

COMPORTAMIENTO DE PUENTES EXTRADOSADOS BAJO EXCITACIÓN SÍSMICA ASÍNCRONA

JOHN ESTEBAN ARDILA GONZÁLEZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2017

COMPORTAMIENTO DE PUENTES EXTRADOSADOS BAJO EXCITACIÓN SÍSMICA ASÍNCRONA

JOHN ESTEBAN ARDILA GONZÁLEZ

Trabajo de Grado para optar al
Título de Magíster en Ingeniería Civil

DIRECTOR

GUSTAVO CHIO CHO

Doctor en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2017

*Holanda, Esteban,
Carmen Rosa, Cándida Rosa,
Lázaro, Juan de Dios,
Diana, Carlos y Claudia
esto es por ustedes.*

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por absolutamente todo.

A mi director de tesis el Dr. Gustavo Chio Cho, por aceptarme para llevar a cabo el presente proyecto de investigación que hoy concluye. Gracias por sus horas de dedicación, por su amistad y por todos los consejos, anécdotas e historias, lo que al final simboliza para mí, un tesoro invaluable.

Al profesor José Miguel Benjumea Royero, por guiarme, por enseñarme, por creer en mí, por su paciencia y sobre todo por inculcar en mí el amor por la investigación y la necesidad de mejorar día a día.

A la Universidad Industrial de Santander, institución que ha sido como mi segundo hogar, en donde he podido construir una mejor idea de la vida, de la sociedad y sobre todo de las estructuras y los sismos, los temas que me apasionan y me mantienen en este camino.

Al profesor Eugenio Barajas Porras, por mostrarme el camino, por motivarme a estudiar Ingeniería Civil, por abrir mis ojos y enseñarme sobre la vida. Nada de esto hubiese sido posible sin sus valiosas, interesantes y entretenidas clases de dibujo técnico.

A mi madre Yolanda González Rodríguez, por su incondicionalidad, su amor y su apoyo. Por acompañarme durante estos veintisiete años, creo que nunca podré retribuir todo el esfuerzo realizado para cumplir con su grandiosa labor de madre.

A mi padre Esteban Ardila Quintero, por los valores que inculcó en mí durante la niñez, por sus consejos, por su apoyo, por ser mi guía, mi bastón y mi héroe.

A mi abuela Carmen Rosa Rodríguez de González, por su cariño, sus consejos, por ensañarme a dejar mi vida en manos de Dios para que de esa manera las cosas salgan como deben ser.

A mi abuelo Juan de Dios Ardila Saavedra y mi abuela Candida Rosa Quintero de Ardila, a quienes les debo mi fortaleza espiritual, mental y emocional. Donde quiera que estén, sé que están celebrando junto a mí la finalización de esta importante etapa de mi vida.

A mi hermana Diana Stefany Ardila González y mi hermano Carlos Andrés Ardila González, por su cariño, por escucharme, por soportarme y sobre todo gracias por ser mis hermanos.

A mi primo Nelson Eduardo Jaimes Ardila, a quien admiro por su disciplina, constancia y humildad. Nelson, usted siempre ha sido y será mi punto de referencia, gracias por inspirarme.

A mis tíos, tías, primos y primas, por su compañía durante tantos años, por las frases de motivación y todo el apoyo recibido de parte suya. Todos contribuyeron en cierta manera en el desarrollo de mi proyecto.

A Paola Liévano, una mujer admirable llena de virtudes, a quien agradezco por motivarme en su debido momento, por demostrarme que podría ejercer la docencia y por haberme enseñado lo que es el amor.

A mis amigos Leoni, Julian, Carlos, Frank y Jorge, compañeros de estudio y compañeros de la vida que me enseñaron el valor de la amistad y la lealtad. Gracias porque me han permitido ser su amigo.

Al profesor Guillermo Mejía, por estar dispuesto todo el tiempo a resolver mis dudas, por su amistad, palabras de aliento y consejos.

A Ludy Cáceres, por su paciencia, por estar pendiente a resolver inquietudes y por su acompañamiento durante mi proceso como estudiante de la maestría.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	20
1. OBJETIVOS	24
1.1. ALCANCE	24
1.2. PRESENTACIÓN DE LA TESIS	25
2. EXCITACIÓN SÍSMICA ASÍNCRONA EN PUENTES.....	26
2.1. HISTORIA, MOTIVACIÓN Y ANTECEDENTES	26
2.2. EXCITACIÓN MULTI-SOPORTE: PLANTEAMIENTO GENERAL	28
2.3. PATRONES DE ASINCRONISMO	31
2.3.1. Evolución de los métodos de análisis.....	33
2.3.1.1. Vibraciones aleatorias (mecánica estadística)	35
2.3.1.2. Análisis cronológico lineal/no-lineal.....	37
2.3.1.3. Espectro de respuesta	38
2.3.1.4. Simulación a partir acelerogramas reales	39
2.4. NORMATIVAS Y CÓDIGOS	39
2.5. TIPOLOGÍAS ANALIZADAS	41
2.5.1. Puentes en arco	41
2.5.2. Puentes viga cajón	44
2.5.3. Puentes de múltiples vanos.....	46
2.5.4. Puentes atirantados	51
2.5.5. Puentes colgantes.....	54
3. PUENTES EXTRADOSADOS.....	58
3.1.1. Predimensionamiento.....	59
3.1.2. Consideraciones adicionales.....	61
4. ESTUDIO PARAMÉTRICO	64
4.1. PUENTES MODELO: PARÁMETROS ADOPTADOS	64
4.1.1. Geometría de los puentes analizados	64

4.1.2.	Propiedades de los materiales	72
4.1.3.	Dimensionamiento de los cables extradados	73
4.2.	ACCIONES	76
4.2.1.	Hipótesis de carga.....	76
4.2.2.	Grupos de carga analizados.....	82
4.3.	MÉTODO DE ANÁLISIS	83
4.3.1.	Masas y Rigideces Ficticias	83
4.3.2.	Calibración de los modelos	84
4.4.	MODELOS NUMÉRICOS	85
5.	RESULTADOS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO	90
5.1.	RESPUESTA DEL TABLERO.....	91
5.2.	RESPUESTA DE LAS PILAS	96
5.3.	RESPUESTA DE LOS PILONOS	100
5.4.	RESPUESTA DE LOS CABLES	104
6.	CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	109
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	117

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Características de los puentes modelo.	44
Tabla 2. Características principales de los puentes analizados.	65
Tabla 3. Propiedades geométricas de las dovelas del puente PER100.	69
Tabla 4. Propiedades geométricas de los pilonos.	70
Tabla 5. Propiedades geométricas de las pilas para cada caso de estudio.	72
Tabla 6. Relación de esbeltez en los muros de los pilares.	72
Tabla 7. Número de tendones promedio para los puentes analizados.	74
Tabla 8. Acelerogramas de diseño compatibles con el escenario sísmico de la Falla Bucaramanga-Santa Marta (Aceleraciones espectrales obtenidas con acelerogramas escalados a 0.25g).	78
Tabla 9. Acelerogramas de diseño compatibles con el escenario sísmico de la Falla Frontal (Aceleraciones espectrales obtenidas con acelerogramas escalados a 0.15g).	79
Tabla 10. Desfase temporal para cada uno de los puentes en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, en sentido longitudinal.	81
Tabla 11. Combinación de cargas analizadas.	82
Tabla 12. Propiedades de los modelos asincrónicos.	83
Tabla 13. Desplazamientos y giros en el extremo superior del pilono frontal izquierdo, para el sismo Whittier Narrows teniendo en cuenta superposición modal e integración directa.	87
Tabla 14. Desplazamientos y giros en el centro de luz del vano principal, para el sismo Whittier Narrows teniendo en cuenta superposición modal e integración directa.	87
Tabla 15. Fuerzas internas máximas en el centro de luz del vano principal, para el sismo Whittier Narrows teniendo en cuenta superposición modal e integración directa.	87

LISTA DE FIGURAS

Pág.

Figura 1. Comparación del consumo de materiales para puentes pretensados construidos por voladizos sucesivos, extradosados y atirantados en función de la longitud del vano principal.....	21
Figura 2. Variación del efecto de incoherencia dependiendo de la distancia entre apoyos y la frecuencia.	34
Figura 3. Valores máximos de desplazamiento en el tablero del puente Jindo (excitación general en suelo medio, $v_{app} = 600 \text{ m/s}$): componente (a) pseudo- estática y (b) dinámica.	35
Figura 4. Desplazamiento máximo absoluto vertical del puente modelo: (a) en arco, (b) atirantado.....	37
Figura 5. Vista longitudinal del puente prototipo estudiado por Álvarez y Jara (Puente en arco).....	42
Figura 6. (a) Respuesta en los estribos del puente arco, sometido a excitación sísmica asíncrona. (b) Desplazamientos verticales con análisis cronológico en el centro del claro (Sismo de Campano-Lucano, Estación Sturno).....	43
Figura 7. Vista en elevación del puente en arco del río Yeshan, China. Unidades: mm.....	43
Figura 8. Puente caso de estudio: (a) Vista longitudinal, (b) Sección típica del tablero (dimensiones en mm).	45
Figura 9. Variación del impacto de 27 puentes sometidos a excitación sísmica asíncrona, considerando el efecto de onda pasajera y pérdida de coherencia.....	47
Figura 10. Cuatro tipos de perfiles geológicos para el caso de estudio: a) tipo A, b) tipo B, c) tipo C y d) tipo D.	48
Figura 11. Instantáneas de los desplazamientos sufridos por el puente debido a la excitación sísmica asíncrona.	49
Figura 12. Puente Krystallogipi: (a) vista en planta, (b) altimetría del puente.	50

Figura 13. Desplazamientos verticales máximos de la componente dinámica en el tablero del puente Jindo.....	51
Figura 14. Desplazamiento horizontal de la torre que se encuentra en la isla variando la velocidad aparente de onda en el puente Jindo.....	52
Figura 15. Componente pseudo-estática de desplazamiento en el tablero del puente Jindo variando la velocidad aparente de onda.....	53
Figura 16. Puente atirantado Evripos, Grecia.	54
Figura 17. Deformadas del puente Fatih Sultan Mehmet: izquierda) desplazamiento transversal de las torres para el caso asíncrono, derecha) desplazamiento longitudinal de las torres para el caso asíncrono.	55
Figura 18. Vista en elevación del puente Jiangyin Yangtse.....	56
Figura 19. Distribución geográfica de los puentes extradadosados.....	58
Figura 20. Puente extradadosado sobre el río Wuhu Yangtze.	59
Figura 21. Nomenclatura de las dimensiones de un puente extradadosado.	59
Figura 22. Esfuerzo admisible máximo en los tendones extradadosados como función de $\Delta\sigma L$	62
Figura 23. Parámetros empleados para los puentes analizados.	64
Figura 24. Modelamiento de las secciones planas con elementos tipo: izquierda) <i>costillas</i> y derecha) <i>Link</i>	67
Figura 25. Vista longitudinal del puente extradadosado PER100	68
Figura 26. Sección transversal del tablero, en el apoyo, para el puente PER100, unidades: m.	68
Figura 27. Sección transversal del tablero, dovela general, para el puente PER100, unidades: m.	69
Figura 28. Secciones transversales las pilas para los puentes: izquierda) PER100, centro) PER150, derecha) PER200. Unidades: m.	71
Figura 29. Secciones transversales las pilas para los puentes: izquierda) PER250; derecha) PEF300, PEM300, PER300 y PAM300. Unidades: m.	71
Figura 30. Numeración de cables para el puente PER100.	73

Figura 31. Deflexiones en el tablero del puente PER100 debido al peso propio, carga viva y tensionamiento de los cables extradados.	75
Figura 32. Características: arriba) del camión de diseño, abajo) del tándem de diseño.	77
Figura 33. Acelerograma: arriba) Whittier Narrows (0.25g), 1987; abajo) Loma Prieta (0.15g), 1989.....	80
Figura 34. Vista en planta de una onda sísmica atacando dos puntos de cimentación <i>k</i> y <i>l</i>	80
Figura 35. Calibración de masas y rigideces ficticias del modelo PER100.	84
Figura 36. Modelo base de elementos finitos: a) PER100; b) PER150; c) PER200; d)PER250; e)PEF300, PEM300 y PER300; f) PAM300.....	85
Figura 37. Control de esfuerzos en la fibra superior del tablero para el puente PER100.....	88
Figura 38. Control de esfuerzos en la fibra inferior del tablero para el puente PER100.....	88
Figura 39. Espectro de aceleraciones para un factor de amortiguamiento del 2% con los periodos fundamentales correspondientes a cada modelo hipotético.	90
Figura 40. Relación de la fuerza axial en centro de luz del vano principal bajo excitación sísmica asíncrona contra uniforme en función de la velocidad aparente de la onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	91
Figura 41. Relación de la fuerza axial en centro de luz del vano principal bajo excitación sísmica asíncrona contra uniforme en función de la velocidad aparente de la onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.....	92
Figura 42. Relación de la fuerza axial en centro de luz del vano principal bajo excitación sísmica asíncrona contra uniforme en función de la velocidad aparente de la onda y la la altura del pilono, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.....	93

Figura 43. Flecha en el centro de luz del vano principal en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.....	94
Figura 44. Flecha en el centro de luz del vano principal en función de la velocidad aparente de onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	95
Figura 45. Flecha en el centro de luz del vano principal en función de la velocidad aparente de onda y la altura de los pilonos, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	95
Figura 46. Cortante en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.....	96
Figura 47. Momento en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.....	97
Figura 48. Cortante en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	98
Figura 49. Momento en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	98
Figura 50. Cortante en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la altura de los pilonos, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	99
Figura 51. Momento en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la altura de los pilonos, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	99
Figura 52. Cortante en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.....	100

Figura 53. Momento en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.....	101
Figura 54. Cortante en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	102
Figura 55. Momento en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	102
Figura 56. Cortante en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la altura de los pilonos, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	103
Figura 57. Momento en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la altura de los pilonos, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.	103
Figura 58. Tensión en los cables anclados al vano lateral del puente PEF300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Whittier Narrows.	104
Figura 59. Tensión en los cables anclados al vano principal del puente PEF300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Loma Prieta.	105
Figura 60. Tensión en los cables anclados al vano lateral del puente PEM300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Whittier Narrows.	106
Figura 61. Tensión en los cables anclados al vano principal del puente PEM300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Loma Prieta.	106
Figura 62. Tensión en los cables anclados al vano lateral del puente PAM300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Whittier Narrows.	107
Figura 63. Tensión en los cables anclados al vano principal del puente PAM300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Loma Prieta.	108

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. PLANOS

ANEXO B. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

ANEXO C. CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS

ANEXO D. CONTROL DE ESFUERZOS

ANEXO E. RESPUESTA DE LOS MODELOS ESTUDIADOS

-Anexos en carpeta adjunta en CD-

RESUMEN

TÍTULO

Comportamiento de puentes extradadosados bajo excitación sísmica asíncrona*

AUTOR

John Esteban Ardila González

PALABRAS CLAVES

Análisis asíncrono, análisis uniforme, excitación sísmica asíncrona, puente extradadosado, efecto de onda pasajera.

DESCRIPCIÓN

El presente documento pretende realizar análisis dinámico clásico y análisis dinámico asíncrono a ocho modelos de puentes extradadosados y un modelo de puente atirantado. Se realizó un análisis paramétrico considerando cinco variables: la longitud del vano principal, la rigidez del tablero en función de la altura del canto, la altura de los pilonos, la velocidad aparente de onda sísmica en función de la rigidez del suelo y dos sismos característicos teniendo en cuenta su capacidad destructiva y el tipo de fuente sismogénica que representa para la ciudad de Bucaramanga. El presente documento sustenta el trabajo de investigación realizado y mantiene el siguiente orden: primero, para determinar y contextualizar los modelos propuestos en un escenario de excitación sísmica asíncrona, se presenta el marco teórico obtenido de una revisión bibliográfica. Luego, se presenta el estudio paramétrico el cual contiene: geometría de los modelos, propiedades de los materiales, el tipo de análisis que se llevó a cabo, las hipótesis de carga, entre otras. Seguidamente, se exponen y discuten los resultados de los modelos analizados teniendo en cuenta fuerzas internas en tablero, pilas, pilonos y cables extradadosados comparando los escenarios de excitación sísmica asíncrona con el escenario de excitación sísmica uniforme, para finalizar con las conclusiones y futuras líneas a desarrollar.

*Trabajo de grado para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil.

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chio Cho.

ABSTRACT

TITTLE

Behavior of extradosed bridge under asynchronous seismic excitation*

AUTHOR

John Esteban Ardila González

KEYWORDS

Asynchronous analysis, uniform analysis, asynchrinous seismic excitation, extradosed bridge, wave-passage effect.

DESCRIPTION

The present document intends to perform classic dynamic analysis and asynchronous dynamic analysis to eight models of extradosed bridge and a cable-stayed bridge model. A parametric analysis was performed considering five variables: the main span length, the rigidity of the deck as a function of its height, the height of the pylons, the apparent seismic wave velocity as a function of soil rigidity and two characteristic earthquakes taking into account its destructive capacity and the type of seismogenic source that it represents for Bucaramanga city. The present document supports the research carried out and maintains the following order: first, to determine and contextualize the proposed models in a stage of asynchronous seismic excitation, theoretical framework obtained from a bibliographic review is presented. Afterward, the parametric study is presented which contains: geometry of the models, properties of the materials, the type of analysis that was carried out, the load hypotheses, among others. After that, the results of the analyzed models are presented and discussed taking into account internal forces in deck, piles, pylons and extradosados cables comparing the stages of asynchronous seismic excitation with the stage of uniform seismic excitation, to conclude with the conclusions and future lines to develop.

*Gradute Project to obtain the degree of Master in Civil Engineering.

**Department of Physical and Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Thesis advisor: Gustavo Chio Cho.

INTRODUCCIÓN

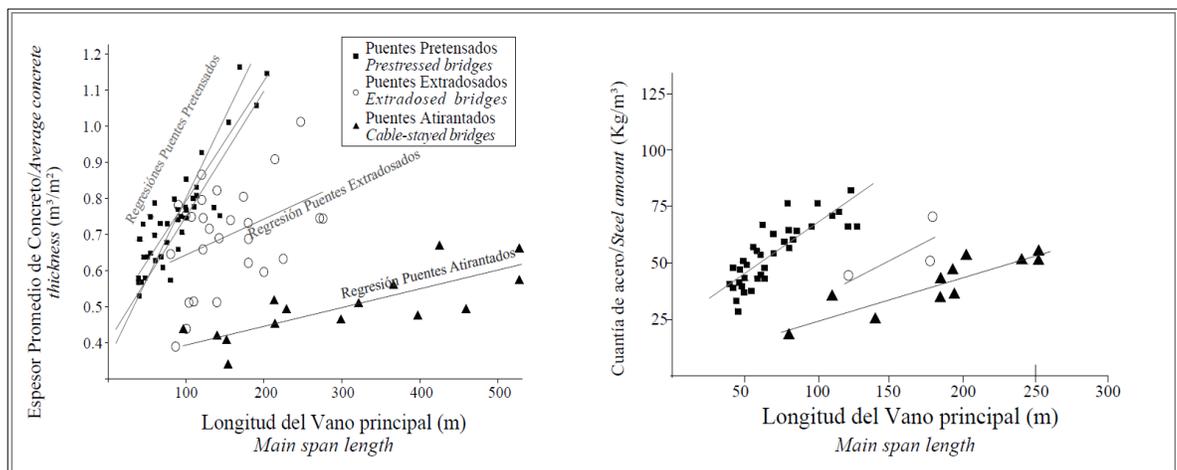
Actualmente, en Colombia se ha venido implementando el programa de infraestructura vial de cuarta generación (4G), el cual requiere de kilómetros de vías, variantes, retornos, túneles, viaductos y puentes, con el fin de enlazar regiones por tierra, minimizar distancias y disminuir el tiempo de desplazamiento de vehículos terrestres, según la Agencia Nacional de Infraestructura (ANI). La demanda de puentes es latente en el país, lo cual involucra a quiénes deben proponer soluciones y escoger la que más se ajuste a las necesidades; dichas soluciones son en realidad un abanico de tipologías tales como: puentes simplemente apoyados de uno o múltiples vanos, en arco, colgantes, atirantados, viga cajón pretensado, extradados, entre otros.

Los puentes extradados proporcionan una solución económica y arquitectónicamente llamativa. Entre puentes atirantados y los de viga cajón pretensados, los puentes extradados son considerados una solución intermedia. Adicionalmente, tienen ventajas sobre los puentes viga cajón como la reducción notable de: la carga por peso propio; los materiales y del precio, como se aprecia en la Figura 1. Respecto a los atirantados, los puentes extradados tienen la ventaja de poseer pilas de poca altura, lo cual es ideal para zonas cercanas a aeropuertos, además los cables empleados son los mismos torones que se utilizan en el pretensado interno de estructuras, traduciéndose en ahorro de sistemas de anclaje y dinero. Los puentes extradados permiten salvar luces medias y pueden ser configurados mediante múltiples vanos, para cubrir grandes longitudes. Esta tipología se viene implementando no sólo en Asia, sino también en Europa y América (Benjumea et al., 2012), por lo tanto, para el estudio propuesto, los puentes extradados son de gran interés.

Con relación al diseño de un puente extradado, la Asociación Japonesa de Ingeniería del Concreto Pretensado establece ciertas especificaciones para el

diseño de puentes extradosados (Association Japan Prestressed Concrete Engineering, 2009), sin perder de vista la verificación mediante el análisis de la respuesta estructural bajo peso propio, cargas vivas, fuerzas de viento y movimientos de tierra, de manera que se garantice no solo la funcionalidad estructural del puente, sino también la seguridad de los usuarios. Adicionalmente, existen diversos estudios que brindan recomendaciones para el predimensionamiento como los realizados por Komiya en 1999 (Komiya, 1999) y Chio en el 2000 (Chio, 2000).

Figura 1. Comparación del consumo de materiales para puentes pretensados construidos por voladizos sucesivos, extradosados y atirantados en función de la longitud del vano principal.



Fuente: tomado de Benjumea et al. (Benjumea et al., 2010).

En la presente investigación se encaminarán los esfuerzos en determinar el comportamiento de puentes extradosados sometidos a movimientos sísmicos, teniendo en cuenta el análisis dinámico uniforme clásico y el análisis dinámico asíncrono. En el análisis clásico se asume que a todos los apoyos de la estructura llega la misma onda sin alteraciones en sus amplitudes, frecuencias y sobre todo sin considerar desfases temporales debido a la componente espacial (distancia entre apoyos y velocidades de onda finitas), asumiendo velocidades de propagación

de onda infinitas y medios de propagación (suelo) no solo homogéneos, sino también continuos. El análisis asíncrono se da cuando las señales en cada uno de los apoyos no están sincronizadas, es decir que para instantes correspondientes no coinciden las señales (Burdette y Elnashai, 2008).

Investigaciones realizadas por Nicholas Burdette en 2008, Bi Kaiming en 2013, José Álvarez en 2013, K. Soyuluk en 2000, entre otras, se han enfocado en determinar la influencia de movimientos no sincrónicos en los apoyos, para ciertas tipologías de puentes como: puentes extensos de múltiples vanos (Burdette y Elnashai, 2008), puentes arco (Bi et al., 2013) (Álvarez et al., 2003), puentes atirantados (Soyuluk y Dumanoglu, 2000). Los estudios anteriores llegan a la conclusión de que no es posible la generalización del efecto que tiene la asincronía de la señal sísmica en la respuesta estructural.

Pero en Colombia, ¿el análisis asíncrono es aplicable a puentes?. Partiendo de algunas recomendaciones realizadas por el Eurocódigo 8, el análisis asíncrono debe realizarse si existen discontinuidades geológicas o características topográficas capaces de introducir variaciones importantes en las ondas sísmicas.

Colombia presenta condiciones topográficas marcadas, debido a las tres cordilleras que la atraviesan. Un claro ejemplo es la construcción del tramo Cisneros-Loboguerrero, vía Buga-Buanventura, empleando viaductos con irregularidades en planta y en altura, necesarias para cubrir obstáculos y evitar las zonas con mayor riesgo de inestabilidad en parte de la cordillera occidental.

Además, en Colombia se presentan condiciones de sitio desfavorables en casos como el del puente Pumarejo (1489 m - Barranquilla, Atlántico) o el puente Balseadero (1700 m - entre Garzón y el Agrádo, Huila) que actualmente son los dos más largos de Colombia y que debido a su gran extensión, presenta variación en

las condiciones de apoyo, factor que afecta la coherencia entre las señales que llegan a cada uno de los apoyos de la estructura.

Ahora bien, si a lo anterior se suma la falta de estudios sobre análisis asíncronos en puentes extradados, de esta manera surge la pregunta de investigación:

- En puentes extradados, ¿cómo varía la relación entre las respuestas de un análisis asíncrono y un análisis clásico, en función de la sección transversal del tablero y la longitud del vano principal?.-

1. OBJETIVOS

El objetivo principal de este trabajo es comparar la respuesta de puentes extradados sometidos a excitación sísmica asíncrona y a excitación sísmica uniforme, considerando el efecto de onda pasajera, mediante modelamiento numérico. Por lo tanto, los objetivos específicos son:

- Cuantificar la variación entre realizar un análisis asíncrono y un análisis clásico en puentes extradados, en función de la longitud del vano principal y el efecto de onda pasajera.
- Determinar la respuesta de puentes extradados en función de la rigidez del tablero y el efecto de onda pasajera, cuando se someten a excitación sísmica asíncrona y excitación sísmica uniforme.
- Estimar la respuesta dinámica de un puente extradado y uno atirantado con longitud, rigidez del tablero y velocidad aparente de onda semejantes, sometidos a excitación sísmica asíncrona y excitación sísmica uniforme.

1.1. ALCANCE

En el presente estudio se realizó análisis cronológico no-lineal basado en superposición modal mediante el software SAP2000® a 8 modelos de puentes: siete extradados y uno atirantado. Se usaron ocho escenarios sísmicos: dos uniformes y seis asíncronos. Para los modelos se dispone de puentes extradados tradicionales en concreto con un vano principal y dos vanos laterales, los cables tendrán una configuración en arpa y la unión pila tablero será monolítica.

El análisis cronológico no-lineal asíncrono, se llevará a cabo desfasando temporalmente los acelerogramas correspondientes a dos escenarios sísmicos, usando el método de masas y rigideces ficticias, el cual considera los grados de

libertad a nivel de la cimentación con la intención de aplicar fuerzas (producto de una masa ficticia y el acelerograma del sismo seleccionado) que varían en el tiempo.

Para conservar los principios de la estática se utilizan resortes con rigideces ficticias en la dirección de interés, sin considerar la interacción suelo estructura, solo conservando los principios de la estática. El ángulo de ataque de la onda será de 0° , es decir, la onda atacará los modelos en sentido longitudinal.

Para el análisis de los datos se utilizaron desplazamientos en las pilas, deformación del tablero, tensión en los cables y fuerzas internas en tablero, pilas y cables. Se cuantificó la variación entre realizar análisis asíncrono y análisis clásico en los modelos teniendo en cuenta la longitud del vano principal, la rigidez del tablero, la altura de los pilonos y el efecto de onda pasajera.

1.2. PRESENTACIÓN DE LA TESIS

El documento se ha dividido en 4 capítulos: en el capítulo 1, se presenta la revisión bibliográfica realizada con el fin de proveer las bases necesarias para llevar a cabo el presente estudio que hace referencia a el comportamiento de puentes extradados sometidos a excitación sísmica asíncrona. En el segundo capítulo se plantea el estudio paramétrico empleado identificando los puentes modelo, las acciones sobre dichos puentes, el método de análisis y el modelo numérico. Luego, en el tercer capítulo se presentan los resultados obtenidos a partir del estudio paramétrico realizado, se lleva a cabo un análisis de las respuestas de los modelos agrupados en tres bloques principales: i) variando la luz principal, ii) variando la rigidez del tablero y iii) variando la altura de los pilonos. Y para finalizar, en el cuarto capítulo se plasman las conclusiones del estudio paramétrico realizado y se plantean futuras líneas de investigación.

2. EXCITACIÓN SÍSMICA ASÍNCRONA EN PUENTES

2.1. HISTORIA, MOTIVACIÓN Y ANTECEDENTES

Una de las hipótesis que sustenta la teoría aplicada a los análisis sísmicos lineales y no lineales realizados en puentes es que los movimientos sísmicos llegan a todos los apoyos de la estructura al mismo tiempo, es decir, ocurre una excitación sísmica uniforme considerando velocidades de propagación de la onda sísmica infinita (Soyluk y Dumanoglu, 2000). Según Luco y Wong (Luco y Wong, 1986), a partir de arreglos de acelerómetros tales como el SMART1 en Taiwán se han obtenido registros sísmicos que revelan variaciones de la onda sísmica en el espacio y el tiempo, de allí que en la década de los sesentas se inició la inclusión de métodos para llevar a cabo análisis asíncrono en el cual los movimientos sísmicos en los apoyos llegan con un desfase temporal a cada punto de soporte, debido a que las velocidades de propagación de la onda sísmica se asumen finitas en función de la rigidez del suelo (Valdebenito y Aparicio, 2005) (Burdette et al., 2008).

Al comienzo, se implementó el análisis asíncrono en estructuras extensas y de múltiples soportes tales como líneas de transmisión de energía (Mehanny et al., 2014) (Ghobarah et al., 1996), presas (Bayraktar et al., 1996), edificios simétricos y asimétricos donde se puede evaluar la componente torsional debido a la excitación múltiple en sus apoyos según Hao (Hao, 1997), y líneas vitales (Deodatis, 1996).

Diversos investigadores han enfocado sus esfuerzos en estudiar el efecto que produce la excitación sísmica asíncrona en puentes de grandes luces (Wang et al., 1999), puentes de luces medias como los puentes arco (Álvarez et al., 2002) (Álvarez y Aparicio, 2003), puentes de poca longitud (Nutti y Vanzi, 2005), entre otros como Fernández et al. (Fernández et al., 2013) quienes encontraron de manera general que si la longitud del puente es mayor a la longitud de onda del movimiento sísmico o que si existe algún accidente topográfico considerable, entonces partes

del puente estarán sujetas a excitaciones diferentes y considerables en sus apoyos. En la misma línea, Kaiming et al. (Kaiming et al., 2013) también resaltan la importancia de realizar análisis asíncrono en puentes sometidos a cambios topográficos bruscos.

Gracias al constante monitoreo del puente Evripos en Grecia desde 1994, se tienen registros de eventos sísmicos de baja intensidad los cuales sustentan la presencia de desplazamientos diferenciales a nivel de los apoyos, atribuidos a la excitación sísmica asíncrona. Según Karakostas et al. (Karakostas et al., 2011), dicho fenómeno puede ser favorable al reducir los desplazamientos en el centro de la luz y los momentos flectores en la base de las pilas. Sin embargo, pueden ser perjudiciales al aumentar los desplazamientos en la parte superior de las pilas y las fuerzas internas fuera del plano de los momentos flectores.

Adicionalmente, es posible que sea necesario llevar a cabo análisis asíncrono en puentes debido a la falla de una porción del viaducto interestatal 10 y el Gavin Canyon Bridge durante el sismo de Northridge en 1994, y el colapso parcial de algunos viaductos de la ciudad de Kobe en 1995. Dichas fallas se atribuyeron a complejidades geométricas como el esviaje en los estribos para el caso del Gavin Canyon Bridge, juntas de expansión inadecuadas, movimientos diferenciales a nivel de la cimentación y movimientos torsionales semejantes a los de una serpiente (efecto de serpenteo), siendo los dos últimos efectos asociados a la excitación sísmica asíncrona (J. Burdette et al., 2006).

Vale la pena mencionar que el colapso parcial de algunos viaductos de la ciudad de Kobe se debe en parte a los efectos del suelo sobre la estructura a nivel local, especialmente en suelos blandos donde el terreno filtra el contenido de frecuencias del terremoto, produciendo ondas superficiales teniendo el periodo propio del suelo y generando daños importantes sobre la estructura cuando el periodo fundamental de la estructura es similar al periodo propio del suelo (Barbat et al., 2005).

2.2. EXCITACIÓN MULTI-SOPORTE: PLANTEAMIENTO GENERAL

En estructuras sometidas excitación multi-soporte en las cuales se requiere incluir los grados de libertad a nivel de la cimentación, la ecuación de equilibrio dinámico general puede escribirse, según Chopra (Chopra, 2014), como:

$$\begin{bmatrix} M & M_c \\ M_c^T & M_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{u} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & C_c \\ C_c^T & C_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \dot{u} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & K_c \\ K_c^T & K_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ u \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F \end{Bmatrix} \quad (1)$$

Donde,

M , C y K , son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, asociadas a los grados de libertad sin restricciones.

M_g , C_g y K_g , son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, asociadas a los grados de libertad de los soportes.

M_c , C_c y K_c , son las matrices de acople de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, asociadas a ambos conjuntos de grados de libertad.

x , es el vector desplazamiento total de los grados de libertad sin restricciones.

u , es el vector desplazamiento en los soportes.

F , es el vector fuerza en los grados de libertad de los soportes.

