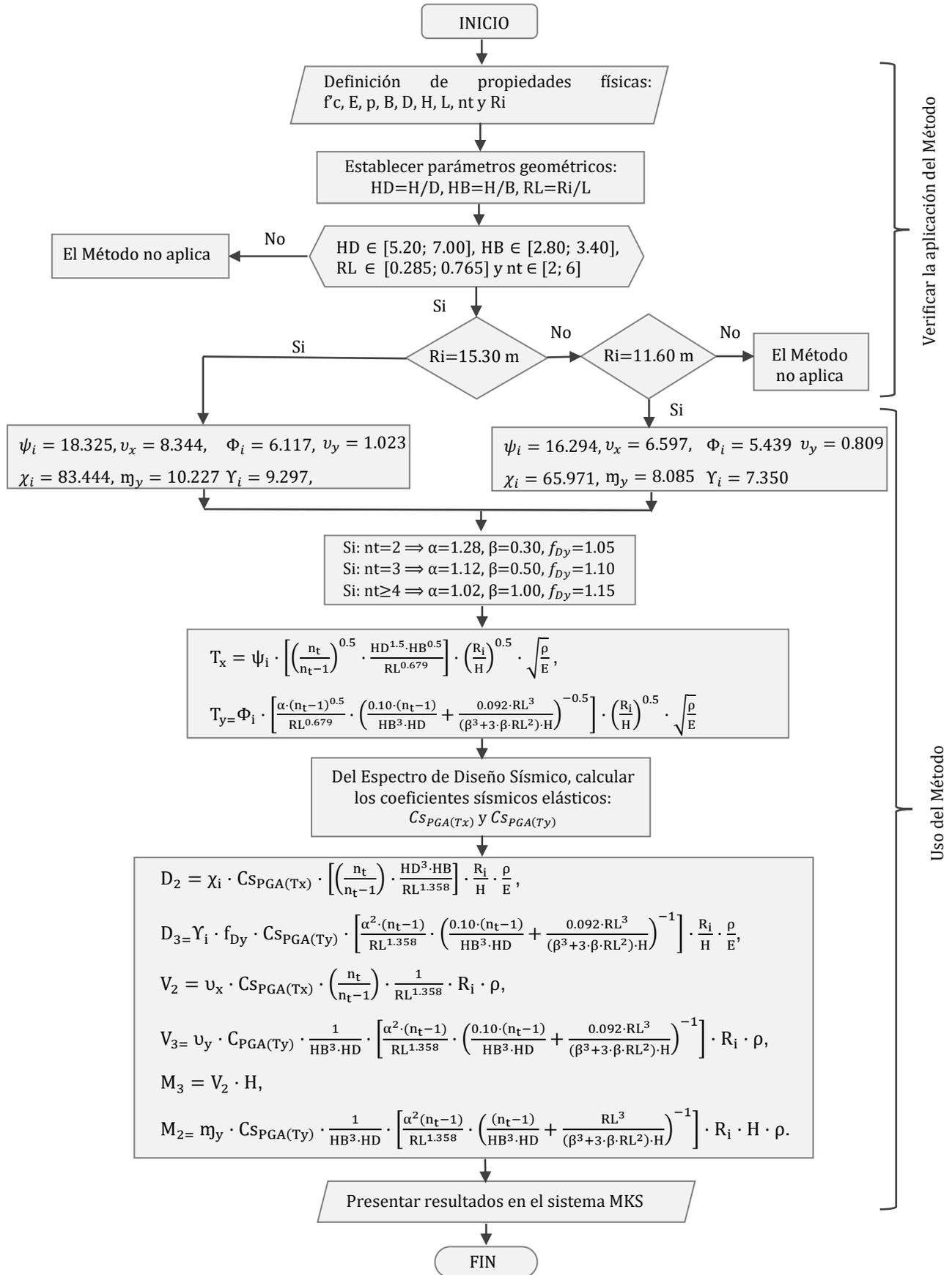


Figura N°7.3: Diagrama de flujo del Método Simplificado

7.3. VALIDACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO

La validación del método simplificado debe ser evaluado para estimar el nivel de precisión de los resultados obtenidos de las ecuaciones propuestas, respecto a los resultados obtenidos del primer grupo representativo de diez puentes empleando modelos refinados (Mco).

El porcentaje de error (%error) según la Ec. (7.9) sirve para validar las Ecs. (7.1) a (7.8) que se muestran en la Tabla N°7.2 y la Tabla N°7.3.

$$\%error = \left(\frac{R_{REAL} - R_{MS}}{R_{REAL}} \right) \cdot 100 \quad (7.9)$$

Donde:

R_{REAL} son las respuestas de interés que se obtienen de los modelos Mco, considerados resultados reales, y R_{MS} son los resultados obtenidos al emplear las Ecs. (7.1) a (7.8) que forman parte del Método Simplificado.

El resumen de resultados y el grado de precisión del Método simplificado se agrupó para los dos tipos de tablero. La Tabla N°7.2 muestra los resultados para el tablero tipo 1 de ancho igual a 15.30 m y la Tabla N°7.3 muestra los resultados para el tablero tipo 2 de ancho igual a 11.60 m.

Tabla N°7.2: Validación de las expresiones del Método Simplificado para el Tablero tipo 1.

Respuestas de interés		PUENTES				
		P1	P2	P3	P4	P5
Tx (s)	Real (Mco)	0.822	0.876	0.954	0.96	1.11
	Ec. (7.1)	0.871	0.91	0.98	1.01	1.177
	%error	5.96%	4.11%	2.62%	5.21%	6.04%
Ty (s)	Real (Mco)	0.120	0.275	0.41	0.46	0.56
	Ec. (7.2)	0.129	0.248	0.381	0.43	0.532
	%error	7.50%	-9.82%	-6.39%	-6.09%	-5.00%
D2 (m)	Real (Mco)	0.172	0.186	0.202	0.185	0.215
	Ec. (7.3)	0.179	0.187	0.201	0.188	0.219
	%error	4.01%	0.70%	-0.59%	1.51%	1.72%
D3 (m)	Real (Mco)	0.0055	0.024	0.062	0.07	0.111
	Ec. (7.4)	0.0058	0.023	0.056	0.07	0.101
	%error	5.45%	-3.36%	-9.24%	-5.50%	-9.09%
V2 (t)	Real (Mco)	854	861	917	933	918
	Ec. (7.5)	869.7	844	895.14	913.513	896.727
	%error	1.84%	-1.97%	-2.38%	-2.09%	-2.32%
V3 (t)	Real (Mco)	108	388	1064	1344	1752
	Ec. (7.6)	98.340	421.27	1065	1371	1700
	%error	-8.52%	8.57%	0.09%	2.01%	-2.97%
M3 (t-m)	Real (Mco)	7008	8134	9679	10766.57	12082
	Ec. (7.7)	7219	8102	9623	10780	12110
	%error	3.01%	-0.39%	-0.58%	0.12%	0.23%
M2 (t-m)	Real (Mco)	706	4011	12115	17038	25186
	Ec. (7.8)	755	3819	11230	16010	22760
	%error	7.00%	-4.79%	-7.30%	-6.03%	-9.63%

Tabla N°7.3: Validación de las expresiones del Método Simplificado para el Tablero tipo 2.

Respuestas de interés		PUENTES				
		P6	P7	P8	P9	P10
Tx (s)	Real (Mco)	0.812	0.873	0.941	0.982	1.185
	Ec. (7.1)	0.865	0.915	0.976	1.067	1.275
	%error	6.53%	4.81%	3.72%	8.66%	7.59%
Ty (s)	Real (Mco)	0.128	0.3	0.425	0.5	0.593
	Ec. (7.2)	0.140	0.27	0.404	0.471	0.584
	%error	9.38%	-8.67%	-4.94%	-5.80%	-1.52%
D2 (m)	Real (Mco)	0.155	0.1437	0.1533	0.1614	0.1951
	Ec. (7.3)	0.161	0.146	0.155	0.17	0.203
	%error	3.87%	1.60%	1.11%	5.33%	4.05%
D3 (m)	Real (Mco)	0.0063	0.0234	0.055	0.073	0.109
	Ec. (7.4)	0.0065	0.023	0.051	0.07	0.107
	%error	2.54%	-1.71%	-7.27%	-4.50%	-1.56%
V2 (t)	Real (Mco)	682	578.8	622	664	620.5
	Ec. (7.5)	695	569.91	606.48	643.99	619
	%error	1.92%	-1.54%	-2.50%	-3.01%	-0.24%
V3 (t)	Real (Mco)	95	312.8	804	1036	1295
	Ec. (7.6)	86.5	340.23	823.937	1100	1345
	%error	-8.95%	8.77%	2.48%	6.18%	3.86%
M3 (t-m)	Real (Mco)	5593	5466	6562	7665	8176
	Ec. (7.7)	5769	5471	6520	7599	8357
	%error	3.15%	0.10%	-0.64%	-0.86%	2.22%
M2 (t-m)	Real (Mco)	615	3218	9251	13092	18561
	Ec. (7.8)	656	3095	8734	12880	18050
	%error	6.67%	-3.82%	-5.59%	-1.62%	-2.76%

De acuerdo con la Tabla N°7.2 y la Tabla N°7.3 se aprecia que el error mínimo absoluto fue del 0.10%. A continuación, se resumen los errores máximos absolutos obtenidos al usar las expresiones del Método Simplificado para cada respuesta de interés.

- Los errores para estimar los periodos fundamentales de vibración son desde 9.82% menores y hasta 9.38% mayores respecto a los resultados reales.
- Los errores para estimar los desplazamientos laterales máximos del pilar son desde 9.24% menores y hasta 5.45% mayores respecto a los resultados reales.
- Los errores para estimar las fuerzas cortantes máximas en la base del pilar son desde 8.95% menores y hasta 8.77% mayores respecto a los resultados reales.
- Los errores para estimar los momentos flectores máximos en la base del pilar son desde 9.63% menores y hasta 7% mayores respecto a los resultados reales.

Finalmente, los resultados al emplear las Ecs. (7.1) a (7.8) del Método Simplificado no exceden el 10% de error absoluto para estimar las respuestas sísmicas elásticas.

7.4. EJEMPLO ILUSTRATIVO

Con el objetivo de mostrar el uso de las expresiones del Método Simplificado para estimar las respuestas sísmicas elásticas, se desarrolla un ejemplo ilustrativo aplicado para el puente que corresponde al código P4 del primer grupo representativo.

- Datos del esquema estructural y ubicación

Se proyecta un puente carretero ubicado entre las regiones de Piura y Tumbes en la costa peruana. El puente tiene aproximadamente una longitud total de 175 m y el diseño geométrico especifica que circulen dos carriles vehiculares con barreras divisorias entre la pasarela peatonal y la calzada del tablero del puente (tablero tipo 1). Por lo cual se plantea un ancho del tablero igual a 15.30 m. La topografía del cauce del río tiene una sección transversal ancha en la longitud total del puente a proyectar.

- Datos

El paramétrico sísmico PGA según el mapa de isoaceleraciones es igual a 0.50 g, valor razonable en la costa peruana. El tramo del puente es de 35 m, el número de tramos es igual a 5, el ancho del tablero es de 15.30 m (tablero tipo 1), la altura de pilares es igual 11.80 m y los lados de estos se predimensionan con una sección de 4.150 m y 1.975 m.

- Cálculo de parámetros geométricos

Resumen de características geométricas y físicas:

$$L=35 \text{ m}; R= 15.30 \text{ m}; H=11.80 \text{ m}; B=4.150 \text{ m}; D=1.975 \text{ m}$$

$$E=2.5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 ; \rho =2.5 \text{ t/m}^3.$$

Parámetros geométricos:

$$RL=R/L \Rightarrow RL=15.30/35= 0.437.$$

$$HB=H/B \Rightarrow HB=11.80/4.15= 2.843.$$

$$HD=H/D \Rightarrow HD=11.80/1.975= 5.975.$$

Número de tramos $nt= 5$.

- Determinación de variables auxiliares y respuestas sísmicas según las ecuaciones del Método Simplificado.

