UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL PUENTE PEATONAL LA FERIA MORELIA"

T E S I S

Que para obtener el título de:

LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL

Presenta:

MEDARDO VILLICAÑA JAIMES

Directora de tesis:

DRA. BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

Morelia, Michoacán Septiembre, 2021

A Rafael, Liliana y

Juan pablo, mi familia.

Agradecimientos

En primer lugar, quería dar las gracias al Ing. E. Benjamín Huerta Yépez por la ayuda brindada para poder realizar este trabajo de tesis.

A mis compañeros del servicio social, a los integrantes del capítulo estudiantil C.I.E.S y a mis amigos de la heroica 4ta sección, en especial a Rodrigo M., Alberto S. y Ángel G, Javier C, compañeros de cansancios y diversión… Que sin su ayuda y consejos no hubiera podido realizar esta tesis.

También quería brindar un enorme agradecimiento a mi profesora y directora de tesis, la Dra. Bertha A. Olmos Navarrete por su valiosa ayuda en todo este tiempo y los ánimos para que este trabajo sea una realidad.

Al Dr. Jose M. Jara Guerrero y al Dr. Guillermo Martínez Ruiz, sinodales que dedicaron parte de su tiempo para la revisión de este trabajo.

Y, por último, pero no menos importante, quiero dar las gracias a mis amigos y a mi familia que a su manera me han ayudado y me han apoyado en momentos de crisis durante la realización de este trabajo de tesis.

¡MUCHAS GRACIAS A TODOS!

INDICE

1. OBJETIVOS 1

2. RESUMEN 2

3. ABSTRACT 4

4. INTRODUCCIÓN 5

5. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTES PEATONALES ANTE ACCIONES DINÁMICAS 20

6. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO 44

7. MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE 52

8. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE ANTE ACCIONES DINÁMICAS 78

9. CONCLUSIONES 97

10. REFERENCIAS 100

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Tipos de puentes (Tomado de https://www.pinterest.com.mx/pin/610308186981338527/). 6

Figura 2. Puente Baluarte Bicentenario (Tomado de https://www.kn3.net/sotelocruz92/60-F-0-5-D-6-C-9A4-JPG.html). 7

Figura 3. Puente Golden Gate. 8

Figura 4. Puente Horace Wilkinson (Tomado de https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_Horace_Wilkinson). 9

Figura 5. Puente Manchac Swamp (Tomado de https://megaconstrucciones.net/?construccion=puente-del-pantano-manchac). 10

Figura 6. Puente Harbour (Foto de Quynh Tran en Unsplash). 11

Figura 7. Elementos que componen a un Puente. 12

Figura 8. Puente Millennium conocido también como puente Wobbly (Foto de Viktor Forgacs en Unsplash). 16

Figura 9. Puente solferino antes Léopold Sédar Senghor (Tomada de https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Passerelle_Solferino_Paris_FRA_002.jpg?uselang=fr). 18

Figura 10. Componentes de la fuerza dinámica peatonal. 21

Figura 11. Procedimiento para el diseño de vibraciones (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 27

Figura 12. Descripción esquemática de la marcha sincrónica (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 31

Figura 13. Aplicación de la carga armónica según una configuración de forma de modo (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 34

Figura 14. Coeficientes de reducción (Ψ) para las distintas direcciones de vibrar de la estructura (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 35

Figura 15. Coeficientes de reducción (Ψ) para las distintas direcciones de vibrar de la estructura (Tomada de Butz et al., 2008). 39

Figura 16. Oscilador de un 1GDL equivalente para un modo de frecuencia / vibración natural de la estructura (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 42

Figura 17. Puente peatonal "La Feria". 44

Figura 18. Vista de la estructura de soporte del espectacular. 45

Figura 19. Vista en planta del piso del puente. 46

Figura 20. Conexión de las diagonales que forman la armadura. 47

Figura 21. Conexiones cordón superior. 48

Figura 22. Detalle de las columnas que dan soporte al puente. 48

Figura 23. Contraventeo de las columnas. 49

Figura 24. Soportes columna-cordón inferior. 50

Figura 25. Problemas de mantenimiento que se presentan en el puente. 50

Figura 26. Modelo numérico del puente 52

Figura 27. Vista en alzado del puente. 55

Figura 28. Vista en planta de techo. 55

Figura 29. Vista en planta de piso. 55

Figura 30. Vista transversal en alzado del eje 1 y 14. 56

Figura 31. Vista transversal en alzado del eje 7'. 56

Figura 32. Detalle de apoyos. 57

Figura 33. Vista de la estructura para espectacular. 58

Figura 34. Modelo del puente con el espectacular..... 58

Figura 35. Modos de vibrar en el modelo sin espectacular. 60

Figura 36. Modos de vibrar dentro del rango de 1.9 a 5 Hz. 62

Figura 37. Ciclo de función en la historia en el tiempo para caminata normal. 63

Figura 38. Modelo de carga vertical para el 1er, 2do y 3er armónico para caminata lenta. 66

Figura 39. Modelo de carga vertical para el 1er, 2do y 3er armónico para caminata normal. 66

Figura 40. Modelo de carga vertical para el 1er, 2do y 3er armónico para caminata rápida**.** 67

Figura 41. Modelo de carga lateral para el 1er, 2do y 3er armónico para caminata lenta, normal y rápida. 68

Figura 42. Modelo de carga vertical para corredores para el 1er, 2do y 3er armónico para carrera lenta..... 69

Figura 43. Modelo de carga vertical para corredores para el 1er, 2do y 3er armónico para carrera normal. 69

Figura 44. Modelo de carga vertical para corredores para el 1er, 2do y 3er armónico para carrera rápida. 70

Figura 45. Respuesta armónica de la clase TC2 (d = 0.2 p/m^2) para caminata lenta..... 72

Figura 46. Respuesta armónica de la clase TC3 (d = 0.2 p/m^2) para caminata lenta..... 73

Figura 47. Respuesta armónica de la clase TC2 (d = 0.2 p/m^2) para caminata normal... 73

Figura 48. Respuesta armónica de la clase TC3 (d = 0.5 p/m^2) para caminata normal... 74

Figura 49. Respuesta armónica de la clase TC2 (d = 0.2 p/m^2) para caminata rápida. ... 74

Figura 50. Respuesta armónica de la clase TC3 (d = 0.5 p/m^2) para caminata rápida. ... 75

Figura 51. Modelo de carga vertical para n' de corredores en carrera lenta..... 76

Figura 52. Modelo de carga vertical para n' de corredores para carrera normal. 76

Figura 53. Modelo de carga vertical para n' de corredores en carrera rápida. 77

Figura 54. Aceleraciones verticales y laterales en ambos claros del puente para las distintas actividades peatonales..... 82

Figura 55. Aceleraciones laterales para el modo 2 en ambos tramos del puente para las distintas actividades peatonales. 91

Figura 56. Aceleraciones verticales para el modo 3 en ambos tramos del puente para las distintas actividades peatonales. 91

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Frecuencias verticales de vibrar ejercidas por la excitación dinámica peatonal (Tomado de Bachmann et al., 1995). 22

Tabla 2. Fuerzas dinámicas normalizadas (Tomado de Bachmann et al., 1995). 23

Tabla 3. Frecuencias críticas y valores de aceleración máximos de confort (Tomado de Casado et al., 2011). 25

Tabla 4. Clases de tráfico (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 28

Tabla 5. Clases de confort definidas con límites de aceleración (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 30

Tabla 6. Relaciones de amortiguamiento ξ según el material de construcción (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 32

Tabla 7. *Parámetros para los modelos de carga (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).* 36

Tabla 8. *Coeficientes de Fourier y ángulos de fase para el modelo de carga (Tomada de Butz et al., 2008).* 37

Tabla 9. Constantes para aceleraciones verticales (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 41

Tabla 10. Constantes para aceleraciones laterales (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 41

Tabla 11. Masa generalizada (modal) y carga generalizada (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008). 42

Tabla 12. Elementos estructurales que componen el puente “La Feria”. 53

Tabla 13. Propiedades de materiales usados en el puente 54

Tabla 14. Frecuencias naturales del modelo del puente sin espectacular. 59

Tabla 15. Frecuencias naturales del modelo del puente con espectacular. 61

Tabla 16. Número de pasos para recorrer el puente dependiendo la actividad peatonal. 63

Tabla 17. Frecuencias verticales de vibrar dependiendo de la actividad peatonal. 64

Tabla 18. Ángulos de fase y coeficientes de Fourier para los modelos. 65

Tabla 19. Carga estática de un peatón para diferentes direcciones de carga. 71

Tabla 20. Peatones equivalentes para cada clase de tráfico que se estudia en el puente. 72

Tabla 21. Frecuencias verticales de vibrar de las distintas actividades peatonales. 78

Tabla 22. Clases de confort definidas con límites de aceleración 78

Tabla 23. Frecuencias de vibrar del puente con espectacular. 79

Tabla 24. Nodos de control a distintas distancias de los tramos del puente. 80

Tabla 25. Desplazamientos verticales máximos en diferentes posiciones a lo largo del puente. 86

Tabla 26. Desplazamientos laterales máximos en diferentes posiciones a lo largo del puente. 86

Tabla 27. Velocidades verticales máximas en diferentes posiciones a lo largo del puente. 87

Tabla 28. Velocidades laterales máximos en diferentes posiciones a lo largo del puente. 87

Tabla 29. Aceleraciones verticales máximas en diferentes posiciones a lo largo del puente. 87

Tabla 30. Aceleraciones laterales máximas en diferentes posiciones a lo largo del puente. 88

Tabla 31. Nodos de control de cada modo. 89

Tabla 32. Clases de tráfico que se presentan. 90

Tabla 33. Desplazamientos laterales máximos para TC2 y TC3 de los nodos 158 y 392 para las diferentes actividades peatonales. 92

Tabla 34. Desplazamientos verticales máximos para TC2 y TC3 de los nodos 374 y 404 para las diferentes actividades peatonales. 93

Tabla 35. Desplazamientos laterales máximos para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales. 93

Tabla 36. Desplazamientos verticales máximos para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales. 94