El desplazamiento total (x en la ecuación 1) de un punto en la estructura bajo análisis asíncrono, puede expresarse como la suma de dos componentes: una dinámica (x_d), producida por fuerzas inerciales y otra pseudo-estática (x_{ps}), producida por movimientos diferenciales en la base (Bayraktar et al., 1996) (Hao, 1997) (Konakli y Kiureghian, 2011), ver ecuación 2.

$$\begin{Bmatrix} x \\ u \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} x_{ps} \\ u \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x_d \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

La primera parte de la ecuación 2, proporciona las fuerzas (F_s) necesarias en los apoyos, los cuales imponen estáticamente los desplazamientos diferenciales x_{ps} , a nivel de la cimentación para cada instante de tiempo, mediante la siguiente expresión:

$$\begin{bmatrix} K & K_c \\ K_c^T & K_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ u \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_s \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Ahora, tomando la primera línea de la ecuación 1, se tiene:

$$M\ddot{x} + M_c\ddot{u} + C\dot{x} + C_c\dot{u} + Kx + K_cu = 0 \quad (4)$$

Reemplazando la ecuación 2 en la ecuación 4, se tiene:

$$M\ddot{x}_d + C\dot{x}_d + Kx_d = F_{ef}(t) \quad (5)$$

Donde el vector de fuerzas sísmicas efectivas estará dado por:

$$F_{ef}(t) = -(M\ddot{x}_{ps} + M_c\ddot{u}) - (C\dot{x}_{ps} + C_c\dot{u}) - (Kx_{ps} + K_cu) \quad (6)$$

El vector de fuerzas sísmicas efectivas puede escribirse de una manera más simplificada, teniendo en cuenta la ecuación 3.

$$Kx_{ps} + K_cu = 0 \quad (7)$$

De esta manera, los desplazamientos pseudo-estáticos x_{ps} se pueden expresar en términos de desplazamientos específicos en los apoyos u .

$$x_{ps} = l u \quad (8)$$

$$l = -K^{-1}K_c \quad (9)$$

Donde, l es la matriz de influencia encargada de describir la influencia que tiene cada desplazamiento en los apoyos sobre cada grado de libertad atribuido a la superestructura. Sustituyendo las ecuaciones 7 y 8 en la ecuación 6, se tiene:

$$F_{ef}(t) = -(M l + M_c)\ddot{u}(t) - (C l + C_c)\dot{u}(t) \quad (10)$$

Si se prescriben las aceleraciones $\ddot{u}(t)$ y las velocidades $\dot{u}(t)$ del terreno en los soportes, con la ecuación 10 se conocen las fuerzas sísmicas efectivas, y así se completa la formulación de la ecuación que controla el movimiento asíncrono.

Según Lou y Zerva (Lou y Zerva, 2005), el principal inconveniente del análisis de estructuras sometidas a movimiento asincrónico consiste en definir la manera adecuada de caracterizar e introducir la excitación sísmica asíncrona en el análisis dinámico, es decir, en la forma de obtener o generar los registros sísmicos para cada uno de los soportes de la estructura. Ramadam y Novak (Ramadam y Novak, 1993) propusieron una técnica de generación aleatoria de desplazamientos incluyendo características no estacionarias, utilizando una función sinusoidal dependiente del tiempo.

En la actualidad existen tres formas de obtener los sismogramas artificialmente mediante: la selección y modificación de acelerogramas reales, y la generación de acelerogramas artificiales basados en modelos de fuente sísmica o el espectro de respuesta local (Sgambi et al., 2014). Es importante recalcar que ninguna de las técnicas mencionadas con anterioridad está exenta a errores o aproximaciones si se compara el evento sísmico artificial con un evento sísmico real. Por ejemplo, a pesar del intento de Deodatis (Deodatis, 1996) por aportar eficiencia computacional a los métodos de generación de sismogramas artificiales incluyendo la transformada

de Fourier, no logró que el método propuesto tuviera en cuenta la componente no estacionaria inherente en sismos.

2.3. PATRONES DE ASINCRONISMO

Los patrones de asincronismo son la base para caracterizar el comportamiento cambiante de la onda sísmica a medida que se transmite en el medio rocoso. En la literatura es posible encontrar cuatro (Mezouer et al., 2010) (Ramadam et al., 2015) (Snaebjornsson y Sigbjornsson, 2008) y hasta seis patrones de asincronismo, según Valdebenito y Aparicio (Valdebenito y Aparicio, 2005), dichos patrones son: onda pasajera, fenómeno de incoherencia, condiciones locales de suelo, atenuación inelástica, expansión geométrica y extensión de la fuente sísmica. Los últimos tres patrones no tienen mayor incidencia en la excitación sísmica asíncrona, por lo tanto, los patrones de asincronismo más utilizados, según Sextos et al., son (Sextos et al., 2004):

i) Onda pasajera: desfase temporal en la llegada de la onda a cada uno de los apoyos de la estructura. El efecto de onda pasajera ($\gamma_{kl}^{(w)}$) en función de la frecuencia angular (ω) y la distancia entre apoyos (d_{kl}), se determina como:

$$\gamma_{kl}^{(w)}(\omega) = \exp \left[-\frac{i\omega d_{kl}^L}{V_{app}} \right] \quad (11)$$

Donde,

i , denota la raíz cuadrada de menos uno ($\sqrt{-1}$).

d_{kl}^L , es la proyección de d_{kl} en la dirección de propagación y

V_{app} , velocidad aparente de la onda en el medio rocoso.

ii) Fenómeno de incoherencia o pérdida de coherencia: pérdida de similitud entre señales debido a las múltiples reflexiones, refracciones y superposiciones durante

la propagación de la onda en el medio discontinuo y heterogéneo. El efecto por pérdida de coherencia ($\gamma_{kl}^{(i)}$) en función de la frecuencia angular (ω), se determina como:

$$\gamma_{kl}^{(i)}(\omega) = \cos[\beta(d_{kl}, \omega)] \exp\left[-\frac{1}{2}\alpha^2(d_{kl}, \omega)\right] \quad (12)$$

Donde,

d_{kl} , distancia horizontal entre los apoyos k y l, y
 α y β , son ángulos que dependen de d_{kl} y ω .

iii) Condiciones locales de suelo: la variación significativa del tipo de suelo sobre el cual se encuentran cimentados los diferentes apoyos de la estructura produce modificaciones a la aceleración pico del suelo y la frecuencia del movimiento telúrico en superficie. Dichas características dependen del tipo de suelo, las condiciones del lugar y el contraste de velocidades entre capas superpuestas. El efecto local de sitio ($\gamma_{kl}^{(s)}$) en función de la frecuencia angular (ω), se determina como:

$$\gamma_{kl}^{(s)}(\omega) = \exp[i\theta_{kl}^{(s)}(\omega)] \quad (13)$$

$$\theta_{kl}^{(s)}(\omega) = \tan^{-1} \left[\frac{-2\xi_k \omega_k \omega^3}{\omega_k^2 (\omega_k^2 - \omega^2) + 4\xi_k^2 \omega_k^2 \omega^2} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{-2\xi_l \omega_l \omega^3}{\omega_l^2 (\omega_l^2 - \omega^2) + 4\xi_l^2 \omega_l^2 \omega^2} \right] \quad (14)$$

Donde,

i , denota la raíz cuadrada de menos uno ($\sqrt{-1}$).

ξ_k y ξ_l , relaciones de amortiguamiento del suelo en los puntos k y l, respectivamente.

ω_k y ω_l , frecuencias de resonancia del suelo en los puntos k y l, respectivamente.

La función de coherencia (γ_{kl}) que caracteriza de manera general la excitación sísmica asíncrona se descompone entonces en tres partes de la siguiente manera:

$$\gamma_{kl}(\omega) = \gamma_{kl}^{(i)}(\omega) \gamma_{kl}^{(w)}(\omega) \gamma_{kl}^{(s)}(\omega) \quad (15)$$

Donde,

ω , frecuencia angular, y γ_{kl} , la función de coherencia entre los apoyos k y l , en función de la frecuencia angular ω .

Los subíndices k y l , indican los punto k y l de la estructura con $k, l = 1, 2, \dots, N$ apoyos.

Los superíndices (i) , (w) y (s) , hacen referencia a el efecto de incoherencia, el efecto de onda pasajera y el efecto local de sitio, respectivamente.

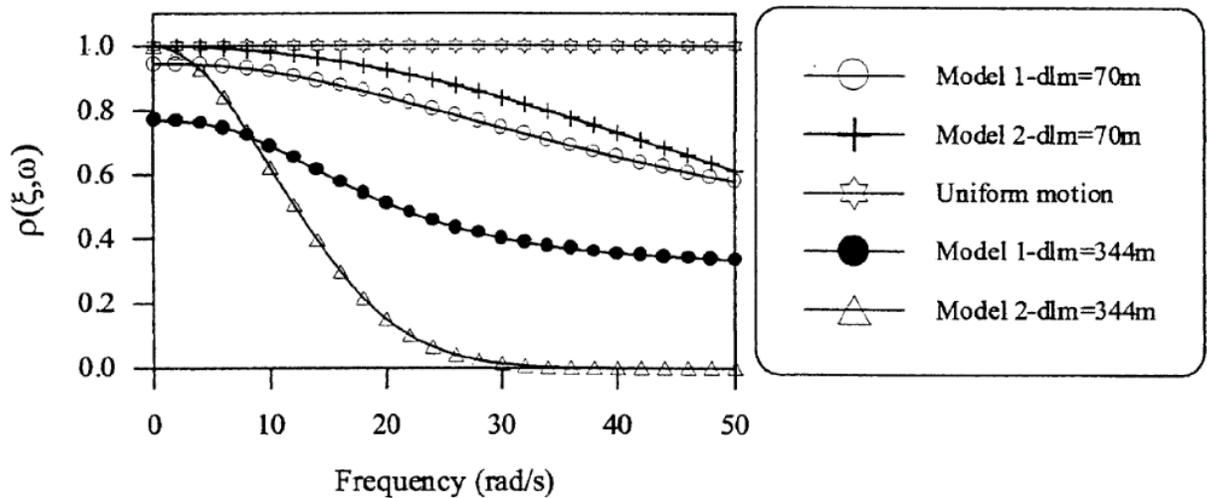
Luco y Wong (Luco y Wong, 1986) encontraron que algunos patrones son más críticos que otros en cuanto al aumento de la respuesta total de la estructura, por lo tanto, recomiendan tenerlos en cuenta por separado y en conjunto. Por otra parte, Soylika y Avanoglu (Soylika y Avanoglu, 2012) analizaron el Puente Jindo (Corea del Sur) teniendo en cuenta los tres patrones de asincronismo, para dos escenarios: con interacción suelo-estructura y sin interacción suelo-estructura. Del estudio mencionado los investigadores proponen que la excitación sísmica asíncrona debe ir siempre acompañada de la interacción suelo-estructura en puentes atirantados, debido el incremento en las fuerzas internas de ciertos elementos estructurales del puente analizado considerando interacción suelo-estructura.

2.3.1. Evolución de los métodos de análisis

Harichandran y Vanmarcken (Harichandran y Vanmarcken, 1986) propusieron, en 1986, un primer modelo empírico para caracterizar la perdida de coherencia entre las señales sísmicas de dos estaciones ubicadas a una distancia determinada. Los autores basaron su modelo en los datos obtenidos del arreglo de acelerogramas SMART1 en Taiwán. En esta misma línea, Luco y Wong (Luco y Wong, 1986) propusieron un modelo de coherencia analítico, basándose en la física de la propagación de ondas en medios aleatorios.

Soyluk y Dumanoglu (Soyluk y Dumanoglu, 2004) usaron el puente Jindo en Corea del Sur como caso de estudio, con el fin de comparar los resultados obtenidos al emplear dos modelos de asincronismo: Modelo 1 planteado por Harichandran y Vanmarcken (Harichandran y Vanmarcke, 1986) y Modelo 2 propuesto por Luco y Wong (Luco y Wong, 1986). El puente analizado se compone de una luz principal de 344 m y dos vanos laterales de 70 m cada uno. Los autores encontraron que en el modelo 1 los momentos flexores en las pilas y el tablero son mayores comparados con el modelo 2, esto debido a que los rangos de frecuencia baja son controlados por el primer modelo, ver Figura 2.

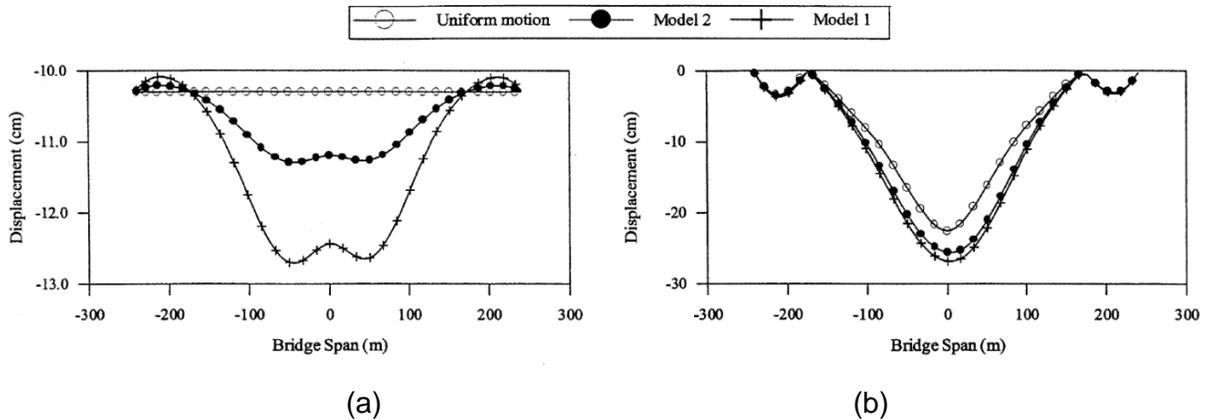
Figura 2. Variación del efecto de incoherencia dependiendo de la distancia entre apoyos y la frecuencia.



Fuente: tomado de Soylik y Dumanoglu (Soyluk y Dumanoglu, 2004).

La Figura 3 muestra que la deformada del tablero para el caso del Modelo 1 supera la del Modelo 2 y la del escenario uniforme, tanto para la componente pseudo-estática y dinámica. En cuanto a la componente pseudo-estática, el modelo 2 respecto al modelo 1 y al modelo de movimiento uniforme producen incrementos de 1.5 cm y 2.5 cm, respectivamente.

Figura 3. Valores máximos de desplazamiento en el tablero del puente Jindo (excitación general en suelo medio, $v_{app} = 600 \text{ m/s}$): componente (a) pseudo-estática y (b) dinámica.



Fuente: tomado de Soyluk y Dumanoglu (Soyluk y Dumanoglu, 2004).

Actualmente, existen varios métodos que caracterizan la excitación sísmica asíncrona. Konakli y Kiureghian (Konakli y Kiureghian, 2011) llevaron a cabo una revisión rigurosa de metodologías que caracterizan el asincronismo, las cuales son consideradas por los autores como herramientas de análisis de puentes sometidos a excitación sísmica asíncrona. A continuación se presenta una breve descripción de dichas herramientas:

2.3.1.1. Vibraciones aleatorias (mecánica estadística)

En 2003, Dumanoglu y Soyluk (Dumanoglu y Soyluk, 2003) utilizaron el método de vibraciones aleatorias, el cual se basa en relacionar valores estadísticos de las fuerzas excitadoras con las correspondientes fuerzas internas que surgen como respuesta a la excitación. Este método sugiere un conjunto de movimientos mutuamente estacionarios, generando finalmente tres componentes de desplazamiento en la respuesta estructural: dinámica, pseudo-estática y de covarianza; la última representa la parte estadística del problema, pero por cuestiones prácticas es despreciada debido a su baja contribución en la respuesta total. Por otro lado, Soyluk (Soyluk, 2004) comparó tres métodos de análisis basados en la teoría de las vibraciones aleatorias: el análisis espectral, la función

de densidad espectral de potencia basada en el espectro de respuesta y el método del espectro de respuesta. Los tres métodos utilizaban la función de densidad espectral cruzada ($S_{\ddot{u}_k\ddot{u}_l}$) en función de la frecuencia angular, ver ecuación 7.

$$S_{\ddot{u}_k\ddot{u}_l}(\omega) = \gamma_{kl}(\omega)[S_{\ddot{u}_k\ddot{u}_k}(\omega)S_{\ddot{u}_l\ddot{u}_l}(\omega)] \quad (16)$$

$$S_{\ddot{u}_k\ddot{u}_k}(\omega) = S_0 \left[\frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \right] \left[\frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \right] \quad (17)$$

Donde,

($S_{\ddot{u}_k\ddot{u}_l}$), función de la densidad espectral cruzada.

S_0 , es la amplitud del ruido blanco de la aceleración en la roca madre (bedrock).

ω_g y ζ_g , son la frecuencia angular y el coeficiente de amortiguamiento del primer filtro, respectivamente.

ω_f y ζ_f , son la frecuencia angular y el coeficiente de amortiguamiento del segundo filtro, respectivamente.

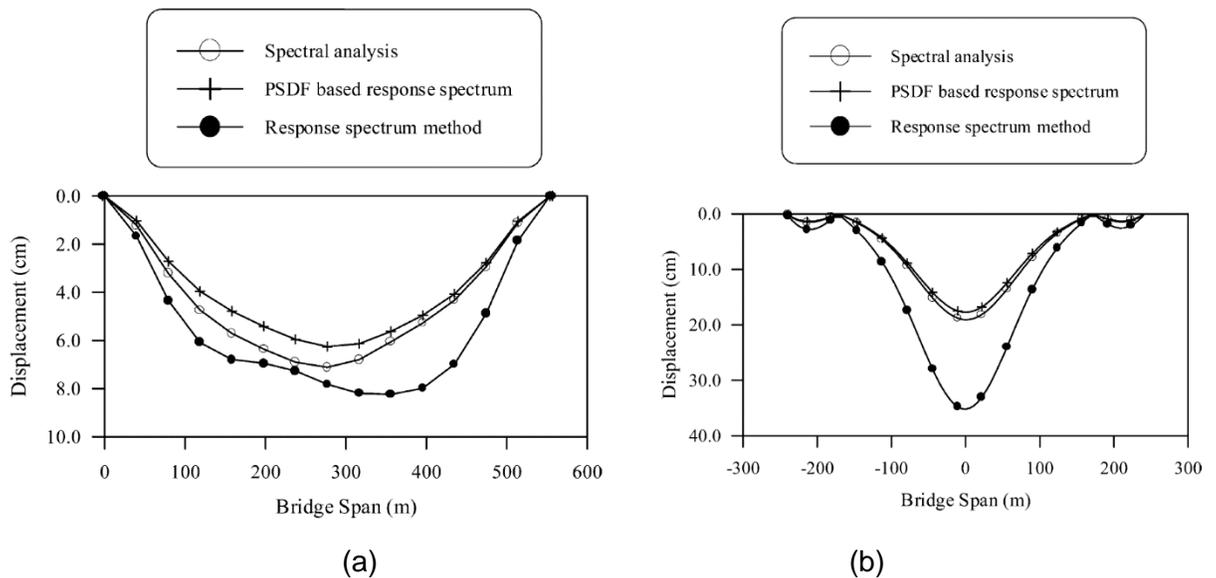
γ_{kl} , función de coherencia entre las estaciones k y l.

La forma en la que se obtenía la respuesta máxima era la principal diferencia entre los métodos mencionados en el párrafo anterior. En la Figura 4, se observa la respuesta de un puente en arco y uno atirantado analizados con los tres métodos, mostrando cierta similitud los dos primeros métodos, mientras el tercero produce mayores desplazamientos en la luz de ambos puentes. Adicionalmente, se aprecia que los desplazamientos en el centro de luz del vano principal en el puente atirantado y el puente arco aumentan hasta un 75% y 30%, respectivamente, a pesar de que el puente arco salva una luz mayor que la que salva el puente atirantado.

Cabe resaltar que el método de vibraciones aleatorias sugiere un conjunto de movimientos mutuamente estacionarios, lo que es una gran desventaja dado que la

naturaleza aleatoria de los sismos produce procesos energéticos que varían en función del tiempo y el espacio. Otra de las desventajas es que en la práctica ingenieril el método no es muy aplicado, pues lo típico es determinar fuerzas sísmicas de entrada mediante análisis cronológicos o análisis espectral.

Figura 4. Desplazamiento máximo absoluto vertical del puente modelo: (a) en arco, (b) atirantado.



Fuente: tomado de Soyuluk (Soyuluk, 2004).

2.3.1.2. Análisis cronológico lineal/no-lineal

El método consiste en generar sismogramas para cada uno de los apoyos empleando la función de coherencia, la cual contiene los efectos de onda pasajera, pérdida de coherencia y efecto local de sitio. La coherencia se caracteriza con el triple producto mostrado en la ecuación 15 (Zhang et al., 2009), o utilizando registros reales tomados de un arreglo de acelerogramas, como el caso del SMART 1, el Pinyon Flat del Observatorio de Geofísica de California utilizado por Abrahamson (Abrahamson, 2007) o el conjunto de acelerogramas del puente Evripos en Grecia (Sextos et al., 2015). Sin embargo, Kassawara y Sandell (Kassawara y Sandell, 2006) proponen un modelo aceptable basado en el análisis de 12 arreglos

sismográficos, el cual se recomienda para cualquier condición de sitio, magnitud de sismo y distancia entre estaciones, exceptuando el caso de condiciones topográficas abruptas.

Para la generación de acelerogramas que incluyan la excitación sísmica asíncrona existen métodos como el empleado por Ghobarah et al. (Ghobarah et al., 1996), que utiliza una técnica de generación estacionaria aleatoria de desplazamientos, la cual posee la ventaja de modular en el tiempo la simulación estacionaria para proporcionar la no estacionariedad temporal, como lo indica la siguiente expresión:

$$u_{rn}(t) = u_r(t) \text{sen} \left(\frac{\pi t}{T} \right) \quad (18)$$

Donde,

u_{rn} , función de desplazamiento no estacionaria.

u_r , función de desplazamiento estacionaria.

t , variable independiente que representa el tiempo.

T , es la duración del movimiento de tierra.

Sin embargo, la no estacionariedad temporal no garantiza la no estacionariedad espectral del movimiento y esta última característica se debe tener en cuenta para el análisis de estructuras histeréticas según Konakli y Kiureghian (Konakli y Kiureghian, 2011). Mediante una función evolutiva de densidad espectral en potencia puede atribuirse la no estacionariedad espectral, el inconveniente es que aún no existe un método general o estudios que validen si físicamente se lleva a cabo cinemática en el movimiento cuando se utiliza una función evolutiva de densidad espectral en potencia.

2.3.1.3. Espectro de respuesta

El método de espectro de respuesta utilizado en el análisis asíncrono se basa en el enfoque de las vibraciones aleatorias, pero tiene la ventaja de introducir

implícitamente un espectro de respuesta a la estructura lo cual es práctico desde el punto de vista del diseñador (Liang y Shou-lei, 2013) (Cacciola y Deodatis, 2011). Adicionalmente, el espectro de respuesta que se obtiene incluye inherentemente la no estacionariedad. La gran desventaja es que el método emplea solo superposición modal y se limita al análisis lineal.

2.3.1.4. Simulación a partir acelerogramas reales

El método más sencillo de modelar la excitación sísmica asíncrona teniendo en cuenta solo el efecto de onda pasajera, es mediante la modificación de un sismograma real. Existen estaciones sismológicas a nivel mundial que monitorean continuamente y almacenan información de eventos sísmicos significativos. Dicho material puede implementarse en el análisis asíncrono teniendo en cuenta el efecto de onda pasajera. Se trata de asignarle un acelerograma a cada apoyo de la estructura desfasándolo temporalmente en la dirección de ataque de la onda (Valdebenito y Aparicio, 2005) (Álvarez et al., 2012) (Konakli y Der Kiureghian, 2012). A pesar de que el método se extiende al análisis no-lineal (Ghobarah et al., 1996) (Álvarez et al., 2006), es un método poco elaborado si se compara con el método de vibraciones aleatorias y su principal desventaja radica en la no inclusión de otros patrones de asincronismo.

2.4. NORMATIVAS Y CÓDIGOS

Existen normativas y guías de diseño como la AASHTO (American Association of State Highway and Transport, 1996), ATC (Applied Technology Council, 1996), la ATCM (Engineering Multidisciplinar Applied Technology Council and Research Multidisciplinary Center for Earthquake, 2003), el informe sobre interacción suelo-estructura presentado por el comité asesor del CALTRANS (Caltrans, 1999) y DSHB (Japan Road Association, 2000) que acotan el análisis asíncrono en puentes solo si la longitud total excede los 600 m (Sextos y Kappos, 2009). Por otro lado, el Euro-código 8 (EC8) (Comité Europeo de Normalización, 2012) propone considerar el

asincronismo solo si: i) existen discontinuidades geológicas, fallas cercanas o características topográficas abruptas; ii) la longitud del puente supera los 600 m. La segunda consideración se ha puesto en duda gracias a estudios como el realizado por Nazmy y Konidaris (Nazmy y Konidaris, 1994), en el cual se resalta la importancia de realizar análisis asíncrono en puentes arco metálicos con luz principal mayor a 400 m. En la misma línea Álvarez et al. (Álvarez et al., 2012) encontraron que para puentes arco de hormigón, el movimiento asíncrono genera aumento en la demanda de rotación de los arranques del arco por flexión y en la fluctuación de las cargas axiales en puentes mayores a 400 m. Sin embargo, se han venido haciendo propuestas basadas en investigación al EC8, con el fin de incluir límites más bajos en cuanto a la longitud total del puente, dependiendo del tipo de suelo en el que se encuentre apoyado (Sextos y Kappos, 2009).

El EC8 propone tres métodos de análisis asíncronos: el primero tiene que ver con la descripción del movimiento en los apoyos como una componente de un campo aleatorio, homogéneo en espacio y estacionario en el tiempo; el segundo se trata de un modelo aleatorio simplificado y el tercero es un modelo cinemático puro, que se basa en desarrollar un conjunto de desplazamientos estáticos relativos (Valdebenito y Aparicio, 2005). Los métodos son poco confiables debido a que, desde el punto de vista de cantidades de material, no existe diferencia entre diseñar bajo condiciones de excitación sísmica asíncrona y uniforme, pues la respuesta no varía substancialmente, mientras que métodos más elaborados si generan diferencias importantes. Adicionalmente, los métodos del EC8 no logran identificar puntos de falla, ni permiten trabajar con modos de vibración altos, los cuales caracterizan la excitación sísmica asíncrona. Por último, según Sextos y Kappos (Sextos y Kappos, 2009), no son aplicables a puentes curvos.

En el 2005, Nuti y Vanzi (Nuti y Vanzi, 2005) realizaron un estudio con el fin de establecer criterios de diseño para puentes bajo excitación sísmica asíncrona para la actualización del código Italiano de puentes. El método de análisis empleado por

Nuti y Vanzi se basó en los principios fundamentales de la teoría de las vibraciones aleatorias y los elementos estructurales se idealizaron elásticos y lineales, lo cual genera una desventaja cuando se requiera realizar un análisis inelástico y no-lineal. Adicionalmente, el método fue creado con el fin de aplicarlo a estructuras con dos apoyos y aunque se puede extender a múltiples apoyos, no existe una correlación entre apoyos y no se tiene en cuenta el efecto de sitio. En dicho estudio, Nuti y Vanzy (Nuti y Vanzi, 2005) analizaron un puente con un solo vano de 32 m de longitud total, apoyado en suelo blando y encontraron que para el caso asíncrono los desplazamientos diferenciales en los estribos superaban en 98 mm a los 14 mm propuestos por el Eurocódigo y el Código Italiano de Protección Civil, dando importancia a la inclusión de análisis asíncrono incluso en puentes de poca longitud y a la necesidad de actualizar los códigos de diseño.

2.5. TIPOLOGÍAS ANALIZADAS

De manera general, Fernández et al. (Fernández et al., 2013) encontraron que si la longitud de un puente es mayor a la longitud de onda del movimiento sísmico o si existe algún accidente topográfico considerable (Kaiming et al., 2013), entonces partes del puente estarán sujetas a excitaciones diferentes y considerables en sus apoyos. A continuación, se presentan los resultados de trabajos realizados por investigadores interesados en comparar el análisis clásico con el análisis asíncrono para algunas tipologías de puentes.

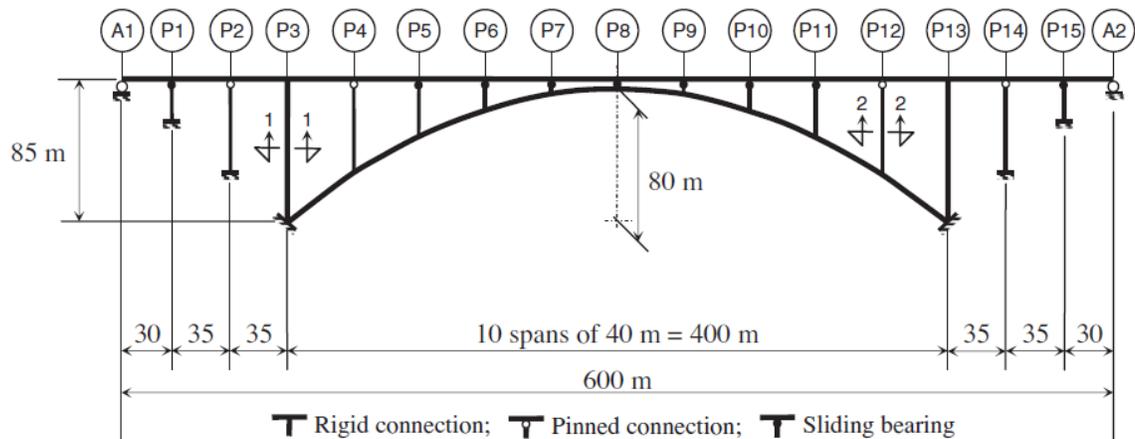
2.5.1. Puentes en arco

Álvarez et al. (Álvarez et al., 2002) (Álvarez y Aparicio, 2003) resaltan la necesidad de llevar a cabo análisis asíncrono en puentes arco con luz principal mayor a 427 m, debido al aumento de fuerzas axiales en los riñones del arco.

Álvarez et al. (Álvarez et al., 2012) analizaron el puente prototipo de la Figura 5, de longitud total 600 m y luz principal de 400 m. El análisis asíncrono generó un

aumento en la rotación media del apoyo izquierdo en un 124% respecto al análisis clásico (ver Figura 6a), debido principalmente al incremento del desplazamiento vertical en el centro de la luz como se observa en la Figura 6b. Sin embargo, la capacidad de rotación en los apoyos no fue superada y los desplazamientos en longitudinales y transversales se redujeron en un 50% aproximadamente. Los autores no generalizan la respuesta de puentes en arco bajo excitación sísmica asíncrona, por lo tanto, resaltan la importancia de comparar las respuestas bajo excitación sísmica asíncrona y uniforme (Álvarez et al., 2006).

Figura 5. Vista longitudinal del puente prototipo estudiado por Álvarez y Jara (Puente en arco).

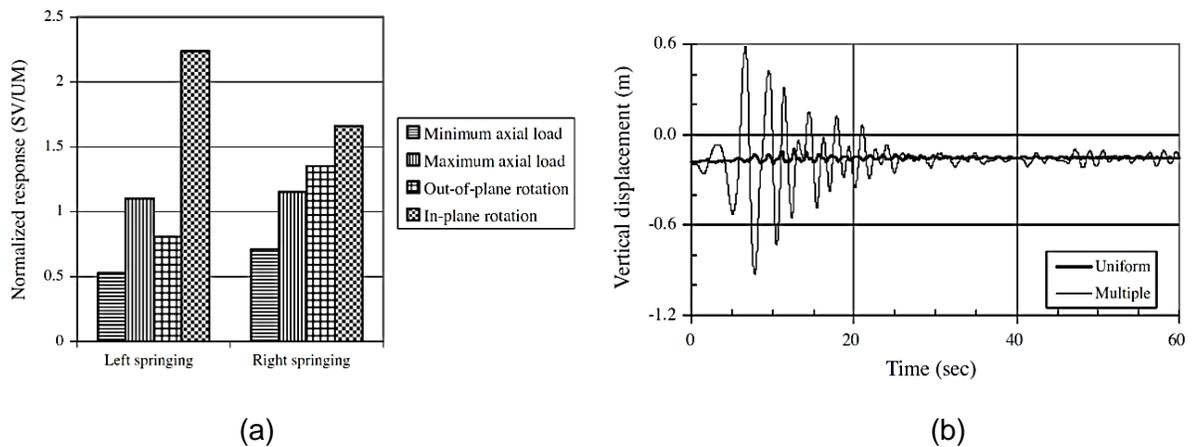


Fuente: tomado de Álvarez et al. (Álvarez et al., 2012).

Por otra parte, Kaiming et al. (Kaiming et al., 2013) usando como caso de estudio el puente en arco metálico ubicado sobre el río Yeshan (China) (Figura 7), de luz principal igual a 124 m, encontraron que al combinar el efecto de onda pasajera y la pérdida de coherencia, juntos generan un incremento de hasta un 90% en las fuerzas axiales en el centro del cordón superior del arco; mientras que los momentos flexionantes fuera y dentro del plano no presentan variación significativa. Así mismo, se detectó un incremento de las fuerzas axiales a lo largo del cordón inferior y superior de hasta un 60%, comparando excitación sísmica asíncrona para condiciones de suelo homogéneo y heterogéneo, dejando en evidencia que no tener

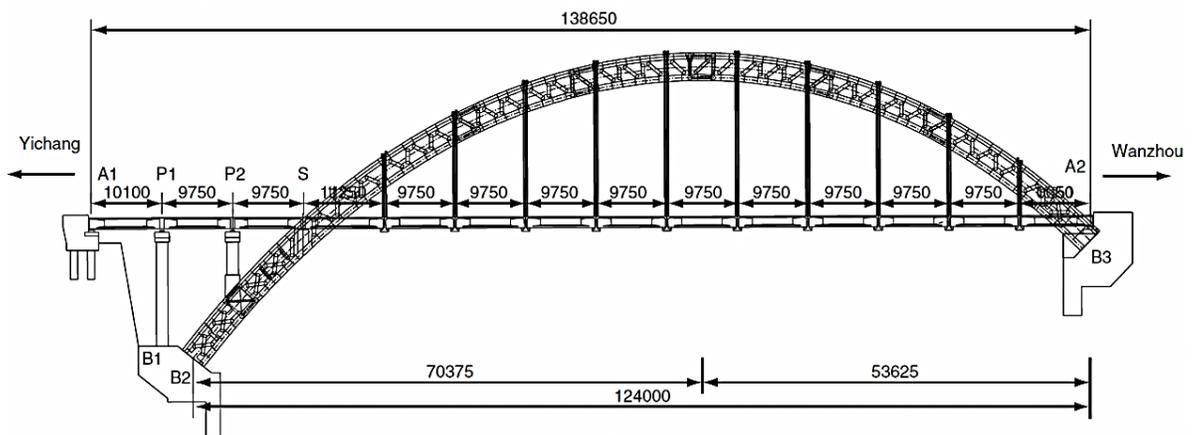
en cuenta los tres patrones de asincronismo, solo incluir el efecto de onda pasajera o no tener en cuenta las condiciones del suelo de apoyo en puentes de este tipo, podría subestimar la demanda por carga axial en ciertos elementos estructurales del arco.