Variables auxiliares:

$$\text{Si } R_i=15.30 \text{ m} \Rightarrow \psi_i=18.325; \Phi_i=6.117; \chi_i=83.444; \Upsilon_i=9.297;$$

$$v_x=8.344; v_y=1.023; \eta_x=8.344; \eta_y=10.227.$$

$$\text{Si } nt =5 \Rightarrow \alpha=1.02; \beta=1.00; f_{Dy}=1.15 \text{ (Tabla N}^\circ\text{7.1)}$$

Respuestas sísmicas empleando las expresiones del Método Simplificado

1. Periodos fundamentales de vibración según Ecs. (7.1) y (7.2)

$$1.1. T_x = \psi_i \cdot \left[\left(\frac{n_t}{n_t-1} \right)^{0.5} \cdot \frac{HD^{1.5} \cdot HB^{0.5}}{RL^{0.679}} \right] \cdot \left(\frac{R_i}{H} \right)^{0.5} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}}$$

$$T_x = 18.325 \cdot \left[\left(\frac{5}{5-1} \right)^{0.5} \cdot \frac{5.975^{1.5} \cdot 2.843^{0.5}}{0.437^{0.679}} \right] \cdot \left(\frac{15.30}{11.80} \right)^{0.5} \cdot \sqrt{\frac{2.5}{2.5 \cdot 10^6}} = 1.01 \text{ s}$$

$$\mathbf{T_x = 1.01 \text{ s}}$$

$$1.2. T_y = \Phi_i \cdot \left[\frac{\alpha \cdot (n_t-1)^{0.5}}{RL^{0.679}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (n_t-1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.092 \cdot RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-0.5} \right] \cdot \left(\frac{R_i}{H} \right)^{0.5} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}}$$

$$T_y = 6.117 \cdot \left[\frac{1.02 \cdot (5-1)^{0.5}}{0.437^{0.679}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (5-1)}{2.843^3 \cdot 5.975} + \frac{0.092 \cdot 0.437^3}{(1^3 + 3 \cdot 1 \cdot 0.437^2) \cdot 11.80} \right)^{-0.5} \right] \cdot$$

$$\left(\frac{15.30}{11.80} \right)^{0.5} \cdot \sqrt{\frac{2.5}{2.5 \cdot 10^6}} = 0.432 \text{ s}$$

$$\mathbf{T_y = 0.432 \text{ s}}$$

2. Máximos desplazamientos laterales del pilar según Ecs. (7.3) y (7.4)

$$2.1. D_2 = \chi_i \cdot C_{SPGA}(T_x) \cdot \left[\left(\frac{n_t}{n_t-1} \right) \cdot \frac{HD^3 \cdot HB}{RL^{1.358}} \right] \cdot \frac{R_i}{H} \cdot \frac{\rho}{E}$$

$$D_2 = 83.444 \cdot 0.744 \cdot \left[\left(\frac{5}{5-1} \right) \cdot \frac{5.975^3 \cdot 2.843}{0.437^{1.358}} \right] \cdot \frac{15.30}{11.80} \cdot \frac{2.5}{2.5 \cdot 10^6} = 0.188 \text{ m}$$

$$\mathbf{D_2 = 0.188 \text{ m}}$$

$$2.2. D_3 = Y_i \cdot f_{Dy} \cdot C_{SPGA}(T_y) \cdot \left[\frac{\alpha^2 \cdot (n_t-1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (n_t-1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.092 \cdot RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot \frac{R_i}{H} \cdot \frac{\rho}{E}$$

$$D_3 = 9.297 \cdot 1.15 \cdot 1.25 \cdot \left[\frac{1.02^2 \cdot (5-1)}{0.437^{1.358}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (5-1)}{2.843^3 \cdot 5.975} + \frac{0.092 \cdot 0.437^3}{(1^3 + 3 \cdot 1 \cdot 0.437^2) \cdot 11.80} \right)^{-1} \right] \cdot$$

$$\frac{15.30}{11.80} \cdot \frac{2.5}{2.5 \cdot 10^6} = 0.067 \text{ m}$$

$$\mathbf{D_3 = 0.067 \text{ m}}$$

3. Máximas fuerzas cortantes en el pilar según Ecs. (7.5) y (7.6)

$$3.1. V_2 = v_x \cdot C_{SPGA(Tx)} \cdot \left(\frac{n_t}{n_t-1} \right) \cdot \frac{1}{RL^{1.358}} \cdot R_i \cdot \rho$$

$$V_2 = 8.344 \cdot 0.744 \cdot \left(\frac{5}{5-1} \right) \cdot \frac{1}{0.437^{1.358}} \cdot 15.30 \cdot 2.5 = 913.513 \text{ tonf}$$

$$\mathbf{V_2 = 913.513 t}$$

$$3.2. V_3 = v_y \cdot C_{PGA(Ty)} \cdot \frac{1}{HB^3 \cdot HD} \cdot \left[\frac{\alpha^2 \cdot (n_t-1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (n_t-1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.092 \cdot RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot R_i \cdot \rho$$

$$V_3 = 1.023 \cdot 1.25 \cdot \frac{1}{2.843^3 \cdot 5.975} \cdot \left[\frac{1.02^2 \cdot (5-1)}{0.437^{1.358}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (5-1)}{2.843^3 \cdot 5.975} + \frac{0.092 \cdot 0.437^3}{(1^3 + 3 \cdot 1 \cdot 0.437^2) \cdot 11.80} \right)^{-1} \right] \cdot$$

$$15.30 \cdot 2.50 = 1371 \text{ tonf}$$

$$\mathbf{V_3 = 1371 t}$$

4. Máximos momentos flectores en el pilar según Ecs. (7.7) y (7.8)

$$4.1. M_3 = V_2 \cdot H$$

$$M_3 = 913.513 \cdot 11.80 = 10780 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$\mathbf{M_3 = 10780 t \cdot m}$$

$$4.2. M_2 = m_y \cdot C_{SPGA(Ty)} \cdot \frac{1}{HB^3 \cdot HD} \cdot \left[\frac{\alpha^2 (n_t-1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{(n_t-1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot R_i \cdot H \cdot \rho$$

$$M_2 = 10.227 \cdot 1.25 \cdot \frac{1}{2.843^3 \cdot 5.975} \cdot \left[\frac{1.02^2 (5-1)}{0.437^{1.358}} \cdot \left(\frac{(5-1)}{2.843^3 \cdot 5.975} + \frac{0.437^3}{(1^3 + 3 \cdot 1 \cdot 0.437^2) \cdot 11.80} \right)^{-1} \right] \cdot$$

$$15.30 \cdot 11.80 \cdot 2.50 = 16010 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$\mathbf{M_2 = 16010 t \cdot m}$$

CONCLUSIONES

La presente Tesis consistió en estudiar el comportamiento sísmico elástico de un tipo de puente de geometría regular con base en modelos estructurales definidos paraméricamente. También se propuso un Método Simplificado como procedimiento de diseño sísmico preliminar de los elementos estructurales del puente. Las principales conclusiones que se desprenden del presente estudio se agrupan en los siguientes temas:

Del Modelo Estructural Paramétrico del Puente y del Análisis de Sensibilidad:

1. Los efectos por deformaciones de corte en la sección del tablero deberán ser considerados para relaciones de aspecto de la planta $R/L > 0.30$, y despreciados para relaciones de esbeltez en los pilares $H/B > 2.80$ y $H/D > 2.80$. Estos últimos son controlados por los efectos de flexión.
2. La formulación del modelo paramétrico realizado con base en el modelo estructural simplificado (Ms), proporciona respuestas sísmicas de interés que fueron hasta 18% menores y 8% mayores respecto a los resultados obtenidos del modelo estructural refinado (Mco). En ese sentido, el modelo formulado resulta tener buena aproximación para estudiar el comportamiento sísmico elástico del tipo de puente adoptado como caso de estudio. Siendo útil para realizar el análisis sísmico del segundo grupo de modelos definidos paraméricamente.

De la incidencia de cada parámetro establecido en el Análisis de las Respuestas de los Modelos Paraméricos:

3. El parámetro razón de aspecto de la planta R/L y el número de tramos n_t , son de mayor incidencia en el análisis sísmico de puentes en la dirección transversal. Mientras que los parámetros de esbeltez H/D , H/B , influyen principalmente en la respuesta sísmica en cada dirección de análisis.
4. Conforme se incrementan las razones de esbeltez de los pilares de los puentes (H/D , H/B), estos se hacen más flexibles, aumentando sus periodos fundamentales de vibración y desplazamientos laterales, lo que también

representa una disminución de las fuerzas sísmicas en los pilares porque la estructura presenta menos rigidez. Esta tendencia es más importante en el análisis del parámetro H/D respecto al parámetro H/B cuando el análisis se realiza la respectiva dirección de estos parámetros.

5. Existe una relación inversa entre la razón de aspecto de la planta R/L y el cálculo del peso del tablero del puente, en consecuencia, los periodos fundamentales de vibración del puente y las respuestas sísmicas del pilar en las dos direcciones disminuyen conforme el valor de R/L aumenta. Estos resultados de interés tienen una mayor incidencia cuando el modelo paramétrico tiene el valor de $R/L < 0.445$.
6. Las fuerzas sísmicas se distribuyen según las rigideces de los elementos estructurales del puente, siendo tomadas en mayor medida por los elementos de mayor rigidez. De los modelos paramétricos, se observó que existe una relación directa entre la rigidez transversal del tablero y el valor de R/L. Esta relación tiene gran incidencia en el análisis de la dirección transversal, porque las fuerzas sísmicas que toman los pilares son menores a medida que R/L aumenta de un valor a otro.
7. Si se aumenta el número de tramos (nt) en puentes con una misma geometría de la sección transversal del tablero y de los pilares, los resultados de interés tales como periodos (T) y respuestas sísmicas (D, V y M) disminuyen cuando el análisis es en la dirección longitudinal y aumentan cuando el análisis es en la dirección transversal.
8. En los puentes con $nt=2$, $nt=3$ las fuerzas inerciales en la dirección transversal son distribuidas en mayor medida hacia los estribos por medio del tablero. Mientras que para valores de $nt \geq 4$, las fuerzas que se distribuyen hacia los pilares son más significativas.
9. A medida que el número de tramos nt se incrementan, las fuerzas sísmicas tomadas por los pilares se reparten de manera más uniforme en la dirección longitudinal de análisis.
10. En estructuras que presentan regularidad en la distribución de rigidez y de masa, los efectos de torsión tienen poca influencia en el diseño sísmico de los elementos resistentes. En el análisis realizado a los modelos paramétricos, tales efectos de torsión no incidieron en los resultados obtenidos en los pilares, así como también no tuvieron efectos en las características dinámicas

de los puentes, porque la geometría de estos presenta regularidad en la altura de pilares con tableros rectos no esviados.

Del Método Simplificado propuesto:

11. La metodología para obtener expresiones del Método Simplificado se deduce de los criterios de la dinámica de estructuras usando modelos de un grado de libertad (1gdl) para la dirección longitudinal y modelos de varios grados de libertad (vgdl) tipo pórtico para la dirección transversal considerando el tablero flexible. Estos modelos son considerados confiables para el esquema estructural del puente adoptado como caso de estudio que presenta una geometría regular.
12. Los resultados obtenidos empleando el Método Simplificado en cada dirección de análisis (el periodo fundamental de vibración, el desplazamiento lateral, la fuerza cortante, y el momento flector), fueron desde 10% menores hasta 9% mayores que los obtenidos del modelo estructural refinado Mco.
13. Las respuestas estimativas del Método propuesto permiten realizar un diseño sísmico preliminar de los pilares de concreto armado con los resultados de desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores elásticos.
14. Finalmente, las expresiones del Método Simplificado propuestas son ventajosas para estimar las respuestas sísmicas de interés de manera rápida y sencilla.

RECOMENDACIONES

Se recomiendan los siguientes aspectos en los siguientes temas:

De los criterios de estructuración

1. En puentes de conexión no rígida entre el tablero y la subestructura, se recomienda establecer límites en las holguras de los topes sísmicos para que cumplan los requerimientos de servicio. De esta manera, se podrá considerar a los topes como elementos de acción activa frente a un evento sísmico y de reacción pasiva cuando existe movimientos relativos entre el tablero y la subestructura.
2. En la presente tesis se ignoró la influencia de los apoyos comunes en las respuestas sísmicas. En el caso de considerar la rigidez y amortiguamiento de estos elementos de apoyos, se recomienda validar sus propiedades mecánicas por medio de ensayos de laboratorio y controles de calidad.
3. En puentes cortos de 2 a 3 tramos, se recomienda analizar la magnitud de fuerzas sísmicas que se distribuyen hacia los topes laterales de los estribos cuando el análisis se realiza en la dirección transversal del puente, con fines de asegurar la estabilidad del tablero.

Del modelo estructural paramétrico:

4. Se recomienda considerar otros parámetros para definir el modelo paramétrico del puente, en la que se incluya la participación de los dispositivos de apoyo que modifiquen el comportamiento sísmico de la estructura.
5. Definir un modelo paramétrico que considere la participación de los estribos y la interacción que tiene con la flexibilidad del suelo.
6. Realizar análisis paramétricos en puentes de geometría irregular en altura, de tablero esviado en la planta con diferentes ángulos y de tablero curvo horizontal con distintos radios de curvatura.

Del análisis de las respuestas sísmicas:

7. El análisis sísmico de la investigación puede extenderse a realizar análisis tiempo-historia considerando un comportamiento no lineal de los materiales, a fin de estudiar la capacidad de desplazamiento de los pilares definidos de manera paramétrica.
8. Recopilar más información de puentes existentes y estudiar su tipología para proponer modelos estructurales simplificados que permitan realizar análisis sísmicos tiempo-historia.