Tabla 37. Velocidades laterales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 158 y 392 para las diferentes actividades peatonales. 94

Tabla 38. Velocidades verticales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 374 y 404 para las diferentes actividades peatonales. 94

Tabla 39. Velocidades laterales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales. 95

Tabla 40. Velocidades verticales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales 95

Tabla 41. Aceleraciones laterales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 158 y 392 para las diferentes actividades peatonales. 95

Tabla 42. Aceleraciones verticales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 374 y 404 para las diferentes actividades peatonales. 96

Tabla 43. Aceleraciones laterales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales. 96

Tabla 44. Aceleraciones verticales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales. 96

1. OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Estudiar el comportamiento dinámico del puente peatonal “La Feria” que fue construido en el año de 1997 y se localiza sobre la carretera Morelia – Salamanca (Ruta 43) en el tramo Morelia – Lim. Mich. /Gto., mediante el desarrollo de modelos numéricos en la historia del tiempo que simulan la circulación de grupos de personas.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Cuantificar el nivel de vibraciones inducidas en el puente por el tránsito peatonal.
- Examinar las normativas existentes para el desarrollo de proyectos de puentes peatonales.
- Examinar las normativas vigentes con respecto a las recomendaciones que se tienen para modelar y estimar la vibración originada por el tránsito de las personas en los puentes.
- Crear un modelo numérico de elementos finitos en el software SAP2000® del puente peatonal para estimar la respuesta dinámica en el dominio del tiempo.
- Evaluar el estado actual del puente con respecto a las vibraciones que se generan en él y las que percibe el usuario, que permita determinar si su condición es adecuada para el uso continuo de las personas.

2. RESUMEN

La construcción de puentes peatonales es de gran importancia, ya que permiten cruzar vialidades con tránsito pesado, librar un desnivel topográfico o simplemente acortar distancias. Este aspecto es de interés para el ingeniero civil, ya que no debe pasarse por alto la normativa existente para los procesos de diseño y construcción de este tipo de construcciones referente a las vibraciones que se generan, ya que un mal proyecto ocasiona problemas a la sociedad. Necesitamos que tanto la ingeniería como la arquitectura del puente se encuentren en armonía, para que se desarrolle un proyecto viable y funcional. Por lo que, el objetivo de este trabajo es entender cómo se generan y estiman las vibraciones que se presentan en los puentes peatonales a causa del paso de las personas. Estas vibraciones se deben encontrar dentro de un margen de confort para el peatón, además de que se debe cuidar que las vibraciones inducidas no generen problemas estructurales a causa del fenómeno de resonancia, coincidencia de frecuencias de la estructura con las de excitación, de acuerdo con las especificaciones de normas de diseño. Para el desarrollo del presente trabajo se eligió un puente peatonal sometido todos los días a un volumen importante de tráfico peatonal, se desarrolló un modelo numérico en el software SAP2000® para estudiar su respuesta dinámica, donde se modelaron las demandas de vibraciones inducidas por el tránsito de personas mediante las propuestas exigidas por la normativa vigente. Finalmente se presenta un análisis de las vibraciones a que está sometido el puente y las demandas que tienen los diferentes componentes estructurales, de donde se concluye que el puente cumple satisfactoriamente con los requisitos estipulados en la normativa vigente tomada como referencia en el presente trabajo.

Palabras clave: Puentes peatonales, vibración inducida por peatones, resonancia, propiedades dinámicas de puentes.

3. ABSTRACT

The construction of pedestrian bridges today is of great importance, since they allow crossing roads with heavy traffic, clearing a topographic accident or simply shortening distances. This aspect is of interest to the civil engineer, since the existing regulations for the design and building processes of this type of constructions should not be ignored regarding the vibrations that are generated, since a bad project causes problems for society. We need both the engineering and the architecture of the bridge to be in harmony, so that a viable and functional project can be developed. Therefore, the objective of this work is to understand how the vibrations that occur in pedestrian bridges due to the passage of people are generated and estimated. These vibrations must be within a comfort margin for the pedestrian, in addition to take care for the vibrations induced to do not generate structural problems due to the resonance phenomenon, coincidence of frequencies of the structure with those of excitation, according to the design standards specifications. For the development of this work, a pedestrian bridge subjected every day to a significant volume of pedestrian traffic was chosen, a numerical model was developed in SAP2000® software to study its dynamic response, where the vibration demands induced by pedestrian traffic were modeled through models proposed in nowadays and used by current design code used to regulate the structural design. Finally, an analysis of the vibration to which the bridge is subjected and the demands of the different structural components is presented, from those results, it is concluded that the bridge satisfactorily reaches the requirements stipulated in the current design regulations for pedestrian bridges taken as a reference to develop the present research.

Keywords: Pedestrian bridges, pedestrian-induced vibrations, resonance, dynamic properties of bridges.

4. INTRODUCCIÓN

Al hablar de puentes en el presente trabajo nos referimos a la parte relacionada con la ingeniería estructural de puentes peatonales, ya que este tipo de obras civiles requieren de un diseño especializado para satisfacer la necesidad de las personas para transportarse a través de una obra civil segura y que les de confianza de transitar sobre volúmenes intensos de tráfico o valles de gran profundidad. A lo largo del tiempo estas estructuras se han concebido utilizando una gran variedad de materiales de acuerdo a la época de construcción, conforme se ha desarrollado el conocimiento de los materiales respecto de su resistencia, propiedades mecánicas, comportamiento dinámico y la interacción entre diferentes materiales, es que se ha optado por un material u otro, lo cual también tiene relación con la evolución del hombre con respecto de los avances científicos y tecnológicos, que van desde el uso de complejas herramientas de cálculo y hasta el desarrollo e implementación de procedimientos constructivos muy complejos. Se tienen evidencias de puentes construidos con madera, rocas, ladrillos y hierro, hasta llegar a la actualidad donde se emplea con mayor frecuencia acero y concreto como materiales estructurales, los cuales han demostrado ser materiales bastantes resistentes cuando se combinan, ya que uno provee la resistencia a los esfuerzos de compresión y el otro a la tensión. De acuerdo al material seleccionado para el proyecto de un puente se deben seguir y cumplir ciertos requisitos de análisis y diseño estructural, ya que su comportamiento varía de acuerdo a las propiedades de los materiales seleccionados y del sitio donde se va a localizar la estructura.

Existe gran variedad en los criterios a considerar para presentar una clasificación de los puentes, ya sea de acuerdo al destino de su uso, al material que lo conforma, al funcionamiento estructural, entre otras consideraciones. A continuación, se hace una breve

descripción de la clasificación de los puentes de acuerdo con su funcionamiento estructural, en la Figura 1 se presentan las formas estructurales más comúnmente adoptadas de acuerdo a la forma en que se transmiten las cargas adaptándose a diferentes tipos de ambientes. De acuerdo con su forma estructural estos puentes se les denomina como:

- Puente atirantados
- Puentes colgantes
- Puentes tipo armadura o celosía
- Puentes tipo vigas
- Puentes de arco

Figura 1. *Tipos de puentes (Tomado de https://www.pinterest.com.mx/pin/610308186981338527/).*

PUENTES ATIRANTADOS

Estos son soportados por torres que mantienen suspendida la losa y pueden salvar distancias de 850 metros, la carga se reparte a las torres por medio de cables que están anclados a estas, existen dos formas de anclaje: en forma de arpa (los cables se conectan a

distintos puntos de la torre) y en forma de ventilador (todos los cables llegan al mismo punto de anclaje). Un claro ejemplo de este tipo de puentes sería el Baluarte Bicentenario construido durante el periodo de 2008 a 2012, se encuentra localizado en la Sierra Madre Occidental en los límites de los estados de Durango y Sinaloa, sobre la Autopista Durango-Mazatlán, en México (Figura 2).

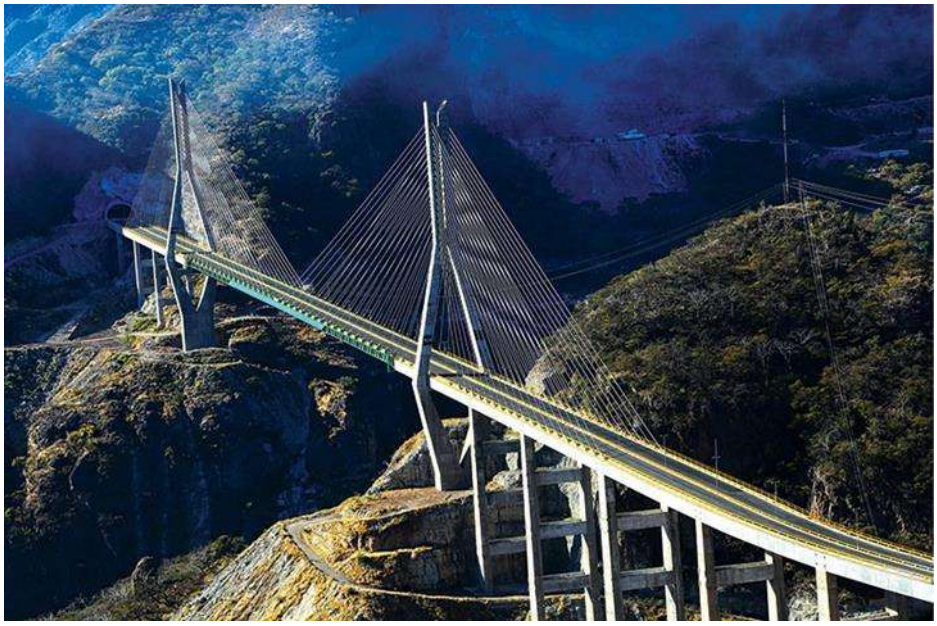


Figura 2. *Puente Baluarte Bicentenario (Tomado de https://www.kn3.net/sotelocruz92/60-F-0-5-D-6-C-9A4-JPG.html).*

PUENTES COLGANTES

Tienen una gran resistencia y permiten cubrir claros de hasta 2200 metros, la losa y las cargas del tráfico están soportadas por los cables secundarios que van conectados a unos cables primarios que forman una catenaria en la conexión con las torres que lo soportan, gran parte del peso del puente se transmite a los anclajes que están empotrados en roca sólida y/o bloques de concreto. Un claro ejemplo de este tipo de puentes es el Golden Gate construido en California, Estados Unidos, el cual une la península de San Francisco por el norte con el sur del condado de Marin, cerca de Sausalito, y fue construido entre 1933 y 1937 (Figura 3).