Figura 6. (a) Respuesta en los estribos del puente arco, sometido a excitación sísmica asíncrona. (b) Desplazamientos verticales con análisis cronológico en el centro del claro (Sismo de Campano-Lucano, Estación Sturmo).



Fuente: tomado de Álvarez et al. (Álvarez et al., 2012).

Figura 7. Vista en elevación del puente en arco del río Yeshan, China. Unidades: mm.



Fuente: tomado de Kaiming et al. (Kaiming et al., 2013).

2.5.2. Puentes viga cajón

Para el primer estudio de puentes viga cajón bajo excitación sísmica asíncrona, Konakli y Kiureghian (Konakli y Kiureghian, 2011) utilizaron cuatro puentes con irregularidades en planta y en altura, ver Tabla 1.

Tabla 1. Características de los puentes modelo.

Puente	Longitud total	Ancho del tablero	No. de columnas	Periodo fundamental
Auburn Ravine	166.40 m	13.50 m	5	0.59 s
Big Rock Wash	100.00 m	24.87 m	2	0.61 s
South Ingram Slough	69.30 m	16.20 m	1	1.24 s
Penstock	167.31 m	12.90 m	3	2.38 s

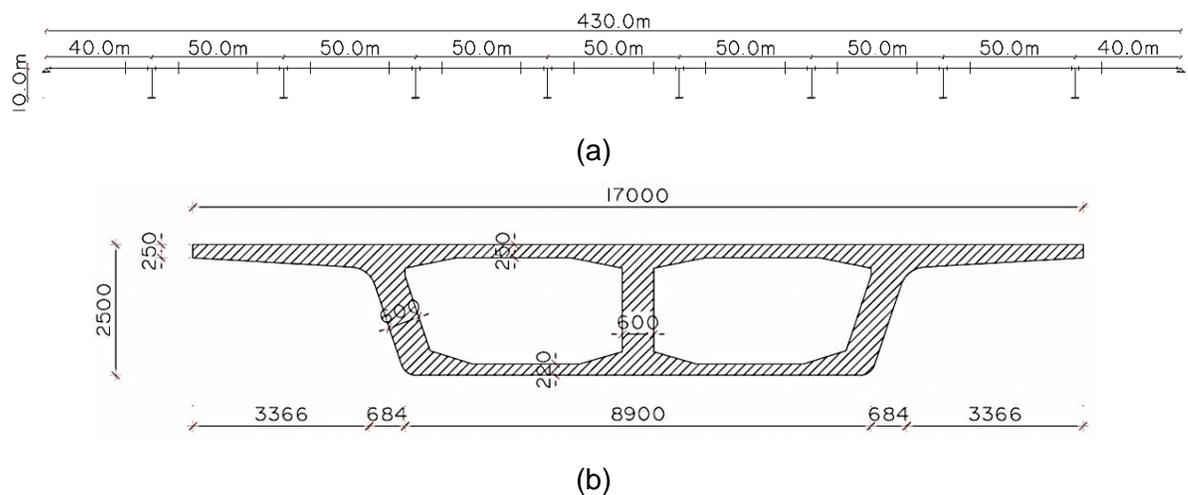
Fuente: tomado de Konakli y Kiureghian (Konakli y Kiureghian, 2011).

Los autores encontraron que en los puentes más flexibles, como el Penstock y el South Ingram Slough, se aumentan considerablemente las derivas en las pilas cuando se tienen en cuenta la onda pasajera y una fuerte pérdida de coherencia entre señales, pero el escenario más crítico es la combinación de los tres patrones de asincronismo, es decir, onda pasajera, pérdida de coherencia y efecto local de sitio. Por otra parte, los autores clasifican el análisis sincrónico como conservador para el caso de puentes viga cajón con periodos fundamentales bajos como el Auburn Ravine y el Big Rock Wash.

Mahanny et al. (Mahanny et al., 2014) (Ramadam et al., 2015) realizaron un análisis asíncrono cronológico no-lineal a un puente continuo de viga cajón (ver Figura 8) con una longitud total de 430 m, compuesto por nueve vanos, con el fin de determinar el impacto de la onda pasajera en el comportamiento sísmico de este

tipo de puentes. El análisis fue desarrollado en el software Opensees y se usaron 20 registros sísmicos de la base de datos del Pacific Earthquake Engineering Center. Los autores determinaron que en la dirección longitudinal, el tablero continuo trabaja como un diafragma rígido que minimiza el efecto de onda pasajera, haciendo a la excitación sísmica uniforme el escenario más conservador para el diseño sísmico. Sin embargo, en la dirección transversal, los autores recomiendan tener en cuenta el efecto de onda pasajera cuya severidad depende del contenido de frecuencias del sismo, siendo más crítica para rangos de alta frecuencia, con el fin de no subestimar la probabilidad de falla de la estructura.

Figura 8. Puente caso de estudio: (a) Vista longitudinal, (b) Sección típica del tablero (dimensiones en mm).



Fuente: tomado de Mehanny et al. (Mehanny et al., 2014).

Adicionalmente, Mahanny et al. (Mehanny et al., 2014) construyeron curvas de fragilidad que constituyen una representación de la relación entre la probabilidad de alcanzar estados límite y de exceder el nivel de intensidad sísmico. A partir de las curvas se determinó que para suelos blandos, la sensibilidad y la vulnerabilidad sísmica bajo excitación sísmica asíncrona es mayor que en suelos firmes, con una excedencia de la frecuencia anual de hasta 7.1 veces en la dirección longitudinal.

Sin embargo, el enfoque contiene incertidumbre en el modelamiento ya que la frecuencia media anual de colapso puede ser subestimada en hasta un 80%.

2.5.3. Puentes de múltiples vanos

Según Wang et al. (Wang et al., 2003), el análisis asíncrono se debe tener en cuenta en puentes de múltiples vanos, de manera que se garantice la seguridad y funcionalidad de la estructura. En un estudio realizado por Sextos y Kappos (Sextos y Kappos, 2009), en el cual se analizaron 27 tipos de puentes de múltiples vanos con diferentes longitudes en los vanos, se encontró que en puentes con longitud total mayor a los 333 m predominan los resultados del análisis asíncrono respecto al análisis clásico. Por ejemplo, en la Figura 9, para el puente tipo con 400m de longitud total, se observa un incremento por encima del 60% respecto a los momentos flexionantes en la base de las pilas, siendo el escenario asincrónico el más desfavorable en tal caso.

En 1998, Price y Eberhard (Price y Eberhard, 1998) propusieron un método para determinar previamente si se debe hacer análisis asíncrono en puentes, basados en la constante de participación C_p (ver ecuación 19). Si la constante de participación tiende a infinito, la componente dinámica del desplazamiento predomina, es decir, el asincronismo es irrelevante. En caso contrario se debería tener en cuenta el análisis asíncrono. Aunque el método funciona en los modelos propuestos por Price y Eberhard, no es posible generalizar el comportamiento de dicha tipología. Por otro lado, se detectó que en un 62% de los modelos, la componente dinámica de las reacciones en los apoyos extremos fueron superadas por la excitación sísmica asíncrona entre un 75 y 180%, teniendo en cuenta sólo pérdida de coherencia. Sin embargo, la componente dinámica de las reacciones en los apoyos centrales fue superada por la excitación sísmica uniforme en un 80% de los modelos.

$$C_p = \frac{T_0 V_{app}}{L_s} \quad (19)$$

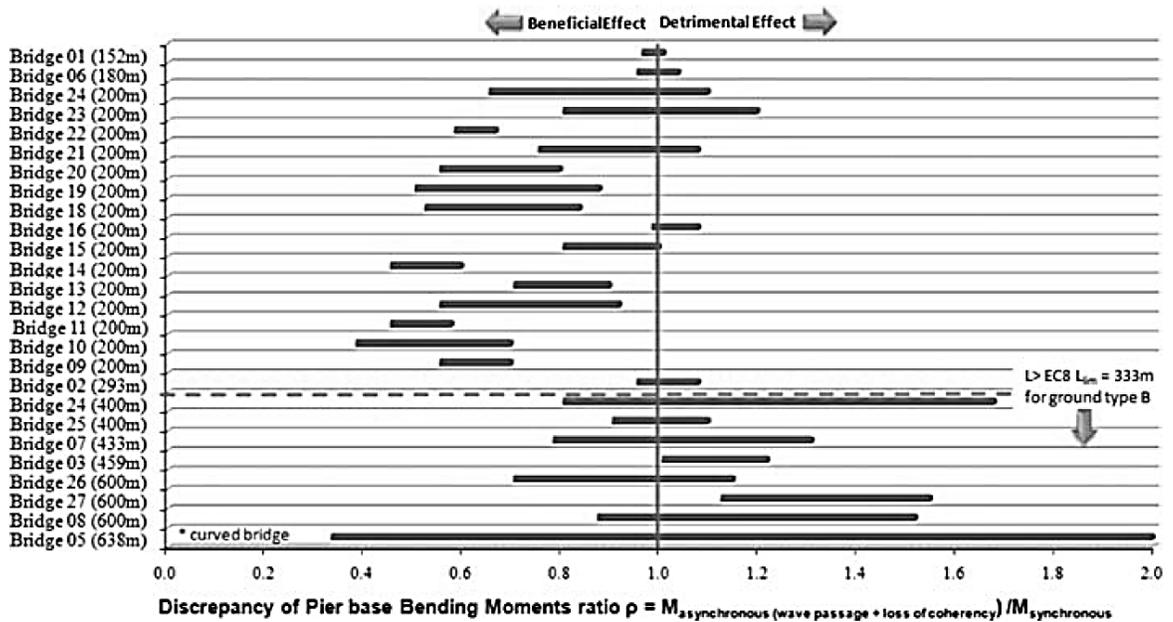
Donde,

T_0 , es el periodo fundamental del puente,

V_{app} , es la velocidad aparente de la onda en el medio rocoso, y

L_s , es la longitud de cada vano.

Figura 9. Variación del impacto de 27 puentes sometidos a excitación sísmica asíncrona, considerando el efecto de onda pasajera y pérdida de coherencia.

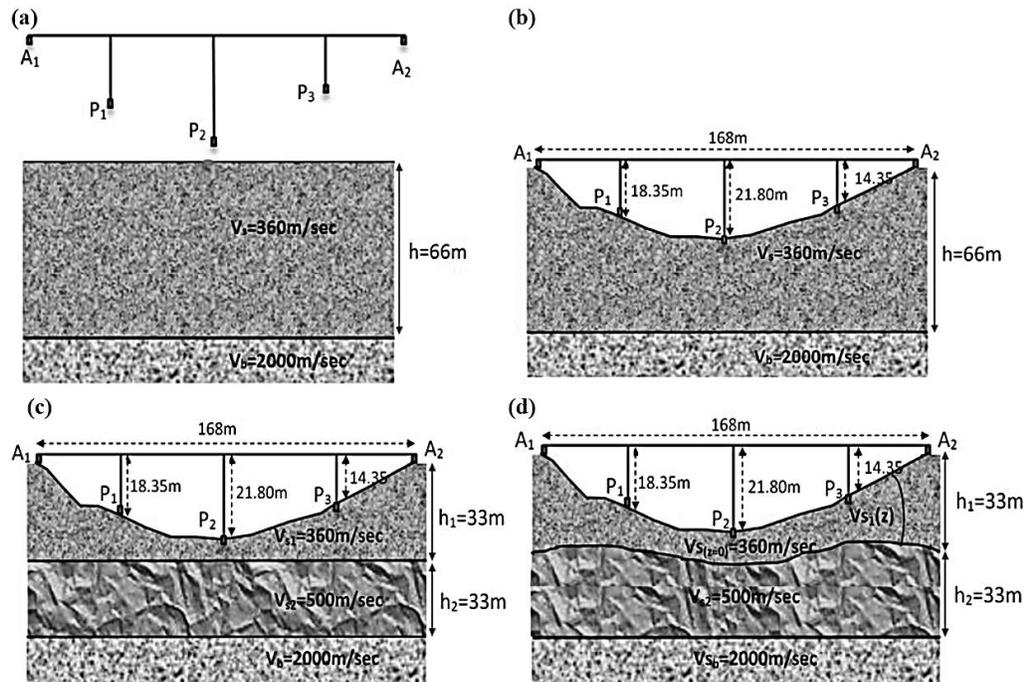


Fuente: tomado de Sextos y Kappos (Sextos y Kappos, 2009).

En varios estudios se encontró que la pérdida de coherencia es el patrón que produce mayor aumento en fuerzas internas y desplazamientos (Saxena et al., 2000) (Price y Eberhard, 1998) (Lou y Zerva, 2005) (Burdette y Elnashai, 2008). Sin embargo, los autores que concuerdan con la conclusión anterior recomiendan tener en cuenta los tres patrones de asincronismo por separado y en conjunto. Mezouer et al. (Mezouer et al., 2010) determinaron que cuando el periodo fundamental del suelo (T_s) es mayor al periodo fundamental del puente (T_p), el análisis asíncrono no produce cambios significativos en la respuesta de la estructura debido a que la componente dinámica, en todos los escenarios sísmicos, es similar. Si T_p tiende a

1.85 s, la onda pasajera afecta en mayor medida la respuesta estructural. A medida que la estructura se hace más flexible, el efecto de pérdida de coherencia domina la respuesta del puente y para $T_p > 2.1$ s, la pérdida de coherencia domina la respuesta incluso en suelo rígido.

Figura 10. Cuatro tipos de perfiles geológicos para el caso de estudio: a) tipo A, b) tipo B, c) tipo C y d) tipo D.



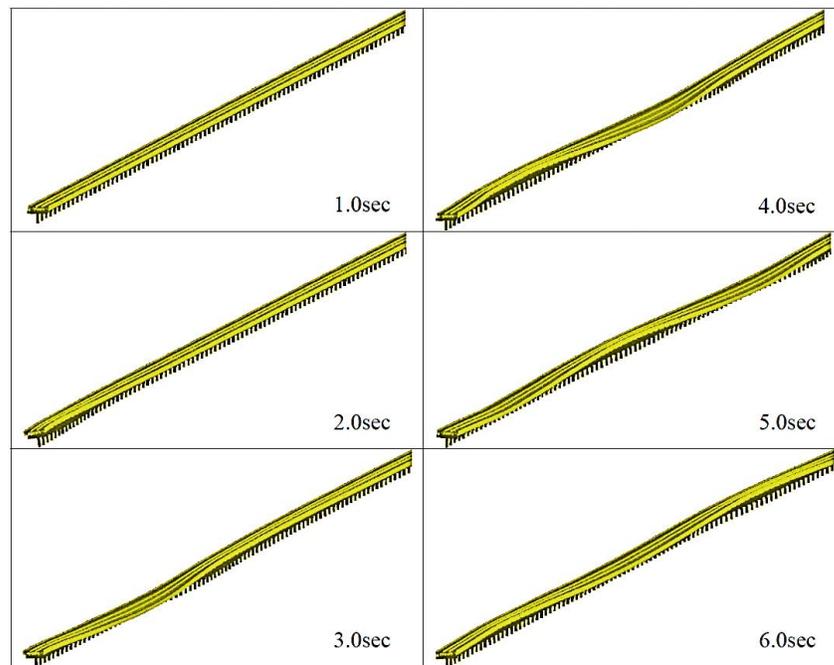
Fuente: tomado de Kleoniki et al. (Kleoniki et al., 2015).

Adicionalmente, Kleoniki et al. (Kleoniki et al., 2015) analizaron un puente de 168m de longitud total, compuesto de 4 vanos apoyados en 3 columnas centrales unidas monolíticamente al tablero. El perfil geológico fue la variable clave en los modelos (ver Figura 10), determinando de esa manera la influencia en la respuesta dinámica no lineal de puentes con múltiples vanos sometidos a excitación sísmica asíncrona. Así mismo, los autores proponen tener en cuenta en el análisis asíncrono factores como: la topografía, las características geológicas de las capas superpuestas sobre las que se apoya la estructura y toda discontinuidad en el suelo que produzca

cambios en el contenido de frecuencia de la onda en superficie, debido a la influencia directa en la respuesta del puente.

Burdette y Elnashai (Burdette y Elnashai, 2008); Price y Eberhard (Price y Eberhard, 1998); Wang et al. (Wang et al., 2008), entre otros, encontraron que los periodos fundamentales de la estructura eran suprimidos al realizar el análisis asíncrono y los modos asimétricos comenzaban a jugar un papel importante, produciendo efectos torsionales como el serpienteo (ver Figura 11). Este tipo de desplazamiento podría pasarse por alto en la fase de diseño si se considera una excitación sísmica sincrónica o uniforme.

Figura 11. Instantáneas de los desplazamientos sufridos por el puente debido a la excitación sísmica asíncrona.

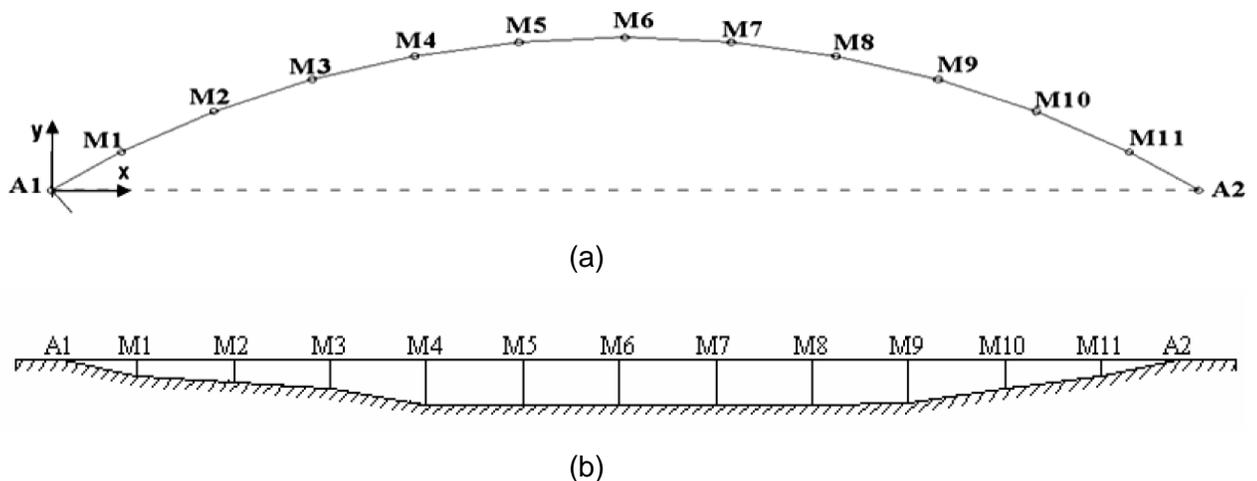


Fuente: tomado de Wang et al. (Wang et al., 2008).

Sextos et al. (Sextos et al., 2004) se interesaron en el puente Krystallopigi, debido a su irregularidad en planta y en altura (ver Figura 12), y realizaron un análisis asíncrono variando el ángulo de ataque de la onda. Los resultados de dicho análisis

les sirvieron para concluir que el ángulo de ataque (plano horizontal) juega un papel secundario en el análisis asíncrono. Sin embargo, según Fernández et al. (Fernández et al., 2013), el ángulo de incidencia (plano vertical) de la onda si es importante. Esta conclusión fue obtenida luego de analizar dos puentes con tres vanos, cada vano de 50 m y pilas de 55 m de altura aproximadamente; la diferencia radicaba en el tipo de apoyo entre la viga y la pila, siendo considerados dos tipos de apoyo: M1 apoyo elastomérico y M2 apoyo monolítico. El ángulo de incidencia crítico para el primer tipo de apoyo fue de 60° y mientras que para la conexión rígida fue de 30° .

Figura 12. Puente Krystallogipi: (a) vista en planta, (b) altimetría del puente.



Fuente: tomado de Sextos et al. (Sextos et al., 2004).

Feng y Kim (Feng y Kim, 2003), Saxena et al. (Saxena et al., 2000) tomaron como casos de estudio el puente Santa Clara compuesto de 12 vanos, con 500m de longitud total y el puente TY0H compuesto de 5 vanos y una longitud total de 242m. Mediante análisis no lineales identificaron un incremento en la demanda de ductilidad para las columnas, comparado con el análisis clásico. El estudio de Feng y Kim (Feng y Kim, 2003) es el primero en proponer curvas de fragilidad en condiciones de excitación sísmica asíncrona, las cuales aportan información útil para tener en cuenta en la actualización de los códigos de diseño. Según Feng y

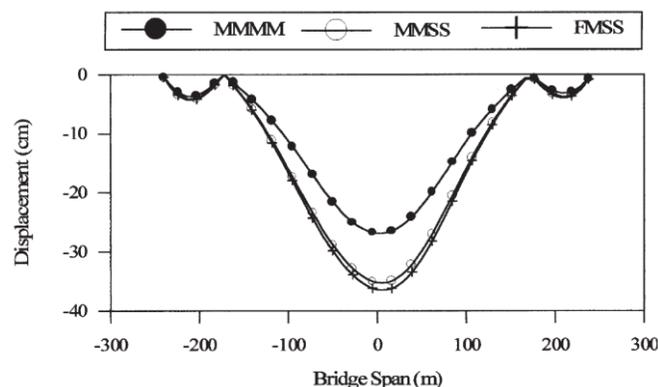
Kim (Feng y Kim, 2003), la probabilidad de fallas en la estructura puede incrementarse hasta 2.3 veces, si se considera la excitación sísmica asíncrona dentro del análisis y posterior diseño.

2.5.4. Puentes atirantados

Diversos autores se han interesado por analizar los efectos de la excitación sísmica asíncrona en el puente metálico atirantado Jindo, el cual se encuentra cimentado sobre un suelo variable, posee una luz central de 344 m y dos vanos laterales de 70 m cada uno.

Soyluka y Avanoglu (Soyluka y Avanoglu, 2012) encontraron interesantes las características del puente Jindo para llevar a cabo un análisis asíncrono, teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura, adicionando los tres patrones de asincronismo por separado y en conjunto. El patrón que más afecta, si se considera la interacción suelo-estructura, es el efecto local de sitio, aumentando la demanda en el tablero y en las torres (Dumanoglu y Soyluk, 2003) (ver Figura 13, donde, F, M y S representan suelos firme, medio y suave, respectivamente, en cada uno de los cuatro apoyos del puente representados por las cuatro letras mayúsculas seguidas).

Figura 13. Desplazamientos verticales máximos de la componente dinámica en el tablero del puente Jindo.

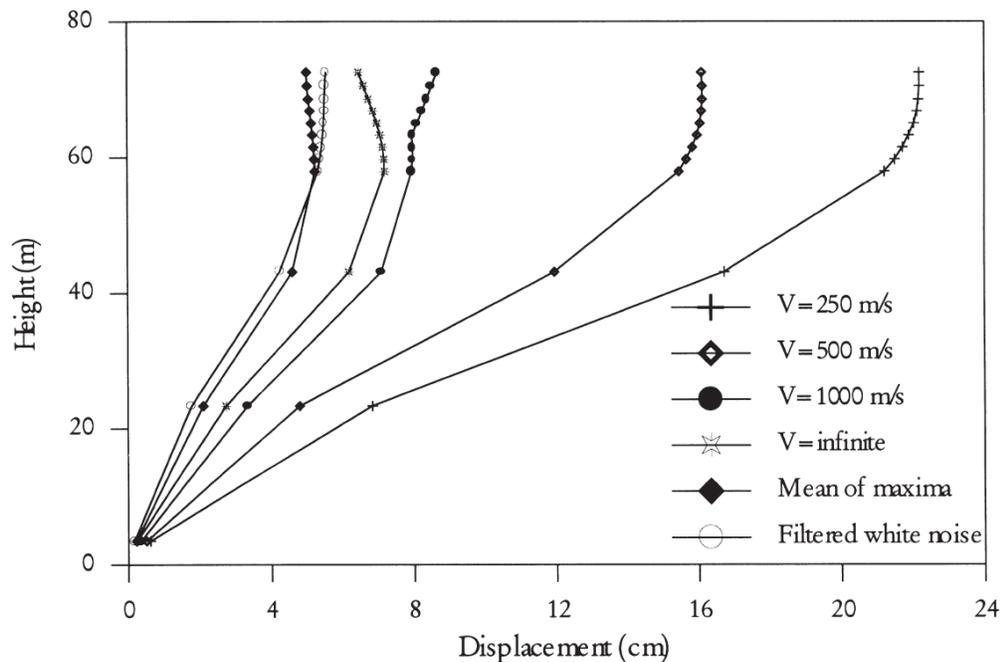


Fuente: tomado de Dumanoglu y Soyluk (Dumanoglu y Soyluk, 2003).

Por otro lado, Valdebenito, Aparicio (Valdebenito y Aparicio, 2005), Soylyuk y Dumanoglu (Soylyuk y Dumanoglu, 2000) también estudiaron el puente Jindo y basados en los resultados determinaron que para puentes atirantados de grandes luces, el patrón que más afecta la respuesta es el efecto de onda pasajera, pues al disminuir la velocidad aparente de onda, se incrementa el desfase temporal entre fuerzas sísmicas aplicadas en los apoyos del puente, lo cual afecta directamente la respuesta estructural, la Figura 14 y la

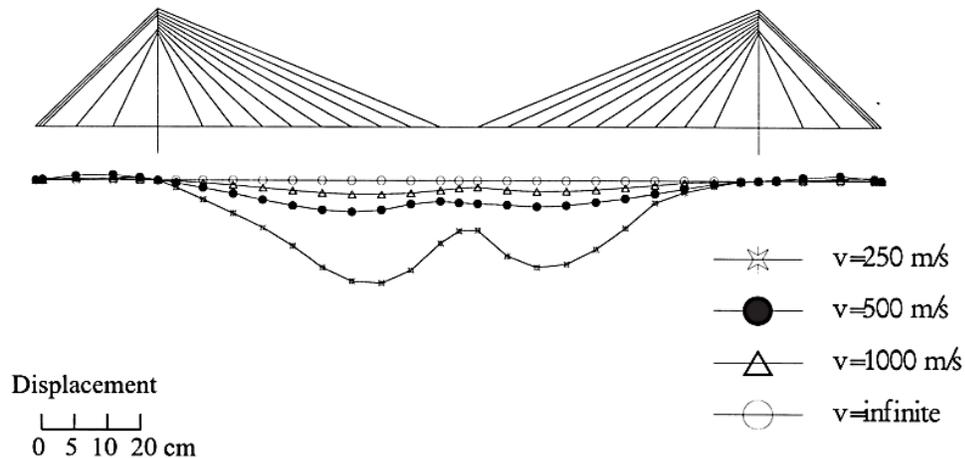
Figura 15 muestran el aumento del desplazamiento horizontal en la pila y la flecha vertical en el tablero, respectivamente, a medida que disminuye la velocidad aparente de onda. Sin embargo, la onda pasajera no es la única variable importante, también los son la longitud del claro, la rigidez estructural, la redundancia estática, el ángulo de incidencia de la onda y la razón de la inercia torre/tablero, lo que dificulta establecer de manera general si el caso desfavorable para puentes atirantados es la excitación sísmica asíncrona.

Figura 14. Desplazamiento horizontal de la torre que se encuentra en la isla variando la velocidad aparente de onda en el puente Jindo.



Fuente: tomado de Soylyuk y Dumanoglu (Soylyuk y Dumanoglu, 2000).

Figura 15. Componente pseudo-estática de desplazamiento en el tablero del puente Jindo variando la velocidad aparente de onda.

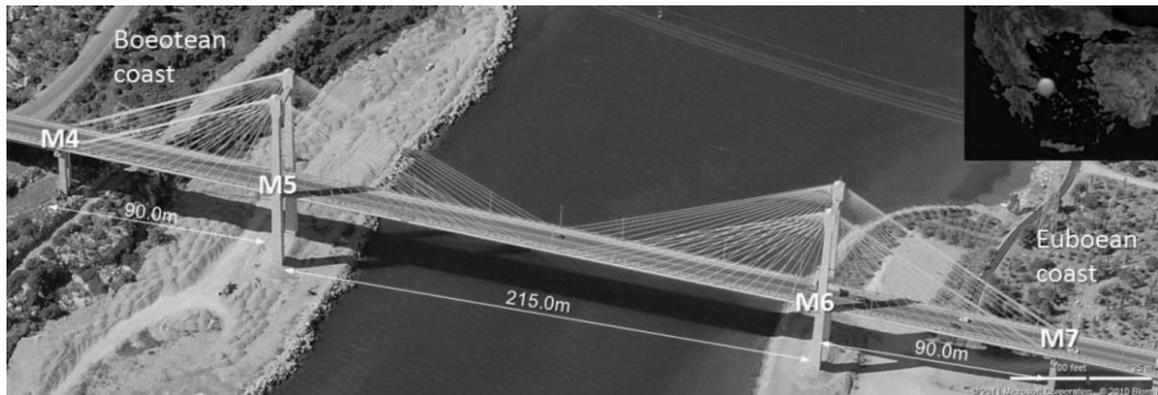


Fuente: tomado de Soyluk y Dumanoglu (Soyluk y Dumanoglu, 2000).

Karakostas et al. (Karakostas et al., 2011) emplearon un modelo de elementos finitos tridimensional del puente Evripos (Figura 16), al que asignaron registros reales del sismo de Atenas (1999). A partir de los resultados se determinó que: la excitación sísmica asíncrona es beneficiosa para los momentos flexionantes en las pilas y para los desplazamientos en la luz central del tablero. En cuanto a los momentos flexionantes fuera del plano y los desplazamientos en la parte alta de la pilas, el movimiento asíncrono es claramente crítico y el incremento de los desplazamientos varía en función del cambio en la amplitud del espectro de Fourier, es decir, que depende de los valores de aceleración pico contenidos en el rango de frecuencias de los modos altos.

De acuerdo a Abdel et al. (Abdel et al., 2011), los modos superiores son una herramienta clave para entender el rol del asincronismo en la respuesta sísmica de puentes. Debido a que dichos modos son fundamentalmente asimétricos, la implementación de sistemas de control bajo excitación sísmica asíncrona se dificulta, reduciendo la eficiencia de los dispositivos de disipación de energía, sean activos, semi-activos o pasivos.

Figura 16. Puente atirantado Evripos, Grecia.



Fuente: tomado de Karakostas et al. (Karakostas et al., 2011).

2.5.5. Puentes colgantes

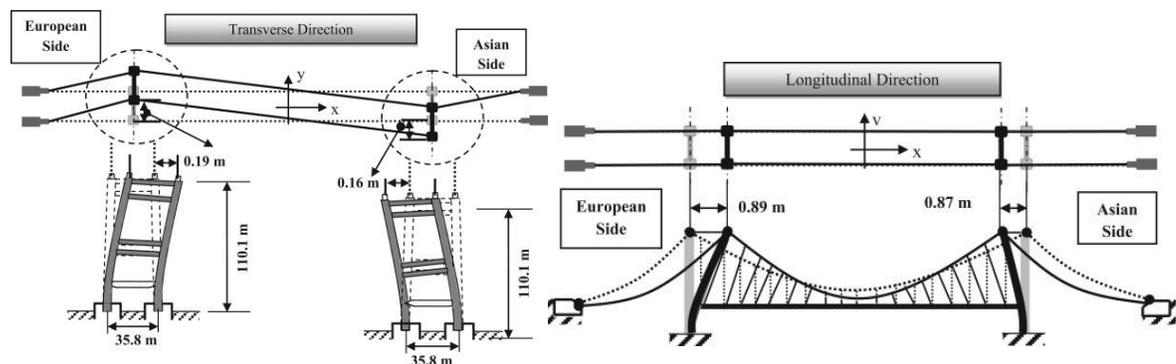
Harichandran et al. (Harichandran et al., 1996) realizaron un primer análisis asíncrono al puente Golden Gate (Estados Unidos). En dicho análisis, los autores encontraron que la componente de mayor influencia es la dinámica. Sin embargo, la componente pseudo-estática y de covarianza aportan significativamente al desplazamiento total en el centro del claro principal, por lo tanto, para el caso de la excitación sísmica asíncrona, la respuesta es crítica en el centro del claro principal, pero en el resto de la estructura la respuesta es subestimada respecto a la excitación sísmica uniforme. Por otra parte, la componente de covarianza es mayor que la pseudo-estática, para el caso de estructuras con modos de bajas frecuencias. Adicionalmente, mencionan que el efecto de onda pasajera produce efectos críticos en sentido transversal, debido a que el asincronismo excita modos asimétricos de la estructura.

El puente Golden Gate también fue estudiado por Ahmed y Lawrence (Ahmed y Lawrence, 1982), quienes aseguran que considerar solo el efecto de onda pasajera subestima la respuesta estructural, debido a que en ciertos casos, la tensión en los cables aumenta en gran medida al considerar la incoherencia, dando importancia a la rigidez y las condiciones locales de suelo. Es decir, a mayor rigidez en la estructura, mayor será la respuesta bajo excitación sísmica asíncrona, por lo tanto,

los tres patrones se deben tener en cuenta por separado y en conjunto para el análisis asincrónico de puentes colgantes.

Nurdan et al. (Nurdan et al., 2016) realizaron análisis asíncrono al puente colgante Fatih Sultan Mehmet en Turquía que posee una luz central de 1090 m de largo y dos vanos laterales de 210 m cada uno. En el análisis mencionado, los autores encontraron aumento del 21% y 18% en las fuerzas axiales de tensión en el cable principal y de los cables verticales, respectivamente. La razón del incremento se asocia a movimientos opuestos de las torres debido a la excitación sísmica asíncrona (ver Figura 17), aumentando también las fuerzas de cortante en la base de las torres.

Figura 17. Deformadas del puente Fatih Sultan Mehmet: izquierda) desplazamiento transversal de las torres para el caso asíncrono, derecha) desplazamiento longitudinal de las torres para el caso asíncrono.