Del Método Simplificado:

9. Se recomienda emplear las expresiones del Método Simplificado propuesto para fines estimativos de las respuestas de interés en el dominio de valores de cada parámetro. Los resultados ayudan en la toma de decisiones para definir la configuración estructural de los puentes que presentan una geometría regular.
10. Con base en la recomendación 6 y 7, se puede plantear expresiones simplificadas para evaluar el comportamiento sísmico de los puentes con fines de estudios de Vulnerabilidad Sísmica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2009). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* (1st Ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC. USA.
- AASHTO. (2017). *LRFD Bridge Design Specifications* (8th Ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC. USA.
- Biggs, J.M. (1964). *Introduction to Structural Dynamics*. McGraw Hill. USA.
- Caltrans. (2019). *Seismic Design Criteria*. Version 2.0. California Department of Transportation, Sacramento. USA.
- Chen, W. F. y Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook*. Substructure Design. Taylor and Francis Group. USA.
- Chen, W. F. y Duan, L. (2003). *Bridge Engineering*. Seismic Design. Taylor and Francis Group. USA.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures*. Prentice Hall. USA.
- Comité Européen de Normalisation, EC8 – CEN. (2005). *Design of structures for earthquake resistance*. Part 2: bridges. *Eur. Com. for stand.*, EN 1998-2, Brussels.
- CSI. (2017). *Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. Computers and Structures, Inc. USA.
- Fernández-Dávila, V., Dünner, R. y Carrión, L. (2005). Simplified Method for Seismic Analysis of Industrial Chimneys. *ACI Structural Journal*, 102(3). 347-353, <https://doi.org/10.14359/14405>.
- Guirguis, J. y Mehanny, S. (2012). *How Effective Are EC8 and Recommended AAHTO LRFD Criteria for Regular Seismic Behavior of Ductile Bridges with Unequal Height Piers?*. The 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisboa.
- Hambly E. C. (1991). *Bridge deck behaviour*. Taylor and Francis. USA.
- Manhui, L., Xiaodong, H., Yiyang, H., Zhigang, L., Zhe, N. y Zihao, L. (2020). Study on seismic performance of high pier multi-span beam bridge. *IOP*

- Conference Series: Earth and Environmental Science*, 446(5).
<https://doi.org/10.1088/1755-1315/446/5/052028>.
- MTC. (2018). *Manual de Puentes*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Perú.
- Piqué, J. y Scaletti, H. (1991). *Análisis Sísmico de Edificios*. Ediciones Capítulo de Ingeniería Civil. Lima. Perú.
- Priestley, M. J. N., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley and Sons, Inc. USA.
- Radić, J., Kindij, A. y Mandić, A. (2008). *History of concrete application in development of concrete and hybrid arch Bridges*. Joint colloquium Long Arch Bridges. China and Croatia.
- Sritharan, S., Cheng, Z., Vander Werff, V. y Peggar, R. (2017). *New connections for precast girders to cap beams in concrete bridges*. The 16th World Conference on Earthquake Engineering. Chile.
- Tegos, I., Tegou, S. y Markogiannaki, O. (2013). Seismic Design of Precast I-Beam Bridges Based on Ductility. *Journal Structural Engineering International*, 23(2), 176-186. <https://doi.org/10.2749/101686613X13439149157434>.
- Wang, K., Zhang, P., Yang, J. y Li, C. (2017). *Seismic Design Method of Small and Medium Spans Bridge Considering Bearing Friction Slipping*. The 16th World Conference on Earthquake Engineering. Chile.
- Wilches, J, Santa María, H., Riddell, R. y Arrate, C. (2017). Influence of the use external shear keys on the seismic behavior of Chilean highway bridges. *Journal Engineering Structures*, 147, 613-624. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.015>.
- Wilson, E.L., Der Kiureghian, A. y Bayo, E.P. (1981). A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 9(2), 187-192. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290090207>.

ANEXO A: ESQUEMA ESTRUCTURAL DE PUENTES

A.1. INFORMACIÓN GENERAL DE LOS PUENTES Y SUS VARIABLES GEOMÉTRICAS

En la Figura A.1 se muestra la elevación de los puentes con sus respectivas partes y componentes.

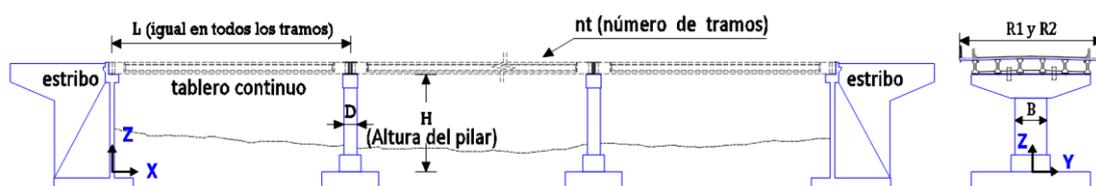


Figura A.1: Elevación general de los modelos

En la Tabla A.1 se resume las dimensiones y la geometría de las partes del grupo representativo de diez puentes de acuerdo con el esquema estructural indicado en la Figura A.1. Además, en cada modelo de puente del grupo representativo se consideró lo siguiente: (a) la longitud del tramo entre ejes de apoyo es la misma en toda la longitud del puente, (b) la altura de los pilares es la misma en toda la estructura y tiene la misma sección transversal, (c) el ancho del tablero es variable siendo $R1=15.30$ m y $R2=11.60$ m, (d) el número de tramos varía de 2 a 6.

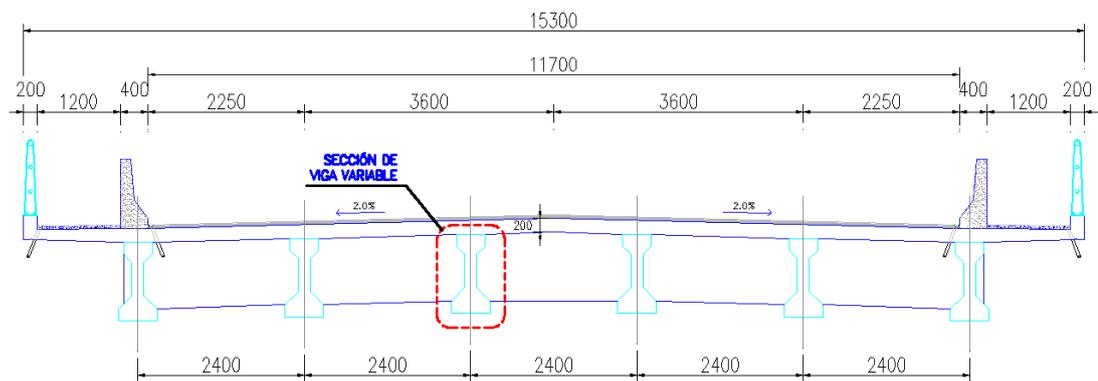
El grupo representativo de diez puentes han sido generados considerando tableros de vigas de concreto presforzado con base en proyectos reales de ingeniería, luego se han predimensionado los pilares de concreto armado en forma de martillo de acuerdo con los criterios de diseño de las normas de puentes. Lo descrito, se muestra a detalle en el Capítulo III, en el cual se ha utilizado modelos refinados (Mco) con resultados confiables para los diez puentes representativos que presentan una geometría regular en planta y altura. Además, el primer grupo de diez puentes sirvieron para estudiar sus características físicas y luego establecer parámetros que definan su geometría y comportamiento sísmico (Capítulo IV).

TABLA A.1: Características geométricas del grupo representativo de diez puentes

ID	Número de tramos nt	Ancho del tablero R (m)	Longitud del tramo L (m)	Longitud del puente Lt (m)	Altura del pilar H (m)	Lado mayor del pilar B (m)	Lado menor del pilar D (m)
P1	2	15.3	20	40	8.3	2.85	1.58
P2	3	15.3	25	75	9.6	3.4	1.68
P3	4	15.3	30	120	10.75	3.8	1.8
P4	5	15.3	35	175	11.8	4.15	1.97
P5	6	15.3	40	240	13.5	4.35	2.1
P6	2	11.6	20	40	8.3	2.65	1.55
P7	3	11.6	25	75	9.6	3.2	1.63
P8	4	11.6	30	120	10.75	3.63	1.75
P9	5	11.6	35	175	11.8	3.88	1.86
P10	6	11.6	40	240	13.5	4.05	1.95

A.2. PUENTES DE TABLEROS TIPO R1

En la Figura A.2 se detalla las dimensiones de la calzada y carriles del puente de tablero tipo 1 (R1=15.30 m), que presenta 6 vigas de sección I presforzadas. La variación de la sección del tablero queda definida por la geometría de la viga longitudinal, cuya sección es variable según la longitud de cada tramo (Tabla A.1), es decir, para puentes con tramos más largos la sección es mayor, la sección transversal de las vigas que conformar el tablero R1 se detalla en los ítems A.2.1 a A.2.5.

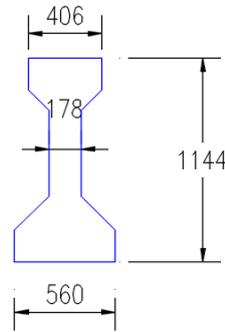


Unidades en mm.

Figura N°A.2: Sección transversal de los puentes de tablero tipo R1

A.2.1. MODELO DEL PUENTE P1

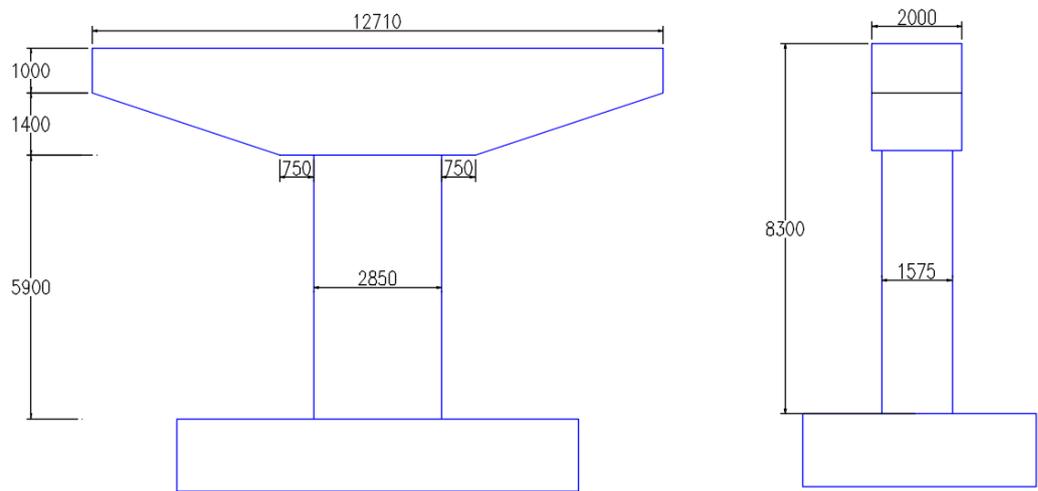
En la Figura A.2.1.1 se muestra la sección transversal de una viga AASHTO tipo III empleada para el modelo del puente P1.



Unidades en mm

Figura A.2.1.1: Geometría de viga presforzada – Modelo P1

En la vista en elevación de la Figura A.2.1.2 se indica la geometría del pilar en forma de martillo (*hammerhead pier*) de altura $H=8.30$ m, que forma parte de la subestructura del puente P1.



Unidades en mm

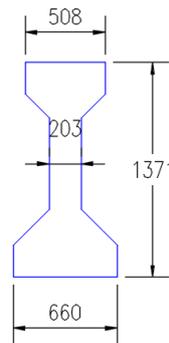
Figura A.2.1.2: Geometría del pilar – Modelo P1

TABLA A.2.1: Resumen de la geometría del puente y modelo - P1

Elemento	Descripción	Dimensiones (m)
Tablero (Superestructura)	Ancho del tablero (R1)	15.30
	Longitud de tramo (L)	20
	Número de tramos (nt)	2 tramos
	Longitud total del puente (Lt)	40
Pilar (Subestructura)	Lado mayor (B)	2.85
	Lado menor (D)	1.575
	Altura del pilar (H)	8.30

A.2.2. MODELO DEL PUENTE P2

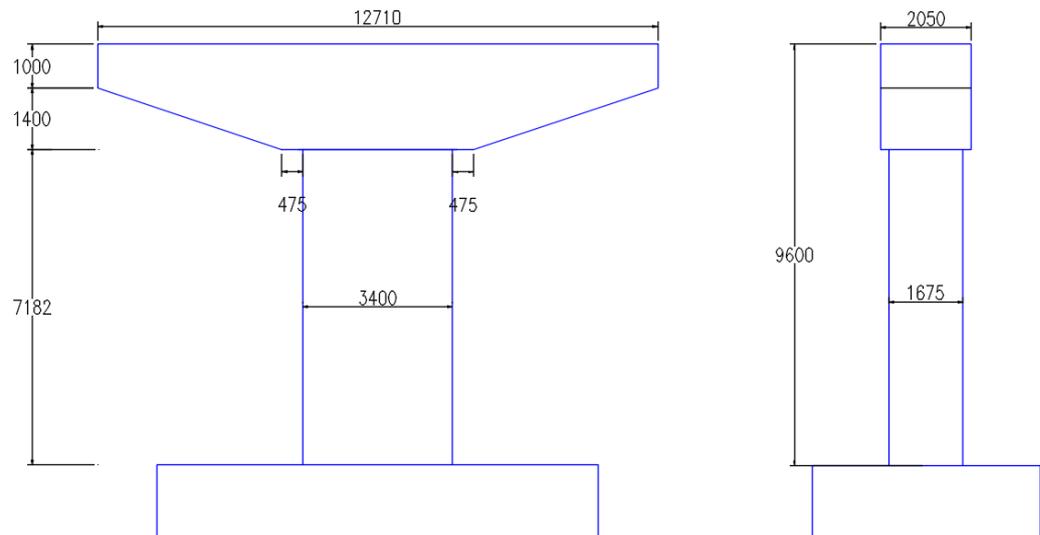
En la Figura A.2.2.1 se muestra la sección transversal de una viga AASHTO tipo IV empleada para el puente y modelo P2.



Unidades en mm

Figura A.2.2.1: Geometría de viga presforzada – Modelo P2

En la vista en elevación de la Figura A.2.2.2 se indica la geometría del pilar tipo sección martillo (hammerhead pier) de altura $H=9.60$ m, que forma parte de la subestructura del puente P2.