Figura 3. *Puente Golden Gate.*

PUENTES DE ARMADURA O CELOSÍA

Existe una infinidad de tipos de celosías, pero en general consisten en elementos estructurales que tienen cuerda superior e inferior y un sistema de barras verticales y/o diagonales que se conectan a nodos formando triángulos o pirámides, esto depende del diseño, estas conexiones pueden ser rígidas o articuladas, son livianas, con gran capacidad de soportar cargas y cubren grandes claros. Un ejemplo claro de este tipo de puentes es el Horace Wilkinson, su construcción terminó en el año de 1968, se encuentra en Baton Rouge, Louisiana, USA (Figura 4).

Figura 4. *Puente Horace Wilkinson (Tomado de https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_Horace_Wilkinson).*

PUENTES DE VIGAS

Este tipo de estructuración es la más económica y sencilla de construir, consiste en una viga soportada en sus extremos por pilares, se utiliza para distancias no superiores a los 80 metros. Las vigas que lo conforman generalmente son de sección transversal en forma de I, cajón cerrado, rectangular, entre otras. Un claro ejemplo de este tipo de puentes corresponde al puente Manchac Swamp, que es un doble viaducto ubicado en la carretera interestatal 55 sobre el Pantano Manchac en Luisiana, y representa un tercio de la carretera con longitud aproximada a 106 km, fue inaugurado en 1979 (Figura 5).

Figura 5. *Puente Manchac Swamp (Tomado de https://megaconstrucciones.net/?construccion=puente-del-pantano-manchac).*

PUENTES DE ARCO

Estos ofrecen una gran resistencia, se utilizan para cubrir claros de 200 metros, pero gracias a los métodos modernos de cálculo y procesos constructivos, esta distancia se puede aumentar considerablemente, el peso del puente y las sobrecargas se reparten a lo largo de la curva del arco llegando hasta los estribos. Como ejemplo de este tipo de puentes se tiene el puente de Harbour en Sidney construido en el periodo de 1923 a 1932, atraviesa la bahía de Sídney, conecta el centro financiero de la ciudad con la costa norte correspondiente a una zona de carácter residencial y comercial (Figura 6).

Figura 6. *Puente Harbour (Foto de Quynh Tran en Unsplash).*

ELEMENTOS QUE COMPONEN A UN PUENTE

Los puentes se conforman primordialmente de tres partes, superestructura, subestructura e infraestructura, la primera corresponde a la parte estructural encargada de recibir y transmitir hacia la subestructura las cargas vivas y muertas a que estará sometido el puente a lo largo de su vida útil; la subestructura es la parte del puente encargada de proveer la suficiente elevación para salvar el obstáculo que obstruye el flujo de transporte entre dos puntos, así como de resistir y transmitir los elementos mecánicos y deformaciones producto de la acción de cargas muertas, vivas y accidentales hacia el suelo de soporte; finalmente, la infraestructura son los elementos estructurales que conforman la cimentación cuya función es transmitir todas las descargas a un estrato de suelo resistente. La Figura 7 muestra esquemáticamente estos componentes, donde los apoyos son la idealización de la infraestructura.

Figura 7. *Elementos que componen a un Puente.*

SUPERESTRUCTURA

Son los elementos estructurales del puente que unen los distintos claros que tiene la estructura, soportando las cargas del tránsito y el peso propio del puente (cargas vivas y cargas muertas). A estos elementos estructurales se los conoce como:

- Losa: es la superficie donde circula el tipo de tráfico para el cual pertenece el puente (automóviles, personas, bicicletas, etc.) y soporta las cargas directamente ejercidas en la misma. La losa descansa directamente sobre las vigas principales en forma directa o a través de largueros o viguetas transversales conocidas como diafragmas y proveen al puente de rigidez transversal.
- Vigas principales: son elementos que soportan la losa y transmiten las cargas a la subestructura.
- Accesorios: son elementos que no tienen importancia estructural, pero no quiere decir que no son necesarios, sirven para la buena funcionabilidad y la seguridad del puente.

SUBESTRUCTURA

Son elementos estructurales que soportan directamente la superestructura y se encargan de transmitir a la cimentación todos los esfuerzos que se generan como efecto de las cargas actuantes. La subestructura se compone de los siguientes elementos estructurales:

- Estribos: son apoyos de la superestructura localizados en los extremos del puente, se encargan de transferir las cargas a los cimientos y de contener las sobrecargas que se generan en los accesos del puente, como es el terraplén de los accesos de un puente actuando como un muro de retención (presiones del suelo).
- Pilas: son apoyos intermedios que reciben reacciones de dos o más claros del puente (depende la geometría de este), se diseñan para resistir las cargas que le son trasmitidas más las cargas accidentales como son el viento, sismo, presiones hidráulicas, entre otras.

INFRAESTRUCTURA

Son elementos estructurales encargados de transmitir directamente a los estratos de suelo todos los efectos que se generan en el puente a causa de las diversas combinaciones de carga a que puede estar sometida la estructura a lo largo de su vida útil. La infraestructura es la cimentación del puente, la cual puede ser superficial, formada por zapatas aisladas, o profunda, conformada por una combinación de un conjunto de pilotes de cimentación unidos en su extremo superior por una losa de cimentación.

El tema de estudio en este trabajo es el comportamiento de los puentes peatonales, estructuras existentes en todo el mundo. La construcción de los primeros puentes peatonales era demasiado rústica, pues no eran más que troncos apilados o rocas, pero gracias a su evolución se encuentran grandes proyectos que han recibido reconocimiento por el reto arquitectónico y estructural que representan. Se ha demostrado que son estructuras de gran

importancia para la humanidad, pues ayudan a los usuarios a desplazarse más rápidamente y que estos eviten obvios peligros, como: caer en grandes depresiones del terreno, vialidades concurridas o cuerpos de agua, o simplemente ser atropellados por el tránsito vehicular. Debido a su importancia y trascendencia deben tener un óptimo diseño estructural y un buen proceso constructivo, pues se puede optar desde diseños muy sencillos hasta diseños muy estéticos, la selección depende de la zona donde estarán ubicados, pueden ser zona rurales o urbanas. Con el avance en tecnología se han empleado nuevos materiales, y se han cambiado algunos procesos constructivos, lo cual lleva a tener estructuras cada vez más esbeltas llevándonos a que sean más susceptibles de presentar problemas que ponen en riesgo su seguridad estructural, algunos diseños incorporan elementos no estructurales, por cuestiones de estética del diseño, los cuales llegan a incrementar el peso de la estructura o a complicar la geometría induciendo problemas de torsión, lo cual puede ser todo un reto tanto para el diseño estructural como para el proceso constructivo. Sin embargo, lo más desfavorable para el diseño de estos puentes peatonales, es que en México no se cuenta con una norma vigente que establezca parámetros de seguridad mínimos necesarios que se deben cumplir para el buen funcionamiento de estas estructuras. Debido a este inconveniente, es que es necesario recurrir a la normativa extranjera vigente, sin embargo, esto no es suficiente, ya que, a pesar de seguir esos códigos de análisis y diseño, en muchas ocasiones se carece de algunos requisitos básicos, sumando la falta de mantenimiento que se da a estas estructuras a lo largo de su vida útil, para con esta información evaluar los estados de daño de los elementos estructurales.

Durante la vida útil de un puente peatonal, los usuarios suelen mostrar preocupación por su seguridad al transitar por estos, inclusive, con frecuencia dejan de hacer uso de los

mismos debido a la vibración exagerada y la notable falta de mantenimiento que presentan estas obras civiles, lo cual es consecuencia de la negligencia que existe en los procesos de diseño, construcción y mantenimiento. La ciudad de Morelia, México, no es la excepción en tener puentes carentes de un proceso de diseño estructural, ya que, al no cubrir claros grandes, como en algunas partes del mundo, son totalmente descuidados, dejando aún lado su monitoreo. Los puentes que se encuentran en la ciudad, en su mayoría están construidos en acero y concreto. El tránsito peatonal en este tipo de obra civil genera vibraciones verticales, horizontales y longitudinales, lo cual se puede traducir a que las frecuencias generadas en el algún momento puedan coincidir con las frecuencias naturales de vibración del puente, a este fenómeno se le llama resonancia, en estos casos se pueden alcanzar niveles excesivos de vibración que sobrepasan los límites de confort o tolerancia de los seres humanos, por lo que se considera como una de las causas de inseguridad que pueden sentir los usuarios provocando su desuso.

Sobre este tema no se tiene mucha información, ya que apenas hace algunos años atrás, es que se ha dado una mayor importancia a los efectos causados por las tres componentes de las vibraciones inducidas por el peatón, pero no fue hasta que se presentaron algunos eventos que ocasionaron el mal funcionamiento de algunos puentes importantes que comenzaron a observar y dar más atención a la respuesta que tienen estas estructuras cuando están sujetas a diferentes formas de andar de los peatones. Algunos de los eventos se describen a continuación:

PUENTE MILLENNIUM

El puente Millennium, también conocido como puente Wobbly (Figura 8), se inauguró el 10 de junio de 2000. Durante el día de la apertura se produjeron movimientos laterales inesperados cuando los peatones cruzaron el puente, la fuerza lateral ejercida por los peatones sobre la superficie de la plataforma móvil se relaciona con el movimiento percibido. Es un puente de acero, por lo tanto, ligero, muy moderno por lo que se llegó a pensar que las innovaciones técnicas del puente eran la causa de sus vibraciones excesivas, sin embargo, los resultados muestran que el fenómeno no está relacionado con esto y que el mismo fenómeno podría ocurrir en cualquier puente con una frecuencia lateral inferior a aproximadamente 1.3 Hz cargado con un número suficiente de peatones (Dallard et al., 2001).