Fuente: tomado de Nurdan et al. (Nurdan et al., 2016).

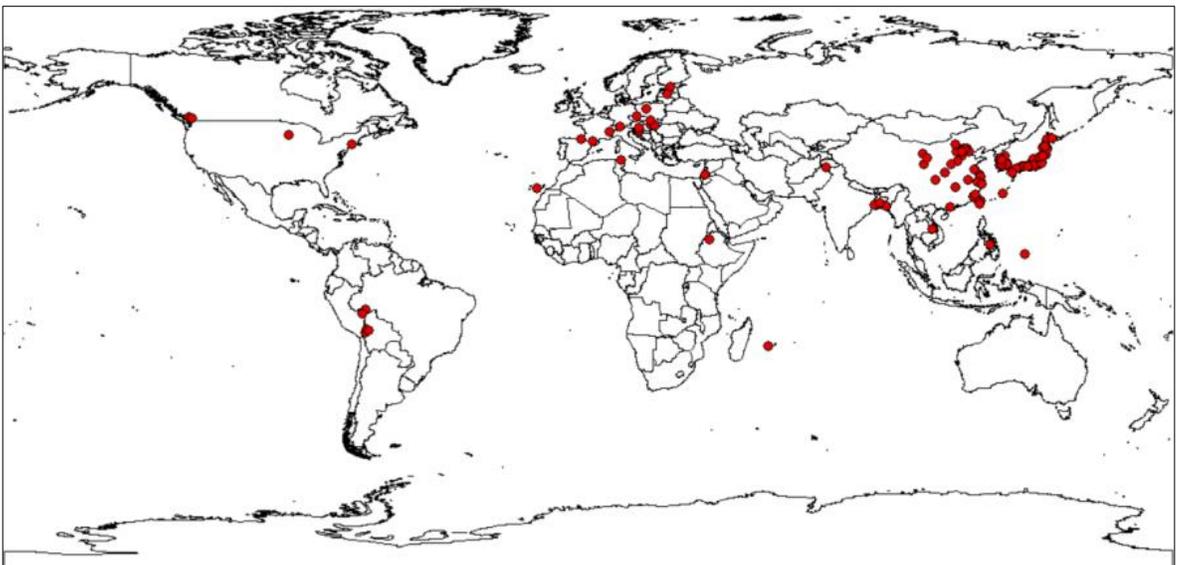
En 1999, Wang et al. (Wang et al., 1999) analizaron el puente Jiangyin Yangtse (China) (ver Figura 18) considerando solo el efecto de onda pasajera, asumiendo de antemano que dicho patrón sería el más crítico y haciendo énfasis en la importancia de tener en cuenta las diferencias geológicas que se pueda presentar en los apoyos de puentes de grandes luces. Según Wang et al., el error producido al despreciar el efecto de coherencia es de aproximadamente el 15%, por lo tanto,

Aunque la mayor demanda de fuerzas fue dominada por el peor caso uniforme, en algunos tramos del tablero la excitación sísmica asíncrona superó la respuesta del peor caso uniforme.

3. PUENTES EXTRADOSADOS

Los puentes extradosados son considerados como una solución intermedia entre puentes atirantados y puentes de viga cajón pretensados, los cuales proporcionan una solución óptima, económica y arquitectónicamente llamativa, propuesta inicialmente por Mathivat en 1988 para dar solución al viaducto Arrêt Darré, dicha tipología no sólo se viene implementando en Asia sino también Europa y América (Benjumea et al., 2012) (ver Figura 19). Principalmente los puentes extradosados se componen de torres de baja altura, tablero y cables de pretensado dispuestos exteriormente, intentando ganar excentricidad y descarga en los cables, evitando la utilización de anclajes especiales como los utilizados en puentes atirantados.

Figura 19. Distribución geográfica de los puentes extradosados.



Fuente: tomado de Suarez (Suarez, 2011).

El puente extradosado que tiene la mayor longitud de vano principal es el puente del río Wuhu Yangtze (ver Figura 20), con 312 m de vano principal y 2193 m de longitud total, es un puente de múltiples vanos que se encuentra ubicado en China

y su construcción concluyó en el año 2000. Para el estudio propuesto, no se excederán los 300 m de longitud en el vano principal.

Figura 20. Puentes extradosados sobre el río Wuhu Yangtze.

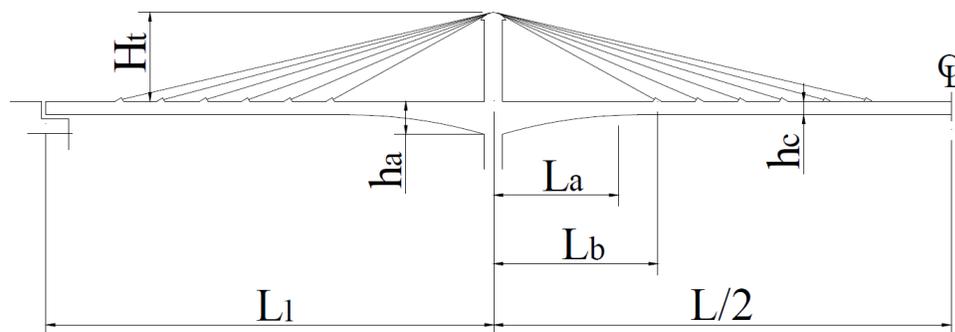


Fuente: tomado de Megaconstrucciones.net (Megaconstrucciones.net, 2013).

3.1.1. Predimensionamiento

A continuación, se presentan las recomendaciones de predimensionamiento recopiladas por Benjumea et al. (Benjumea et al., 2010). La Figura 21 establece la nomenclatura general de las principales dimensiones que definen geoméricamente un puente extradosado.

Figura 21. Nomenclatura de las dimensiones de un puente extradosado.



Fuente: tomado de Benjumea et al. (Benjumea et al., 2010).

Donde,

H_t , altura de la torre.

L_a , longitud en la que varia la altura del tablero.

L_b , distancia a la cual se coloca primer cable en el tablero, medida desde el centro de la torre.

h_a , altura de la sección del tablero en el apoyo.

h_c , altura de la sección del tablero en el tramo central.

L , longitud de la luz principal.

L_l , longitud de la luz lateral.

Según el estudio realizado por Chio en el 2000 (Chio, 2000), se tiene:

Altura del pilono:

En el presente estudio se mantiene la siguiente relación altura de la pilono contra longitud del vano principal:

$$H_t/L = 1/10 \quad (20)$$

Para el puente atirantado se tuvo en cuenta una relación $H_t/L = 1/5$.

Canto tablero:

En general la altura del tablero puede ser variable y su variación en lo posible debe guardar las siguientes relaciones:

En el apoyo de la pila:

$$h_a = L/30 \quad (21)$$

En el centro de luz:

$$h_c = L/45 \quad (22)$$

Sin embargo, en el presente estudio se mantuvo constante la altura del tablero utilizando una sección viga cajón de una celda en la que se varió el espesor de la losa inferior en sentido longitudinal, el máximo espesor para las dovelas ubicadas sobre pilas y el mínimo espesor para dovelas que llegan al centro de luz y a los estribos laterales.

Longitud primer tirante:

En puentes extradados, la longitud del primer tirante está dada por la relación:

$$0.8L \leq L_b \leq 0.25L \quad (23)$$

De acuerdo a Komiya (Komiya, 1999), el arreglo mas económico, corresponde a poner el primer tirante a a una distancia aproximada al 20% de la luz principal.

Longitud del vano lateral:

Según Chio (Chio, 2000), la longitud del vano lateral debe estar entre el 40% y el 60% de la longitud del vano principal. Sin embargo, Mermigas (Mermigas, 2008) sugiere que para tableros esbeltos con longitud de 140 m en el vano principal, no es posible usar vanos de mas del 50% de 140 m, debido a que se excede la capacidad del tablero por aumentos significativos en los momentos flectores.

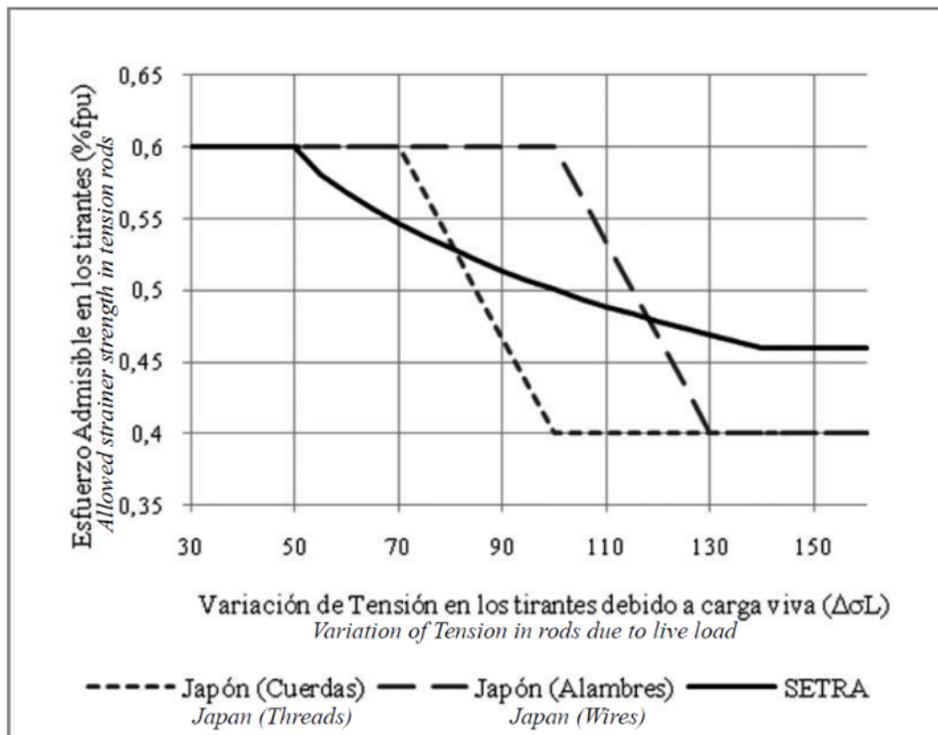
3.1.2. Consideraciones adicionales

Se debe tener cuidado con la relación de rigidez-tablero/rigidez-sistema de tirantes, para evitar sobrecargas en el tablero, los tirante y/o la torre, a mayor altura de torre, menor trabajo del tablero. En cuanto a la vinculación tablero pila, desde el punto de vista sísmico la mejor opción es disponer el tablero simplemente apoyado sobre las pilas, aunque el mejor comportamiento de los elementos para casos generales de carga, se da cuando la pila y el tablero son monolíticos (Benjumea et al., 2010).

Esfuerzos admisibles en los cables en estado límite de servicio:

En Japón, la Asociación Japonesa de Ingeniería del Concreto Pretensado (Association Japan Prestressed Concrete Engineering, 2009) propone un esfuerzo admisible que varía entre $0.40\sigma_{ult}$ y $0.6\sigma_{ult}$, para variaciones debido a carga viva entre 70 y 100 MPa.

Figura 22. Esfuerzo admisible máximo en los tendones extradados como función de $\Delta\sigma_L$.



Fuente: tomado de Benjumea et al. (Benjumea et al., 2010).

Según el Service d'études sur les routes es leurs aménagements, el esfuerzo admisible en los tirantes está dado por:

$$\sigma_{adm} = \begin{cases} 0.6\sigma_{ult}, & \text{si } \Delta\sigma_L < 50\text{MPa} \\ 0.46 \left(\frac{\Delta\sigma_L}{140}\right)^{-0.25}, & \text{si } 50 \leq \Delta\sigma_L \leq 140\text{MPa} \\ 0.46\sigma_{ult}, & \text{si } \Delta\sigma_L > 140\text{MPa} \end{cases} \quad (24)$$

Dos Santos (Dos Santos, 2006), sugiere tensión máxima en tirantes de 50MPa, para puentes extradados.

Es importante tener en cuenta que entre más esbelta la sección del tablero, las solicitaciones por carga viva en los tirantes aumenta, obligando el incremento en la rigidez de las pilas y disminuyendo el nivel de tensión de los cables, si el tablero es rígido, entonces los cables pueden ser tensados al máximo según la Figura 22.

4. ESTUDIO PARAMÉTRICO

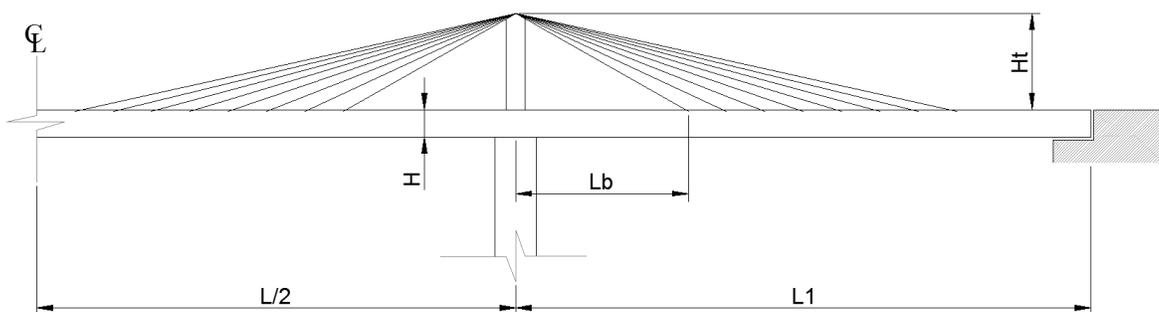
En el presente capítulo, se presentan formalmente los parámetros necesarios para dar cumplimiento a los objetivos planteados en el presente estudio, teniendo en cuenta las características geométricas, las propiedades de los materiales, los tipos de carga que se usaron y el tipo de análisis que se llevó a cabo.

4.1. PUENTES MODELO: PARÁMETROS ADOPTADOS

4.1.1. Geometría de los puentes analizados

Partiendo de las recomendaciones de diseño dadas por Chio (Chio, 2000), Dos Santos (Dos Santos, 2006) y Mermigas (Mermigas, 2008), y teniendo en cuenta las investigaciones realizadas por Benjumea et al. (Benjumea et al., 2010) (Benjumea et al., 2012), se atribuyeron las características geométricas de cada uno de los modelos de puentes extradosados. Para evitar que el análisis paramétrico fuese perturbado por alguna variable diferente a las planteadas, se intentó conservar las proporciones de los puentes modelo, ver la Figura 23 y la Tabla 2.

Figura 23. Parámetros empleados para los puentes analizados.



L: Longitud del vano principal

L1: Longitud del vano lateral

Lb: Distancia al primer tirante

Ht: Altura de la torre

H: Altura del tablero

La primera variable considerada en el estudio fue la longitud del vano principal (L) iguales a 100 m, 150 m, 200 m, 250 m y 300 m; la segunda variable se fijó en la rigidez del tablero manteniendo una longitud de vano principal de 300 m, es decir, tres modelos con luz principal de 300 m con altura de tablero: L/35 para tablero rígido, L/56 para tablero de rigidez media y L/140 para tablero flexible; para la tercer y última variable se tuvo en cuenta la altura de los pilonos para dos modelos de longitud en el vano principal de 300 m con tablero de rigidez media, pasando de un puente extradadosado a un puente atirantado con altura de pilono igual a L/10 y L/5, respectivamente. La longitud de los vanos laterales para todos los casos corresponde al 60% de la longitud del vano principal (0.6L), excepto para el modelo de puente extradadosado con tablero flexible (PEF300). En dicho modelo se utilizó una longitud de vano lateral igual al 50% de la longitud del vano principal (0.5L) según Buevas (Buevas, 2015), ver Tabla 2.

Tabla 2. Características principales de los puentes analizados.

Puente Parámetro	PER100	PER150	PER200	PER250	PEF300*	PEM300	PER300	PAM300
L (m)	100	150	200	250	250	300	300	300
L1 (m)	60	90	120	150	150	180	180	180
L1/L	0.6	0.6	0.6	0.6	0.5	0.6	0.6	0.6
Lb (m)	21.5	27	38	50	30	60	60	12
Lb/L	0.215	0.18	0.19	0.20	0.10	0.20	0.20	0.04
Ht (m)	10	15	20	25	25	30	30	60
Ht/L	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2
H (m)	2.5	4.3	5.75	7.14	2.14	5.36	8.57	5.36
H/L	0.025	0.029	0.029	0.029	0.009	0.018	0.029	0.018

* En el modelo PEF300 se redujo la longitud del vano lateral y la distancia al primer tirante teniendo en cuenta las relaciones $L/2$ y $L/10$, respectivamente, según recomendaciones de (Buevas Moya, 2015).

PER100: Puente Extradosado de tablero Rígido, longitud principal de 100 m.

PER150: Puente Extradosado de tablero Rígido, longitud principal de 150 m.

PER200: Puente Extradosado de tablero Rígido, longitud principal de 200 m.

PER250: Puente Extradosado de tablero Rígido, longitud principal de 250 m.

PEF300: Puente Extradosado de tablero Flexible, longitud principal de 300 m.

PEM300: Puente Extradosado de tablero Medio, longitud principal de 300 m.

PER300: Puente Extradosado de tablero Rígido, longitud principal de 300 m.

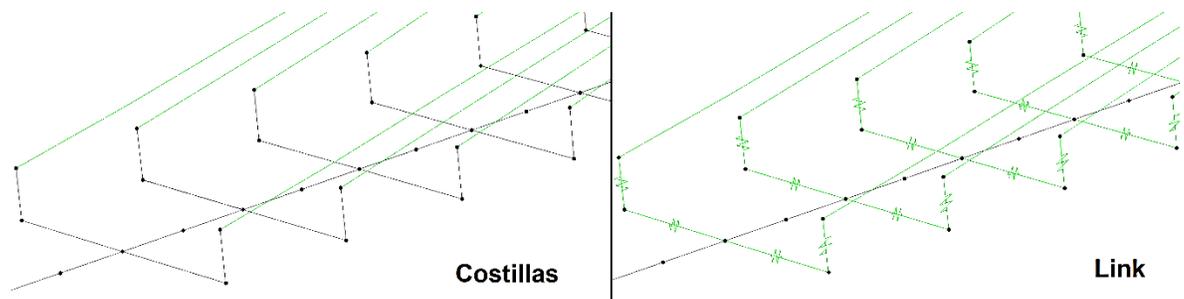
PAM300: Puente Atirantado de tablero Medio, longitud principal de 300 m.

Para todos los casos de puentes modelo se tuvo en cuenta una sección tipo cajón de una celda, con canto constante. Transversalmente el tablero se compone de dos carriles de 3.65 m, dos bermas de 2.0 m, dos barreras de tráfico vehicular con ancho de 0.4 m cada una y un voladizo de 1.1 m a cada lado, para un ancho total del tablero de 14.30 m. El espesor de la losa inferior (t) varía linealmente a lo largo de la luz principal disminuyendo desde la dovela 1 hasta el centro de luz, y en los vanos laterales disminuye desde la dovela 1 hasta el estribo. Con la finalidad de utilizar la hipótesis de las secciones planas de Bernoulli, se utilizaron elementos tipo *frame* con rigidez tendiente a infinito en todas las direcciones y se despreció su masa. Dichos objetos son conocidos como elementos *costillas*.

Nota: el software comercial SAP2000 Advanced v.14.2.4® tiene elementos tipo *Link*, considerados elementos de longitud cero, útiles unir puntos entre sí los cuales están separados una longitud determinada, teniendo como referencia los seis grados de libertad de cada punto. Sin embargo, usando elementos tipo *Link* se detectó un cambio importante en los periodos y modos de vibración de los modelos,

los cuales influyen de manera perjudicial para el análisis asíncrono, por lo tanto, se descartó el uso de los elementos tipo *Link* y se recurrió a las *costillas*, ver Figura 24.

Figura 24. Modelamiento de las secciones planas con elementos tipo: izquierda) *costillas* y derecha) *Link*.



El Anexo A contiene los planos descriptivos de cada puente propuesto para el análisis, cada plano contiene: vista longitudinal, vista en altura, propiedades geométricas de la sección transversal de las dovelas que componen el tablero, secciones transversales de pilas y pilonos, y la nomenclatura empleada para los cables.

A continuación se muestra la vista longitudinal y las secciones transversales del tablero (ver Tabla 3) para el modelo PER100, el cual se tomará como ejemplo durante el desarrollo del presente documento.

En la Figura 25 se observa la configuración geométrica del modelo PER100 el cual se compone de un vano principal de 100 m de longitud y vanos laterales de 60 m. Los cables están anclados a las dovelas, siendo un cable por dovela. Cada dovela tienen una longitud de 5.5 m. Sin embargo, para los otros modelos cada dovela tiene 6 m de longitud. El modelo posee cuatro pilonos con sillas de apoyo puestas en la parte superior sobre los cuales descansan los cables. Cada pilono tiene una altura de 10 m. Adicionalmente, se observan dos pilas de 50 m de altura cada una, las cuales componen la infraestructura del puente.

Figura 25. Vista longitudinal del puente extradosado PER100

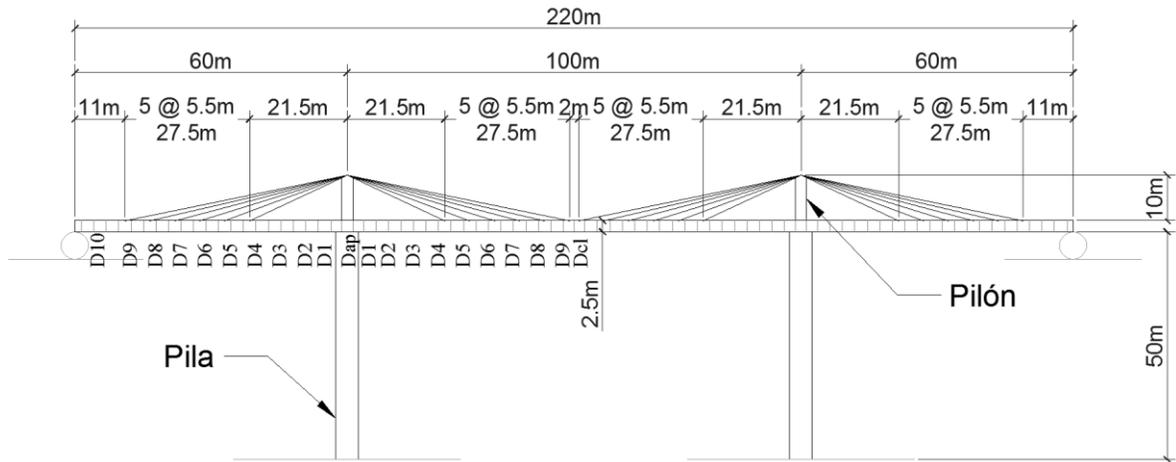
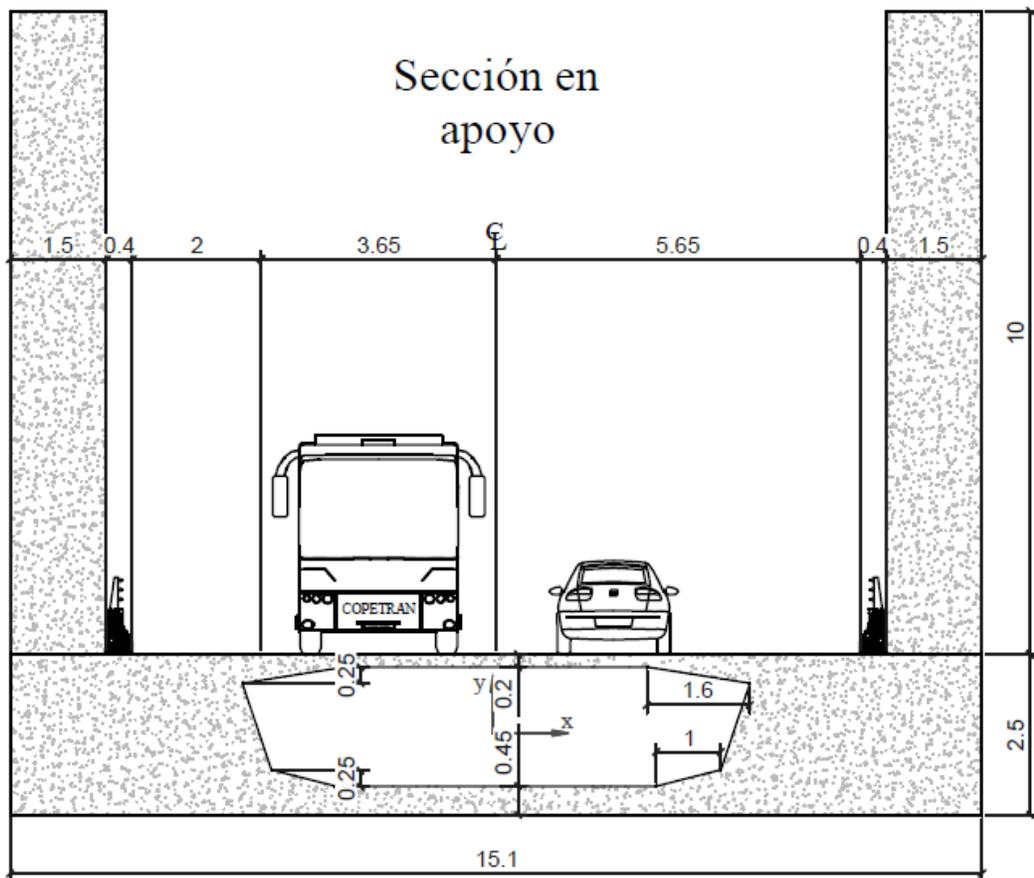


Figura 26. Sección transversal del tablero, en el apoyo, para el puente PER100, unidades: m.



La unión pilono-tablero se asume rígida para todos los casos de estudio. La altura de los pilonos de cada puente se tomó igual a $L/10$ excepto para el puente atirantado en el cual se guarda una relación $L/5$, cada pilono tiene sección transversal maciza con el eje de mayor inercia en dirección perpendicular al eje longitudinal del tablero, ver Tabla 4.

En cuanto a la configuración de los cables extradados (PER100, PER150, PER200, PER250, PEF300, PEM300 y PER300) y de atirantamiento (PAM300) se ha seleccionado la disposición en abanico. Es decir, los cables pasan por sillas de anclaje ubicadas en el punto más alto del pilón y se anclan en los extremos a las dovelas que componen el tablero.

Tabla 4. Propiedades geométricas de los pilonos.

Puente	PER100	PER150	PER200	PER250	PEF300 PEM300 PER300 PAM300	
Bpilón (m)	1.5	1.5	1.5	2	2	
Hpilón (m)	2.5	3	3	4	4.5	

En los estribos (extremo izquierdo y derecho de cada puente) se restringieron dos grados de libertad, la traslación horizontal y vertical en dirección transversal al tablero. La altura en las pilas (H_p) se mantuvo constante, 50 m para todos los puentes. La Figura 28 y la Figura 29 muestran las secciones transversales típicas de los puentes analizados. En todos los casos se verificó que la esbeltez de las pilas ($k H_p/r$) no fuese superior 100, ver Tabla 5. Adicionalmente, se verificó la esbeltez de los muros que componen la sección hueca de las pilas, ver Tabla 6.

Figura 28. Secciones transversales las pilas para los puentes: izquierda) PER100, centro) PER150, derecha) PER200. Unidades: m.

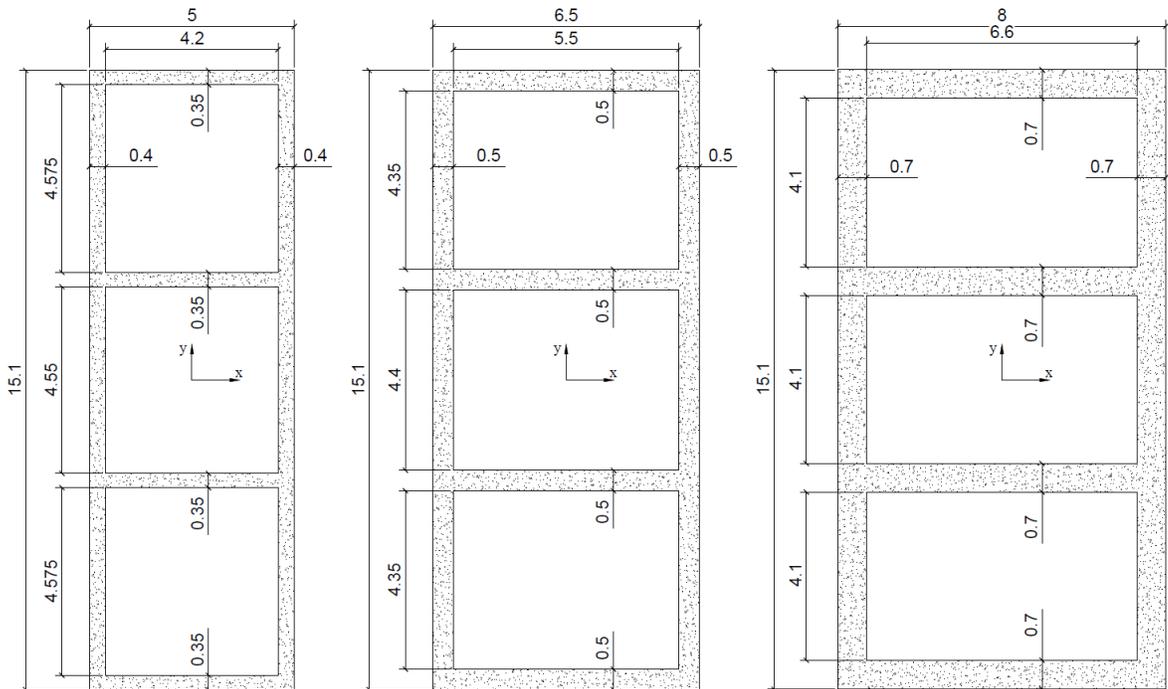


Figura 29. Secciones transversales las pilas para los puentes: izquierda) PER250; derecha) PEF300, PEM300, PER300 y PAM300. Unidades: m.

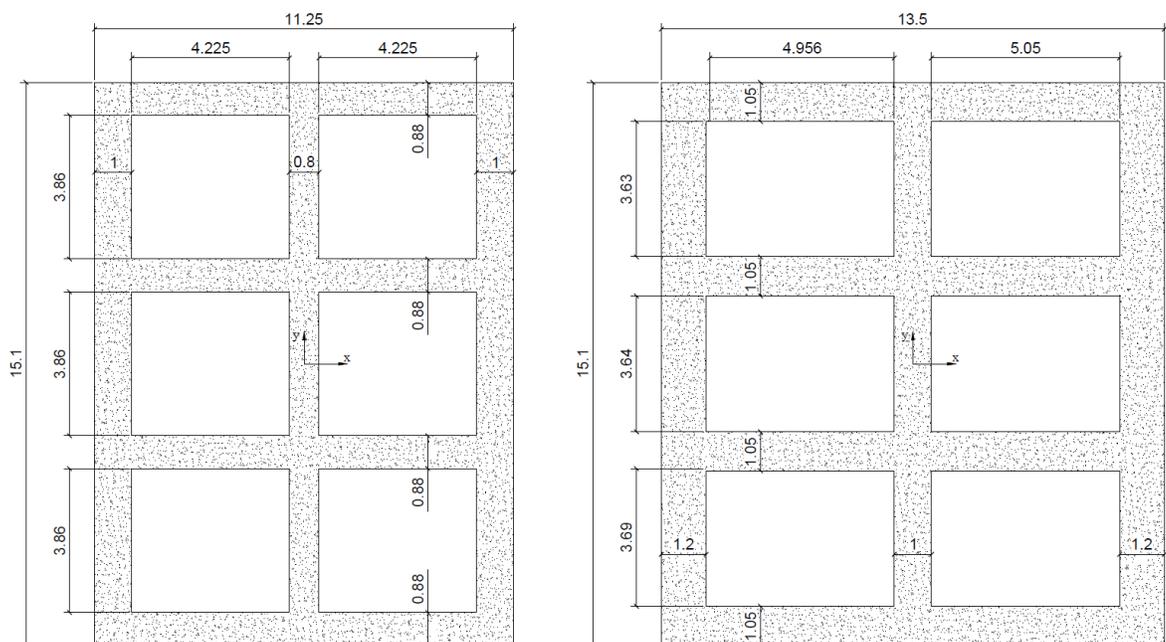
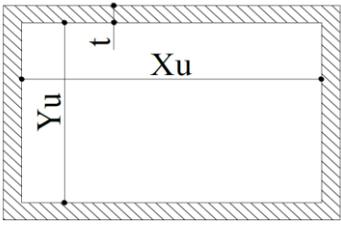


Tabla 5. Propiedades geométricas de las pilas para cada caso de estudio.

Modelo	Propiedades sección transversal (pila)					Esbeltez Pilares $k_x H_p / r_x - k_y H_p / r_y$
	A (m ²)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	r _x (m)	r _y (m)	
PER100	17.96	407.15	72.71	4.761	2.012	21.003 - 49.701
PER150	26.10	613.25	163.94	4.847	2.506	20.630 - 39.900
PER200	39.62	934.66	349.58	4.857	2.970	20.589 - 33.665
PER250	72.02	1640.62	1028.39	4.773	3.779	20.952 - 26.464
PEF300	93.76	2142.76	1854.61	4.781	4.448	20.918 - 22.484
PEM300	93.76	2142.76	1854.61	4.781	4.448	20.918 - 22.484
PER300	93.76	2142.76	1854.61	4.781	4.448	20.918 - 22.484
PAM300	93.76	2142.76	1854.61	4.781	4.448	20.918 - 22.484

Tabla 6. Relación de esbeltez en los muros de los pilares.