Unidades en mm

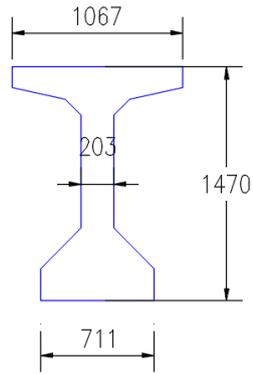
Figura A.2.2.2: Geometría del pilar – Modelo P2

TABLA A.2.2: Resumen de la geometría del puente y modelo – P2

Elemento	Descripción	Dimensiones (m)
Tablero (Superestructura)	Ancho del tablero (R1)	15.30
	Longitud de tramo (L)	25
	Número de tramos (nt)	3 tramos
	Longitud total del puente (Lt)	75
Pilar (Subestructura)	Lado mayor (B)	3.40
	Lado menor (D)	1.675
	Altura del pilar (H)	9.60

A.2.3. MODELO P3

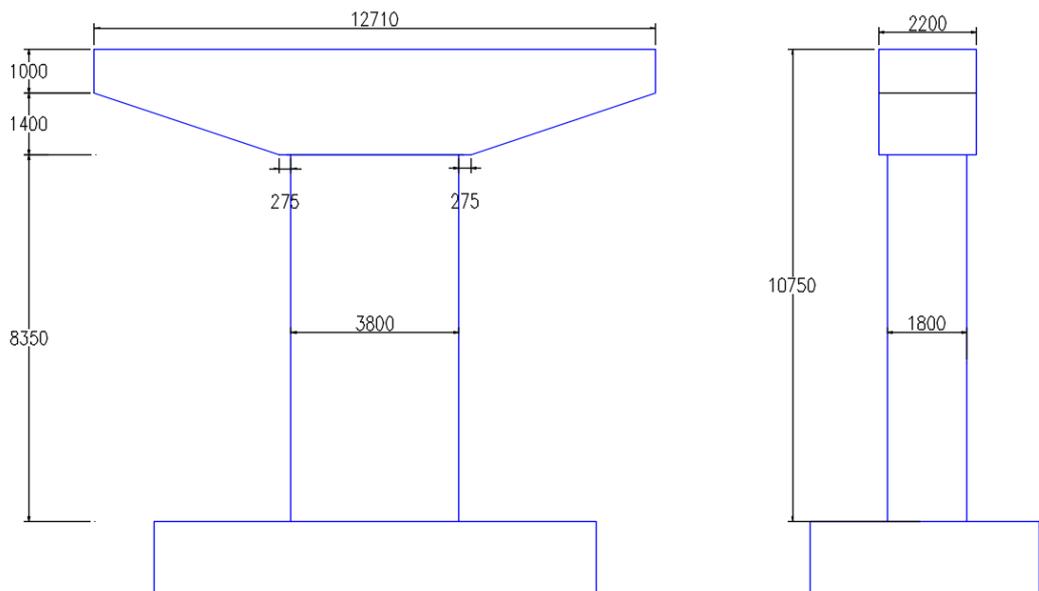
En la Figura A.2.3.1 se muestra la sección transversal de una viga AASHTO tipo V de geometría modificada, empleada para el puente y modelo P3.



Unidades en mm

Figura A.2.3.1: Geometría de viga presforzada – Modelo P3

En la vista en elevación de la Figura A.2.3.2 se indica la geometría del pilar tipo sección martillo (hammerhead pier) de altura $H=10.75$ m, que forma parte de la subestructura del puente P3.



Unidades en mm

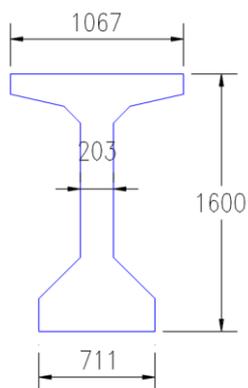
Figura A.2.3.2: Geometría del pilar – Modelo P3

TABLA A.2.3: Resumen de la geometría del puente y modelo – P3

Elemento	Descripción	Dimensiones (m)
Tablero (Superestructura)	Ancho del tablero (R1)	15.30
	Longitud de tramo (L)	30
	Número de tramos (nt)	4 tramos
	Longitud total del puente (Lt)	120
Pilar (Subestructura)	Lado mayor (B)	3.80
	Lado menor (D)	1.80
	Altura del pilar (H)	10.75

A.2.4. MODELO P4

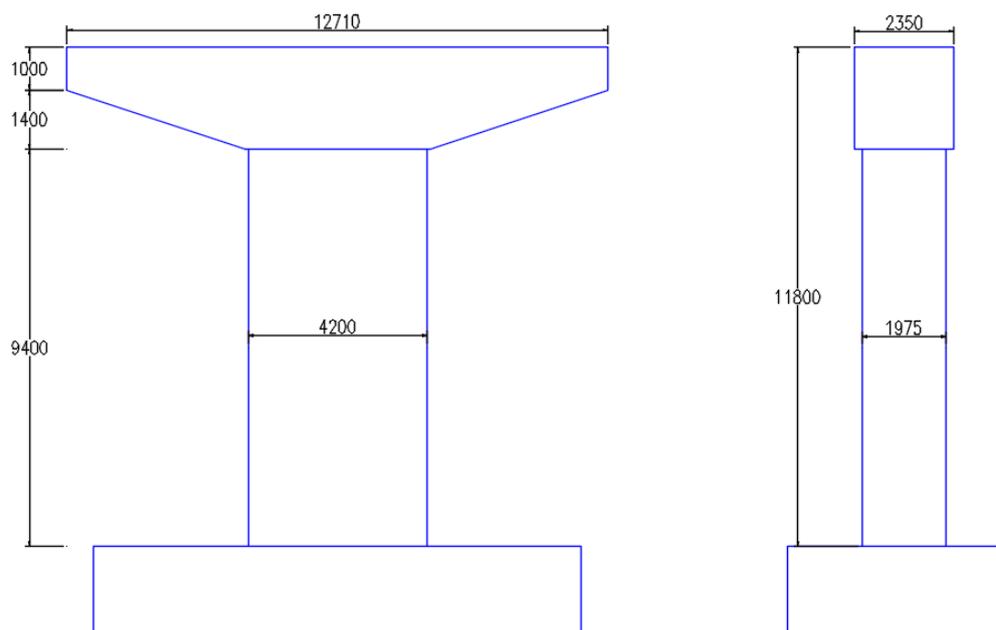
En la Figura A.2.4.1 se muestra la sección transversal de una viga AASHTO tipo V, empleada para el puente y modelo P4.



Unidades en mm

Figura A.2.4.1: Geometría de viga presforzada – Modelo P4

En la vista en elevación de la Figura A.2.4.2 se indica la geometría del pilar tipo sección martillo (hammerhead pier) de altura $H=11.80$ m, que forma parte de la subestructura del puente P2.



Unidades en mm

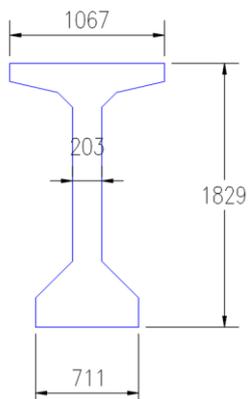
Figura A.2.4.2: Geometría del pilar – Modelo P4

TABLA A.2.4: Resumen de la geometría del puente y modelo – P4

Elemento	Descripción	Dimensiones (m)
Tablero (Superestructura)	Ancho del tablero (R1)	15.30
	Longitud de tramo (L)	35
	Número de tramos (nt)	5 tramos
	Longitud total del puente (Lt)	175
Pilar (Subestructura)	Lado mayor (B)	4.20
	Lado menor (D)	1.975
	Altura del pilar (H)	11.80

A.2.5. MODELO P5

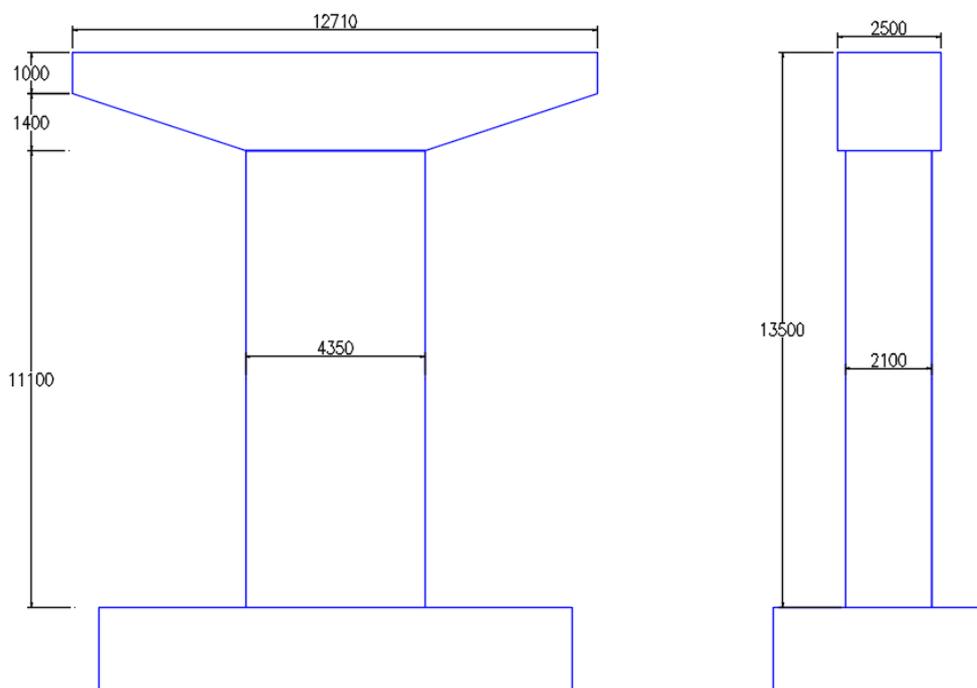
En la Figura A.2.5.1 se muestra la sección transversal de una viga AASHTO tipo VI, empleada para el puente y modelo P5.



Unidades en mm

Figura A.2.5.1: Geometría de viga presforzada – Modelo P5

En la vista en elevación de la Figura A.2.5.2 se indica la geometría del pilar tipo sección martillo (hammerhead pier) de altura $H=13.50$ m, que forma parte de la subestructura del puente P5.



Unidades en mm

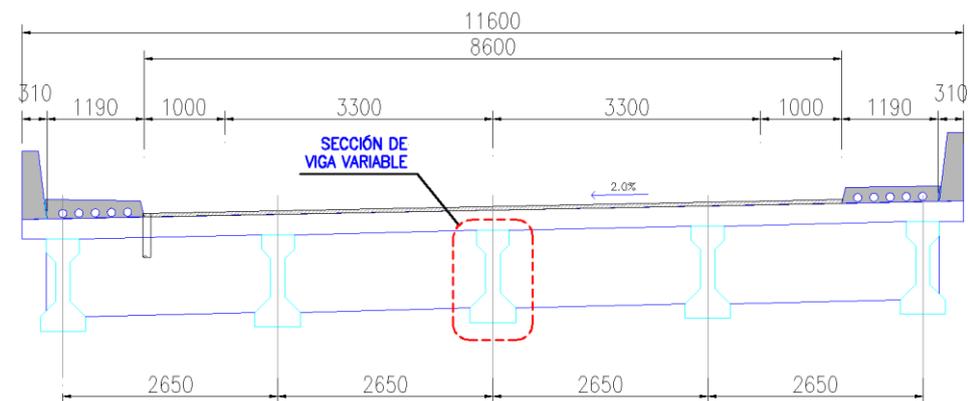
Figura A.2.5.2: Geometría del pilar – Modelo P5

TABLA A.2.5: Resumen de la geometría del puente y modelo – P5

Elemento	Descripción	Dimensiones (m)
Tablero (Superestructura)	Ancho del tablero (R1)	15.30
	Longitud de tramo (L)	40
	Número de tramos (nt)	6 tramos
	Longitud total del puente (Lt)	240
Pilar (Subestructura)	Lado mayor (B)	4.35
	Lado menor (D)	2.10
	Altura del pilar (H)	13.50

A.3. MODELOS DE PUENTES CON TABLEROS TIPO 2

En la Figura A.3 se detalla las dimensiones de la calzada y carriles del puente de tablero tipo 2 ($R_2=11.60$ m) que presenta 5 vigas de sección I presforzadas. La variación de la sección del tablero queda definida por la geometría de la viga longitudinal, cuya sección es variable según la longitud de cada tramo (Tabla A.1), es decir, para puentes con tramos más largos la sección es mayor, la sección transversal de las vigas que conformar el tablero tipo R2 se detalla en los ítems A.3.1 a A.3.5.

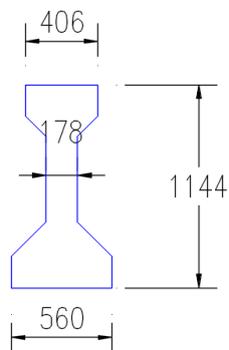


Unidades en mm

Figura A.3: Sección transversal de los puentes de tablero tipo 2 ($R_2=11.60$ m)

A.3.1. MODELO P6

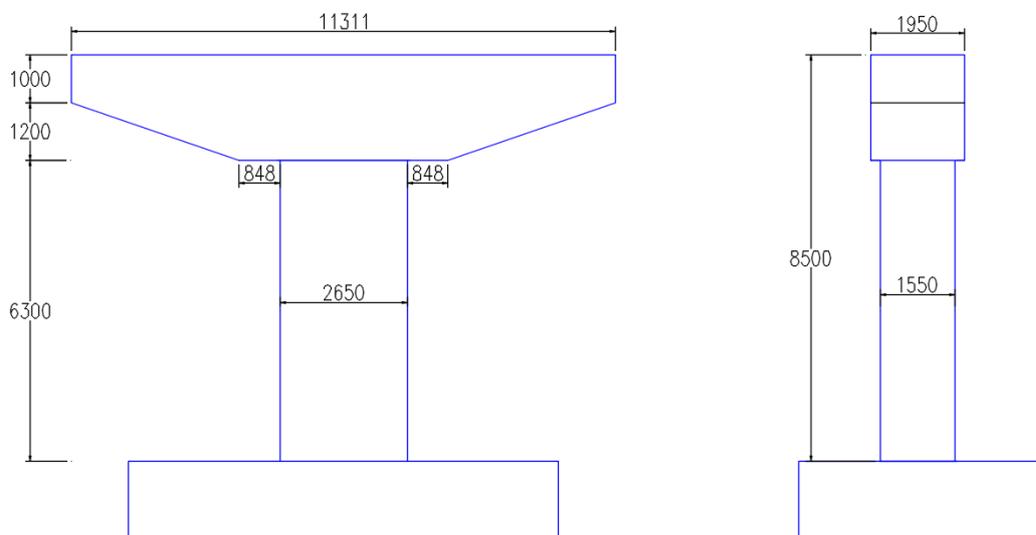
En la Figura A.3.1.1 se muestra la sección transversal de una viga AASHTO tipo III, empleada para el puente y modelo P6.