Figura 8. *Puente Millennium conocido también como puente Wobbly (Foto de Viktor Forgacs en Unsplash).*

Se estima que entre 80 000 y 100 000 personas cruzaron el puente durante el primer día. El análisis de las imágenes de video mostró un máximo de 2000 personas en la cubierta

en cualquier momento, lo que resulta en una densidad máxima de entre 1.3 y 1.5 personas por cuadrado metro, esto quiere decir que se experimentan movimientos más grandes de lo esperado cuando multitudes grandes cruzan el puente, pues días anteriores se habían hecho pruebas con algunas personas antes de la apertura y confirmaron las aceleraciones calculadas.

El número de peatones permitidos en el puente se redujo y los movimientos excesivos ocurrieron raramente. El 12 de junio se decidió cerrar el puente para investigar a fondo la causa de los movimientos y no fue hasta dos años después que reabrió el día 22 de febrero del 2002, después de agregar amortiguadores durante una larga investigación para solucionar el problema, el programa de reparación fue de £ 5 000 000.

PUENTE SOLFERINO (LÉOPOLD SÉDAR SENGHOR)

Construido en París, Francia, cruzando el río Sena, es un puente de arco de acero (Figura 9), las obras iniciaron en 1998 siendo su inauguración en diciembre de 1999 (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (Sétra), 2006, p. 106). El suceso en este puente se presentó en diciembre de 1999, un año antes del caso Millennium bridge. El problema de vibración que presentó se resolvió al incorporar un refuerzo mediante dispositivos de amortiguadores.

Figura 9. *Puente solferino antes Léopold Sédar Senghor (Tomada de https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Passerelle_Solferino_Paris_FRA_002.jpg?uselang=fr).*

Existen casos similares que se presentaron varios años atrás, pero al final, el fenómeno que causa la resonancia no se analizó a fondo, pero debido a la magnitud de los efectos que se tuvieron en los casos antes expuestos, fue que se comenzaron a desarrollar un mayor número de investigaciones respecto de este tema, estudios que han permitido la actualización de la normativa vigente en el área de las vibraciones inducidas por el tránsito peatonal con el objetivo de evitar problemas futuros.

En el trabajo de investigación que se presenta en esta tesis, se expone un caso real de un puente peatonal que cruza vías de tráfico automovilístico, donde se realiza un modelo numérico en el software SAP2000® para estudiar su comportamiento dinámico mediante un modelo numérico. Para el desarrollo del modelo numérico se realizó un levantamiento topográfico y fotográfico del puente para evaluar el estado actual en el que se encuentra la estructura y determinar todos los elementos estructurales que lo componen.

Se hace una revisión de las normas internacionales vigentes para el diseño estructural de este tipo de obras civiles, analizando los distintos parámetros que se toman en cuenta para su diseño con respecto del tema de las vibraciones que pueden afectar la integridad estructural.

En el caso de la ciudad de Morelia, estas estructuras se diseñan para poca carga y claros pequeños, los procedimientos constructivos plantean estructuras muy esbeltas y ligeras para hacerlas más económicas y estéticas, por lo que deben calcularse siguiendo altos estándares establecidos en las normativas vigentes y que no deben dejarse pasar, ya que los puentes peatonales son más susceptibles de sufrir vibraciones inducidas debido a su baja rigidez, baja amortiguación y las pequeñas frecuencias naturales que tienen este tipo de estructuras. En México no existe un código de diseño para este tipo de estructuras, ocasionando que la gran mayoría de ellas no satisfagan los requisitos mínimos estipulados a cumplir bajo condiciones de servicio, incluyéndose al problema de las vibraciones naturales inducidas.

5. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTES PEATONALES ANTE ACCIONES DINÁMICAS

Las normativas existentes de puentes y pasarelas peatonales prestan cada vez más atención a los posibles problemas dinámicos y al análisis del estado límite de servicio de dichas estructuras. En general, las normativas recomiendan evitar que los modos principales de las pasarelas estén dentro de los rangos de frecuencia de paso típicos de los peatones (incluyendo andar y correr), y establecen valores límite de aceleración vertical y lateral con el objetivo de asegurar un buen comportamiento de la estructura ante el estado límite de servicio. Por otro lado, en algunas normativas, como es el caso de los Euro códigos, se presentan diferentes estados de carga que deben ser revisados por el diseñador estructural (Casado et al., 2011). Las normativas vigentes para el análisis y diseño estructural de puentes peatonales provienen, principalmente, de países como EUA, Canadá y la Unión Europea, además se pueden encontrar algunas otras normativas propuestas en otros países. A continuación, se describen las bases más importantes de algunas de las normativas vigentes.

La “LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges” especifica que este tipo de estructuras deben diseñarse de acuerdo con los estados límite primero y segundo, los cuales están relacionados con la respuesta del puente ante la acción de la carga de diseño estático.

La “European Design Guide footbridges” menciona que se debe considerar una carga de 500 kg en el punto más desfavorable y también presenta un procedimiento para el diseño de los puentes peatonales que se basa en criterios específicos de confort del peatón, en la cantidad de tránsito de peatones esperada de acuerdo con la ubicación de los puentes, así

como del cálculo de los diferentes estados de carga que se especifican en la guía. El cumplimiento de estos requisitos da por resultado estructuras ligeras y estéticas.

En las normas mexicanas establecidas por la SCT (N-PRY-CAR-6-01) se estipula que la carga peatonal de diseño será de 400 kg/m^2; sin embargo, no se estipula la consideración de los efectos dinámicos efecto del paso de un grupo de peatones trotando o corriendo, lo que nos deja claro la razón de que los ingenieros estructuristas tienen que apoyarse de la norma internacional, ya que en México se carece de normas específicamente establecidas para considerar el fenómeno de la vibración causada por el tránsito de personas.

La fuerza dinámica peatonal que pone a vibrar a estas estructuras puede descomponerse en 3 componentes de fuerza periódica (Venuti y Bruno, 2008): una fuerza en dirección vertical (F_V), una fuerza horizontal o lateral (F_H) y una fuerza longitudinal (F_L). La Figura 10 muestra esquemáticamente las componentes de la fuerza, su valor depende de varios factores como son: la longitud del paso de cada peatón, el peso del peatón y la velocidad con la que camine o corra.

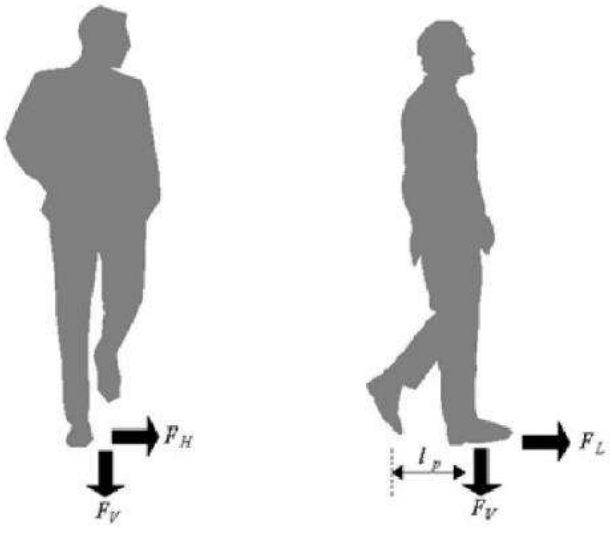


Figura 10. *Componentes de la fuerza dinámica peatonal.*

La Tabla 1 resume las frecuencias verticales peatonales típicas consideradas por las normas de diseño, en la vibración lateral las frecuencias adoptan la mitad de los valores de las frecuencias verticales. La frecuencia vertical del segundo y tercer armónico de la excitación dinámica peatonal de una caminata normal o promedio no se específica en la tabla, pero suele estar entre 4 Hz y 6 Hz; de tal manera que se pueden generar vibraciones verticales importantes cuando las frecuencias naturales de vibrar de la estructura coinciden con dichos valores, es decir, se puede presentar el fenómeno de resonancia en armónicos superiores (Hernández Barrios et al., s. f.).

Tabla 1. *Frecuencias verticales de vibrar ejercidas por la excitación dinámica peatonal (Tomado de Bachmann et al., 1995).*

TIPO DE ACTIVIDAD REPRESENTATIVA			INTERVALO DE APLICACIÓN		
Denominación	Definición	Tasa de actividad de diseño (Hz)	Actividades peatonales	Frecuencias verticales de vibrar de la actividad (Hz)	Tipo de estructura
Caminando	Caminar con contacto continuo con el suelo	1.6 a 2.4	Caminata lenta (deambulando)	~ 1.7	Estructuras peatonales (puentes peatonales, escaleras, muelles, etc.)
			Caminata normal	~ 2.0	
			Caminata rápida	~ 2.3	
Corriendo	Correr con contacto discontinuo con el suelo	2.0 a 3.5	Carrera lenta (trotando)	~ 2.1	Puentes peatonales en pistas para trotar, etc.
			Carrera normal	~ 2.5	
			Carrera rápida	> 3	

Las fuerzas dinámicas peatonales se expresan en Newtons y en función del tiempo mediante series de Fourier como se expresa en las ecuaciones 1 a 3:

$$F_V = G + \sum_{i=l}^{n} G \propto_i sen(2\pi i f_p t - \varphi i) \qquad (1)$$

$$F_H = \sum_{i=l}^{n} G \propto_i sen(\pi i f_p t - \varphi i) \quad (2)$$

$$F_L = \sum_{i=l}^{n} G \propto_i sen(2\pi i f_p t - \varphi i) \quad (3)$$

Donde:

- G = 700 N (representa el peso promedio de un peatón).
- $\propto_i$ = coeficiente de Fourier del i-ésimo armónico.
- $G \propto_i$= amplitud de fuerza del i-ésimo armónico.
- f_p = frecuencia de vibrar de la actividad en *Hz* obtenida de la Tabla 1.
- φi = es el ángulo de fase del i-ésimo armónico relativo al primer armónico.
- i = es el número del i-ésimo armónico.
- n = es el número total de contribuciones armónicas.