	Xu/t	Yu/t	Definición de la relación de esbeltez del muro
Pilas PER100	10.50	13.07	 <p>$Xu/t \wedge Yu/t < 15$</p>
Pilas PER150	11.00	8.80	
Pilas PER200	9.43	5.86	
Pilas PER250	5.28	4.39	
Pilas: PEF300 PEM300 PER300 PAM300	4.96	3.46	

4.1.2. Propiedades de los materiales

Las propiedades mecánicas del concreto para el tablero, las pilas y los pilonos de todos los modelos, excepto para el tablero del PEF300 (f'_c igual a 49 MPa, E_c igual a 32 GPa, y γ_c igual a 24 KN/m³), son: f'_c igual a 39 MPa, E_c igual a 25 GPa, y γ_c igual a 24 KN/m³. Los esfuerzos admisibles a tensión y compresión después de pérdidas en el preesfuerzo interno se presentan en la Figura 37 y la Figura 38. Para

el acero de los cables extradosados se emplearon torones de 7 cordones cada torón, de diámetro 0.6" y las siguientes propiedades: f_{pu} igual a 1860 MPa, f_{py} igual a 1673 MPa, E_{ps} de 200 GPa, y γ_{ps} igual a 77.14 KN/m³.

4.1.3. Dimensionamiento de los cables extradosados

La simetría (en dirección longitudinal y transversal) de los puentes y de las cargas aplicadas a dichos puentes, permite presentar en el documento los resultados de los cables que llegan a un solo pilón (pilón frontal izquierdo), es decir, que se muestran solo los cables correspondientes a la mitad frontal izquierda. La Figura 30 muestra la numeración empleada en el modelo PER100, para los demás modelos se sigue la misma secuencia (CF y CP hacen referencia a los cables frontales y cables posteriores, respectivamente, el número aumenta de izquierda a derecha), ver Anexo A. La distancia entre el punto de anclaje del primer tirante al centroide del pilono, para los puentes PEF300 y PAM300, guarda una relación de 0.1L y 0.04L, respectivamente. Por lo tanto, para los modelos PEF300 y PAM300 se utilizaron una mayor cantidad de cables respecto a los modelos PER300 y PEM300.

Figura 30. Numeración de cables para el puente PER100.

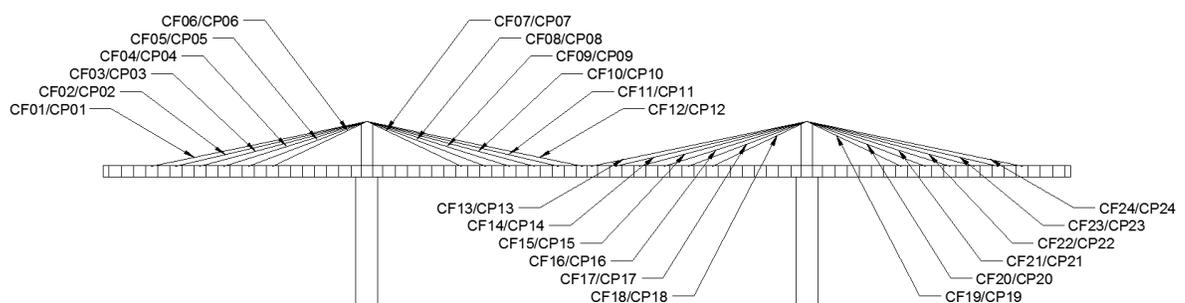


Tabla 7. Número de tendones promedio para los puentes analizados.

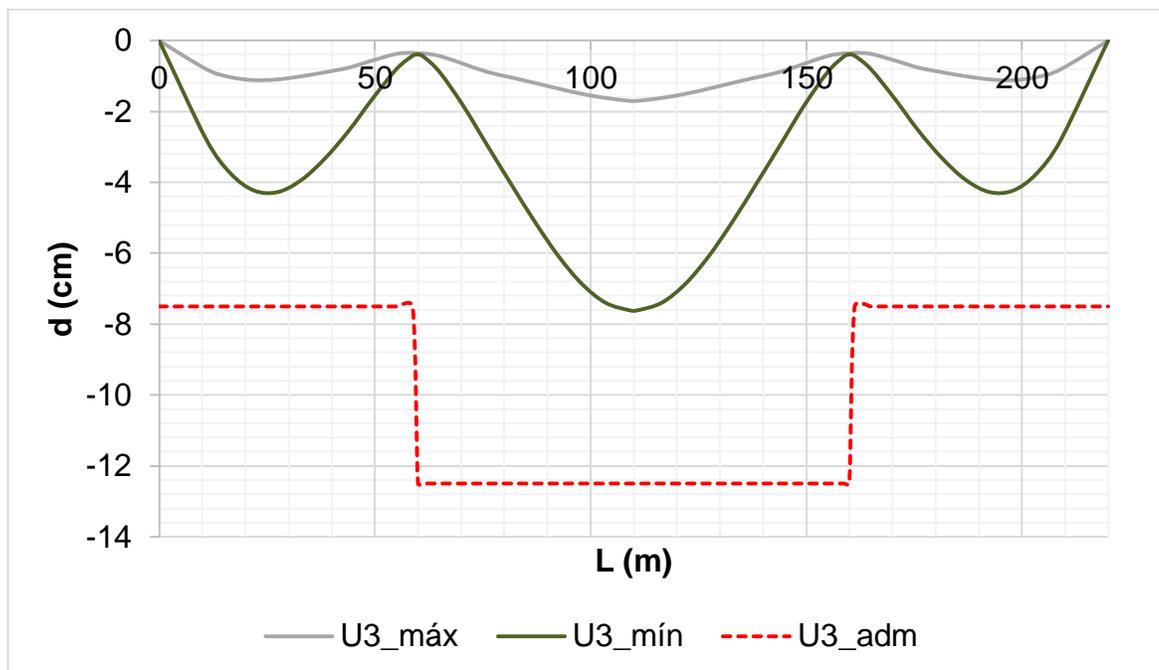
Cable	Número de tendones de 0.6"							
	PER100	PER150	PER200	PER250	PER300	PEM300	PEF300	PAM300
CF01 / CP01 / CF47 / CP47	10	17	21	23	28	38	86	47
CF02 / CP02 / CF48 / CP48	10	17	21	25	31	41	86	44
CF03 / CP03 / CF49 / CP49	11	17	21	28	34	45	86	42
CF04 / CP04 / CF50 / CP50	12	16	20	31	37	48	86	39
CF05 / CP05 / CF51 / CP51	14	15	20	34	40	51	80	37
CF06 / CP06 / CF52 / CP52	15	15	20	37	43	54	80	34
CF07 / CP07 / CF53 / CP53	15	16	21	40	46	57	80	37
CF08 / CP08 / CF54 / CP54	14	24	23	42	48	60	80	42
CF09 / CP09 / CF55 / CP55	12	24	26	44	51	63	72	47
CF10 / CP10 / CF56 / CP56	11	16	30	46	53	65	72	51
CF11 / CP11 / CF57 / CP57	10	15	30	47	55	68	72	55
CF12 / CP12 / CF58 / CP58	10	15	26	48	56	70	72	57
CF13 / CP13 / CF59 / CP59		16	23	48	57	71	70	57
CF14 / CP14 / CF60 / CP60		17	21	47	58	72	70	57
CF15 / CP15 / CF61 / CP61		17	20	46	58	72	70	55
CF16 / CP16 / CF62 / CP62		17	20	44	57	71	70	51
CF17 / CP17 / CF63 / CP63			20	42	56	70	80	46
CF18 / CP18 / CF64 / CP64			21	40	55	68	80	40
CF19 / CP19 / CF65 / CP65			21	37	53	65	80	33
CF20 / CP20 / CF66 / CP66			21	34	51	63	80	28
CF21 / CP21 / CF67 / CP67				31	48	60	80	28
CF22 / CP22 / CF68 / CP68				28	46	57	80	26
CF23 / CP23 / CF69 / CP69				25	43	54	70	20
CF24 / CP24 / CF70 / CP70				23	40	51	70	20
CF25 / CP25 / CF71 / CP71					37	48	70	26
CF26 / CP26 / CF72 / CP72					34	45	70	28
CF27 / CP27 / CF73 / CP73					31	41	72	28
CF28 / CP28 / CF74 / CP74					28	38	72	33
CF29 / CP29 / CF75 / CP75							72	40
CF30 / CP30 / CF76 / CP76							72	46
CF31 / CP31 / CF77 / CP77							80	51
CF32 / CP32 / CF78 / CP78							80	55
CF33 / CP33 / CF79 / CP79							80	57
CF34 / CP34 / CF80 / CP80							80	57
CF35 / CP35 / CF81 / CP81							86	57
CF36 / CP36 / CF82 / CP82							86	55
CF37 / CP37 / CF83 / CP83							86	51
CF38 / CP38 / CF84 / CP84							86	47
CF39 / CP39 / CF85 / CP85								42
CF40 / CP40 / CF86 / CP86								37
CF41 / CP41 / CF87 / CP87								34
CF42 / CP42 / CF88 / CP88								37
CF43 / CP43 / CF89 / CP89								39
CF44 / CP44 / CF90 / CP90								42
CF45 / CP45 / CF91 / CP91								44
CF46 / CP46 / CF92 / CP92								47
Subtotal*	144	274	446	890	1274	1606	2944	1946
Total	576	1096	1784	3560	5096	6424	11776	7784

* Cantidad de cables que llegan a un solo pilono.

En la Tabla 7 se especifica la cantidad de tendones de 0.6" requeridos para cumplir con la flecha máxima ($d = L/800$) en los vanos de los puentes analizados. Es notable que el puente PEF300 requiere la mayor cantidad de torones, esto debido a la poca rigidez que aporta el tablero esbelto, lo cual se traduce en mayor número de torones tensionados hasta el 40% del esfuerzo último del acero de preesfuerzo (para los modelos PEF300 Y PAM300 se utilizó el 40% del f_{up} en los cables, mientras en los otros modelos se llevaron los cables hasta el 60% del f_{pu}).

A continuación, se presentan la gráfica de verificación de flecha máxima para el puente PER100, en el Anexo B se encuentran los gráficos de deflexiones en el tablero de los otros modelos analizados. Solo en el caso del PEF300 se encontró dificultad a la hora de controlar la flecha en los vanos laterales, esto a causa de la falta de contrapeso en dichos vanos.

Figura 31. Deflexiones en el tablero del puente PER100 debido al peso propio, carga viva y tensionamiento de los cables extradados.



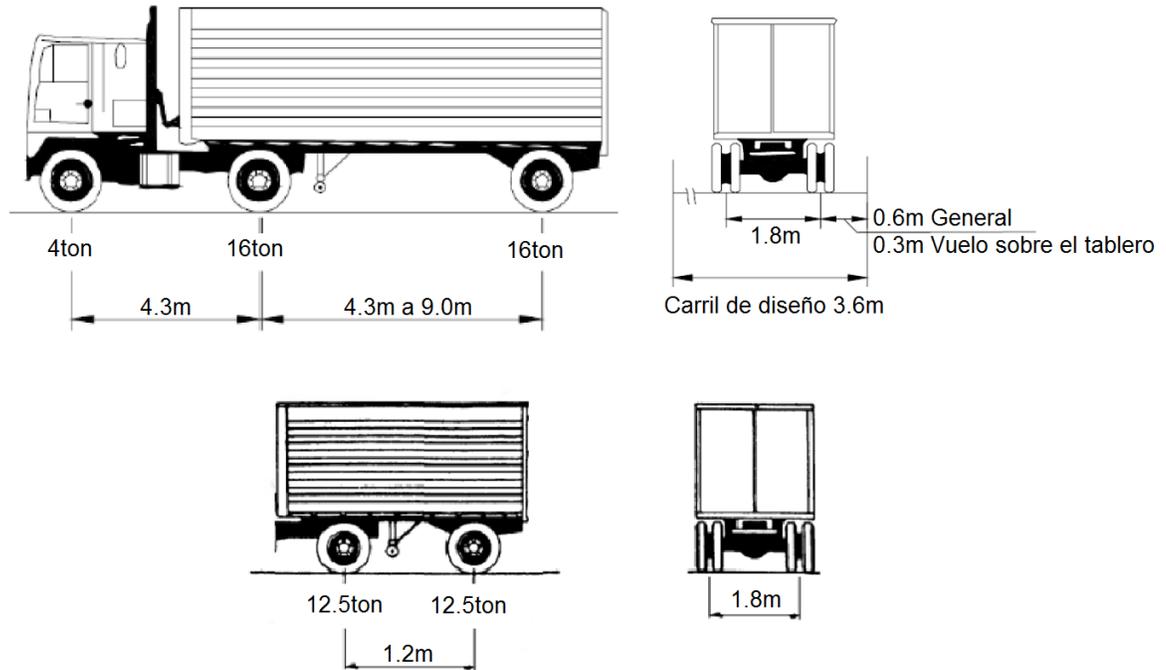
4.2. ACCIONES

4.2.1. Hipótesis de carga

- Carga muerta (D): se debe al peso propio de los elementos estructurales y elementos no estructurales como es el caso del peso de las barreras y de la carpeta asfáltica (carga distribuida a lo largo del tablero de 1.656 ton/m).
- Presolicitación de los cables extradados (P): debida a la fuerza de tensión asignada a los cables extradados.
- Presolicitación de los cables de preesfuerzo (Pi): debida a las fuerzas de tensión asignada a los cables de preesfuerzo.
- Gradiente de temperatura (TG): gradiente de temperatura sobre el tablero igual a 1.46 °C/m.
- Temperatura uniforme (TU): diferencial de temperatura sobre toda la estructura igual a ± 15 °C.
- Carga de tráfico (L): según (AIS, 2015), en un espacio de 3m transversalmente para cada carril de diseño se dispuso una carga lineal de 1.03 ton/m en sentido longitudinal acompañada del camión de diseño (ver Figura 32). Para el presente estudio se escogió el caso del camión de diseño, para el cual se tuvo en cuenta el 33% de amplificación por carga dinámica (IM) para estados límite de los componentes estructurales.
- Carga sísmica (EQ): Para seleccionar los acelerogramas que caracterizarán el sismo de entrada de los modelos, se tuvo en cuenta el informe de Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga (Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de

Bucaramanga, 2001) (ZSIAMB, capítulo 4, sección 4.2. Selección de acelerogramas de diseño).

Figura 32. Características: arriba) del camión de diseño, abajo) del tándem de diseño.



Fuente: tomado del AIS (AIS, 2015)

Para efectos prácticos la ZSIAMB, propone dos escenarios fundamentales: un sismo proveniente de la falla Bucaramanga-Santa Marta considerado de fuente cercana y otro sismo producido por la falla Frontal de los Llanos Orientales considerado de fuente intermedia. La Tabla 8 y la Tabla 9, muestran los acelerogramas de diseño compatibles con las fuentes sismogénicas mencionadas (Falla Bucaramanga-Santa Marta y Falla frontal de los Llanos Orientales), que cubren las demás fuentes (Fallas Salinas, Suárez, Benioff profunda, Uribante Caparo, Boconó, Cimitarra, Palestina, Puerto Rondón y otras fuentes a 200km a la redonda).

Para el desarrollo del proyecto se propone utilizar dos sismos (ver Tabla 8 y Tabla 9): el terremoto de Whittier Narrows (Entre el valle de San Gabriel y California, USA) (ver Figura 33, arriba) ocurrido el 01 de octubre del año 1987. Este terremoto dejó 8 víctimas mortales, destruyó 123 casas y 1347 apartamentos, produjo daños en 513 casas, 2040 apartamentos y 29 puentes principalmente en el Viaducto Interestatal 605, el cual presentó rotura en los apoyos de las columnas. El segundo sismo corresponde al terremoto de Loma Prieta (California, USA) (ver Figura 33, abajo), ocurrido el 17 de octubre de 1989, catalogado como el primer terremoto transmitido en vivo en Televisión abierta, pues a las 5:04 p.m., hora del evento, los Atléticos de Ockland y los Gigantes de San Francisco se preparaban para celebrar el tercer partido de la Serie Mundial de Béisbol, el movimiento telúrico dejó un saldo de 63 muertos, 3757 heridos, 12000 viviendas dañadas, 40 edificios destruidos y daños en un tramo del Puente San Francisco-Ockland Bay, además del colapso de varias secciones del Viaducto Interestatal 880, uno de los tramos que colapsó tenía una longitud de aproximadamente 2 km.

Tabla 8. Acelerogramas de diseño compatibles con el escenario sísmico de la Falla Bucaramanga-Santa Marta (Aceleraciones espectrales obtenidas con acelerogramas escalados a 0.25g).

Fecha	Hora	Nombre Sismo	Ms	Mw	MI	Estación
31/10/1935	18:37:49	Helena	6.0			Carr. Coll.
15/09/1976	15:09:19	Friuli	6.0	6.0	6.1	Robic
27/05/1980	14:50:57	Mam. Lak. (As)	6.0	6.0	6.2	Long Val. D.
22/07/1983	02:39:54	Coalinga (As)	5.8	4.4	6.0	Oil Fie.
01/10/1987	14:42:20	Whittier Narr.	6.0	6.0	5.9	Wilson
26/09/1997	09:40:30	Umbria-Marche	5.9	6.0	5.8	Nocera Umbra

Fuente: tomado tomado del informe de ZSIAMB (Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga, 2001).

Tabla 9. Acelerogramas de diseño compatibles con el escenario sísmico de la Falla Frontal (Aceleraciones espectrales obtenidas con acelerogramas escalados a 0.15g).

Fecha	Hora	Nombre Sismo	Ms	Mw	MI	Estación
15/04/1979	06:19:41	Montenegro	7.0			Herceg Nov.
18/10/1989	00:04:02	Loma Prieta	7.1	6.9	7.1	Gilroy 1
25/04/1992	18:06:04	C. Mendocino	7.1	7.1		Butler Val. 2
12/11/1999	16:57:20	Duzce	7.3	7.1		Mud./Kaym. Bin

Fuente: tomado del informe de ZSIAMB (Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga, 2001).

Donde,

Ms, magnitud de las ondas de superficie.

Mw, magnitud de momento.

MI, magnitud local.

En cuanto al nivel de amenaza, dichos sismos tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años con un periodo de retorno de 475 años. Sin embargo, el factor determinante a la hora de seleccionar los sismos de Whittier Narrows y Loma Prieta fue su capacidad destructiva la cual estuvo en función de los niveles de amplitud y la duración de los eventos.

El patrón de asincronismo que se quería introducir a los modelos era el efecto de onda pasajera, para lo cual se requería de un desfase temporal en la llegada de la onda a cada uno de los apoyos de la estructura (Mehanny et al., 2014). La Figura 34 muestra de manera general, mediante una vista en planta, la manera en la que el frente de ondas ataca una estructura recta con dos apoyos, k y l.

Figura 33. Acelerograma: arriba) Whittier Narrows (0.25g), 1987; abajo) Loma Prieta (0.15g), 1989.

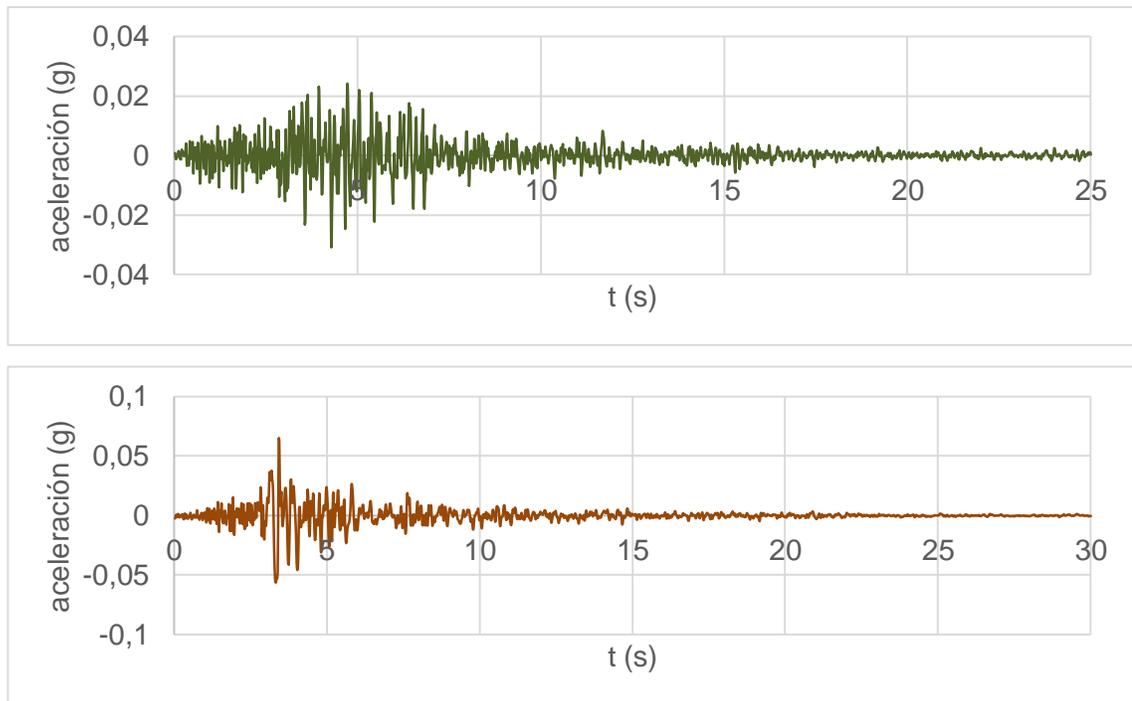
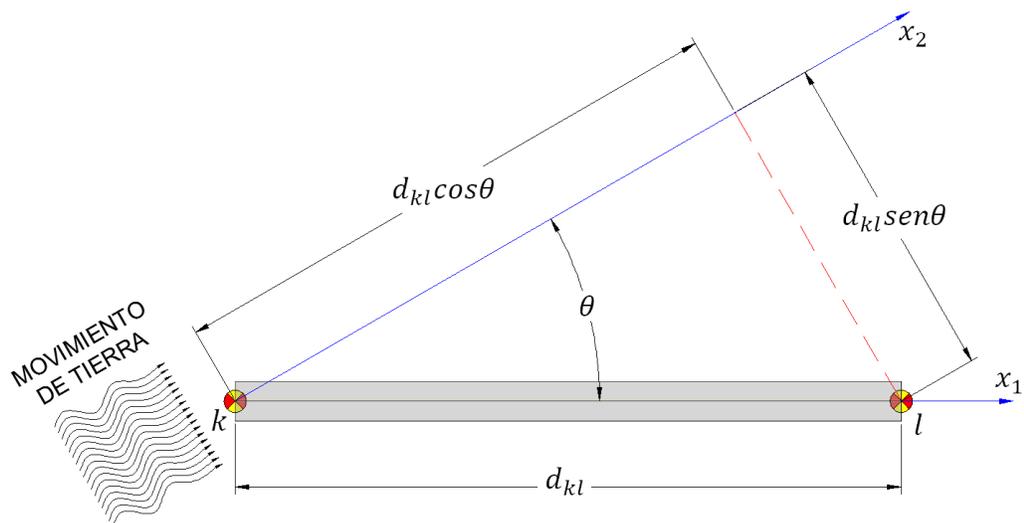


Figura 34. Vista en planta de una onda sísmica atacando dos puntos de cimentación k y l .



En el presente estudio se tuvo en cuenta el efecto de onda pasajera en sentido longitudinal, es decir, que el ángulo de ataque de la onda (θ) se mantuvo constante

e igual a cero, porque de esta manera se obtienen los retrasos temporales máximos. Se usaron cuatro velocidades aparentes de onda (V_{app}) 200 m/s, 500 m/s, 1000 m/s e infinita, suelo blando, suelo de rigidez media, suelo rígido y escenario de excitación uniforme (sin retraso temporal), respectivamente, según Soyuk y Dumanoglu (Soyuk y Dumanoglu, 2000). El desfase temporal ΔT (ver Tabla 1), para la llegada de las ondas entre los apoyos k y l , se tuvo en cuenta mediante la siguiente expresión:

$$\Delta T = T_l - T_k = \frac{d_{kl} \cos \theta}{V_{app}} \quad (25)$$

Donde,

d_{kl} , es la longitud horizontal entre los apoyos k y l .

θ , es el ángulo de ataque de la onda, para el estudio se tomará de 0° , es decir, la onda atacará en sentido longitudinal al puente.

V_{app} , representa la velocidad aparente de la onda, que para cuestiones prácticas se asumirá constante, debe tenerse en cuenta que $T_l \geq T_k$.

Tabla 10. Desfase temporal para cada uno de los puentes en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, en sentido longitudinal.

Puente	d_{kl} (m)	$\cos(\theta)$	ΔT (s)		
			$V_{app} = 200$ m/s	$V_{app} = 500$ m/s	$V_{app} = 1000$ m/s
PER100	100	1	0.50	0.20	0.10
PER150	150	1	0.75	0.30	0.15
PER200	200	1	1.00	0.40	0.20
PER250	250	1	1.25	0.50	0.25
PEF300	300	1	1.50	0.60	0.30
PEM300					
PER300					
PAM300					

4.2.2. Grupos de carga analizados

Para el presente estudio, se tuvieron en cuenta los siguientes estados de carga: cargas de servicio (CS) sin mayorar con las cuales se controlaron esfuerzos en el tablero para cada caso de estudio y las cargas para análisis dinámico (CAD), dichas combinaciones tienen una variable en común, la velocidad aparente de onda (V_{app}). La Tabla 11 muestra las combinaciones de carga utilizadas para el análisis.

Tabla 11. Combinación de cargas analizadas.

Grupo	CS	CAD
I	D+P+Pi	D+P+Pi+EQ(Winf)
II	D+P+Pi +L	D+P+Pi+EQ(W1000)
III	D+P+Pi +TG+TU(+)	D+P+Pi+EQ(W500)
IV	D+P+Pi +TG+TU(-)	D+P+Pi+EQ(W200)
V	D+P+Pi +L+TG+TU(+)	D+P+Pi+EQ(Linf)
VI	D+P+Pi +L+TG+TU(-)	D+P+Pi+EQ(L1000)
VII	D+P+Pi +EQ(Winf)	D+P+Pi+EQ(L500)
VIII	D+P+Pi +EQ(Linf)	D+P+Pi+EQ(L200)

D, hace referencia a la carga muerta o peso propio.

P, debido a la presolicitación de los cables extradados.

Pi, debido a la presolicitación de los cables de preesfuerzo interno.

TG(+), para considerar el gradiente de temperatura de subida.

TG(-), para considerar el gradiente de temperatura de bajada.

TU, debido a la temperatura uniforme sobre el tablero.

L, hace referencia a carga viva o de tráfico.

EQ, debido a cargas sísmicas.

W y L, indican el escenario sísmico Whittier Narrows y Loma Prieta, respectivamente.

200, 500, 1000 e inf., indican la velocidad aparente de onda.

4.3. MÉTODO DE ANÁLISIS

4.3.1. Masas y Rigideces Ficticias

En esta tesis se utiliza el programa SAP2000® para llevar cabo el análisis clásico y asíncrono de cada uno de los modelos. Sin embargo, este no permite incluir acelerogramas independientes a cada uno de los apoyos. Sin embargo, para simular la excitación sísmica asíncrona, primero se asignan a cada uno de los apoyos de la estructura funciones fuerza que dependen del tiempo, del acelerograma seleccionado, de una masa y una rigidez ficticias (ver Tabla 12). Luego se liberan los apoyos en dirección del grado de libertad paralelo a la línea de acción de las funciones fuerza (Taylor, 2007). Adicionalmente, se asignan masas y resortes ficticios en la misma dirección de las funciones fuerza. El programa SAP2000® acopla automáticamente las matrices de masas y rigideces ficticias en los apoyos con las masas y rigideces de la estructura (Feng et al., 2010).

Tabla 12. Propiedades de los modelos asíncronos.

Modelo	Propiedades de los modelos			
	$K_{ficticia}$ (GN/m)	$M_{ficticia}$ (GN)	M_{puente} (KN)	$T_{fundamental}$ (s)
PER100	0.5	1.0E+04	92.40	2.02
PER150	5000.0	1.0E+09	172.13	1.16
PER200	5.0E+07	1.0E+14	255.36	1.88
PER250	5.0E+11	1.0E+14	422.44	1.28
PEF300	5.0E+15	1.0E+17	520.41	0.72
PEM300	5.0E+15	1.0E+19	607.70	0.91
PER300	5.0E+15	1.0E+17	633.03	0.78
PAM300	5.0E+15	1.0E+17	635.92	0.92

$K_{ficticia}$, rigidez ficticia en cada apoyo.

$M_{ficticia}$, masa ficticia en cada apoyo.

M_{puente} , masa total del puente.

$T_{fundamental}$, periodo fundamental en dirección longitudinal del puente.

4.3.2. Calibración de los modelos

La calibración de los modelos asincrónicos se llevó a cabo mediante un proceso iterativo, en el cual la masa y la rigidez ficticias eran las variables de interés. En cada uno de los modelos se compararon los diagramas de fuerzas internas del modelo asincrónico con el modelo clásico (uniforme) como se muestra en la Figura 35 en la cual se observan los diagramas de fuerza axial (A), cortante (V2) y momento (M3). Para los demás modelos ir al Anexo C

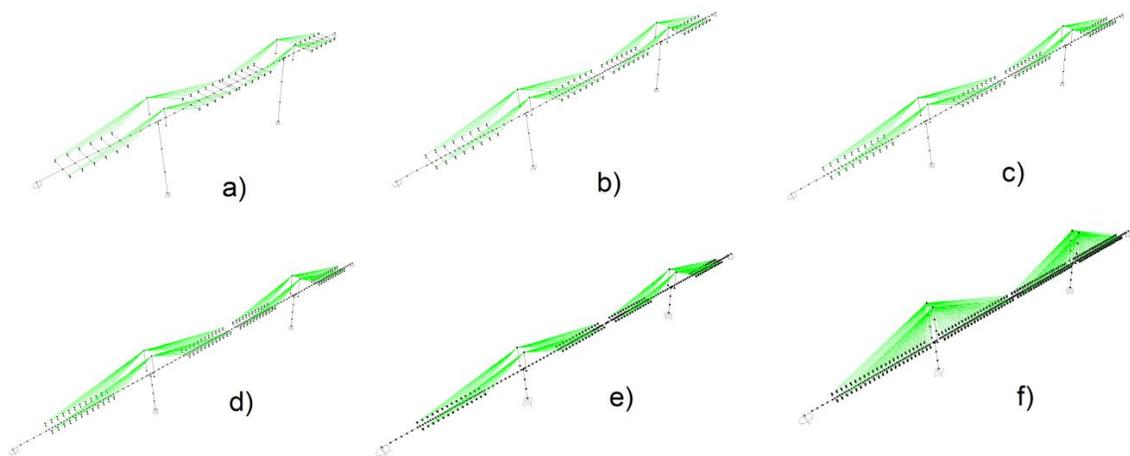
Figura 35. Calibración de masas y rigideces ficticias del modelo PER100.



4.4. MODELOS NUMÉRICOS

El análisis no lineal estático y dinámico se llevó a cabo con el software comercial de elementos finitos SAP2000 v.14.2.4 ®. Se utilizaron elementos tipo *frame* para el tablero, las pilas y los pilonos, y elementos tipo cable considerando el efecto de catenaria producido por la acción de su propio peso para los cables extradados. Con el fin de modelar la conexión rígida entre pila-tablero y pilón-tablero, se emplearon *constraints* tipo *body* e *equal*, garantizando un movimiento de cuerpo rígido entre los nodos conectados. Para la unión cable-tablero, se utilizaron elementos tipo *frame* llamados *costillas* con rigidez axial y transversal del orden de 10^8 , módulo de elasticidad de 100 MN/m^2 y peso específico igual a 0 KN/m^3 , esta última propiedad con el fin de no considerar el peso propio de dichos elementos. Las dos condiciones de rigidez se asignaron mediante un proceso iterativo, comparando las fuerzas internas de la estructura al someterse a carga unitaria en sentido longitudinal al puente. No se han considerado fenómenos reológicos en el concreto ni en el acero, tampoco los efectos de segundo orden, para ninguno de los puentes analizados.

Figura 36. Modelo base de elementos finitos: a) PER100; b) PER150; c) PER200; d)PER250; e)PEF300, PEM300 y PER300; f) PAM300.



Los tirantes o cables extradados fueron modelados mediante elementos tipo *cable* a los cuales se asocian la no-linealidad geométrica, por lo tanto, para todos los casos de carga se tuvo en cuenta análisis no lineal. Sin embargo, los materiales se conservaron en el rango elástico. Para el análisis cronológico se tenían dos métodos de solución: el método de integración directa y el método de superposición modal.

Según Camara y Astiz (Camara y Astiz, 2014), la diferencia porcentual entre el método de integración directa y el método de superposición modal es de aproximadamente el 20%, siendo la integración directa el método que da una respuesta mas conservadora para el caso no lineal. Sin embargo, el elevado coste computacional del método de integración directa para puentes con tirantes hace poco recomendable dicho procedimiento si:

- i) La luz principal del puente es menor a los 600 m,
- ii) no se utilizan dispositivos disipadores de energía y
- iii) el análisis se mantenga en el rango elástico.

Por lo tanto, para cada modelo numérico se realizó un análisis dinámico cronológico no lineal basado en superposición modal, teniendo en cuenta 200 modos de vibración y discretizando la respuesta cada 0.01 segundos. La constante de amortiguamiento se asumio del 2% para todos los modos. Por otro lado, si los modelos hipotéticos del presente estudio se quisieran llevar al diseño de los elementos que componen la estructura, según el artículo mencionado anteriormente, el problema del 20% puede ser compensado por medio de combinaciones de carga que ubiquen el puente del lado de la seguridad.

En las siguientes tablas se muestran los errores obtenidos a partir del uso de superposición modal respecto al método de integración directa en el PER100 sometido al sismo Whittier Narrows. Evidentemente, el método de integración

directa implica un gasto computacional elevado, 48 horas por el método de integración directa y 2 minutos por el método de superposición modal. Para el estudio se empleó un ordenador de escritorio con las siguientes características: procesador Intel® Core™ i7 – 2600 CPU @ 3.40 GHz, memoria RAM de 8.00 GB y sistema operativo de 64 bits (Windows 7 Professional).