Unidades en mm

Figura A.3.1.1: Geometría de viga presforzada – Modelo P6

En la vista en elevación de la Figura A.3.1.2 se indica la geometría del pilar tipo sección martillo (hammerhead pier) de altura $H=8.50$ m, que forma parte de la subestructura del puente P6.



Unidades en mm

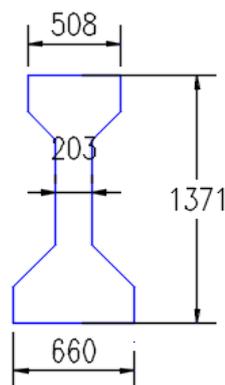
Figura A.3.1.2: Geometría del pilar – Modelo P6

TABLA A.3.1: Resumen de la geometría del puente y modelo – P6

Elemento	Descripción	Dimensiones (m)
Tablero (Superestructura)	Ancho del tablero (R2)	11.60
	Longitud de tramo (L)	20
	Número de tramos (nt)	2 tramos
	Longitud total del puente (Lt)	40
Pilar (Subestructura)	Lado mayor (B)	2.65
	Lado menor (D)	1.55
	Altura del pilar (H)	8.30

A.3.2. MODELO P7

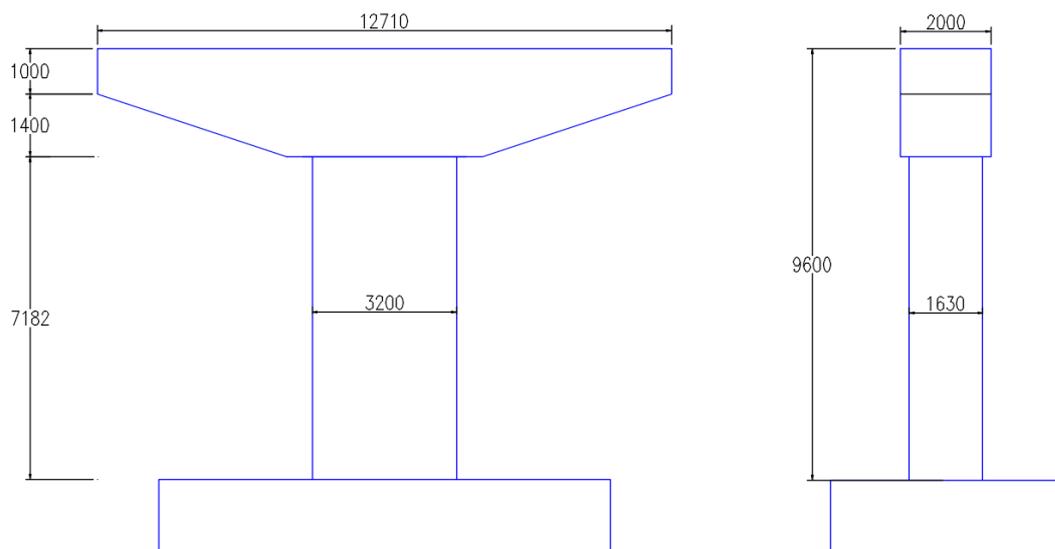
En la Figura A.3.2.1 se muestra la sección transversal de una viga AASHTO tipo IV, empleada para el puente y modelo P7.



Unidades en mm

Figura A.3.2.1: Geometría de viga presforzada – Modelo P7

En la vista en elevación de la Figura A.3.2.2 se indica la geometría del pilar tipo sección martillo (hammerhead pier) de altura $H=9.60$ m, que forma parte de la subestructura del puente P7.



Unidades en mm

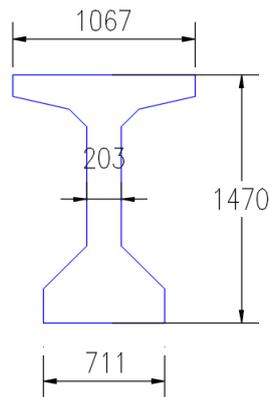
Figura A.3.2.2: Geometría del pilar – Modelo P7

TABLA A.3.2: Resumen de la geometría del puente y modelo – P7

Elemento	Descripción	Dimensiones (m)
Tablero (Superestructura)	Ancho del tablero (R2)	11.60
	Longitud de tramo (L)	25
	Número de tramos (nt)	3 tramos
	Longitud total del puente (Lt)	75
Pilar (Subestructura)	Lado mayor (B)	3.20
	Lado menor (D)	1.63
	Altura del pilar (H)	9.60

A.3.3. MODELO P8

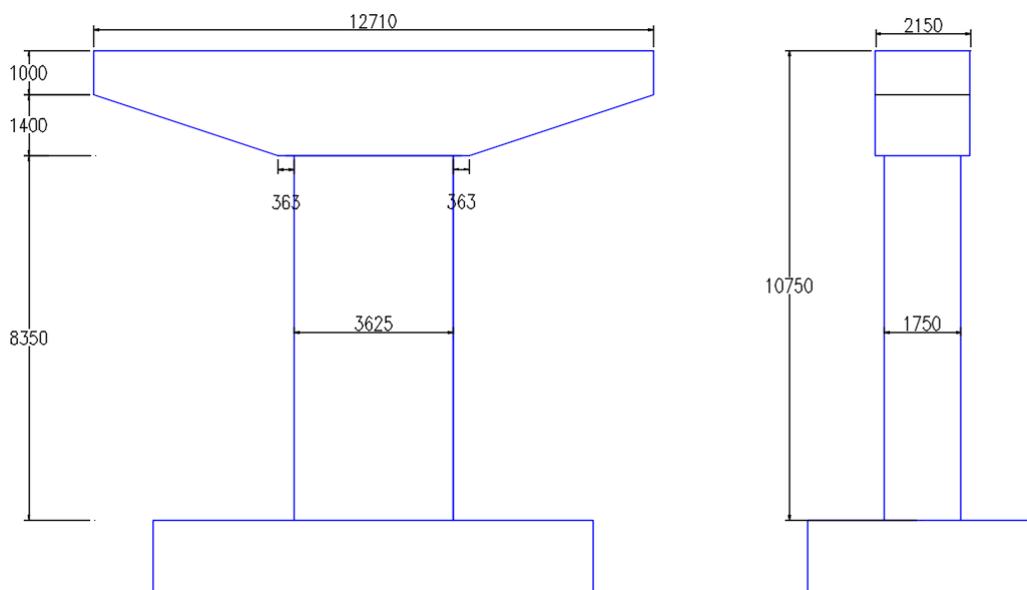
En la Figura A.3.3.1 se muestra la sección transversal de una viga AASHTO tipo V de sección modificada, empleada para el puente y modelo P8.



Unidades en mm

Figura A.3.3.1: Geometría de viga presforzada – Modelo P8

En la vista en elevación de la Figura A.3.3.2 se indica la geometría del pilar tipo sección martillo (hammerhead pier) de altura $H=10.75$ m, que forma parte de la subestructura del puente P8.



Unidades en mm

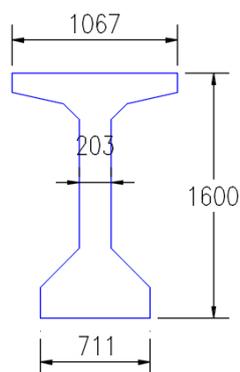
Figura A.3.3.2: Geometría del pilar – Modelo P8

TABLA A.3.3: Resumen de la geometría del puente y modelo – P8

Elemento	Descripción	Dimensiones (m)
Tablero (Superestructura)	Ancho del tablero (R2)	11.60
	Longitud de tramo (L)	30
	Número de tramos (nt)	4 tramos
	Longitud total del puente (Lt)	120
Pilar (Subestructura)	Lado mayor (B)	3.625
	Lado menor (D)	1.75
	Altura del pilar (H)	10.75

A.3.4. MODELO P9

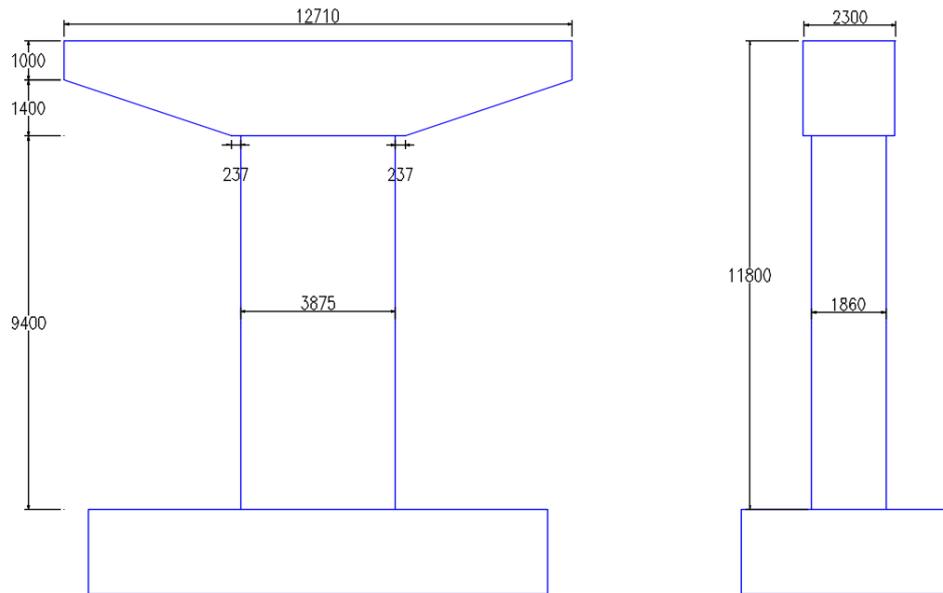
En la Figura A.3.4.1 se muestra la sección transversal de una viga AASHTO tipo V de sección modificada, empleada para el puente y modelo P9.



Unidades en mm

Figura A.3.4.1: Geometría de viga presforzada – Modelo P9

En la vista en elevación de la Figura A.3.4.2 se indica la geometría del pilar tipo sección martillo (hammerhead pier) de altura $H=11.80$ m, que forma parte de la subestructura del puente P9.



Unidades en mm

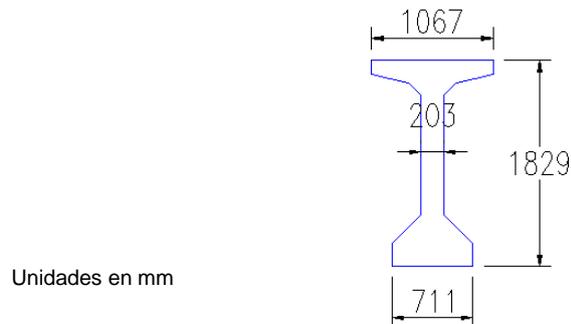
Figura A.3.4.2: Geometría del pilar – Modelo P9

TABLA A.3.3: Resumen de la geometría del puente y modelo – P9

Elemento	Descripción	Dimensiones (m)
Tablero (Superestructura)	Ancho del tablero (R2)	11.60
	Longitud de tramo (L)	35
	Número de tramos (nt)	5 tramos
	Longitud total del puente (Lt)	175
Pilar (Subestructura)	Lado mayor (B)	3.625
	Lado menor (D)	1.75
	Altura del pilar (H)	10.75

A.3.5. MODELO P10

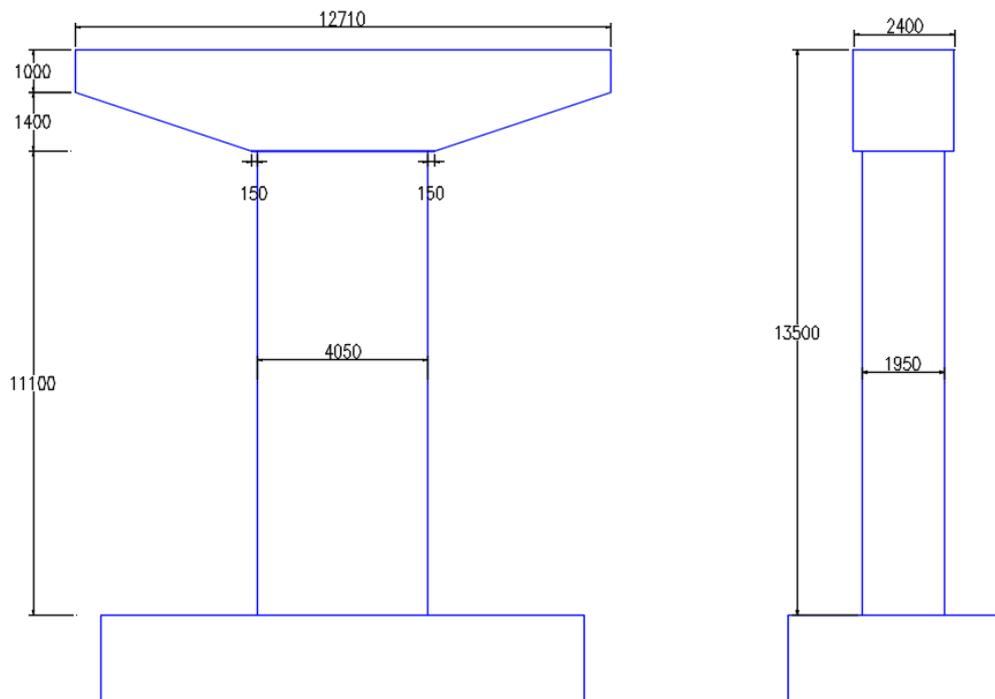
En la Figura A.3.5.1 se muestra la sección transversal de una viga AASHTO tipo VI, empleada para el puente y modelo P10.