Los coeficientes de Fourier, α_i , y los ángulos de fase, φ_i , se obtienen de pruebas controladas y así pueden ser utilizados en las diferentes normas de diseño. La Tabla 2 proporciona diferentes coeficientes de Fourier y ángulos de fase propuestos por Bachmann et al. (1995).

Tabla 2. *Fuerzas dinámicas normalizadas (Tomado de Bachmann et al., 1995).*

Tipo de actividad representativa	Frecuencias de vibrar (Hz)		Coeficientes de Fourier y ángulos de fase					Densidad de diseño (p/m^2)
			α_1	α_2	φ_2	α_3	φ_3	
Caminando	Vertical	2	0.4	0.1	π/2	0.1	π/2	~ 1
		2.4	0.5					
	Longitudinal	2	0.2	0.1				
			α1 /2 = 0.1					
	Horizontal/Lateral	2	α1 /2 = 0.1	α3 /2 = 0.1				
Corriendo		2 a 3	1.6	0.7		0.2		-

El número de contribuciones armónicas que se deben tomar en consideración dependerá del valor de la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura para considerar así un posible fenómeno de resonancia. En caso de requerirse de cuatro contribuciones armónicas, se puede tomar el valor propuesto por Murray (1997) para el coeficiente de Fourier del cuarto armónico, α_4, el cual equivale a 0.05. En el caso del modelado de la acción de un grupo de peatones, las normas suelen multiplicar la acción del armónico de un solo peatón por el número efectivo de peatones. La fuerza del i-ésimo armónico generada por un grupo de peatones se obtiene mediante la ecuación 4:

$$F(t) = P_0 sen\left(2\pi i f_p t - \varphi_i\right) n_{eff} \Psi \quad (4)$$

Donde:

- n_{eff} = número efectivo de peatones.
- Ψ = coeficiente de reducción.
- P_0 = es la máxima amplitud de la acción de vibración sinusoidal de un solo peatón, la cual se obtiene mediante la siguiente ecuación 5:

$$P_0 = G\alpha_i \quad (5)$$

Los parámetros involucrados en la ecuación 4 se obtienen de la normativa existente como función de los diferentes criterios que se adoptan en cada una.

En general, las normativas dan recomendaciones para el diseño y fijan límites de confort de tal forma que se asegure un correcto estado de servicio de estas estructuras a lo largo de su vida útil, ya que la vibración excitada por la carga peatonal es más un problema de capacidad de servicio que de seguridad estructural, debido a que existen ocasiones donde las vibraciones generadas no podrían presentar algún riesgo a la salud estructural, pero sí a la sensibilidad del peatón, es por eso que se establecen límites de confort. La Tabla 3 muestra los rangos

críticos de frecuencia y los límites de aceleración de las principales normativas nacionales e internacionales.

Tabla 3. *Frecuencias críticas y valores de aceleración máximos de confort (Tomado de Casado et al., 2011).*

Normativas	Frecuencias críticas (Hz)		Aceleraciones máximas de confort (m/s^2)	
	Vertical	Lateral	Vertical	Lateral
Eurocódigo 0 - Anexo 2 (EN1990 - Annex A2)	<5	<2.5	0.7	0.2(0.4)
Eurocódigo 1 (EN 1991)	<5	<2.5	$mín\ (0.5\sqrt{f_v},\ 0.7$	$mín\ (0.14\sqrt{f_h},\ 0.15$
Eurocódigo 2 (ENV1992-2)	1.6 - 2.4	0.8 - 1.2		
Eurocódigo 5 (ENV1995-2)	<5	<2.5	0.7	0.2
ROX95, RPM95 (España)			$0.5\sqrt{f_v}$	
EAE (España)	1.6 - 2.4, 3.5 - 4.5	0.6 - 1.2	$mín\ (0.5\sqrt{f_v},\ 0.7$	0.2(0.4)
BS 5400 (Reino Unido)	<5		$0.5\sqrt{f_v}$	
Din-Fachberitch 102 (Alemania)	1.6 - 2.4, 3.5 - 4.5		$0.5\sqrt{f_v}$	
SIA 260 (Suiza)	1.6 - 4.5	<1.3		
AASHTO 1997 (USA)	<3			
ONT83 (Canadá)			$0.25(\sqrt{f_v})^{0.78}$	
Austroads (Australia)	1.5 - 3			
Normativa de pasarelas japonesa (1979)	1.5 - 2.3		1	
AISC Guide 11			100x (Curva base ISO 2631 - 2)	
VDI 2057			$0.6(\sqrt{(f_v)})$	0.214
ISO 10137	1.7- 2.3		60x (Curva base ISO 2631 - 2)	

Con base en la revisión bibliográfica que se realizó sobre las normas mencionadas se decide revisar las vibraciones inducidas en el puente peatonal “la feria” tomando como base el código propuesto por el Euro Código, debido a que todas las normativas son muy similares y varían muy poco en los límites de vibración permisibles, además de que esta normativa es más explícita en los criterios a considerar en el proceso de análisis.

CÓDIGO DE DISEÑO EUROPEO

Categorías:

- Cargas armónicas o puramente sinusoidales.
- Cargas periódicamente recurrentes repetidas integralmente a intervalos de tiempo regulares denominados períodos.
- Cargas aleatorias que muestran variaciones arbitrarias en tiempo, intensidad y dirección.
- Cargas pulsantes correspondientes a cargas muy breves.

Las cargas de peatones varían en el tiempo y pueden clasificarse en la categoría de "carga periódica". Una de las principales características de la carga dinámica de peatones es su baja intensidad. Aplicada a estructuras muy rígidas y masivas, esta carga difícilmente podría hacerlas vibrar significativamente. Sin embargo, los desarrollos estéticos, técnicos y tecnológicos conducen a estructuras cada vez más ligeras y flexibles, las pasarelas siguen esta tendencia general y actualmente están diseñadas y construidas con una mayor sensibilidad a la tensión. Como consecuencia, con mayor frecuencia requieren un análisis dinámico completo (Service d’Etudes techniques des routes et autoroutes (Sétra), 2006).

Para el diseño dinámico de las cargas peatonales se sigue un lineamiento que se basa exclusivamente en la comodidad del peatón para la vibración vertical y horizontal, lo cual

quiere decir que no se tiene como objetivo en el diseño la integridad estructural o la fatiga.

Se afirma que los criterios de confort del andar de los peatones se deben definir en términos de aceleración máxima aceptable en cualquier parte de la estructura.

La especificación de escenarios de diseño es el primer paso de diseño para encontrar la aceleración máxima de la estructura y traducirla en términos de confort, el proceso se ilustra en el siguiente diagrama de flujo (Figura 11).

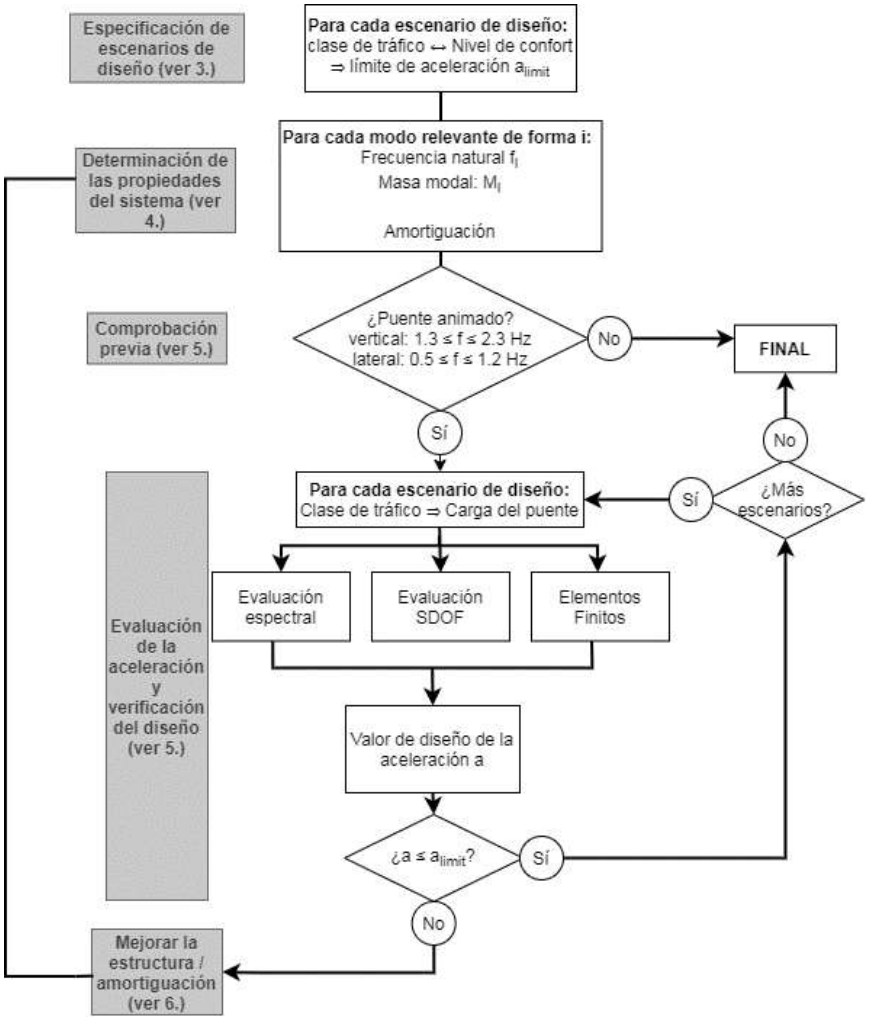


Figura 11. *Procedimiento para el diseño de vibraciones (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

El tráfico esperado en los puentes depende de varias condiciones como es su localización, por ejemplo:

- En parques se espera el paso de pocas personas.
- En los centros de la ciudad son flujos débiles o densos y persistentes.
- Cerca de exposiciones o estadios pueden existir intervalos muy densos.

En la Tabla 4 se presenta la definición de las clases de tráfico que se pueden presentar.