Tabla 13. Desplazamientos y giros en el extremo superior del pilono frontal izquierdo, para el sismo Whittier Narrows teniendo en cuenta superposición modal e integración directa.

	ux (cm)	uz (cm)	θ_y (rad)	Gasto PC (h)
Superposición Modal	0.716	-0.435	0.0001267	0.03
Integración Directa	0.813	-0.446	0.0001969	48.00
Diferencia %	11.93%	2.47%	35.65%	

Tabla 14. Desplazamientos y giros en el centro de luz del vano principal, para el sismo Whittier Narrows teniendo en cuenta superposición modal e integración directa.

	ux (cm)	uz (cm)	θ_y (rad)	Gasto PC (h)
Superposición Modal	-0.346	-1.972	0.00008528	0.03
Integración Directa	-0.377	-1.987	0.0001164	48.00
Diferencia %	8.22%	0.75%	26.74%	

Tabla 15. Fuerzas internas máximas en el centro de luz del vano principal, para el sismo Whittier Narrows teniendo en cuenta superposición modal e integración directa.

	Fx (Tonf)	Fz (Tonf)	My (Tonf-m)	Gasto PC (h)
Modal	-265.2602	-48.3493	165.00187	0.03
Integración Directa	-231.555	-41.7974	199.7345	48.00
Diferencia %	14.56%	15.68%	17.39%	

Control de esfuerzos en el tablero

Se utilizaron cables de presforzado en todos los puentes estudiados para controlar los esfuerzos de tensión y compresión tanto en la fibra superior como en la fibra

inferior. Los esfuerzos en el tablero después pérdidas finales del presforzado a compresión debe ser menor a 18.00 KN/m^2 ($0.45f_c=1800 \text{ Tonf/m}^2$) y a tensión debe ser inferior a 1.58 KN/m^2 ($0.25f_c^{0.5}=158 \text{ Tonf/m}^2$) según la sección 5.9.4.2 del CCP15 (AIS, 2015).

La Figura 37 y la Figura 38 muestran el control de esfuerzos mediante el presforzado interno (P_i) en la fibra superior e inferior del tablero, respectivamente, para el modelo PER100 debido a las cargas de servicio (CS). Las gráficas de control de esfuerzos para los demás modelos se encuentran en el Anexo D.

Figura 37. Control de esfuerzos en la fibra superior del tablero para el puente PER100.

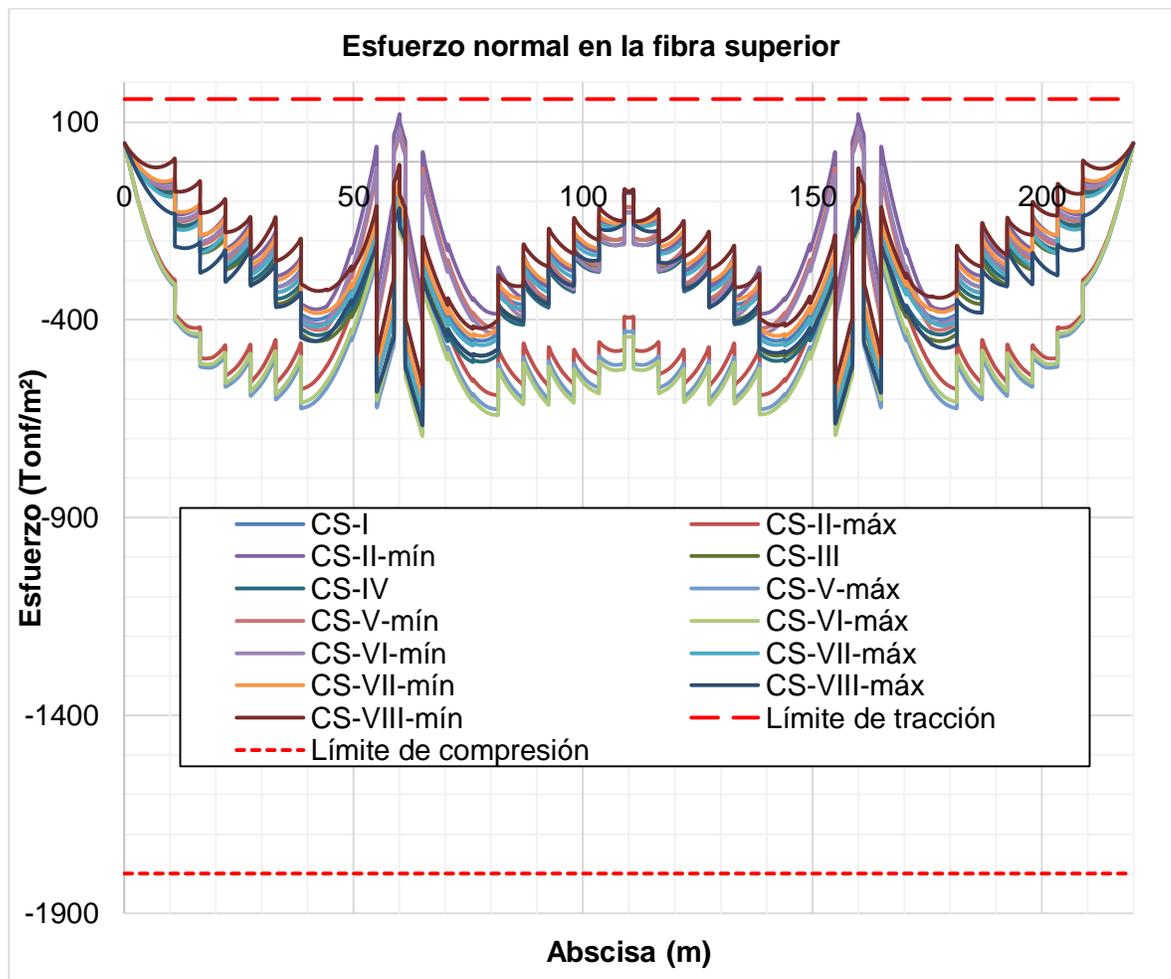
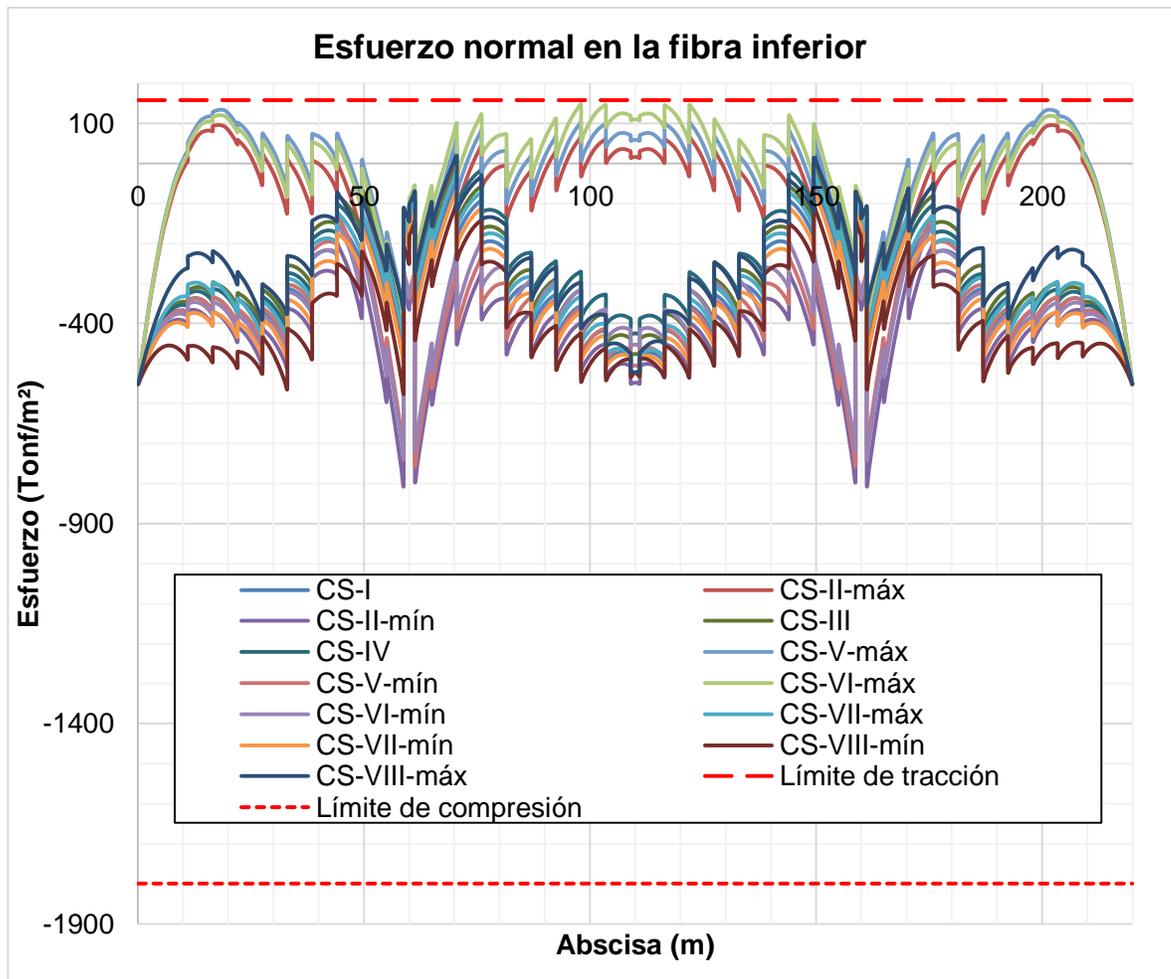


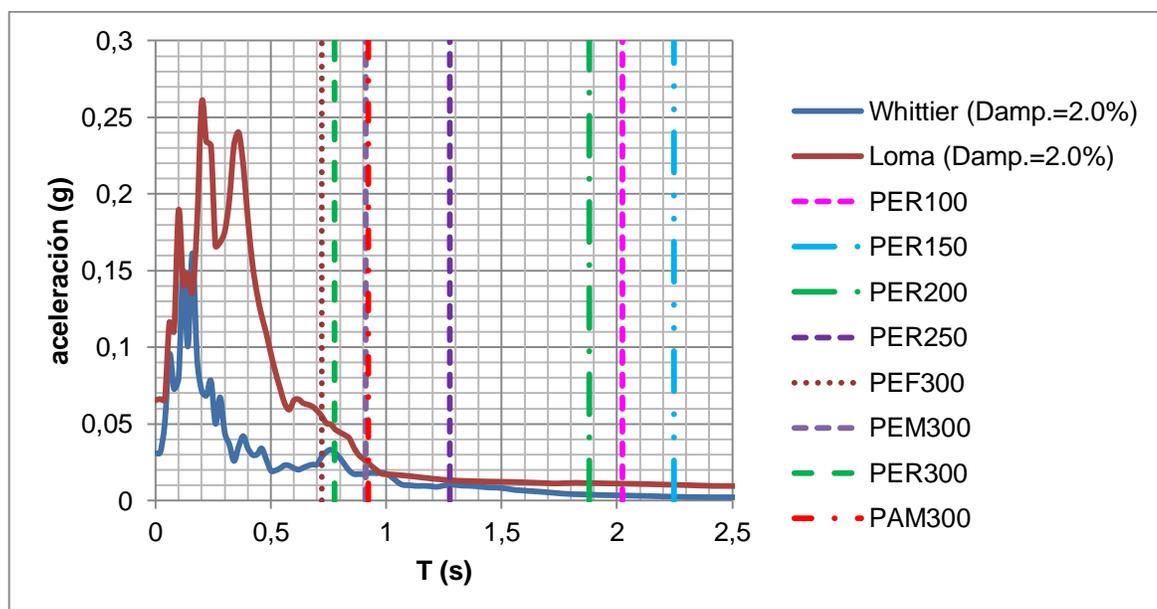
Figura 38. Control de esfuerzos en la fibra inferior del tablero para el puente PER100.



5. RESULTADOS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

A continuación, se presenta la compilación y análisis de los datos obtenidos a partir de los modelos numéricos planteados en el presente documento. En el Anexo E se encuentran las respuestas correspondientes a cada uno de los modelos hipotéticos para cada uno de los elementos estructurales que componen cada puente, a saber: tablero, pilas, pilonos y cables. En el presente capítulo se condensan los datos y se agrupan teniendo en cuenta principalmente 5 variables: el sismo (Whittier Narrows y Loma Prieta), la velocidad aparente de onda (infinita, 1000 m/s, 500 m/s y 200 m/s), la longitud del vano principal (100 m, 150 m, 200 m, 250 m y 300 m), la rigidez del tablero (rígido, medio y flexible) y la altura del pilono (30 m y 60 m). En la Figura 39 se observa que para todos los casos de puentes analizados, el sismo de Loma Prieta tiene valores de aceleración por encima de las que corresponden al Whittier Narrows. En las siguientes figuras se aprecia el efecto que tiene la afirmación anterior sobre los puentes.

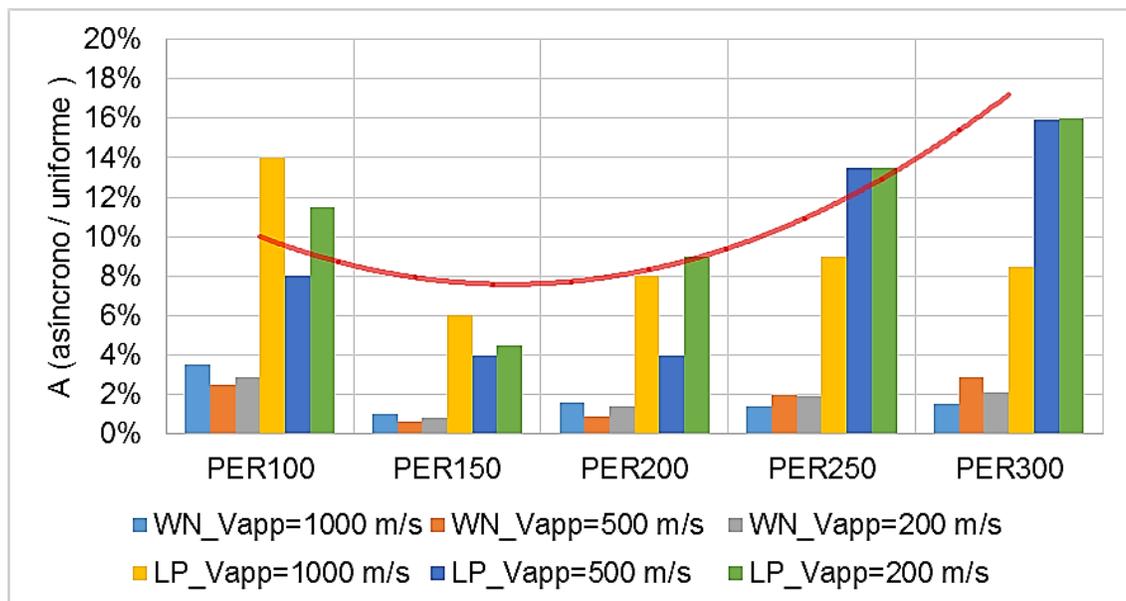
Figura 39. Espectro de aceleraciones para un factor de amortiguamiento del 2% con los periodos fundamentales correspondientes a cada modelo hipotético.



5.1. RESPUESTA DEL TABLERO

En la Figura 40 se muestra la relación de la fuerza axial obtenida en un escenario de excitación sísmica asíncrona contra un escenario de excitación sísmica uniforme en el centro de luz del vano principal del tablero en función de la velocidad aparente de onda pasajera y la longitud del vano principal. Es notable el incremento de las fuerzas axiales en el tablero al aumentar la longitud del vano principal. Sin embargo, la velocidad aparente de onda no sigue una tendencia clara a medida que disminuye su magnitud. En cuanto al sismo, es claro que el sismo de Loma Prieta incrementa la fuerza axial considerablemente, mientras que el sismo de Whittier Narrows no produce incrementos superiores al 3.5%.

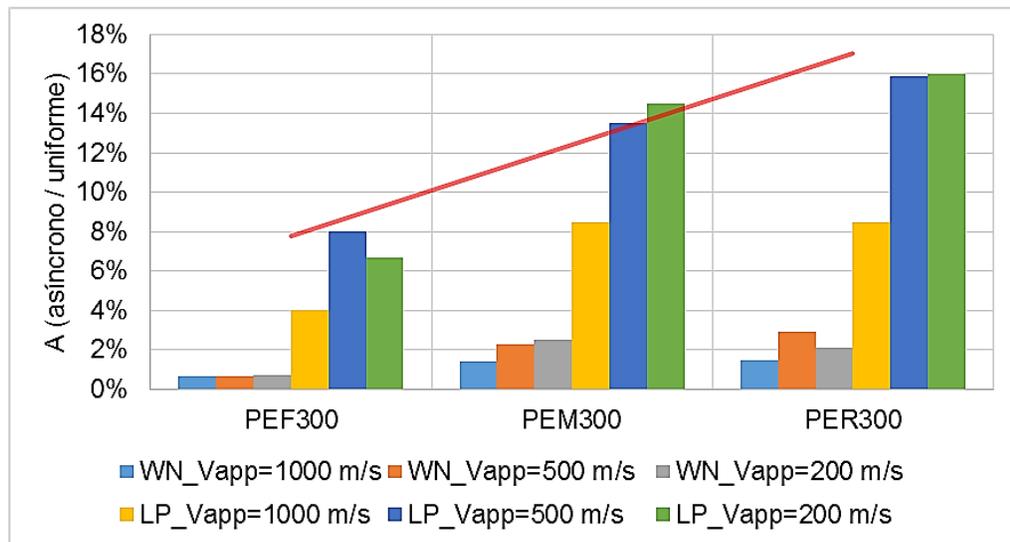
Figura 40. Relación de la fuerza axial en centro de luz del vano principal bajo excitación sísmica asíncrona contra uniforme en función de la velocidad aparente de la onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



Siguiendo con el análisis de resultados, en los modelos con luz de vano principal igual a 300 m, en los cuales se varía la rigidez del canto en el tablero, se identifica incrementos en las fuerzas axiales en el centro de luz a medida que aumenta la

rigidez del tablero como se aprecia en la Figura 41. Nuevamente, el Loma Prieta predomina en la respuesta dinámica de la estructura. Adicionalmente, se observa una tendencia de aumento en la fuerza axial en centro de luz del vano principal a medida que disminuye la velocidad aparente de onda, es decir, en suelo blando la respuesta incrementa debido a la baja velocidad de la onda que viaja a través del medio rocoso.

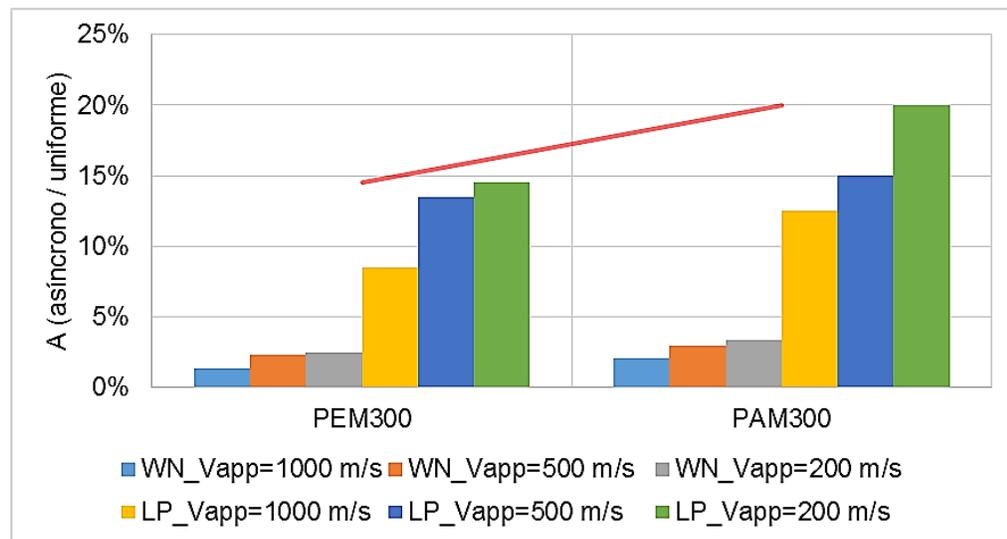
Figura 41. Relación de la fuerza axial en centro de luz del vano principal bajo excitación sísmica asíncrona contra uniforme en función de la velocidad aparente de la onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



La Figura 42 muestra la relación de la fuerza axial obtenida bajo un escenario de excitación sísmica asíncrona contra un escenario de excitación sísmica uniforme en el centro de luz del vano principal del tablero en función de la velocidad aparente de onda pasajera y la altura de los pilonos. Al aumentar la altura del pilono hasta el 20% de la longitud del vano principal se hace necesario utilizar cables más cercanos a la base del pilono, esto se debe a que el puente empieza a comportarse como un puente atirantado. En ese orden de ideas, se aprecia en la figura ya mencionada, que la longitud de los pilonos es directamente proporcional a la fuerza axial concentrada en el centro de luz del vano principal. Cabe resaltar, que el aumento

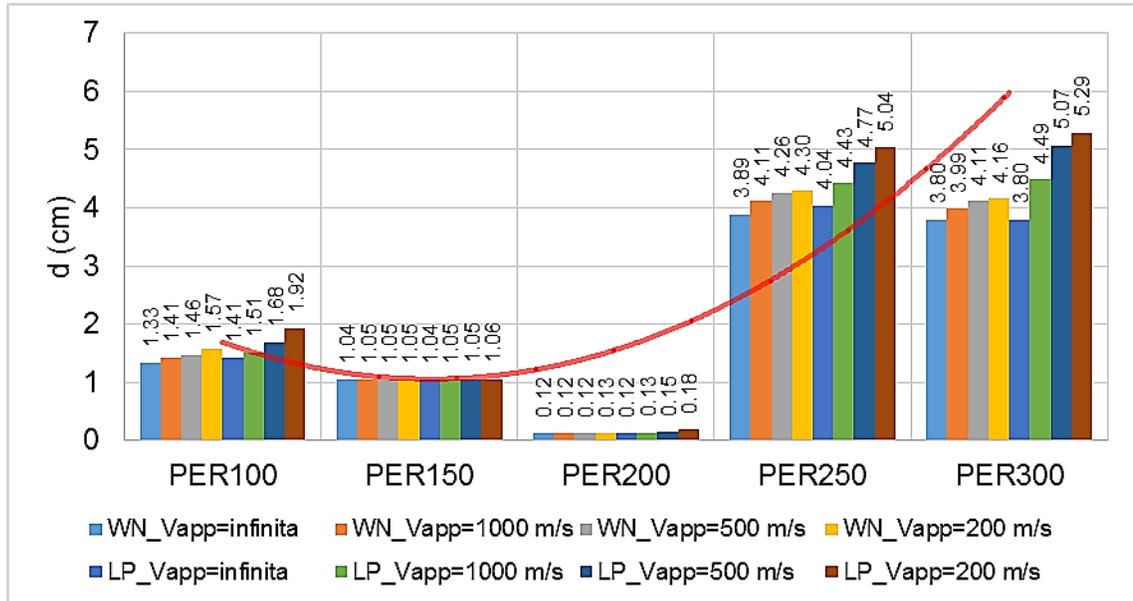
de las fuerzas axiales en los modelos que se comportan como puentes atirantados (PEF300 y PAM300), se extiende desde el centro de luz en el vano principal hasta las pilas, en los demás casos, el aumento se da en el tramo central sin cables.

Figura 42. Relación de la fuerza axial en centro de luz del vano principal bajo excitación sísmica asíncrona contra uniforme en función de la velocidad aparente de la onda y la altura del pilono, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



En las gráficas de cortante y momento correspondientes a cada puente hipotético, ver Anexo E, no se detectaron variaciones importantes. Al realizar una relación entre la respuesta con asincronismo y con excitación uniforme, de las gráficas mencionadas, se identifican unos picos de poca importancia, por lo tanto, se prosigue a analizar las deformaciones en el tablero. La Figura 43 deja ver la magnitud de la flecha en el centro de luz del vano principal en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal. A partir de los 250 m se comienza a presentar variaciones importantes de la flecha en el centro de luz del vano principal, a medida que disminuye la velocidad aparente de onda aumenta la flecha en el centro de luz del vano principal.

Figura 43. Flecha en el centro de luz del vano principal en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



En la Figura 44 se presenta el valor de la flecha en centro de luz del vano principal en función de la velocidad aparente de la onda y la rigidez del tablero. Para el PEF300 se obtuvieron valores por encima del metro, debido a la falta de contrapeso en los vanos laterales. En los tres modelos aumenta la flecha a medida que disminuye la velocidad aparente de onda. El PEM300 aumentó 3.17 cm al reducir la velocidad a 200 m/s, mientras que en el PER300 el aumento fue de 1.49 cm para la misma velocidad aparente de onda y el PEF300 aumentó 1.84 cm.

Ahora, teniendo en cuenta la altura de los pilonos como variable, ver Figura 45, es posible decir que al aumentar la altura de los pilonos hasta alcanzar la configuración de un puente atirantado, se disminuye el desplazamiento en el centro de luz del vano principal. Sin embargo, la excitación sísmica asíncrona afecta la respuesta aumentando en aproximadamente 2.5 cm la flecha en centro de luz del vano principal, el PEM300 aumentó 3.17 cm.

Figura 44. Flecha en el centro de luz del vano principal en función de la velocidad aparente de onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.

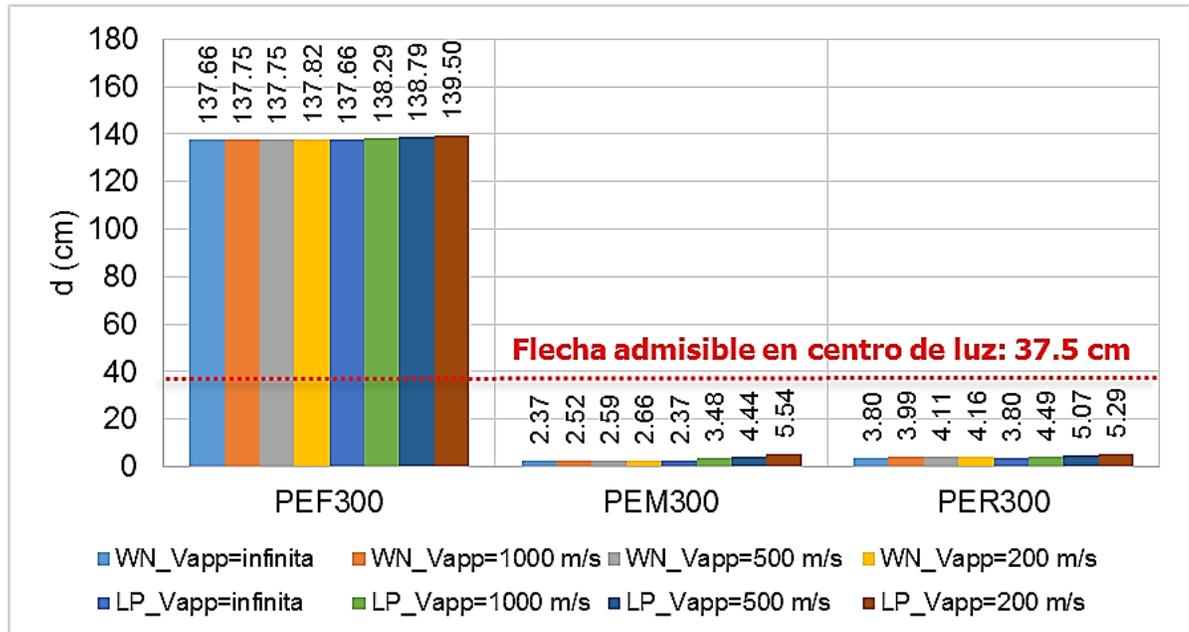
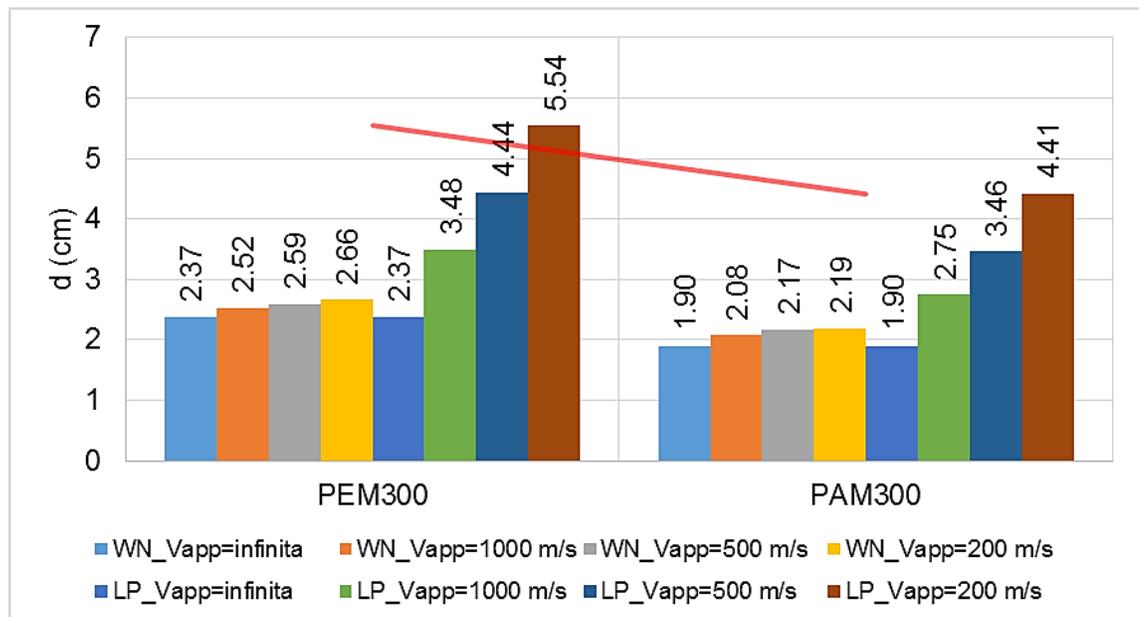


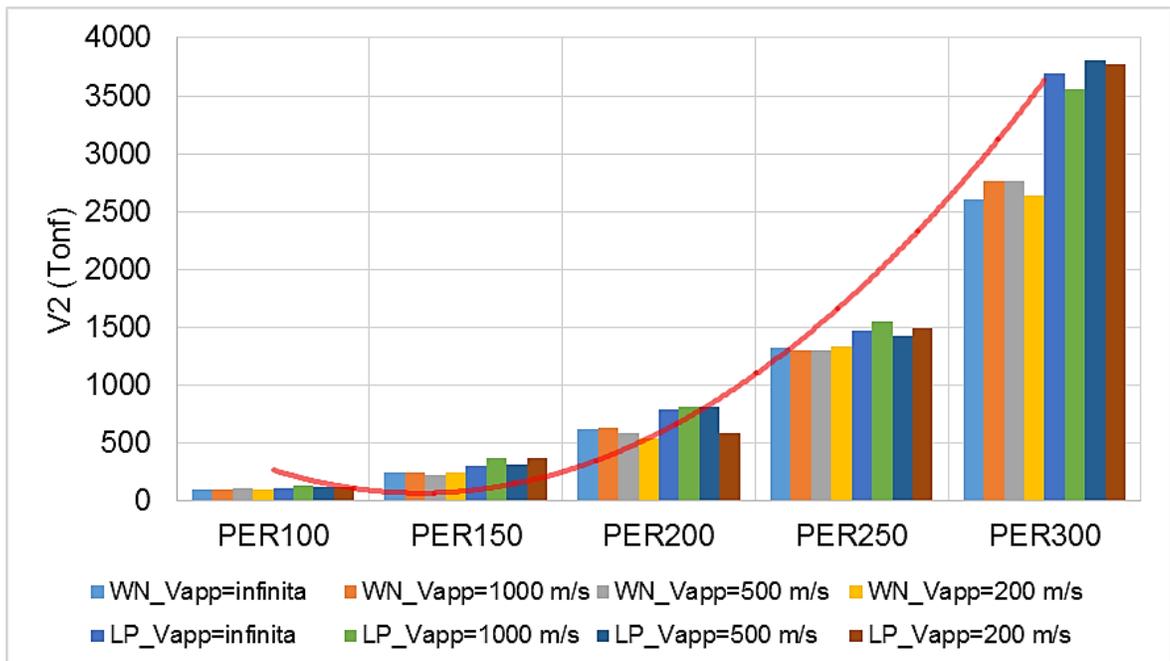
Figura 45. Flecha en el centro de luz del vano principal en función de la velocidad aparente de onda y la altura de los pilonos, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



5.2. RESPUESTA DE LAS PILAS

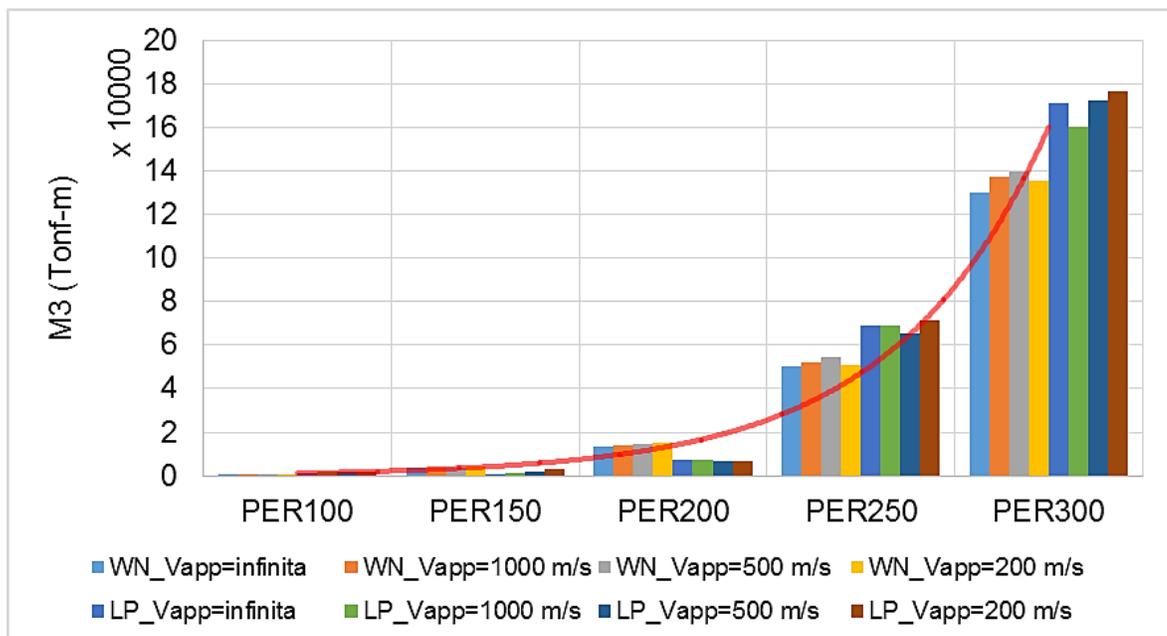
En la Figura 46 y la Figura 47 se muestran los valores de cortante y momento, respectivamente, en la base de la pila izquierda de cada modelo hipotético en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal. A medida que aumenta la longitud del vano principal aumentan las fuerzas internas en las pilas. Sin embargo, no hay una tendencia clara del efecto que tiene la velocidad aparente sobre la respuesta, por ejemplo, en el PER300 el cortante lo controlan las velocidades de 1000 m/s y 500 m/s para el sismo de Whittier Narrows, mientras que para el sismo de Loma Prieta la respuesta es controlada por velocidades de 500 m/s y 200 m/s. En cuanto al momento en el PER300, la respuesta la controla la velocidad de 500 m/s para el sismo de Whittier Narrows y en el sismo de Loma Prieta, la respuesta es dominada por la velocidad de 200 m/s.