Unidades en mm

Figura A.3.5.1: Geometría de viga presforzada – Modelo P10

En la vista en elevación de la Figura A.3.5.2 se indica la geometría del pilar tipo sección martillo (hammerhead pier) de altura $H=13.50$ m, que forma parte de la subestructura del puente P10.



Unidades en mm

Figura A.3.5.2: Geometría del pilar – Modelo P10

Tabla A.3.5: Resumen de la geometría del puente y modelo – P10

Elemento	Descripción	Dimensiones (m)
Tablero (Superestructura)	Ancho del tablero (R2)	11.60
	Longitud de tramo (L)	40
	Número de tramos (nt)	6 tramos
	Longitud total del puente (Lt)	240
Pilar (Subestructura)	Lado mayor (B)	4.05
	Lado menor (D)	1.95
	Altura del pilar (H)	13.50

ANEXO B: INCIDENCIA DE PARÁMETROS EN LOS MEPPs

A continuación, se muestran los resultados del grupo de MEPPs del Capítulo VI que fueron considerados para el análisis de incidencia de cada parámetro en las respuestas de interés.

B.1. EFECTO DEL PARÁMETRO H/D

En la Tabla B.1.1 se muestra la combinatoria de los modelos empleados para analizar el efecto del parámetro H/D en los resultados de interés, estos se resumen en la Tabla B.1.2 para los dos tipos de tableros R1 y R2. La interpretación de resultados y el efecto del parámetro H/D se mencionó en el ítem 6.2.1 del Capítulo VI.

Tabla B.1.1: Modelos con H/D variable

MODELOS PARAMÉTRICOS – H/D				
R (m)	H/D	H/B	R/L	nt
15.30	5.20	3.40	0.445	4
11.60	5.80	---	---	---
---	6.40	---	---	---
---	7.00	---	---	---

Tabla B.1.2: Efecto de H/D en los resultados de interés

R1=15.30 m							
Tx (s)	Ty (s)	Dx (cm)	Dy (cm)	Vx (t)	Vy (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
0.968	0.516	18.638	10.244	974.706	1253	9747.06	12530
1.131	0.535	20.956	10.585	789.79	1161	7897.9	11610
1.294	0.549	24.143	11.14	677.208	1107	6772.08	11070
1.472	0.565	27.311	11.716	585.416	1065	5854.16	10650
R2=11.60 m							
Tx (s)	Ty (s)	Dx (cm)	Dy (cm)	Vx (t)	Vy (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
0.779	0.416	14.442	6.323	755.26	773.39	7552.6	7733.9
0.906	0.428	16.852	6.752	635.12	740.5	6351.2	7405
1.04	0.44	19.4	7.11	544.25	706.275	5442.5	7062.75
1.179	0.45	21.81	7.374	467.55	677.66	4675.5	6776.6

B.2. EFECTO DEL PARÁMETRO H/B

En la Tabla B.2.1 se muestra la combinatoria de los modelos empleados para analizar el efecto del parámetro H/B en los resultados de interés, los cuales se resumen en la Tabla B.2.2 para los dos tipos de tableros R1 y R2. La interpretación de resultados y el efecto del parámetro H/D se mencionó en el ítem 6.2.2 del Capítulo VI.

TABLA B.2.1: Modelos con H/B variable

MODELOS PARAMÉTRICOS – H/B				
R (m)	H/D	H/B	R/L	nt
15.30	5.80	2.80	0.445	4
11.60	---	3.00	---	---
---	---	3.20	---	---
---	---	3.40	---	---

TABLA B.2.2: Efecto de H/B en los resultados de interés

R1=15.30 m							
Tx (s)	Ty (s)	Dx (cm)	Dy (cm)	Vx (t)	Vy (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
1.035	0.42	19.355	6.51	885.779	1278	8857.79	12780
1.068	0.459	19.891	7.727	849.573	1234	8495.73	12340
1.100	0.492	20.44	9.039	818.487	1189	8184.87	11890
1.131	0.535	20.956	10.585	789.79	1161	7897.9	11610
R2=11.60 m							
Tx (s)	Ty (s)	Dx (cm)	Dy (cm)	Vx (t)	Vy (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
0.833	0.34	15.447	4.23	706.95	830.32	7069.5	8303.2
0.858	0.37	16.086	5.036	687.06	804.03	6870.6	8040.3
0.883	0.399	16.45	5.83	658.8	767.09	6588	7670.9
0.906	0.428	16.852	6.752	635.13	740.51	6351.3	7405.1

B.3. EFECTO DEL PARÁMETRO R/L

En la Tabla B.3.1 se muestra la combinatoria de los modelos empleados para analizar el efecto del parámetro R/L en los resultados de interés, los cuales se resumen en la Tabla B.3.2 para los dos tipos de tableros R1 y R2. La interpretación de resultados y el efecto del parámetro H/D se mencionó en el ítem 6.2.3 del Capítulo VI.

TABLA B.3.1: Modelos con R/L variable

MODELOS PARAMETRICOS - R/L				
R (m)	H/D	H/B	R/L	nt
15.30	5.8	3.40	0.765	2
11.60	---	---	0.605	---
---	---	---	0.445	---
---	---	---	0.285	---

TABLA N°3.2: Efecto de R/L en los resultados de interés

R1=15.30 m							
Tx (s)	Ty (s)	Dx (cm)	Dy (cm)	Vx (t)	Vy (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
0.991	0.13	18.41	0.536	693.971	58.78	6939.71	587.8
1.127	0.165	21.02	0.859	792.232	94.23	7922.32	942.3
1.35	0.232	25.29	1.73	953.172	190.04	9531.72	1900.4
1.792	0.416	33.383	5.601	1258	614.239	12580	6142.39
R2=11.60 m							
Tx (s)	Ty (s)	Dx (cm)	Dy (cm)	Vx (t)	Vy (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
0.816	0.109	15.15	0.352	571.12	38.65	5711.2	386.5
0.91	0.134	16.88	0.57	636.1	62.49	6361	624.9
1.069	0.182	19.96	1.06	752.29	116.64	7522.9	1166.4
1.385	0.31	25.855	3.12	974.425	341.646	9744.25	3416.46

B.4. EFECTO DEL PARÁMETRO nt

En la Tabla B.4.1 se muestra la combinatoria de los modelos paramétricos empleados para analizar el efecto del parámetro nt en los resultados de interés, los cuales se resumen en la Tabla B.4.2 para los dos tipos de tableros R1 y R2. La interpretación de resultados y el efecto del parámetro H/D se mencionó en el ítem 6.2.4 del Capítulo VI.

TABLA B.4.1: Modelos con nt variable

MODELOS PARAMETRICOS - nt				
R (m)	H/D	H/B	R/L	nt
15.30	5.8	3.40	0.445	2
11.60	---	---	---	3
---	---	---	---	4
---	---	---	---	5
---	---	---	---	6

TABLA B.4.2: Efecto de nt en los resultados de interés

R1=15.30 m							
Tx (s)	Ty (s)	Dx (cm)	Dy (cm)	Vx (t)	Vy (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
1.35	0.232	25.29	1.73	953.172	190.04	9531.72	1900.4
1.19	0.357	22.223	4.078	837.534	447.235	8375.34	4472.35
1.131	0.535	20.956	10.593	789.79	1162	7897.9	11620
1.1	0.532	20.71	9.294	780.608	1019	7806.08	10190
1.08	0.547	20	10.14	753.487	1112	7534.87	11120
R2=11.60 m							
Tx (s)	Ty (s)	Dx (cm)	Dy (cm)	Vx (t)	Vy (t)	Mx (t-m)	My (t-m)
1.069	0.182	19.96	1.06	752.29	116.64	7522.9	1166.4
0.95	0.279	17.63	2.42	664.29	271.83	6642.9	2718.3
0.906	0.428	16.852	6.752	727.313	723.48	7273.13	7234.8
0.884	0.425	16.5	5.78	621.84	633.429	6218.4	6334.29
0.87	0.439	16.35	6.46	616.26	708.81	6162.6	7088.1

ANEXO C: PLANTEAMIENTOS PARA DEDUCIR EXPRESIONES

Las variables y criterios adoptados para plantear las expresiones del Método Simplificado se realizaron con base en los conceptos de la dinámica de estructuras, resultados de los modelos paramétricos estructurales de puentes (MEPPs) y ajuste de resultados que proporcionen menores errores en el uso del Método.

C.1. PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN

De acuerdo con la Ec. (5.1) del Capítulo V, se realiza la modificación de la ecuación característica, por medio de operaciones matriciales, para obtener los periodos y las formas de modo del modelo estructural formulado, la cual se encuentra en vibración libre (Capítulo IV):

$$\mathbf{M}^{-1} \mathbf{K}_L \mathbf{X}_i = \omega_i^2 \mathbf{X}_i \quad (\text{c.1})$$

Donde: $\mathbf{A} = \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K}_L; \quad \lambda_i = \omega_i^2 \quad (\text{c.2})$

$$\mathbf{K}_L = \mathbf{K}_{uu} - \mathbf{K}_{u\theta} \cdot \mathbf{K}_{\theta\theta}^{-1} \cdot \mathbf{K}_{\theta u}^T \quad (\text{c.3})$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_L & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_T & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & m_T & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_T \end{bmatrix} \quad (\text{c.4})$$

\mathbf{M} : Matriz de las masas concentradas.

\mathbf{K}_L : Contiene términos de rigidez asociados a los grados de libertad de traslación.

Los valores propios se calculan al resolver λ_i , y los vectores propios al resolver la matriz cuadrada \mathbf{A} . En ese orden se obtendrán los resultados de las frecuencias angulares y las formas de modo sin normalizar. Del análisis estructural, se ordenan estos resultados para identificar los periodos de cada modo de vibración:

$$T_1 > T_2 > \dots > T_n \quad (\text{c.5})$$

Considerando las hipótesis formuladas en el ítem 4.3 (Capítulo IV), se puede utilizar ejemplos sencillos para estimar los periodos de vibración en la dirección longitudinal y transversal del puente.

A continuación, se presentan los elementos discretos vigas-columnas y la manera de formular sus matrices de rigidez con los grados de libertad de interés.

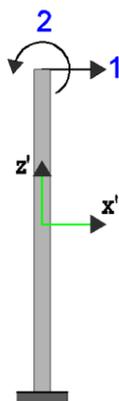


Figura C.1: Elemento columna con 2 gdl

Se realiza la condensación, eliminando el grado de libertad 2 de rotación de la matriz de rigidez del elemento de la Figura N°C.1, y se obtiene la siguiente expresión como rigidez lateral:

$$k_c^e = \frac{\zeta EI}{H^3} \quad (c.6)$$

Donde ζ depende las condiciones de borde el elemento columna. En pilares que no tienen viga cabezal que unen las múltiples columnas, el valor de ζ es igual a 3. Esta expresión es válida para las dos direcciones de análisis.

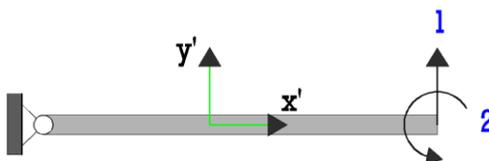


Figura C.2: Elemento viga con 2 gdl

En la Figura C.2 se representa el elemento discreto según sus ejes locales, el cual se ubica en los extremos del tablero del puente continuo por las condiciones de apoyo fijo. La matriz de rigidez de este elemento se representa como:

$$\mathbf{k}_v^e = \begin{bmatrix} \frac{3EIv}{(1+\varphi)L^3} & \frac{3EIv}{(1+\varphi)L^2} \\ \frac{3EIv}{(1+\varphi)L^2} & \frac{3EIv}{(1+\varphi)L} \end{bmatrix} \quad (c.7)$$

Donde φ considera las deformaciones por corte.

Del análisis estructural se asignan códigos de ensamble a la estructura del modelo formulado descrito en el ítem 4.3.2 (Capítulo IV) para elaborar las matrices \mathbf{K}_{uu} , $\mathbf{K}_{u\theta}$ y $\mathbf{K}_{\theta\theta}$.

Del análisis de resultados que se realizó al grupo de modelos paramétricos disponibles, se observó que los puentes son más flexibles en la dirección longitudinal del eje X respecto a la dirección transversal del eje Y, porque los elementos que aportan rigidez en la dirección longitudinal son los pilares, mientras que los elementos que aportan rigidez en la dirección transversal es el tablero junto con los pilares. En ese sentido, se puede estimar los periodos de estos dos primeros modos de la estructura T_1 y T_2 obtenidos del análisis modal. El objetivo es calcular tales periodos relacionados a los dos primeros modos con los planteamientos simples T_X y T_Y , respectivamente.

C.1.1. Periodo fundamental longitudinal

Se puede estimar el periodo fundamental en la dirección longitudinal utilizando la rigidez lateral de los pilares \mathbf{K}_{Lp} con base en \mathbf{k}_c^e del elemento, así como la masa sísmica del tablero en su longitud total del puente \mathbf{m}_L . Estos planteamientos se resumen como:

$$T_1 \cong T_X = f_{TL} \cdot \sqrt{\frac{m_L}{K_{Lp}}} \quad (c.8)$$

Donde f_{TL} es el factor que multiplica los coeficientes de la fórmula del periodo de vibración y los coeficientes de estimación de la masa \mathbf{m}_L y rigidez lateral \mathbf{K}_{Lp} .

$$m_L \cong \frac{nt \cdot Wt + (nt-1) \cdot Wb}{g} \quad (c.9)$$

$$K_{Lp} \cong (nt - 1) \cdot \zeta \cdot \frac{EI_{ex}}{H^3} \quad (c.10)$$

Wt representa los pesos tributarios del tramo del tablero que se expresa en la Ec. (4.2) y (4.3); y Wb representa el peso del pilar-viga cabeza expresa en la Ec. (4.1). Las estimaciones de estos pesos fueron calculadas en la definición de los modelos paramétricos del Capítulo IV.