Tabla 4. *Clases de tráfico (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

CLASE DE TRÁFICO	DENSIDAD d (P = Persona)	DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICAS
TC1	Grupo de 15 P; d = 15P/bl	Tráfico muy débil	15 personas (b = ancho de la cubierta; l = longitud de la cubierta)
TC2	d = 0.2 P/m²	Tráfico débil	Caminata cómoda y libre, es posible adelantar, los peatones pueden elegir libremente paso
TC3	d = 0.5 P/m²	Tráfico denso	Tráfico significativamente denso, caminando sin restricciones, puede inhibirse el rebasar peatones

Continuación de Tabla 4. *Clases de tráfico (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

CLASE DE TRÁFICO	DENSIDAD d (P = Persona)	DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICAS
TC4	d = 1.0 P/m²	Tráfico muy denso	La libertad de movimiento está restringida. Situación incómoda, caminata obstruida adelantar ya no es posible
TC5	d = 1.5 P/m²	Tráfico excepcionalmente denso:	Comienza el amontonamiento de peatones, ya no se puede elegir libremente el ritmo

El segundo paso consiste en determinar el nivel de confort, para lo cual se toman en cuenta los aspectos "flexibles" con los que se puede evaluar la vibración de la estructura:

- Número de personas caminando en el puente.
- Frecuencia de uso.
- Altura sobre el suelo.
- Posición del cuerpo humano (sentado, de pie, caminando).
- Características de excitación armónicas o transitorias (frecuencia de vibración).
- Tiempo de exposición.
- Transparencia del pavimento de la cubierta y la barandilla.
- Expectativa de vibración debido a la apariencia del puente.

Existen 4 niveles de confort para diferentes rangos de aceleración, los cuales se establecen en la Tabla 5.

Tabla 5. *Clases de confort definidas con límites de aceleración* (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).

Nivel de confort	Grado de confort	Nivel de aceleración vertical m/s^2	Nivel de aceleración horizontal $a_{límit}$ m/s^2
CL 1	Máximo	< 0.50	< 0.10
CL 2	Medio	0.50 - 1.0	0.10 - 0.30
CL 3	Mínimo	1.0 - 2.50	0.30 - 0.80
CL 4	Incomodidad inaceptable	> 2.50	> 0.80

Para asignar niveles de comodidad a las clases de tráfico, se deben considerar los siguientes criterios:

- Los puentes muy delgados pueden no ser factibles cuando las especificaciones son demasiado severas, es posible que no se alcance el máximo confort, pero dependiendo de las condiciones de límite adicionales como tipo de usuarios y ubicación, una clase de tráfico menos restrictiva puede ser aceptable en su diseño.
- Ocurrencia de tráfico: para situaciones de tráfico inusuales, un mínimo confort puede ser adecuado.
- Ubicación: cerca de hospitales y residencias de ancianos donde pasan personas que se sienten inseguras por la vibración, se puede aplicar un nivel máximo; cerca de un estadio o sala de exposiciones se puede aplicar un nivel medio mientras que en un bosque donde pasan pocas personas se puede aplicar un nivel mínimo.
- Las personas son mucho más sensibles a las vibraciones laterales, ya que en cuanto a caminar, el centro de gravedad no solo varía verticalmente sino también lateralmente de un pie a otro, la frecuencia del movimiento del centro de gravedad humano es la mitad de la frecuencia de caminata. Si una persona camina sobre un puente que vibra lateralmente, este intentara compensar el movimiento adicional de su centro de gravedad

balanceándose con el desplazamiento del puente para lograr estabilidad lateral, ocasionando que el comportamiento de la persona sufra una adaptación de la frecuencia de paso y un ensanchamiento del paso. La persona tiende a caminar con el doble de frecuencia de vibración para mover su centro de gravedad al ritmo de la vibración.

La oscilación del cuerpo al compás de la vibración lateral hace que las fuerzas de reacción del suelo lateral se apliquen en resonancia y el ensanchamiento de la marcha provoca un aumento de las fuerzas laterales de reacción del suelo. Las fuerzas se aplican de tal manera que introducen energía positiva en el sistema estructural del puente (Figura 12). Por lo tanto, si una pasarela vibra ligeramente en dirección lateral y sucede que el peatón ajusta su padrón de caminar, entonces, debido a este efecto de sincronización, un puente de baja amortiguación puede excitarse con grandes vibraciones (Heinemeyer y Feldmann, 2008).

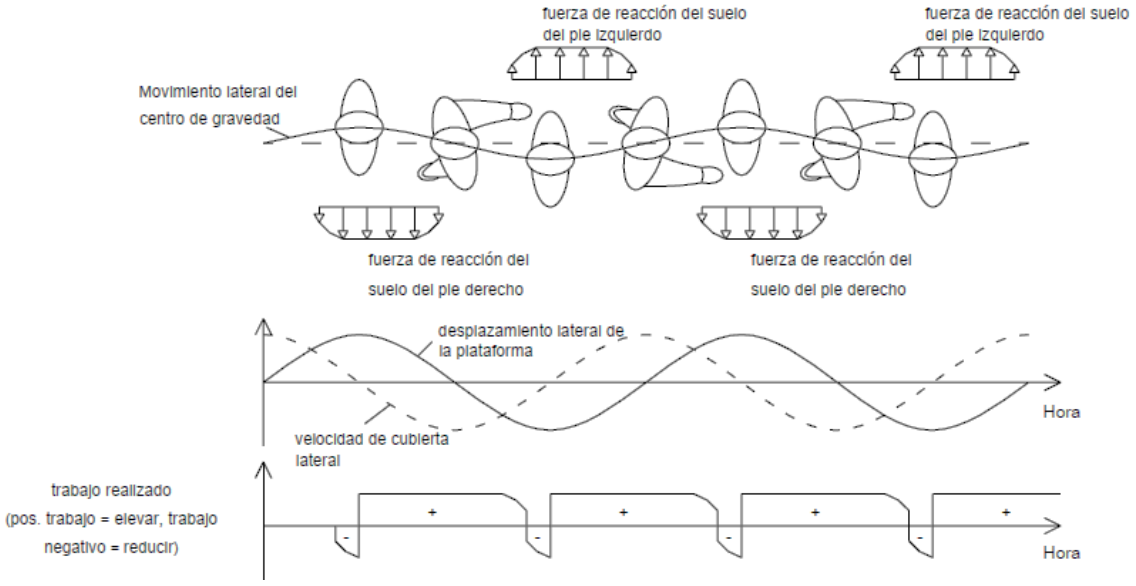


Figura 12. *Descripción esquemática de la marcha sincrónica (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

Las pruebas realizadas en Francia de un conjunto de mediciones realizadas en el Passerelle Solferino indican que existe una amplitud de activación de 0.1 a 0.15 m/s² cuando comienza el fenómeno de bloqueo.

El fenómeno de bloqueo expresa que una multitud peatonal con frecuencias distribuidas aleatoriamente alrededor de un valor promedio y con cambios de fase aleatorios, se coordinará gradualmente a una frecuencia común (la de la pasarela) y entrará en fase con el movimiento de la pasarela. La amplitud de activación de este fenómeno se expresa en términos de aceleración. Hasta ahora, los casos famosos como lo son la pasarela Solférino y la pasarela Millenium presentan el fenómeno de bloqueo de multitudes que se han limitado a las vibraciones transversales de la pasarela (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (Sétra), 2006).

Los experimentos llevados a cabo por la guía que se utiliza en este proyecto, indican que las personas que caminan a una velocidad lenta y normal lo hacen a una frecuencia de paso (f_i) de +/- 0.2 Hz, lo cual los lleva a sincronizarse con la vibración de la estructura.

La guía propone relaciones de amortiguamiento de acuerdo a los distintos materiales utilizados en el proceso de construcción, los valores recomendados se reportan en la Tabla 6, se utilizan esta referencia para definir las propiedades de amortiguación de la estructura para evaluar el nivel de confort.

Tabla 6. *Relaciones de amortiguamiento ξ según el material de construcción (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

Tipo de construcción	Mínima ξ (L<20 mts.)	Media ξ (L>20 mts.)
Concreto reforzado	0.80%	1.30%
Concreto pretensado	0.50%	1.00%
Compuesto de acero y concreto	0.30%	0.60%

Continuación de Tabla 6. *Relaciones de amortiguamiento ξ según el material de construcción (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

Tipo de construcción	Mínima ξ (L<20 mts.)	Media ξ (L>20 mts.)
Acero	0.20%	0.40%
Madera	1.50%	3.00%

La guía nos ofrece 3 métodos por los cuales se puede evaluar la aceleración, pero antes de realizar el cálculo se debe verificar si las frecuencias naturales de nuestra estructura entran en el rango de las frecuencias de caminata de los peatones, los rangos son:

- Para vibraciones verticales: $1.3 \leq f_i \leq 2.3$ Hz
- Para vibración horizontal: $0.5 \leq f_i \leq 1.2$ Hz

Si la frecuencia natural de la estructura se encuentra entre los rangos anteriores se hace la comprobación de la aceleración, ya que se debe evaluar por el riesgo de la sincronización.

MODELO DETALLADO EN 3D

Para evaluar las vibraciones inducidas mediante un modelo en 3D se implementa el método de elementos finitos (MEF), considerando elementos del tipo frame, shell y/o sólidos que fácilmente se pueden modelar en softwares comerciales. Este tipo de modelos brindan una visión general aproximada de las frecuencias naturales y las formas de vibrar apropiadas, de donde se pueden identificar posibles problemas del comportamiento dinámico de la estructura. La precisión de los resultados depende de las dimensiones y configuración de los fragmentos en los que se discretice la sección, también se debe modelar la rigidez y la distribución de masas de manera realista. La acción inducida por peatones se representa como

una carga distribuida oscilante p (t). Esta carga se aplica de acuerdo con la forma del modo como se muestra en la Figura 13.