Figura 46. Cortante en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



Al aumentar la rigidez del tablero, disminuyen los valores de cortante y momento en la base de las pilas, ver Figura 48 y Figura 49. Para el sismo de Whittier Narrows la respuesta la domina la excitación sísmica asíncrona. Sin embargo en el sismo de Loma Prieta, para el caso del PEF300 las velocidades de 1000 m/s y 500 m/s la respuesta queda del lado de la inseguridad pues subestima las sollicitaciones sobre las pilas. En la misma línea, en el PEM300 predomina la excitación uniforme, la excitación sísmica asíncrona subestima la respuesta en las pilas.

Figura 47. Momento en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



En la Figura 50 y la Figura 51 es notable la reducción de las fuerzas internas en las pilas al aumentar la altura de los pilonos y nuevamente no se evidencia una tendencia clara, en el sismo de Whittier Narrows la respuesta es dominada por la excitación sísmica asíncrona, mientras que para el sismo de Loma Prieta, la respuesta es dominada por la excitación sísmica uniforme.

Figura 48. Cortante en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.

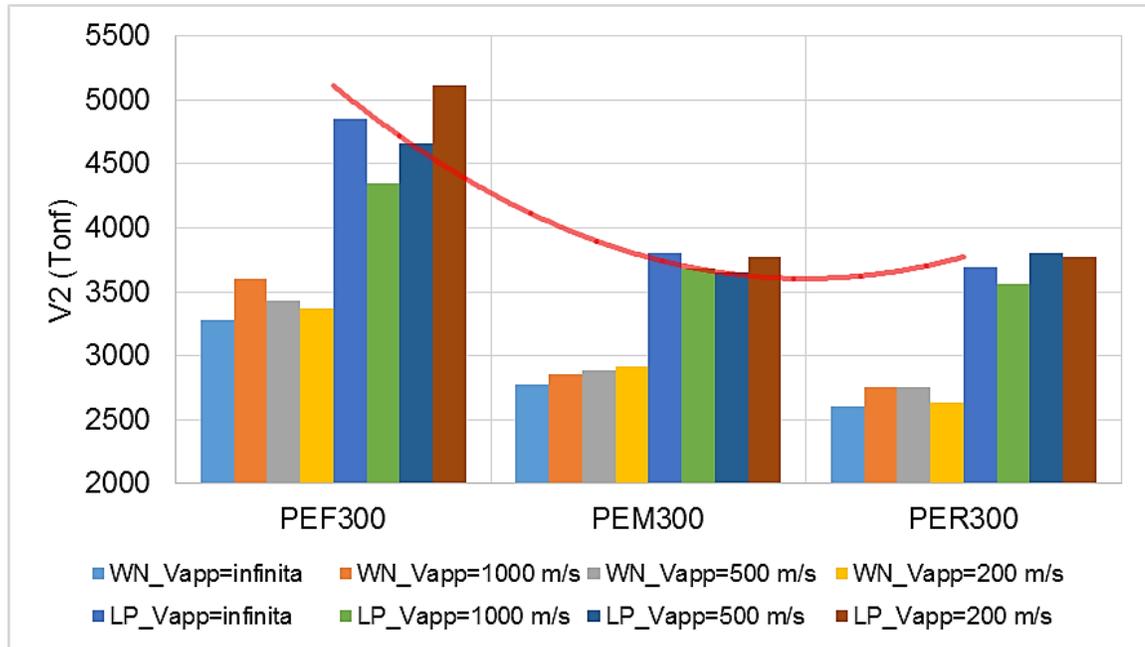


Figura 49. Momento en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.

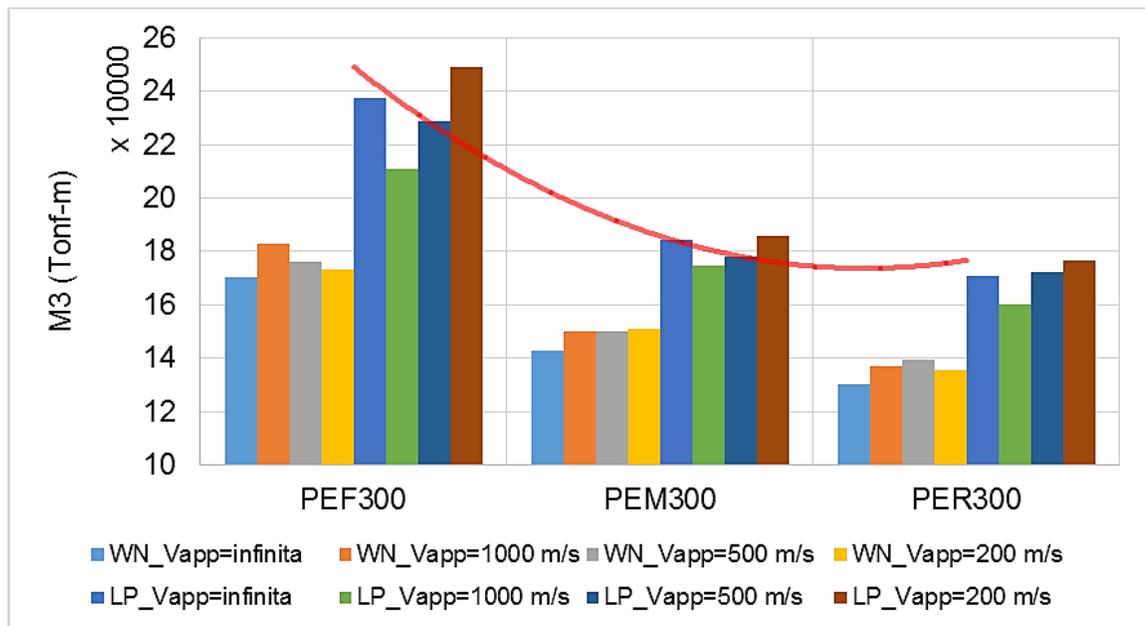


Figura 50. Cortante en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la altura de los pilonos, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.

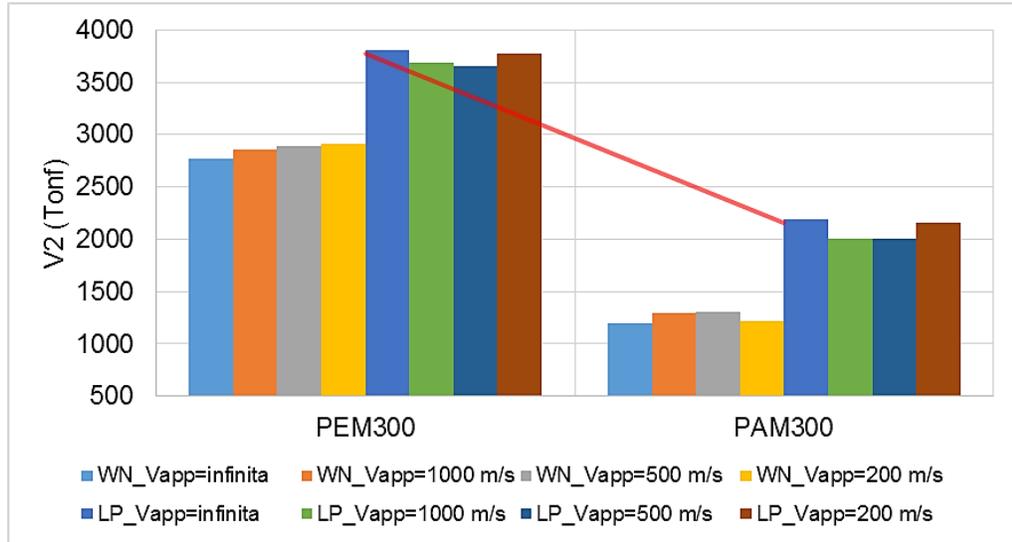
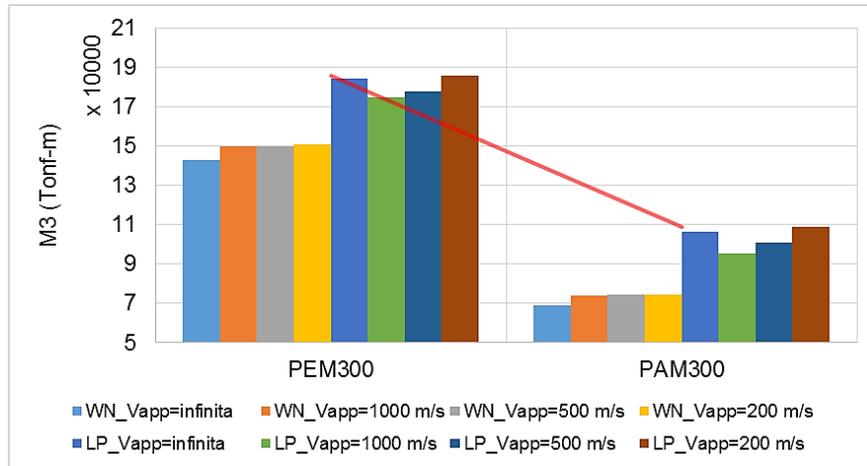


Figura 51. Momento en la base de la pila izquierda en función de la velocidad aparente de onda y la altura de los pilonos, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.

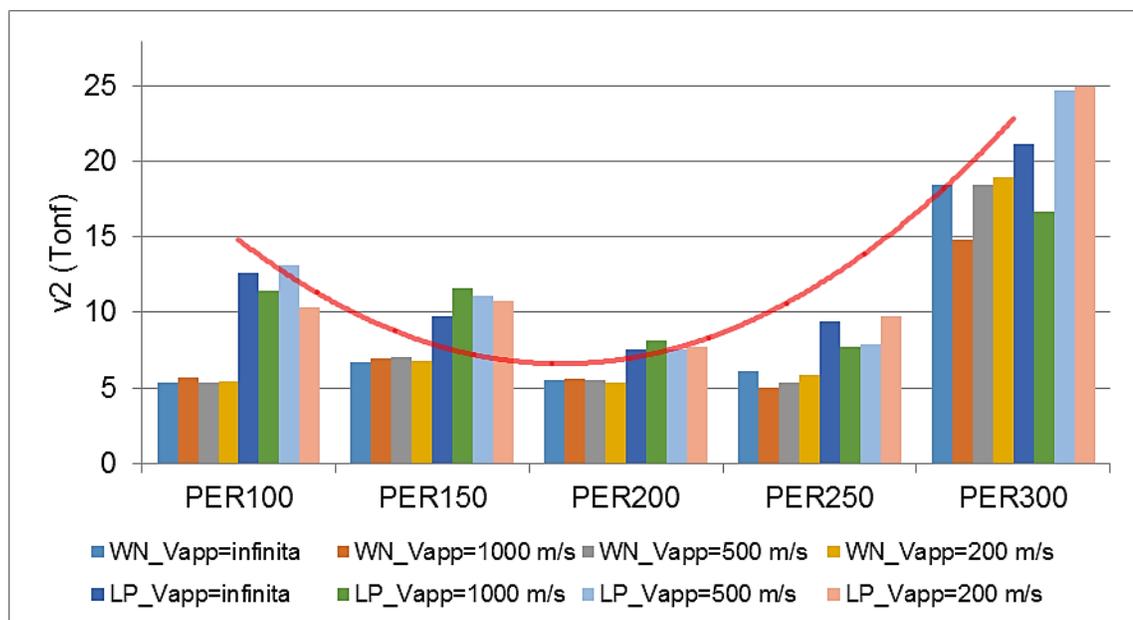


Para el sismo de Whittier Narrows, la respuesta es dominada por la excitación sísmica asíncrona. Sin embargo, el sismo de Loma Prieta evidencia lo contrario en casos particulares, lo que indica que dos sismos son insuficientes para determinar de forma general el escenario más crítico.

5.3. RESPUESTA DE LOS PILONOS

La Figura 52 muestra el cortante en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal. El escenario de Loma Prieta produce una respuesta mayor a la producida por el escenario Whittier Narrows. A medida que aumenta la longitud del vano principal, disminuye la respuesta hasta los 200 m, en el puente de 250 m comienza a aumentar la respuesta. No existe una tendencia clara, sin embargo, para el escenario Loma Prieta, en los modelos PER150, Per250 y PER300 la respuesta bajo excitación sísmica asíncrona con una velocidad aparente de onda de 200 m/s, produce cortantes superiores a los generados por la excitación sísmica uniforme.

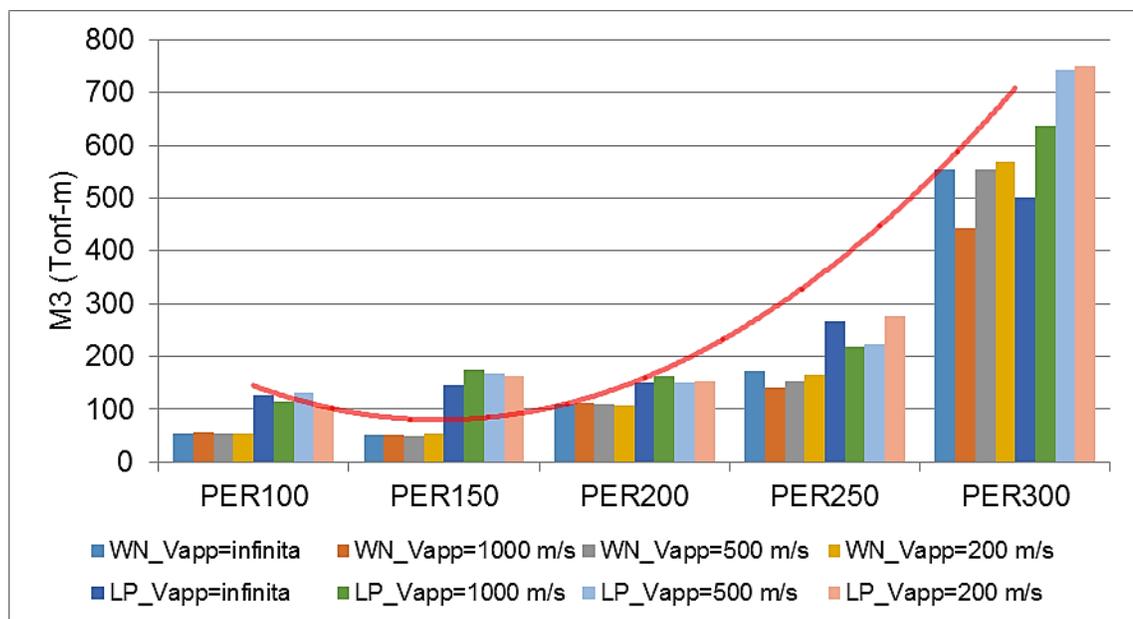
Figura 52. Cortante en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



Por otro lado, el momento en la base del pilono frontal izquierdo (Figura 53) tiende a aumentar a medida que aumenta la longitud del vano principal. Para el escenario de Loma Prieta en el PER300 es notable la influencia de la velocidad aparente de

onda, a medida que disminuye la rigidez del suelo, aumenta la magnitud del momento en la base del pilono. Sin embargo, no es posible generalizar el anterior comportamiento, pues en modelo como el PER250 la respuesta para velocidades de 1000 m/s y 500 m/s está por debajo del valor obtenido a partir de un análisis con excitación uniforme.

Figura 53. Momento en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la longitud del vano principal, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



En cuanto a la respuesta de los modelos en función de la rigidez del tablero, la Figura 54 y Figura 55, muestran como varía el cortante y el momento, respectivamente, al variar la velocidad aparente de onda. Para el escenario Loma Prieta, es notable el aumento de la respuesta en suelos con baja velocidad aparente de onda (500 m/s y 200 m/s), cuyo aporte a la respuesta disminuye a medida que aumenta la rigidez del tablero. Es necesario mencionar que con el acelerograma de Whittier Narrows, considerando el efecto de onda pasajera, no se supera la respuesta de los modelos bajo excitación sísmica uniforme.

Figura 54. Cortante en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.

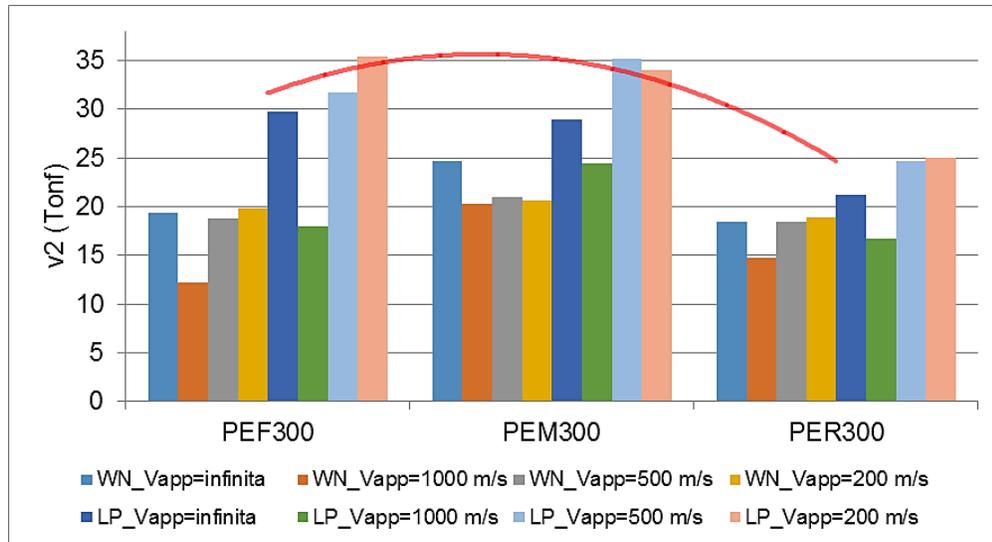
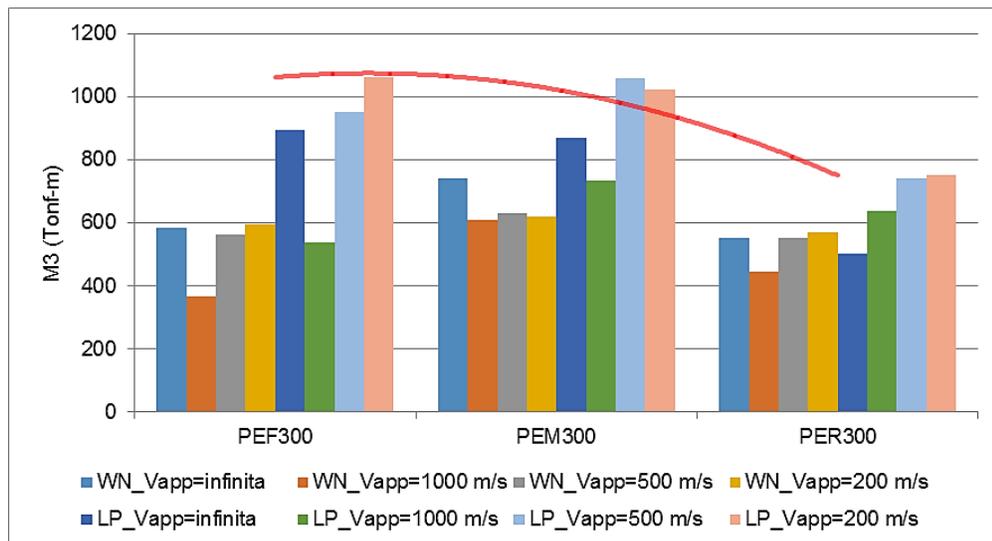


Figura 55. Momento en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la rigidez del tablero, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



La Figura 56 y Figura 57 muestran la variación en el cortante y momento, respectivamente, en la base del pilono frontal izquierdo variando la velocidad

aparente de onda y la altura de los pilonos. Es notable el bajo aporte de fuerzas internas en los pilonos para el puente PAM300 siendo nuevamente el caso Loma Prieta el más crítico para velocidades de 500 m/s y 200 m/s.

Figura 56. Cortante en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la altura de los pilonos, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.

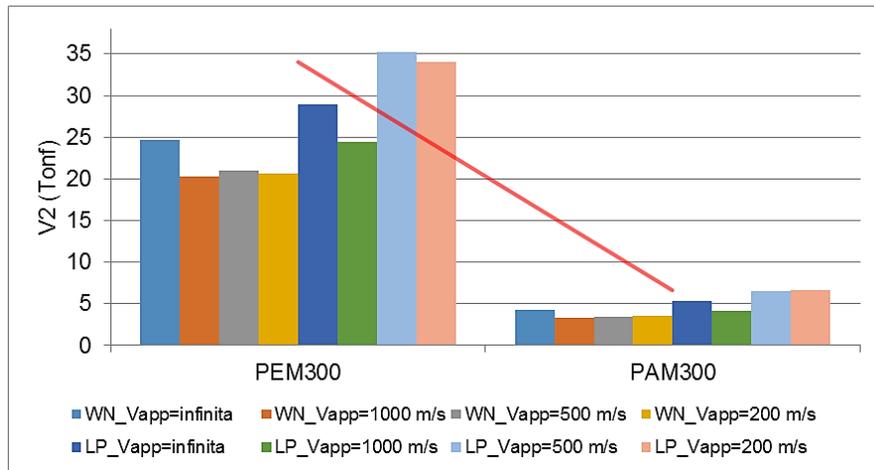
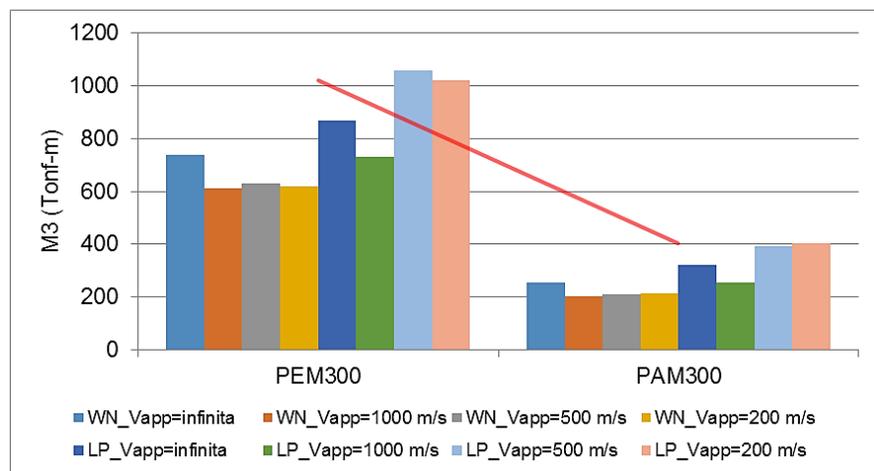


Figura 57. Momento en la base del pilono frontal izquierdo en función de la velocidad aparente de onda y la altura de los pilonos, para el sismo de Whittier Narrows y el sismo de Loma Prieta.



5.4. RESPUESTA DE LOS CABLES

Los puentes PEF300, PEM300 y PAM300 presentaron variaciones importantes en la tensión de algunos de sus cables debido a cargas sísmicas, tensiones por encima de las generadas por carga viva (flujo vehicular más impacto). En la Figura 58, para el caso Whittier Narrows, se observa que los 7 cables más cercanos a las pilas son críticos bajo carga sísmica, sin embargo, el asincronismo no predomina la respuesta. Para el caso de Loma Prieta, ver Figura 59, son más los cables afectados por el sismo que por carga viva, por ejemplo, en los cables CF01, CF04, CF12, CF15 y CF17, a medida que disminuye la velocidad aparente de onda, disminuye la tensión en el cable, pero, en lo cables CF07, CF10 y CF11 ocurre lo contrario, a medida que disminuye la velocidad aparente de onda, aumenta la tensión en los cables.

Figura 58. Tensión en los cables anclados al vano lateral del puente PEF300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Whittier Narrows.

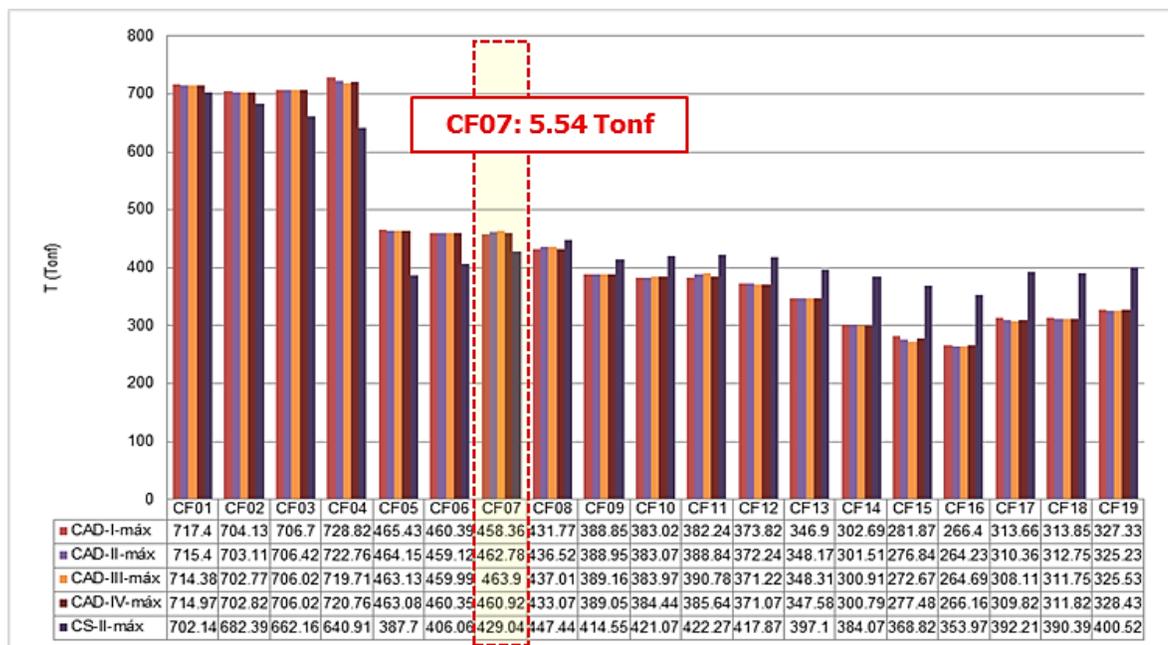
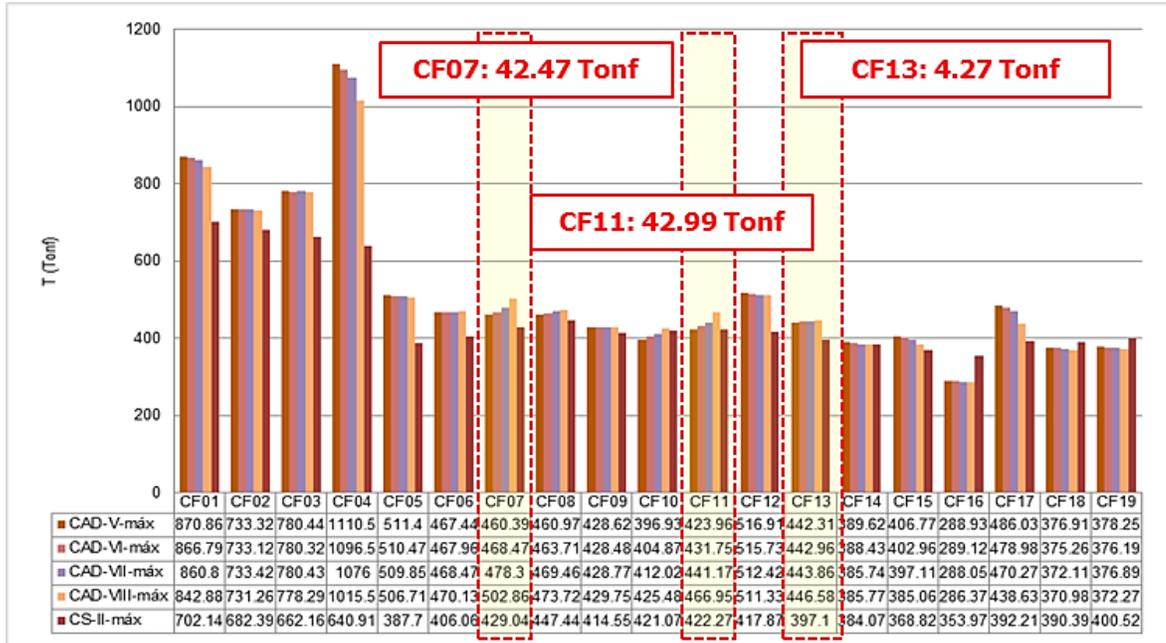


Figura 59. Tensión en los cables anclados al vano principal del puente PEF300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Loma Prieta.



Los valores en rojo, encerrados en cuadros superpuestos sobre cada una de las gráficas, indican: los cables que fueron mayormente afectados por el asincronismo y la respectiva diferencia entre la tensión máxima producida por el asincronismo y la tensión producida para el escenario uniforme ($\Delta T = T_{asincrono} - T_{uniforme}$), esto con el fin de indicar el incremento de tensión en los cables debido al asincronismo.

En el puente PEM300, ver Figura 60 y Figura 61, la tensión en los cables es dominada por las fuerzas debidas al sismo, en los cables CF01-CF05, CF10 y CF11, a medida que disminuye la velocidad aparente de onda, aumenta la tensión en los cables, cabe resaltar que el escenario de Loma Prieta genera una mayor demanda comparado con el Whittier Narrows. Sin embargo, en los cables CF6-CF9, CF12 y CF13, a medida que disminuye la velocidad, disminuye la tensión en los cables, para los dos escenarios sísmicos (Whittier y Loma). En los demás cables no se evidencia variaciones importantes.

Figura 60. Tensión en los cables anclados al vano lateral del puente PEM300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Whittier Narrows.

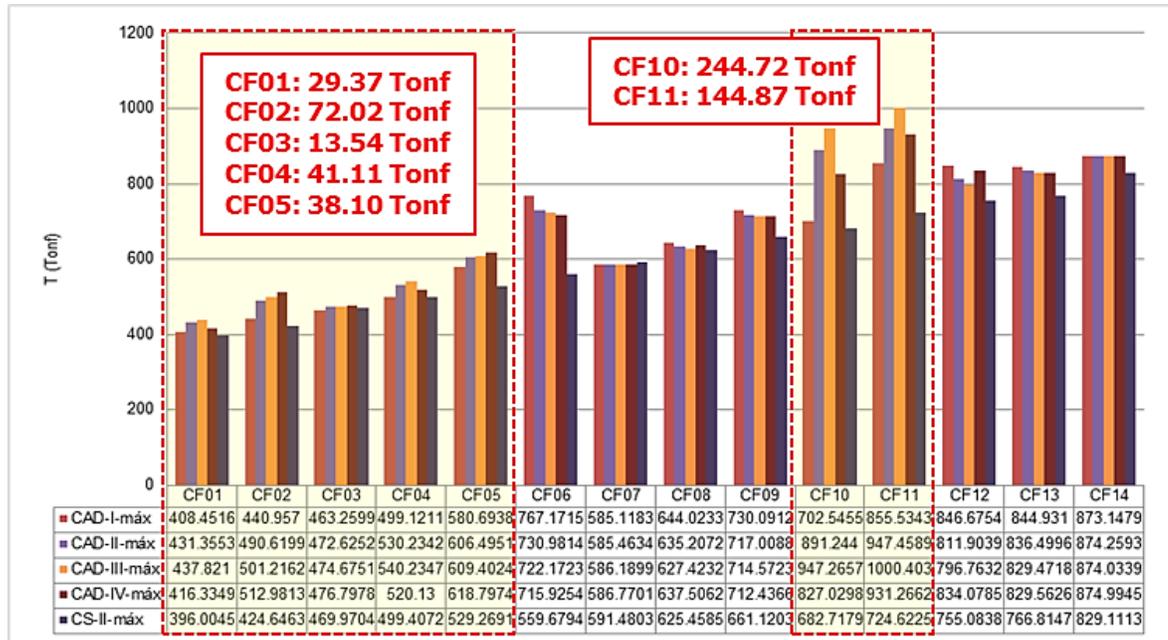
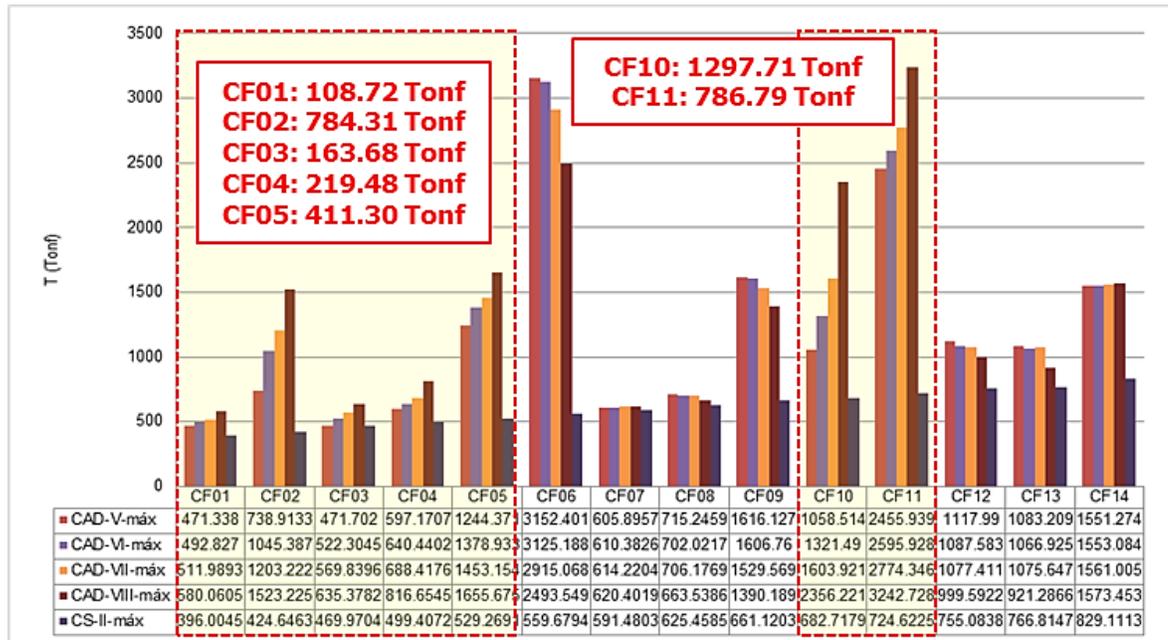


Figura 61. Tensión en los cables anclados al vano principal del puente PEM300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Loma Prieta.