El peso sísmico total del puente es la sumatoria del peso sísmico del tablero (W_{top}) y de la subestructura (W_{bot}), los cuales se expresan como:

$$W_{top} \cong nt \cdot Wt \quad (c.11)$$

$$W_{bot} \cong (nt - 1) \cdot Wb \quad (c.12)$$

Con el fin de reducir la expresión para calcular el periodo fundamental de vibración, se estimó la relación que existe entre el peso sísmico total en la dirección longitudinal y el peso sísmico de la subestructura, esta relación se expresa como:

$$r1 = \sqrt{\frac{nt \cdot Wt + (nt - 1) \cdot Wb}{nt \cdot Wt}} \quad (c.13)$$

Como se aprecia en la Figura C.3, el valor de $r1$ varía entre 1.00 y 1.25 del total de los modelos estructurales paramétricos de puentes (MEPPs), considerados como válidos para los dos tipos de tablero R1 y R2. Se considera un valor referencial igual a 1.125, el cual proporciona menores errores en la propuesta de las expresiones del Método.

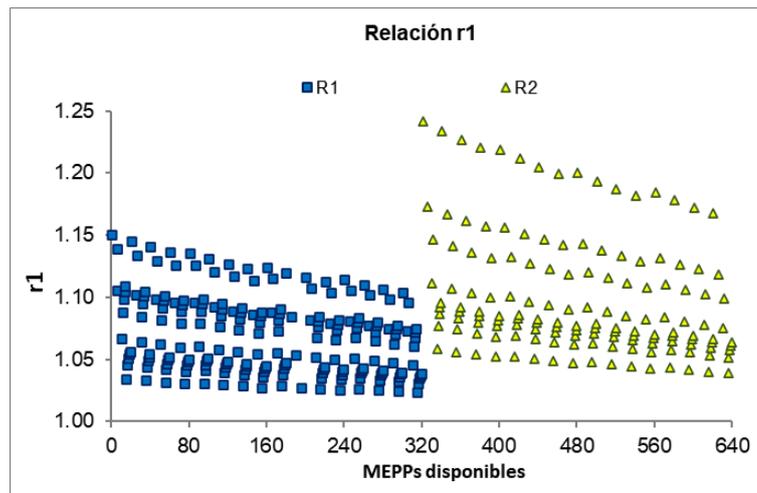


Figura C.3: Relación $r1$

Finalmente f_{TL} (Ec.c.14) se calcula operando los coeficientes que premultiplican a las masas longitudinales y rigideces laterales del puente:

$$f_{TL} = \frac{2\pi \cdot \sqrt{\psi'_i}}{\sqrt{g \cdot \zeta \cdot r}} \cdot \frac{r1}{\sqrt{\rho}} \quad (c.14)$$

Donde:

- ψ'_i es el coeficiente que se calculó para estimar el peso del tablero por tramo que depende según el tipo de tablero según la Ec. (4.2) y (4.3).
- r es el factor que reduce a las secciones brutas del pilar.
- ρ es la densidad del concreto armado.

Ordenado los coeficientes de la Ec. (c.8) se obtiene el factor f_{TL} de la Ec. (c.14) de la siguiente manera (Ec. c15):

$$T_1 \cong T_X = \frac{2\pi \cdot \sqrt{\psi'_i}}{\sqrt{g}} \cdot \frac{r1}{\sqrt{\rho}} \cdot \sqrt{\frac{nt \cdot RL^{-1.358} \cdot \rho}{(nt-1) \cdot \zeta \cdot r \cdot \frac{EI_{bx}}{H^3}}} \quad (c.15)$$

Resolvemos la Ec. (c.10) y reemplazamos la Ec. (4.2), Ec. (4.3) en la expresión Ec. (c.15) con sus respectivos valores, se obtiene la expresión de la Ec. (c.16).

$$T_x = \psi_i \cdot \left[\left(\frac{n_t}{n_t-1} \right)^{0.5} \cdot \frac{HD^{1.5} \cdot HB^{0.5}}{RL^{0.679}} \right] \cdot \left(\frac{R_i}{H} \right)^{0.5} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (c.16)$$

El valor de ψ_i depende de la sección del tablero R_i tal como se describen en la Ec. (7.1).

C.1.2. Periodo fundamental transversal

Del análisis modal se obtiene el periodo en la dirección transversal. También se puede plantear el valor del periodo considerando la masa total m_T y la rigidez de los pilates K_{Tp} como la del tablero K_{Tt} en la dirección mencionada según la Ec. (c.17).

$$T_2 \cong T_Y = f_{TT} \cdot \sqrt{\frac{m_T}{K_{Tp} + K_{Tt}}} \quad (c.17)$$

Donde f_{TT} es el factor que multiplica los coeficientes de la fórmula del periodo de vibración y los coeficientes de estimación de la masa m_T (Ec. C.18), rigidez lateral K_{Tp} (Ec. c. 20) y K_{Tt} (Ec. c. 21).

$$m_T \cong \frac{(nt-1) \cdot (Wt+Wb)}{g} \quad (c.18)$$

$$K_{TP} \cong (nt-1) \cdot \zeta \cdot \frac{EI_{ey}}{H^3} + \varrho \cdot c \cdot \frac{EIv}{(1+\varphi)L^3} \quad (c.19)$$

$$K_{Tp} = (nt-1) \cdot \zeta \cdot c \cdot \frac{EI_{ey}}{H^3} \quad (c.20)$$

$$K_{Tt} = \varrho \cdot \frac{EIv}{(1+\varphi)L^3} \quad (c.21)$$

Donde K_{TP} es la rigidez lateral del puente en la dirección transversal.

Para calcular el factor f_{TT} es necesario establecer el valor de ϱ , el cual es reiterativo en el coeficiente de la matriz de rigidez a flexión del elemento del tablero. De la ecuación característica, se obtiene el periodo T_2 , en consecuencia, es posible despejar la variable ϱ de la siguiente manera:

$$\varrho = \left(\frac{m_T \cdot 4\pi^2}{(T_2)^2} - K_{Tp} \right) \cdot \frac{1}{K_{Tt}} \quad (c.22)$$

De la expresión precedente, se ha calculado la variable ϱ (Ec. c.22) en el total de casos de modelos estructurales paramétricos de puentes (MEPPs) disponibles. En la Figura C.4 se puede apreciar que estos valores varían desde 1.55 a 2.00 en el total modelos. Sin embargo, se han eliminado los resultados de aquellos considerados como casos irreales explicados en Capítulo IV. Para fines estimativos se adopta un valor de 1.84 para la variable ϱ .

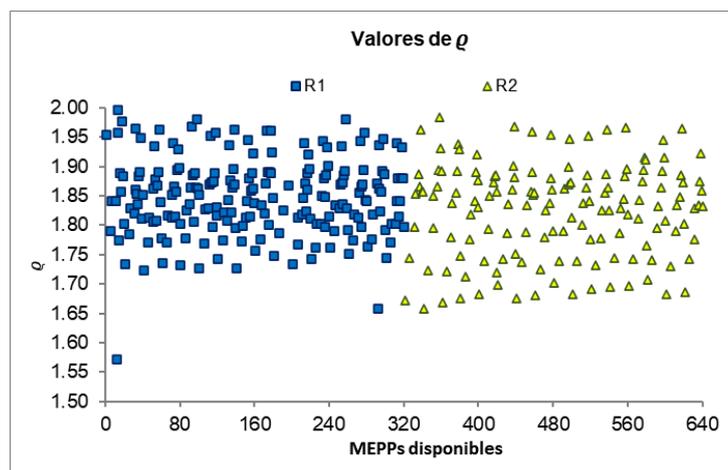


Figura C.4: Valores de ϱ

En la definición del modelo paramétrico se estableció la correlación del peso tributario del tablero Wt con el parámetro $(Ri/L)/Ri$, según la Ec.(4.2) y Ec. (4.3) y también el peso de la subestructura Wb (Ec. 4.1) con el

parámetro $(R/L)/D$. Con el objetivo de estimar el peso sísmico en la dirección transversal, se tuvo que establecer el valor de la razón r_2 como:

$$r_2 = \sqrt{\frac{W_t + W_b}{W_t}} \quad (c.23)$$

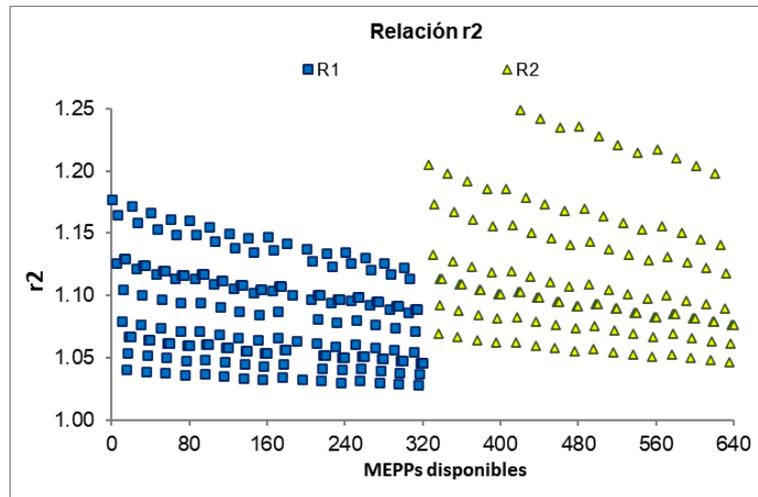


Figura C.5: Relación r_2

Del total de modelos paramétricos se eligió un valor de r_2 igual a 1.185. De esta manera podría reducirse la expresión del periodo T_y .

Se incluye las variables r_2 y ρ en la expresión general de T_y (Ec. c.17) de la siguiente forma (Ec. c.23):

$$T_y = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\alpha \cdot (nt-1) \cdot \Phi'_i \cdot RL^{-1.358} \cdot Ri \cdot \rho \cdot r_2^2}{((nt-1) \cdot \zeta \cdot r \cdot \frac{E I_{by}}{H^3} + \rho \cdot c \cdot \frac{E \cdot t \cdot Ri^3}{(1+\varphi)(\beta \cdot L)^3}) \rho g}} \quad (c.23)$$

El factor α y β están asociados a la masa participativa para diferentes tramos, estos valores se obtienen del análisis de sensibilidad al discretizar los tramos del puente cortos de $nt=2$ en 3 partes por tramo y $nt=3$ en dos partes por tramo, en puentes de $nt \geq 4$ se ha considerado la longitud tributaria como la distancia entre ejes de apoyo.

Los valores ζ y c es 0.25 y están relacionados a la rigidez de un elemento viga-columnas empotrada en su base.

Se realizaron operaciones de manera ordenada de los coeficientes que premultiplican a las masas y rigidez para la expresión T_y .

$$T_{y=} = \frac{2\pi \cdot \sqrt{\Phi'_i}}{\sqrt{g}} \cdot \frac{r_2}{\sqrt{\rho}} \cdot \sqrt{\frac{\alpha \cdot (nt-1) \cdot RL^{-1.358} \cdot Ri \cdot \rho}{((nt-1) \cdot 0.1 \cdot \frac{EIby}{H^3} + 0.005 \cdot \frac{E \cdot Ri^3}{(1+\varphi)(\beta \cdot L)^3})}} \quad (c.24)$$

$$f_{TT} = \frac{2\pi \cdot \sqrt{\Phi'_i}}{\sqrt{g}} \cdot \frac{r_2}{\sqrt{\rho}} \quad (c.25)$$

La expresión de la Ec. (c.24) es un coeficiente que premultiplica a la Ec. (c.26) y f_{TT} se reemplaza por la variable Φ_i . La fórmula para la deformación por corte φ es la que se muestra en la Ec. (4.4) del Capítulo 4. Finalmente se ordena la Ec. (c.25) de tal forma que muestre coeficientes, parámetros y variables físicas.

$$T_{y=} = \Phi_i \cdot \left[\frac{\alpha \cdot (n_t-1)^{0.5}}{RL^{0.679}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (n_t-1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.092 \cdot RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-0.5} \right] \cdot \left(\frac{R_i}{H} \right)^{0.5} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (c.26)$$

El valor de Φ_i es variable según R_i , tal como se muestran en la Ec. (7.2).

C.2. DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS DEL PILAR

La respuesta máxima de un modo i se expresa de la siguiente manera:

$$Y_{i,máx} = S_{di} \cdot \Gamma_i \cdot \Phi_i \quad (c.27)$$

$$S_{di} = \frac{S_{ai}}{\omega i^2}, \quad \omega i = \frac{2\pi}{T_i} \quad (c.28)$$

Donde S_{di} es el valor leído del espectro de diseño que depende del parámetro sísmico PGA y de Γ_i , definido como el porcentaje de participación estática.

$$\Gamma_i = \Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{I} \quad (c.29)$$

Con el objetivo de obtener las expresiones del método simplificado, se establece el factor modal de la siguiente manera:

$$f_{x,y mi} = \Gamma_i \cdot \Phi_i \quad (c.30)$$

Las combinaciones modales se expresan en factores f_{xcm} y f_{ycm} , las cuales incrementan la respuesta del primer modo y segundo modo respectivamente.