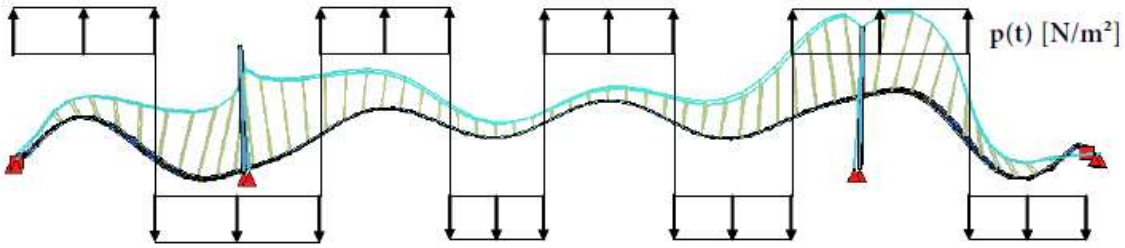


Figura 13. *Aplicación de la carga armónica según una configuración de forma de modo (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

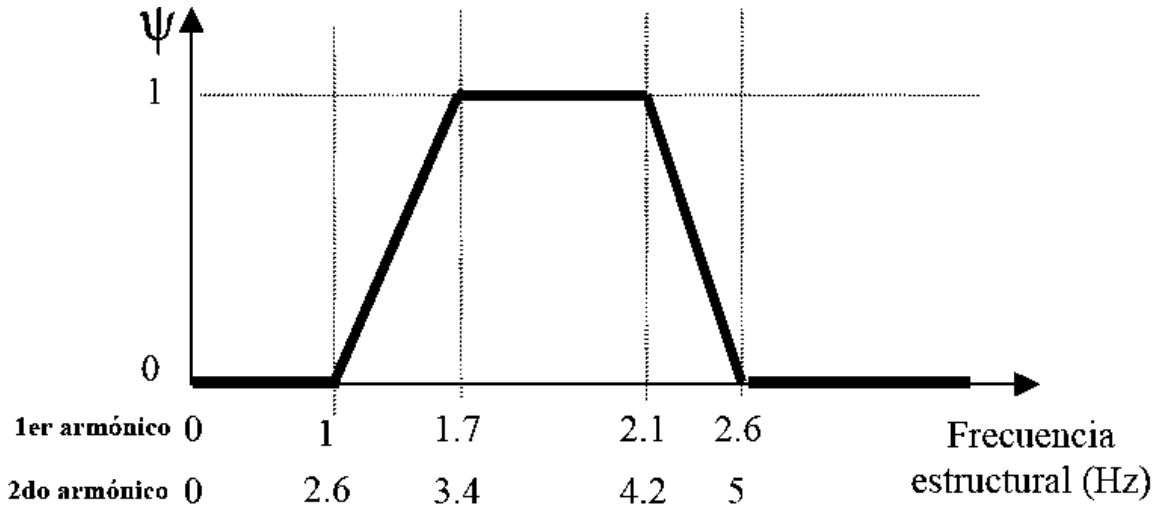
El valor de la carga depende de la densidad de la multitud y de su comportamiento al caminar. Cuando la densidad es inferior (< 1 P/m^2), las personas no interactúan. Si la densidad aumenta (> 1 P/m^2), la caminata libre ya no es posible y se debe considerar la interacción de las personas que caminan. Esta carga se define por la ecuación 6:

$$p(t) = G * \cos(2\pi f t) * n' * \psi \quad (6)$$

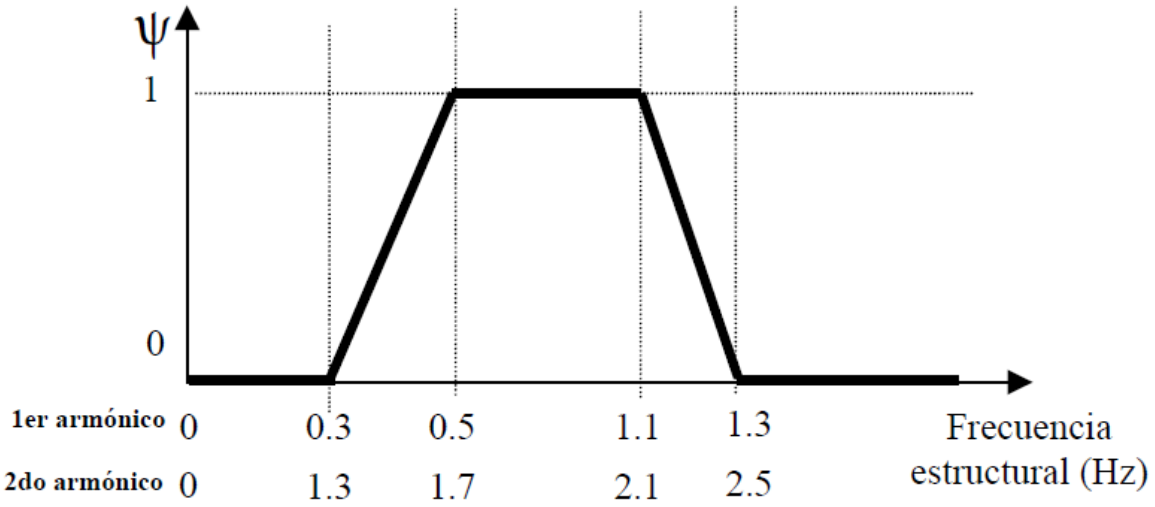
Donde:

- G * cos(2πft) = es la carga armónica debida a un solo peatón.
- G = es el peso promedio de una persona.
- f = es la frecuencia natural considerada.
- n’ = es el número efectivo de personas (peatones o corredores) en la superficie cargada S.
- S = es la superficie cargada.
- Ψ = es el coeficiente de reducción para tener en cuenta la probabilidad de que la frecuencia de pisadas se acerque a la frecuencia natural considerada. Este factor se

obtiene con ayuda de la Figura 14, para vibraciones verticales y longitudinales (a) y para laterales (b).



(a) Coeficiente de reducción para vibraciones verticales y longitudinales.



(b) Coeficiente de reducción para vibraciones laterales.

Figura 14. *Coeficientes de reducción (Ψ) para las distintas direcciones de vibrar de la estructura (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

La guía proporciona directamente el valor de G para el primer y segundo armónico, este valor varía en función de la dirección en la que se desee obtener la fuerza periódica

peatonal, el número efectivo de peatones (n') se obtiene en función del número total de personas (n) y del amortiguamiento crítico estructural (ξ) como se observa en la Tabla 7.

Tabla 7. *Parámetros para los modelos de carga (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

i-ésimo armónico	G(N)			n' ($1/m^2$)	
	Vertical	Long.	Lateral	TC1 a TC3 ($d \leq 1.0$ P/m^2)	TC4 y TC5 ($d \geq 1.0$ P/m^2)
1	280	140	35	$\frac{10.8\sqrt{\xi * n}}{s}$	$1.0 * 1.85\sqrt{n}$
2	70	35	7		

Para conocer la respuesta dada por un solo peatón caminando sobre el puente, la directriz SYNPEX propone dos modelos de carga definidos por series de Fourier a diferencia del modelo de carga para un número equivalente de peatones, donde ésta se debe aplicar como una carga concentrada que se mueve a una velocidad constante sobre el claro del puente. A continuación, se dan las ecuaciones para vibraciones verticales (Ec. 7) y laterales (Ec. 8).

$$F_{vert}(t) = G\ (1 + \sum_{i=1}^{n} \alpha_{i,vert} sin(2\pi i f_s t - \varphi_i) \tag{7}$$

$$F_{lat}(t) = G \sum_{i=1}^{n} \alpha_{i,lat} sin(\pi i f_s t - \varphi_i) \tag{8}$$

Donde:

- G = Peso estático de una persona (N).
- n = Número de armónicos.
- α_i = Coeficiente de Fourier de la dirección de carga considerada y número del i-ésimo armónico.
- f_s = Frecuencia de paso (Hz).

- t = tiempo (seg).
- Φ_i = Ángulo de fase del i-ésimo armónico.

Los coeficientes de Fourier y los ángulos de fase son constantes en dirección lateral mientras que en dirección vertical son funciones que dependen de la frecuencia de paso como se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8. *Coeficientes de Fourier y ángulos de fase para el modelo de carga (Tomada de Butz et al., 2008).*

Dirección	i-ésimo armónico	α = Coeficiente de Fourier	Φ = Ángulo de fase (°)
Vertical	1	$0.0115f_s^2 + 0.2803f_s - 0.2902$	0
	2	$0.0669f_s^2 + 0.1067f_s - 0.0417$	$-99.76f_s^2 + 478.92f_s - 387.8$
	3	$0.0247f_s^2 + 0.1149f_s - 0.1518$	$f_s < 2.0$ Hz $150.88f_s^3 - 819.65f_s^2 + 1431.35f_s - 811.93$ $f_s \geq 2.0$ Hz $813.12f_s^3 - 5357.6f_s^2 + 11726f_s - 8505.9$
Lateral	1	0.1	0
	2	0.1	π/2
	3	0.1	π/2

Existe un anexo de la norma que propone un modelo de carga para corredores, donde la velocidad del peatón afecta la fuerza dinámica. La carga debe aplicarse como una carga puntual que se mueve a lo largo del claro del puente, donde los corredores se mueven a una velocidad promedio de 3 m/s.

Al correr siempre hay contacto discontinuo con el suelo con una frecuencia f_m entre 2 y 3.5 Hz. La ecuación 9 muestra una serie de Fourier para el paso de un corredor para la componente vertical, mientras que para la componente horizontal no se han realizado investigaciones durante la carrera, ni para su componente longitudinal, ni para su componente lateral.

$$F(t) = G_0 + \sum_{i=1}^{n} G_i sin2\pi i f_m t \ \ para\ (j-1)T_m \leq t \leq (j-\frac{1}{2})T_m$$

$$F(t) = 0 \ \ para\ (j-\frac{1}{2})T_m \leq t \leq jT_m \tag{9}$$

Donde:

- G_0 = Peso estático de una persona (N).
- G_i = Amplitud de fuerza del i-ésimo armónico.
- f_m = Frecuencia de paso (Hz).
- T_m = El periodo ($T_m = 1/f_m$).
- j = Número de paso (j = 1, 2, etc.).

Las amplitudes de fuerza de los tres primeros armónicos son: G_1 = 1,6 G_0; G_2 = 0,7 G_0; $G_3 \approx$ 0,2 G_0.