De las dos figuras anteriores es posible deducir que el puente con más incrementos de tensión en cables es el PEM300, con un total de siete cables que superan la tensión establecida por el análisis clásico debido a la excitación asincrónica, siendo evidente el aumento en la tensión de los cables a medida que disminuye la velocidad aparente de onda.

En la Figura 62 se observa que no hay variación importante en la tensión de los cables del modelo PAM300, cuando se utiliza el sismo de Whittier Narrows. Sin embargo, el escenario de Loma Prieta, ver Figura 63, produce mayores tensiones en los cables por carga sísmica que por carga viva, por ejemplo, los cables CF09, CF12, CF14, F16, CF20 y CF21, a medida que disminuye la velocidad aparente de onda, aumenta la tensión en los cables, caso contrario de los cables CF8, CF11, CF15, CF17, CF18, CF22 y CF23. En los demás cables no se aprecian cambios importantes en la tensión.

Figura 62. Tensión en los cables anclados al vano lateral del puente PAM300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Whittier Narrows.

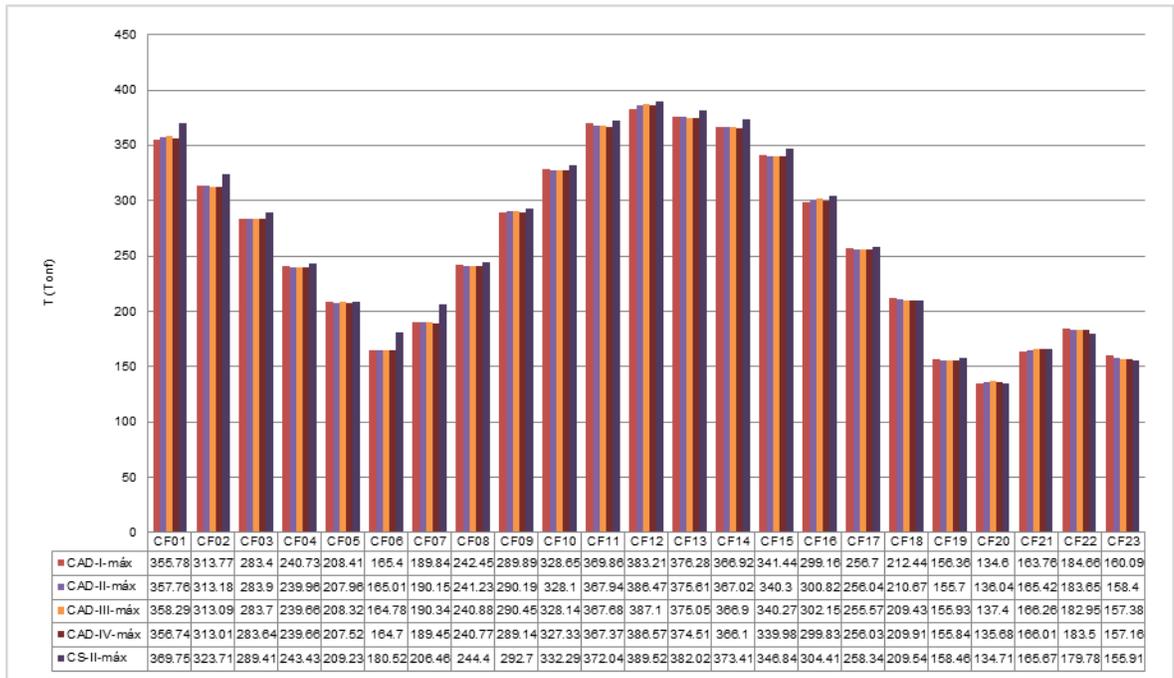
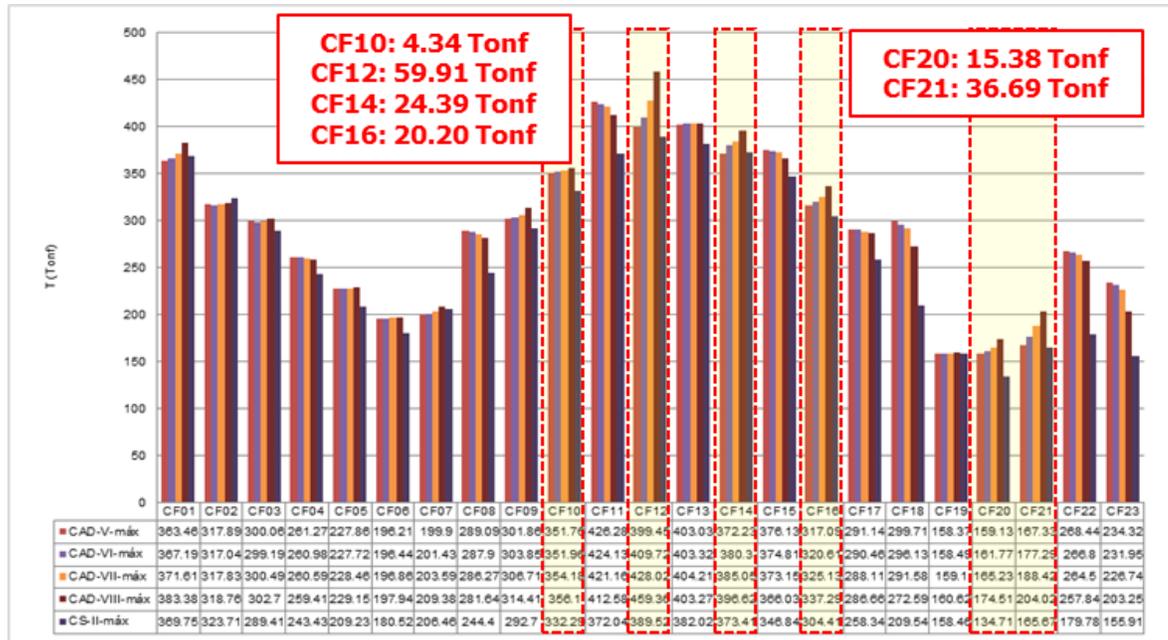


Figura 63. Tensión en los cables anclados al vano principal del puente PAM300 que llegan al pilono frontal izquierdo. Loma Prieta.



6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

CONCLUSIONES DEL ESTADO DEL ARTE

- En general, es posible caracterizar la excitación sísmica asíncrona mediante tres patrones de asincronismo: la pérdida de coherencia, la onda pasajera y el efecto local de sitio. Sin embargo, diversos autores recomiendan tener en cuenta los tres patrones por separado y en conjunto, con el fin de obtener una visión más clara del comportamiento estructural del puente analizado.
- Es necesario realizar análisis asíncrono cuando probablemente las condiciones de sitio (topografía, geología, presencia de fallas, entre otros) y las características estructurales (rigidez, longitud del vano principal, múltiples apoyos, entre otras) amplifiquen la respuesta estructural.
- Los análisis asincrónicos dinámicos lineales o no lineales basados en integración directa o superposición modal resultan más atractivos que métodos de análisis como las vibraciones aleatorias, el cual presenta un enfoque muy elaborado y poco práctico desde el punto de vista de la ingeniería.
- Diversos autores enfatizan la importancia de tener en cuenta el análisis asíncrono en normativas y guías de diseño en zonas con actividad sísmica alta y media, cuando exista una creciente demanda de puentes extensos con múltiples soportes, de grandes y medianas luces, que presenten cambios abruptos en sus condiciones de apoyo (tipo de suelo variable), topografía o cuando existan fallas cercanas. Aunque las normativas y guías de diseño presentan límites y condiciones bajo los cuales se debe realizar análisis asíncrono, deben seguir evolucionando y

presentando mejoras tanto en las restricciones como en los métodos de análisis, con el fin de proveer seguridad y funcionalidad estructural.

CONCLUSIONES DEL MODELAMIENTO

- Se detectó un cambio importante en los periodos y modos de vibración de los modelos obtenidos mediante el software comercial SAP2000 Advanced v.14.2.4®, debido al uso de los elementos tipo *Link*, por lo tanto, se descartaron dichos elementos y se recurrió a las *costillas* de rigidez infinita con el fin de modelar secciones planas uniendo puntos entre sí.

- El método de integración directa proporciona una respuesta mas conservadora para el caso no lineal, cuando se hace análisis cronológico a una estructura con elementos tipo cable. Sin embargo, el elevado costo computacional hace poco recomendable dicho procedimiento si la luz principal del puente es menor a los 600 m, si no se utilizan dispositivos disipadores de energía y si el análisis se mantiene en el rango elástico. Por lo tanto, bajo las consideraciones anteriores, se recomienda utilizar superposición modal.

CONCLUSIONES DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

- El escenario más crítico para los modelos hipotéticos planteados en el presente estudio fue el Loma Prieta. Lo anterior se debe a que el espectro de aceleraciones del Loma Prieta está por encima de la curva de aceleraciones del Whittier Narrows lo que se traduce en mayores fuerzas inerciales sobre cada uno de los puentes analizados.

- En los tableros de los puentes extradados analizados, la excitación sísmica asíncrona no produce variaciones importantes en cuanto a fuerzas internas como cortantes y momentos a lo largo del tablero. Sin embargo, las fuerzas axiales

incrementan considerablemente, por lo tanto, se recomienda tener cuidado con el sobreesfuerzo que pueda producirse en la sección del tablero.

Longitud del vano principal como variable de interés:

- En el tablero, las fuerzas axiales incrementan su valor en el centro de luz del vano principal a medida que la longitud de dicho vano aumenta. Después de los 200 m de longitud en el vano principal es evidente la tendencia de aumentar la fuerza axial entre un 12% y un 16% en el centro de luz del vano principal, a medida que disminuye la velocidad aparente de onda.

- La flecha en el centro de luz del vano principal comienza a tener variaciones importantes a partir de los 250 m de luz principal. En el puente PER250 la relación de deformación d/L (flecha/longitud del vano principal) para el caso uniforme es $1/6200$ y para el caso asíncrono es $1/5000$; en el PER300 la relación de deformación d/L para el caso uniforme es $1/7900$ y para el caso asíncrono es $1/5700$. Las relaciones anteriores están dentro de los márgenes establecidos por la norma (mayor a $1/800$).

- A nivel de la cimentación, en la base de las pilas, se presentan incrementos considerables de las fuerzas internas (cortante y momento) a medida que aumenta la longitud del vano principal. Sin embargo, no se evidencia una tendencia de la respuesta al variar la velocidad aparente de la onda, pues en algunos casos, tener en cuenta la excitación sísmica asíncrona resulta benéfico para las pilas y en otros no es así.

- En cuanto a las fuerzas internas en la base de los pilonos, para el caso de asincronismo más crítico se dan aumentos del cortante y el momento en la base de los pilonos que van desde el 2% hasta el 19% y del 2% al 50%, respectivamente. Los aumentos más críticos se dan en los modelos PER150 y PER300.

Rigidez del tablero como variable de interés:

- La rigidez del tablero juega un papel importante en la fuerza interna axial del tablero en centro de luz del vano principal. A medida que aumenta la rigidez del tablero, aumenta la fuerza axial. Sin embargo, en el puente flexible se encontró que el aumento de la fuerza axial se extiende a lo largo del tablero hasta las pilas, para el caso más crítico el aumento fue del 8% (suelo de rigidez media, 500 m/s).

- El incremento de deformación vertical en centro de luz del vano principal más crítico se da en el puente extradadosado con tablero de rigidez flexible PEF300, donde la relación de deformación d/L para el caso uniforme es $1/218$ y para el caso asíncrono es $1/215$; en el PER300 la relación de deformación d/L para el caso uniforme es $1/7895$ y para el caso asíncrono es $1/5671$; y en el PEM300 la relación de deformación d/L para el caso uniforme es $1/12658$ y para el caso asíncrono es $1/5471$. Sólo el PEF300 supera los valores admisibles de desplazamiento en centro de luz (mayor a $1/800$), por lo tanto, se recomienda hacer un análisis exhaustivo en puentes extradadosados de tablero flexible con el fin de chequear la flecha admisible en el centro de luz.

- Al aumentar la rigidez del tablero, disminuyen los valores de cortante y momento en la base de las pilas. Bajo el escenario del Whittier Narrows la respuesta la domina la excitación sísmica asíncrona. Sin embargo, para el sismo de Loma Prieta la respuesta en las pilas es subestimada cuando se tiene tablero flexible y velocidades altas. En el tablero de rigidez media la excitación sísmica asíncrona subestima la respuesta en las pilas siendo la excitación uniforme el caso más conservador.

- La respuesta en la base de los pilonos disminuye a medida que aumenta la rigidez del tablero específicamente para el escenario del Loma Prieta en suelos con baja velocidad aparente de onda (500 m/s y 200 m/s). Sin embargo, la respuesta

considerando el efecto de onda pasajera no supera el escenario de excitación sísmica asíncrona para el caso particular del Whittier Narrows.

Altura de los pilonos como variable de interés:

- El efecto de onda pasajera produce sobre el puente extradadosado y el puente atirantado, ambos con igual longitud de vano principal e igual rigidez del tablero, aumentos en la fuerza axial en centro de luz del vano principal con una diferencia entre el puente atirantado y el puente extradadosado del 5% en suelos blandos y suelos de rigidez medio, y el 2% en suelo suave, teniendo en cuenta que a medida que aumenta la altura del pilono, aumenta la fuerza axial en el centro de luz del vano principal.

- Al aumentar la altura de los pilonos hasta alcanzar la configuración de un puente atirantado, disminuye el diferencial de desplazamiento en el centro de luz del vano principal. En el PEM300 la relación de deformación d/L para el caso uniforme es $1/12658$ y para el caso asíncrono es $1/5471$ y en el PAM300 la relación de deformación d/L para el caso uniforme es $1/15789$ y para el caso asíncrono es $1/6803$. Las relaciones anteriores están dentro de los márgenes establecidos por la norma (mayor a $1/800$).

- En las pilas, las fuerzas internas en la base disminuyen a medida que aumenta la altura de los pilonos. En cuanto al escenario sísmico, la respuesta es dominada por la excitación sísmica asíncrona para el Whittier Narrows, mientras que, para el sismo de Loma Prieta, la respuesta es dominada por la excitación sísmica uniforme. Para poder generalizar es necesario, utilizar más registros sísmicos.

- En los pilonos, las fuerzas internas en la base disminuyen a medida que aumenta la altura de los pilonos. En cuanto al escenario sísmico, la respuesta es dominada por la excitación sísmica asíncrona para el Loma Prieta, mientras que para el

Whittier Narrows, la respuesta es dominada por la excitación sísmica uniforme para bajas velocidades aparentes de onda (500 m/s y 200 m/s).

Respuesta en los cables:

- A medida que aumenta la flexibilidad del puente, la carga sísmica predomina sobre la carga viva vehicular. Ahora bien, en algunos cables la tensión es máxima para el caso de excitación sísmica asíncrona, por ejemplo, el esfuerzo en el cable CF12 del PAM300 alcanza el 30% de f_{pu} , el cable CF11 del PEM300 alcanza el 180% de f_{pu} y el cable CF04 del PEF300 alcanza el 49% de f_{pu} . PEM300 y PEF300 superan el esfuerzo admisible en los cables CF11 y CF04, respectivamente.
- Se recomienda tener en cuenta la excitación sísmica asíncrona en puentes extradados con tablero de rigidez media y flexible con el fin de mantener los niveles de seguridad de la estructura.

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

- **Masas y rigideces ficticias:** en el presente documento se llevó a cabo un procedimiento de prueba y error para hallar la masa y rigidez ficticias correspondientes a cada modelo, proceso que toma tiempo y debido a la sensibilidad del sistema, no se encuentra un valor único y relativamente exacto. Se propone generar un método, algoritmo o procedimiento que permita obtener valores exactos o un rango de valores admisibles para llevar a cabo el análisis asíncrono mediante el método de masas y rigideces ficticias.
- **Estudio paramétrico más amplio:** desde el comienzo del proyecto de investigación se planteó realizar análisis para dos escenarios sísmicos con diferentes características el Whittier Narrows y el Loma Prieta, de manera que con los datos obtenidos es imposible generalizar la respuesta de por lo menos un

modelo, por lo tanto, se propone llevar a cabo un estudio paramétrico más amplio, en el cual se utilicen una cantidad apropiada de acelerogramas, con el fin de realizar un análisis estadístico que sirva como referencia para determinar la vulnerabilidad de puentes extradados y se puede extender a otras tipologías.

- **Inclusión de más patrones de asincronismo:** en el presente estudio se tuvo en cuenta solo un patrón de asincronismo: el efecto de onda pasajera. Se propone realizar análisis asíncrono en puentes extradados teniendo en cuenta los otros dos patrones de asincronismo: pérdida de coherencia y el efecto local de sitio. Sin embargo, dicho análisis debe considerar diversos escenarios de excitación sísmica asíncrona, es decir, que se deben considerar los patrones de asincronismo por separado y en conjunto, para que de esta manera se logre identificar el patrón que más influye en la respuesta de puentes extradados.

- **Inclusión de más factores que influyan en la respuesta de puentes extradados:** es importante tener en cuenta que existen factores como variaciones geológicas importantes, efectos suelo-estructura, topografía marcada en ciertas zonas, fallas cercanas a estructuras, entre otras, que posiblemente pueden amplificar la respuesta de puentes extradados. Por lo tanto, es necesario continuar el análisis asíncrono teniendo en cuenta dichos factores y todos aquellos factores que generen la sospecha de cambios en la onda que viaja a través del medio rocoso.

- **Análisis de las diferentes configuraciones de puentes extradados posibles:** los puentes extradados son estructuras fácilmente modificables, es decir, la configuración de los tirantes puede ir desde arpa hasta abanico; la unión pila-tablero puede ser rígida o articulada; se pueden implementar múltiples vanos con el fin de abarcar grandes longitudes; el material del tablero puede ser hormigón presforzado, secciones metálicas, incluso secciones compuestas y todo este abanico de opciones genera un abanico de dudas respecto al efecto que produciría

la excitación sísmica asíncrona, a medida que cambien los parámetros propios de la estructura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A. ABRAHAMSON, N., 2007. Hard-rock coherency functions based on the pinyon flat array data, Piedmont: EPRI.

A. S., N. and E. G., K., 1994. Nonlinear seismic behavior of steel deck-type arch bridges. Illinois, Chicago, US NATIONAL CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING.

AASHTO, 1996. Interim revisions to the AASHTO standard specifications for highway bridges: division I-A, Seismic Design. Washington: s.n.

ABDEL RAHEEM, S. E., HAYASHIKAWA, T. and DORKA, U., 2011. Ground motion spatial variability effects on seismic response control of cablestayed bridges. EARTHQUAKE ENGINEERING AND ENGINEERING VIBRATION, 10(1), pp. 37-49.

AHMED M. , A.-G. and LAWRENCE, I. R., 1982. Suspension bridge response to multiple-support excitations. Engineering Mechanics Division, 108(2), pp. 419-435.

AI, A. C. d. I. S., 2015. Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 2014. Bogotá.

ÁLVAREZ SERENO, J. d. J. and APARICIO BENGOCHEA, A. C., 2003. Comportamiento sísmico de puentes arco. Un panorama del estado del conocimiento. Revista de Ingeniería Sísmica, Issue 68, pp. 21-53.

ÁLVAREZ SERENO, J. d. J. and APARICIO BENGOCHEA, Á. C., 2003. Comportamiento sísmico de puentes arco. Un panorama del estado del conocimiento. Revista de Ingeniería Sísmica, Issue 68, pp. 21-53.

ÁLVAREZ SERENO, J. d. J., PARRA G., N. and Aparicio Bengoechea, A. C., 2002. Comportamiento estructural de puentes en arco sometidos a movimiento de fuente cercana. Puebla, México, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.

ÁLVAREZ, J. J., JARA, M., HERNÁNDEZ, H. and APARICIO, Á. C., 2006. Evaluación de la respuesta de grandes puentes en arco ante movimientos sísmicos fuertes. Revista de Ingeniería Sísmica, Issue 75, pp. 23-46.

ÁLVAREZ, J. J., APARICIO, A. C. and JARA, J. M., 2012. Seismic assessment of a long-span arch bridge considering the variation in axial forces induced by earthquakes. Engineering Structures, Volumen 34, pp. 69-80.

ATC, 1996. Improved seismic design criteria for California bridges, Redwood City, California.

BARBAT, H., OLLER, S. and VIELMA, J. C., 2005. Cálculo y diseño sismorresistentes de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02.. Barcelona: Monografías de Ingeniería Sísmica.

BAYRAKTAR, A., DUMANOĞLU, A. A. and CALAYIR, Y., 1996. Asynchronous dynamic analysis of dam-reservoir-foundation systems by the Lagrangian approach. Computers & Structures, 58(5), pp. 925-935.

BENJUMEA ROYERO, J. M., CHIO CHO, G. and MALDONADO RONDÓN, E., 2012. Puentes extradados: evolución y tendencias actuales. Tecnura, 16(33), pp. 173-188.

BENJUMEA, J., CHIO, G. and MALDONADO, E., 2010. Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte. *Revista Ingeniería de Construcción*, 25(3), pp. 383-398.

BI, K., HAO, H. and REN, W.-X., 2013. Seismic response of a concrete filled steel tubular arch bridge to spatially varying ground motions including local site effect. *Advances in Structural Engineering*, 16(10), p. 1799.

BUELVAS MOYA, H. A., 2015. Análisis paramétrico de la respuesta estructural de un puente extradado frente a la rotura accidental de un cable. Tesis de Maestría. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

BURDETTE, N. J. and ELNASHAI, A. S., 2008. Effect of Asynchronous Earthquake Motion on Complex Bridges. II- Results and Implications on Assessment. *Journal of Bridge Engineering*, 13(2), pp. 166-172.

CACCIOLA, P. and DEODATIS, G., 2011. A method for generating fully non-stationary and spectrum-compatible ground motion vector processes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(3), pp. 351-360.

CAMARA, A. and ASTIZ, M. A., 2014. Aplicabilidad de las diversas estrategias de análisis sísmico en puentes atirantados en rango elástico. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 30(1), pp. 45-50.

C. E. d. N., 2012. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismoresistentes. Parte 2: Puentes. Madrid, España: AENOR.

CHIO CHO, G., 2000. Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradado. Tesis de doctorado. Barcelona: Universidad politécnica de Cataluña.

CHOPRA, A. K., 2014. Dinámica de estructuras. Cuarta edición ed. Naucalpan de Juárez: Pearson.

DEODATIS, G., 1996. Non stationary stochastic vector processes- seismic ground motion applications. Probabilistic Engineering Mechanics, 11(3), pp. 149-167.

DUMANOGLUID, A. A. and SOYLUK, K., 2003. A stochastic analysis of long span structures subjected to spatially varying ground motions including the site-response effect. Engineering Structures, 25(10), pp. 1301-1310.

E. PRICE, T. and O. EBERHARD, M., 1998. Effects of Spatially Varying Ground Motions on Short Bridges. Journal of Structural Engineering, 124(8), pp. 948-955.

FENG LONG, B., HONG, H. and HONG HAO, L., 2010. Seismic response of a Steel trussed arch structure to spatially varying earthquake ground motions including site effects. Advances in Structural Engineering, 13(6), pp. 1089-1103.

FENG, M. Q. and KIM, S.-H., 2003. Fragility analysis of bridges under ground motion with spatial variation. International Journal of Non-Linear Mechanics, 38(5), pp. 705-721.

FERNÁNDEZ SOLA, L., SÁNCHEZ GARCÍA, R. and SUÁREZ LÓPEZ, M., 2013. Respuesta dinámica de puentes simples sometidos a excitación multisoporte debida a la topografía. Boca del Río Veracruz, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

G. SEXTOS, A. and J. KAPPOS, A., 2009. Evaluation of seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparisons with Eurocode 8-2 provisions. Bulletin of Earthquake Engineering, 7(2), pp. 519-545.

GHOBARAH, A., AZIZ, T. S. and EL-ATTAR, M., 1996. Response of transmission lines to multiple support excitation. *Engineering Structures*, 18(12), pp. 936-946.

GHOBARAH, A., AZIZ, T. S. and EL-ATTAR, M., 1996. Response of transmission lines to multiple support excitation. *Engineering Structures*, 18(12), pp. 936-946.

HAO, H., 1997. Torsional response of building structures to spatial random ground excitations. *Engineering Structures*, 19(2), pp. 105-112.

HARICHANDRAN, R., HAWWARI, A. and SWEIDAN, B., 1996. Response of Long-Span Bridges to Spatially Varying Ground Motion. *Journal of Structural Engineering*, 122(5), pp. 476-484.

HARICHANDRAN, R. and VANMARCKE, E., 1986. Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time. *Journal of Engineering Mechanics*, 112(2), p. 154–174.

HARICHANDRAN, R. and VANMARCKEN, E., 1986. Stochastic Variation of Earthquake Ground Motion in Space and Time. *Journal of Engineering Mechanics*, 112(2), pp. 154-174.

J. BURDETTE, N., S. ELNASHAI, A., LUPOI, A. and G. SEXTOS, A., 2008. Effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges I: methodology and input motion. *Journal of Bridge Engineering*, 13(2), pp. 158-165.

J. BURDETTE, N. and S. ELNASHAI, A., 2008. Effect of Asynchronous Earthquake Motion on Complex Bridges. II- Results and Implications on Assessment. *Journal of Bridge Engineering*, 13(2), pp. 166-172.

J. BURDETTE, N., S. ELNASHAI, A., LUPOI, A. and G. SEXTOS, A., 2006. The effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges, Illinois: Mid-America Earthquake Center.

KAIMING, B., HONG, H. and WEI-XIN, R., 2013. Seismic response of a concrete filled steel tubular arch bridge to spatially varying ground motions including local site effect. *Advances in Structural Engineering*, 16(10), p. 1799.

KARAKOSTAS, C., SEXTOS, A., LEKIDIS, V. and PAPADOPOULOS, S., 2011. Investigation of the dynamic response of the Evripos cable-stayed bridge in Greece, under asynchronous ground motion records. Corfu, Greece, 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.

KARMAKAR, D., RAY-CHAUDHURI, S. and SHINOZUKA, M., 2012. Seismic response evaluation of retrofitted Vincent Thomas bridge under spatially variable ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 42, pp. 119-127.

KASSAWARA, R. and SANDELL, L., 2006. Spatial coherency models for soil-structure interaction, Palo Alto, California.

KLEONIKI FONTARA, I., WUTTKE, F., ATHANATOPOULOU, A. M. and SEXTOS, A., 2015. Multiple support excitation of a bridge based on bem analysis of the subsoil-structure-interaction phenomenon. Crete Island, Greece.

KOMIYA, M., 1999. Characteristics and design of PC bridges with large eccentric cables (PC extradosed bridge).

KONAKLI, K. and DER KIUREGHIAN, A., 2012. Simulation of spatially varying ground motions including incoherence, wave-passage and differential site-response effects. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(3), pp. 495-513.

KONAKLI, K. and KIUREGHIAN, A. D., 2011. Stochastic dynamic analysis of bridges subjected to spatially varying ground motions, Berkeley, California: PEER.

LIANG, S. and SHOU-LEI, S., 2013. Research on response spectrum method for multi-support seismic excitations.

LOU, L. and ZERVA, A., 2005. Effects of spatially variable ground motions on the seismic response of a skewed, multi-span, RC highway bridge. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7), p. 729–740.

LUCO, J. E. and WONG, H. L., 1986. Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 14(6), p. 891–908.

MEHANNY, S. S. F., RAMADAN, O. M. O. and ELHOWARY, H. A., 2014. Assessment of bridge vulnerability due to seismic excitations considering wave passage effects. *Engineering Structures*, 70(1), pp. 197-207.

MERMIGAS, K. K., 2008. Behavior and design of extradosed bridges. Toronto: Tesis de Maestría.

MEZOUER, N., SILHADI, K. and AFRA, H., 2010. Importance of spatial variability of seismic ground motion effects on long beams response. *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, 1(1), pp. 1-13.

NURDAN MEMISOGLU, A., SELCUK, B. and EBRU, H., 2016. Response of the Fatih Sultan Mehmet suspension bridge under spatilly varying multi-point

earthquake excitations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 84, pp. 44-54.

NUTI, C. and VANZI, I., 2005. Influence of earthquake spatial variability on differential soil displacements and SDF system response. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Volumen 34, pp. 1353-1374.

RAMADAM, O. M. O., MEHANNY, S. S. F. and ELHOWARY, H. A., 2015. Seismic vulnerability of box girder continuous bridges under spatially variable ground motions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(6), pp. 1727-1748.

RAMADAM, O. and NOVAK, M., 1993. Simulation of Spatially Incoherent Random Ground Motions. *Journal of Engineering Mechanics*, 119(5), pp. 997-1016.

SAXENA, V., DEODATIS, G. and SHINOZUKA, M., 2000. Effect of spatial variation of earthquake ground motion on the nonlinear dynamic response of highway bridges. Auckland, New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering.

SDPCB, 2009. Specifications for Design and Construction of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges and Extradosed Bridges. Tokyo.

SEXTOS, A., J. KAPPOS, A. and MERGOS, P., 2004. Effect of soil-structure interaction and spatial variability of ground motion on irregular bridges- the case of the Krystallopigi bridge. Vancouver, B.C., Canada, 13th World Conference on Earthquake Engineering.

SEXTOS, A., KARAKOSTAS, C., LEKIDIS, V. and PAPADOPOULOS, S., 2015. Multiple support seismic excitation of the Evripos bridge based on free-field and on-structure recordings. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(11), pp. 1510-1523.

Sgambi, L., Garavaglia, E., Basso, N. and Bontempi, F., 2014. Monte Carlo simulation for seismic analysis of a long span suspension bridge. *Engineering Structures*, Volumen 78, pp. 100-111.

SNAEBJORNSSON, J. and SIGBJORNSSON, R., 2008. The spatial variability of ground motion and its effects on multi-supported structures. Beijing, China, The 14th World Conference on Earthquake Engineering.

SOYLUKA, K. and AVANOGLU SICACIK, E., 2012. Soil–structure interaction analysis of cable-stayed bridges for spatially varying ground motion components. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 35, pp. 80-90.

SOYLUK, K., 2004. Comparison of random vibration methods for multi-support seismic excitation analysis of long-span bridges. *Engineering Structures*, 26(11), pp. 1573-1583.

SOYLUK, K. and DUMANOGLU, A., 2004. Spatial variability effects of ground motions on cable-stayed bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(3), p. 241–250.

SOYLUK, K. and DUMANOGLU, A. A., 2000. Comparison of asynchronous and stochastic dynamic responses of a cable-stayed bridge. *Engineering Structures*, 22(5), pp. 435-445.

SOYLUK, K. and DUMANOGLU, A. A., 2000. Comparison of asynchronous and stochastic dynamic responses of a cable-stayed bridge. *Engineering Structures*, 22(5), pp. 435-445.

SUAREZ RODRÍGUEZ, M. A., 2011. Comportamiento estructural de puentes extradados durante construcción. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

TAYLOR SEPULVEDA, D. P., 2007. En: Calibración del modelo del puente Marga Marga considerando variación espacial del movimiento sísmico a nivel de cepa y estribo. Santiago de Chile: Universidad de Chile.

VALDEBENITO, G. E. and APARICIO, Á. C., 2005. Comportamiento sísmico de puentes atirantados y disipación de energía adicional: un estado del conocimiento. En: A. H. Barbat, ed. Comportamiento sísmico de puentes atirantados y disipación de energía adicional: un estado del conocimiento. Barcelona: Monografías de Ingeniería Sísmica.

WANG, H., HARADA, T., NONAKA, T. and NAKAMURA, M., 2008. Spatial variability of near field ground motions and its design implication of long extended lifeline structures nearby a fault. Beijing, China, The 14th World Conference on Earthquake Engineering.

WANG, J., CARR, A., COOKE, N. and MOSS, P., 2003. Wave-passage effect on the seismic response of long bridges. Christchurch, New Zealand, 2003 Pacific conference on earthquake engineering.

WANG, J., HU, S. and WEI, X., 1999. Effects of engineering geological condition on response of suspension bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18(4), pp. 297-304.

ZHANG, Y. H., LI, Q. S., LIN, J. H. and WILLIAMS, F. W., 2009. Random vibration analysis of long-span structures subjected to spatially varying ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(4), pp. 620-629.

ZSIAMB, 2001. Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga, Bogotá: INGEOMINAS.