C.2.1. Desplazamiento máximo longitudinal

En esta dirección se plantea un solo grado de libertad por lo tanto el problema es tratado mediante un modelo simple tipo péndulo invertido. Del análisis modal, el valor de desplazamiento se plantea como:

$$Y_{x,máx} = f_{x_{cm}} \cdot S_{x_{d1}} \cdot f_{x_{m1}} \quad (c.31)$$

$$S_{x_{d1}} = S_{a1} \cdot \left(\frac{T_1}{2\pi}\right)^2 \quad (c.32)$$

$$S_{a1} = C_{SPGA(T_1)} \cdot g \quad (c.33)$$

La participación del este modo es única. En ese sentido los valores de $f_{x_{cm}}$ y $f_{x_{m1}}$ es igual a 1. Se mencionó que en esta dirección el modo 1 corresponde a la dirección del eje X, al reemplazar la Ecs. (c.33) y (c.32) en la Ec. (c.31) tenemos lo siguiente:

$$Y_{x,máx} = C_{SPGA(T_x)} \cdot g \cdot \left(\frac{T_x}{2\pi}\right)^2 \quad (c.34)$$

Del espectro de diseño sísmico obtenido mediante la construcción del parámetro PGA y las curvas de isoaceleraciones, se toma la cota para el periodo que corresponde al primer modo longitudinal y lo denominamos $C_{SPGA(T_x)}$. Luego reemplazamos T_x de la Ec. (c.16) en la Ec. (c.34) y obtenemos el máximo desplazamiento del pilar en la dirección longitudinal (D2).

$$D_2 = \chi_i \cdot C_{SPGA(T_x)} \cdot \left[\left(\frac{n_t}{n_t-1}\right) \cdot \frac{HD^3 \cdot HB}{RL^{1.358}} \right] \cdot \frac{R_i}{H} \cdot \frac{\rho}{E} \quad (c.35)$$

C.2.2. Desplazamiento máximo transversal

El modo en esta dirección es la del modo 2. Para simplificar el cálculo del desplazamiento, es necesario considerar el resto de los modos que se producen en la dirección transversal y la variación de los tramos n_t en la definición del modelo paramétrico. El valor del máximo desplazamiento del pilar en esta dirección se plantea como:

$$Y_{y,máx} = f_{y_{cm}} \cdot S_{y_{d2}} \cdot f_{y_{m2}} \quad (c.36)$$

$$S_{y_{d2}} = S_{a2} \cdot \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \quad (c.37)$$

$$S_{a2} = C_{SPGA(T_2)} \cdot g \quad (c.38)$$

Al producto de los factores $f_{y_{cm}}$ y $f_{y_{m2}}$ se le reemplaza por f_{Dy} , al no tiene un único valor porque en esta dirección transversal se analizan varios grados de libertad, los cuales depende de la cantidad de tramos del puente, es apropiado establecer valores de 1.05, 1.10 y 1.15 que varíen según el número de tramos iguales a 2, 3 y mayores a 4, respectivamente.

Reemplazando las Ecs. (c.37) y (c.38) en la Ec. (c.36) e incluimos la variable f_{Dy} , se obtiene la Ec. (c.39).

$$Y_{x,máx} = f_{Dy} \cdot C_{SPGA(Ty)} \cdot g \cdot \left(\frac{T_y}{2\pi}\right)^2 \quad (c.39)$$

De la curva del espectro sísmico, se obtiene el valor de coeficiente sísmico $C_{SPGA(T2)}$ y la reemplazamos en la ecuación simplificada. Luego reemplazamos T_x de la Ec. (c.39) en la Ec. (c.26) y obtenemos el máximo desplazamiento del pilar en la dirección longitudinal (D2).

$$D_3 = Y_i \cdot f_{Dy} \cdot C_{SPGA(Ty)} \cdot \left[\frac{\alpha^2 \cdot (n_t - 1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (n_t - 1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.092 \cdot RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot \frac{R_i}{H} \cdot \frac{\rho}{E} \quad (c.40)$$

C.3. FUERZAS CORTANTES

Las fuerzas cortantes en los pilares se distribuyen de acuerdo con las rigideces de estos elementos en la dirección longitudinal, y según la rigidez del tablero junto con los pilares en la dirección transversal. Las fuerzas inerciales según cada modo de vibración se representan mediante las siguientes ecuaciones:

$$\ddot{Y}_{i,máx} = S_{ai} \cdot \Gamma_i \cdot \Phi_i \quad (c.41)$$

$$F_{i,máx} = \mathbf{M} \cdot \ddot{Y}_{i,máx} \quad (c.42)$$

Donde $F_{i,máx}$ son las fuerzas inerciales que actúan en las masas sísmicas considerado en el modelo estructural formulado, para el análisis de los modelos paramétricos. La combinación modal para las fuerzas cortantes para la dirección longitudinal y transversal se define como $f_{vx_{cm}}$ y $f_{vy_{cm}}$.

C.3.1. Fuerza cortante máxima longitudinal

Se resuelve el problema modal de la ecuación dinámica para encontrar las fuerzas de cada como si fuera un problema estático, siendo el valor de $f_{vx_{cm}}$ igual a 1 en la dirección longitudinal de análisis.

$$F_{ix,máxp} = V_{ixp,máx} = \mathbf{K}_{cx} \cdot \delta_{ix,máx} \quad (c.43)$$

Al tratarse de un problema de un grado de libertad, la fuerza cortante $V_{i,máx}$ y la fuerza inercial $F_{ix,máxp}$ del pilar son iguales.

De la ecuación estática la fuerza cortante es el producto de la rigidez del pilar o columna \mathbf{K}_{cx} y su respectivo desplazamiento lateral longitudinal máximo D_2 de la Ec. c.35.

$$V_{ixp,máx} = \frac{\zeta EI_x}{H^3} \cdot \chi_i \cdot C_{SPGA(Tx)} \cdot \left[\left(\frac{n_t}{n_t-1} \right) \cdot \frac{HD^3 \cdot HB}{RL^{1.358}} \right] \cdot \frac{R_i}{H} \cdot \frac{\rho}{E} \quad (c.44)$$

Al ordenar los coeficientes y variables geométricas es posible establecer una ecuación directa para estimar la cortante máxima, se resuelve la Ec. (c.44) y obtenemos:

$$V_2 = v_x \cdot C_{SPGA(Tx)} \cdot \left(\frac{n_t}{n_t-1} \right) \cdot \frac{1}{RL^{1.358}} \cdot R_i \cdot \rho \quad (c.45)$$

C.3.2. Fuerza cortante máxima transversal

Cuando se analiza la estructura en la dirección transversal, el esquema de los modelos varía en la cantidad de tramos y por consiguiente en el número de grados de libertad. El objetivo fue obtener la máxima fuerza cortante que corresponde a los pilares centrales. En ese sentido el problema puede resolverse de las siguientes dos maneras:

La primera es calculando las aceleraciones modales de cada modo y multiplicando por las masas del pilar central $F_{i,máyp}$, a esta fuerza inercial se le restaría la fuerza cortante del tablero del puente en los tramos adyacentes al pilar $V_{iyv,máx}$, lo cual se puede resumir en la siguiente expresión:

$$V_{iyp,máx} = F_{iy,máxp} - V_{iyv,máx}; F_{i,máyp} = \mathbf{M} \cdot \ddot{Y}_{i,yp} \quad (c.46)$$

La segunda es determinando los desplazamientos de cada modo $\delta_{iy,m\acute{a}x}$ Y multiplicando por la matriz de rigidez lateral. En el caso de obtener los efectos del pilar, se multiplica por la rigidez de este elemento K_{cy} . Es posible realizar este procedimiento porque el problema es tratado como est\atico cuando se conocen los desplazamientos laterales.

$$V_{iyp,m\acute{a}x} = K_{cy} \cdot \delta_{iy,m\acute{a}x} \quad (c.47)$$

Al tratarse de un problema de varios grados de libertad se incluye el factor fvy_{cm} asociado a la combinaci3n modal en la direcci3n transversal, el cual se estableci3o igual a 1.10. Si reemplazamos la Ec. (c.40) en la Ec. (c.47) resulta la expresi3n de la Ec. (c.48).

$$V_{iyp,m\acute{a}x} = \frac{\zeta EI_y}{H^3} \cdot Y_i \cdot fvy_{cm} \cdot C_{SPGA(Ty)} \cdot \left[\frac{\alpha^2 \cdot (n_t - 1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (n_t - 1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.092 \cdot RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot \frac{R_i}{H} \cdot \frac{\rho}{E} \quad (c.48)$$

Se mencion3 que el eje local 3 es paralelo al eje global Y, por consiguiente, ordenamos los coeficientes de la Ec. (c.48) con operaciones ordenadas y obtenemos la Ec. (c.49):

$$V_{3=} v_y \cdot C_{PGA(Ty)} \cdot \frac{1}{HB^3 \cdot HD} \cdot \left[\frac{\alpha^2 \cdot (n_t - 1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{0.10 \cdot (n_t - 1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.092 \cdot RL^3}{(\beta^3 + 3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot R_i \cdot \rho \quad (c.49)$$

C.4. MOMENTOS FLECTORES

Con base en las hip3tesis planteadas para definir los modelos param\etricos y del tipo de puente de conexi3n no rigidiza entre el tablero y los pilares, los momentos en la base del pilar son calculados como el producto de la fuerza cortante y la altura del pilar para la direcci3n longitudinal. Mientras que, para la direcci3n transversal, se ajusta el valor de la rigidez lateral del puente por fines estimativos.

C.4.1. Momento flector m\aximo longitudinal

Las fuerzas inerciales en esta direcci3n se aplican en el centro de gravedad del tablero como se aprecia en la Figura N°C.6 debido a que la conexi3n es por medio de apoyos comunes, la fuerza F_i se transmite sin ning3n par

de momentos hacia la parte superior de la viga cabezal, por eso la fuerza se transmite con una fuerza F'_i .

$$F_i = F'_i \quad (c.50)$$

Para calcular el momento flector se multiplica esta fuerza por la altura del pilar desde el inicio de la cimentación. De ese modo el momento alrededor de un eje local $y'-y'$ en el pilar se plantea en la siguiente expresión:

$$M_{y'-y'} = F'_i \cdot H \quad (c.51)$$

Se reemplaza F'_i por la fuerza cortante V_3 y se escribe la expresión del Método en la Ec. (c.52).

$$M_3 = V_2 \cdot H \quad (c.52)$$

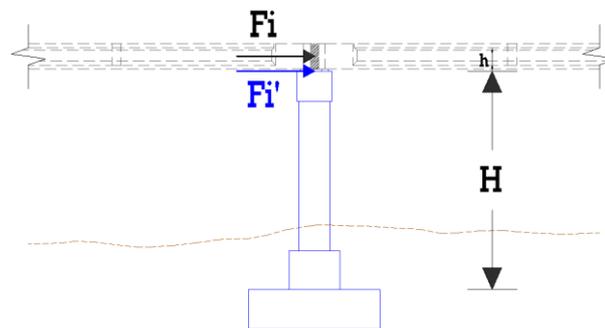


Figura C.6: Transmisión de fuerza inercial longitudinal

C.4.2. Momento flector máximo transversal

La transmisión de las fuerzas inerciales producidas por el movimiento del sismo en la base del puente actúa en el centro de gravedad del tablero (Figura N C.7).

$$F_j = F'_j \quad (c.53)$$

Los apoyos extremos y los topes sísmicos transmiten la fuerza F_j mediante un par de momentos definido por la altura h , de este modo en la parte superior de la viga cabezal se transmite un momento y la fuerza inercial horizontal. Del equilibrio de fuerzas se tiene la siguiente expresión para estimar el momento alrededor de un eje local $x'-x'$ ubicado en el pilar.

$$M_{x'-x'} = F'_j \cdot (H + h) \quad (c.54)$$

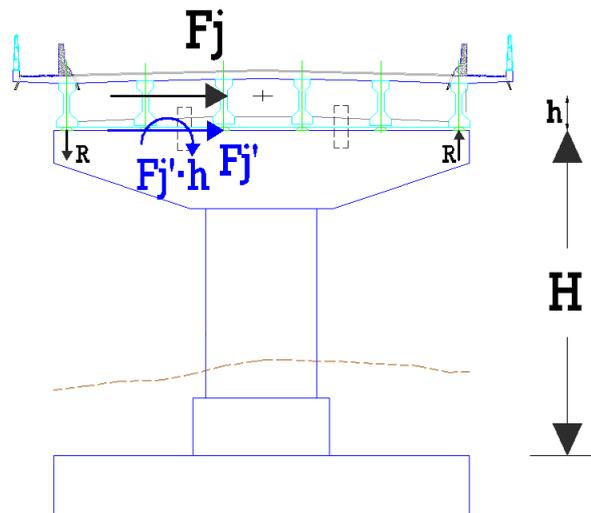


Figura C.7: Transmisión de fuerza inercial transversal

Se ha considerado lo descrito con anterioridad al modificar la rigidez lateral del tablero en las estimaciones del momento flector alrededor de un eje local $x'-x'$. Así mismo tal modificación se ajusta a resultados con menores errores. En consecuencia, reemplazamos la expresión de la fuerza cortante V_3 de la Ec. (c.49), con rigidez lateral del tablero modificada, en la Ec. (c.48).

$$M_{x'-x'} = (v_y \cdot C_{SPGA(Ty)} \cdot \frac{1}{HB^3 \cdot HD} \cdot \left[\frac{\alpha^2(n_t-1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{0.1(n_t-1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{0.1RL^3}{(\beta^3+3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot R_i \cdot \rho) \cdot H \quad (c.55)$$

Finalmente operamos coeficientes de la Ec. (c.55) y expresamos el momento flecto alrededor del eje local 2 de la siguiente forma:

$$M_2 = m_y \cdot C_{SPGA(Ty)} \cdot \frac{1}{HB^3 \cdot HD} \cdot \left[\frac{\alpha^2(n_t-1)}{RL^{1.358}} \cdot \left(\frac{(n_t-1)}{HB^3 \cdot HD} + \frac{RL^3}{(\beta^3+3 \cdot \beta \cdot RL^2) \cdot H} \right)^{-1} \right] \cdot R_i \cdot H \cdot \rho \quad (c.56)$$