En el caso de un grupo de corredores, el cual supone que los n corredores están perfectamente sincronizados en frecuencia y fase con la frecuencia natural del puente, donde la respuesta se da por la ecuación 10, tratándose de una serie de Fourier.

$$p(t,v) = P * cos(2\pi f_s t) * n' * \psi \tag{10}$$

Donde:

- P = Peso estático de un corredor (N).
- f_s = Frecuencia de paso (Hz).
- n’ = Número equivalente de corredores.
- Ψ = Factor de reducción - coeficiente de reducción para tener en cuenta la probabilidad de que la frecuencia de pisadas se acerque a la frecuencia natural considerada, se obtiene de la Figura 15.

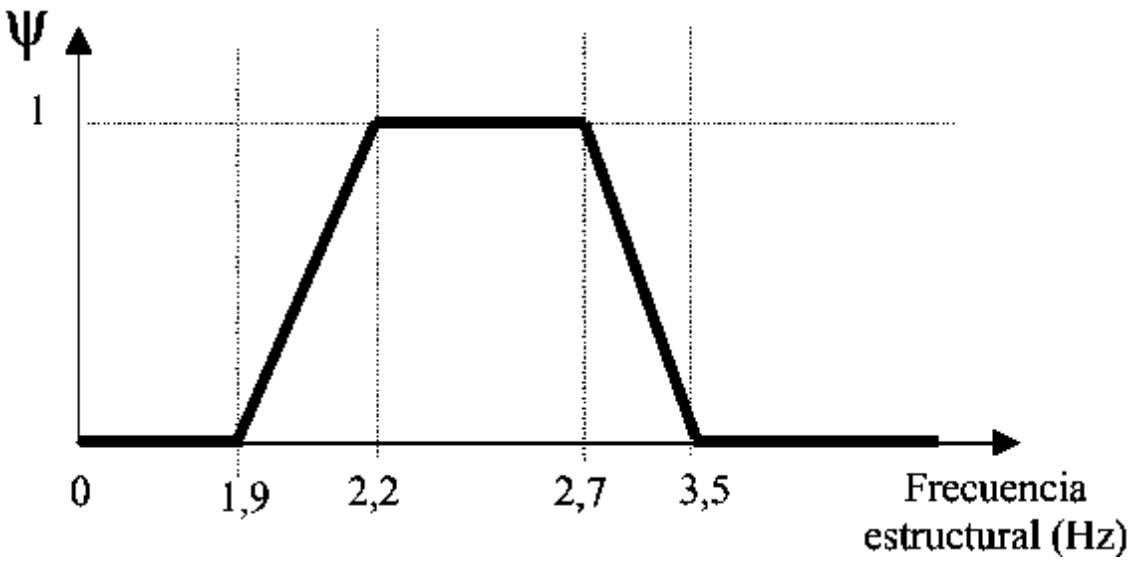


Figura 15. *Coeficientes de reducción (Ψ) para las distintas direcciones de vibrar de la estructura (Tomada de Butz et al., 2008).*

La carga estática de un solo corredor es igual a 1250 para la dirección vertical. El número equivalente de corredores es igual al número total de corredores en el tramo del puente (n’ = n).

Esta guía no cubre casos específicos de carga de corredores en un puente peatonal, ya que se asume que las condiciones a las que somete una multitud de peatones al puente son menos favorables. Este caso de carga debe tenerse en cuenta solo si se solicita.

EVALUACIÓN ESPECTRAL

En este método la carga se define por la cantidad de personas por metro cuadrado (densidad de masas, P/m^2). Las bases del método se encuentran en la ingeniería eólica, el objetivo del desarrollo de un modelo de diseño espectral fue encontrar de manera simple una descripción de la carga estocástica y la respuesta del sistema que proporciona valores de diseño con un nivel de confianza específico. Como valor de diseño, se eligió la respuesta del sistema "aceleración máxima". En la verificación del diseño, esta aceleración se compara con

la aceleración tolerable según el nivel de comodidad que se verifica. Esta aceleración máxima se define por el producto de un factor pico k_a y una derivación de la aceleración σ_a.

$$a_{max} = a_{max,95\%} = k_{a,95\%} \frac{d * l * b}{M_i} * \sqrt{C * k_f^2 * k_1 * \xi^{k_2}} \quad (11)$$

Donde:

- $k_1 = a_1 * f_1^2 + a_2 * f_i + a_3$
- $k_2 = b_1 * f_1^2 + b_2 * f_i + b_3 = k_1 = a_1, a_2, a_3 \; y \; b_1, b_2, b_3 =$ Son constantes.
- $n = d * b * l, n$: número de personas en el puente, d: densidad de peatones, l: longitud del puente, b: ancho del puente.
- $k_f =$ constante.
- $\sigma_f^2 =$ varianza de la carga (fuerzas inducidas por peatones).
- $f_i =$ frecuencia natural considerada que coincide con la frecuencia de paso media de la corriente peatonal.
- $M_i =$ masa modal del modo considerado i.
- $\xi =$ relación de amortiguamiento.
- $C =$ constante que describe el máximo del espectro de carga.
- $\sigma_a^2 =$ varianza de la respuesta de aceleración.
- $k_{a,\,95\%} =$ factor de pico para transformar la desviación estándar de la respuesta al valor característico $a_{max,\,95\%}$.

Las constantes a_1 a a_3, b_1 a ab_3, C, k_f y $k_{a,\,95\%}$ se encuentran definidas en las Tablas 9 y 10 para aceleraciones verticales y laterales, respectivamente.

Tabla 9. *Constantes para aceleraciones verticales (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

d (P/m^2)	k_f	C	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3	$k_{a,\,95\%}$
≤ 0.50	1.20E-02	2.95	-0.07	0.60	0.075	0.003	-0.040	-1.00	3.92
1.00	7.00E-03	3.70	-0.07	0.56	0.084	0.004	-0.045	-1.00	3.80
1.50	3.335E-03	5.10	-0.08	0.50	0.085	0.005	-0.060	-1.005	3.74

Tabla 10. *Constantes para aceleraciones laterales (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

d (P/m^2)	k_f	C	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3	$k_{a,\,95\%}$
≤ 0.50		6.80	-0.08	0.50	0.085	0.005	-0.060	-1.005	3.77
1.00	2.85E-04	7.90	-0.08	0.44	0.096	0.007	-0.071	-1.00	3.73
1.50		12.60	-0.07	0.31	0.120	0.009	-0.094	-1.020	3.63

EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

El método de un grado de libertad (1GDL) reduce el sistema estructural en la forma del modo de vibrar considerado mediante un 1GDL, éste se puede interpretar con ayuda del análisis modal que presenta una estructura debido a la acción de las cargas dinámicas, donde una oscilación arbitraria de la estructura se describe mediante una combinación lineal de varias oscilaciones armónicas diferentes en las frecuencias naturales de la estructura. Por lo tanto, la estructura se puede transformar en varios osciladores de masa de resorte equivalentes, cada uno con un solo grado de libertad. Se supone que este oscilador se mueve solo por traslación en una sola dirección. Cada oscilador tiene una masa modal Mi, una rigidez modal Ki y una carga modal Pi. El sistema de masa de resorte equivalente se encuentra con el método de generalización que se muestra en la Figura 16 (Heinemeyer y Feldmann, 2008.)

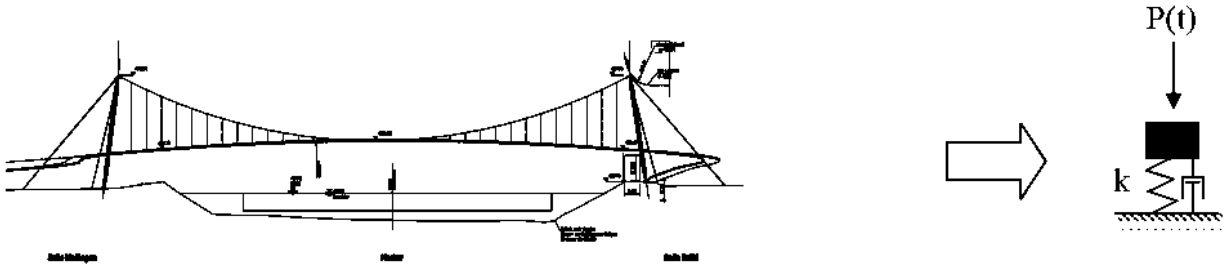


Figura 16. *Oscilador de un 1GDL equivalente para un modo de frecuencia / vibración natural de la estructura (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

La aceleración máxima a_{max} en resonancia de cada sistema 1GDL equivalente que se encuentre en el rango crítico se calcula con la ecuación:

$$a_{max} = \frac{P_i * \pi}{M_i * \delta} = \frac{P_i}{M_i * 2\xi} \quad (12)$$

Los puentes peatonales pueden idealizarse como modelos de vigas cuyas longitudes representan los claros reales que tiene la estructura, con su masa distribuida μ (kg/m). La masa generalizada Mi y la carga generalizada Pi sin(ωt) del sistema 1GDL se calculan para un solo haz de luz con una carga armónica uniforme p*sin (ωt) de acuerdo con la Tabla 11.

Tabla 11. *Masa generalizada (modal) y carga generalizada (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

Forma de modo	Masa generalizada	Carga generalizada P_i para una carga uniforme p(x)	Carga P_i generalizada para carga móvil P_{mov}	Tiempo de sintonización
	M_i	P_i	P_i	$t_{máx}$
$i = 1: \varphi(x) = \sin(\frac{x}{l}\pi)$	$\frac{1}{2}\mu l$	$\frac{2}{\pi}p(x)l$	$\frac{2}{\pi}P_{mov}$	$\frac{l}{v}$
$i = 2: \varphi(x) = \sin(\frac{2x}{l}\pi)$		$\frac{1}{\pi}p(x)l$		$\frac{l}{2v}$

Continuación de Tabla 11. *Masa generalizada (modal) y carga generalizada (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

Forma de modo	Masa generalizada	Carga generalizada P_i para una carga uniforme p(x)	Carga P_i generalizada para carga móvil P_{mov}	Tiempo de sintonización
	M_i	P_i	P_i	$t_{máx}$
$i = 3: \varphi(x) = \sin\left(\frac{3x}{l}\pi\right)$		$\frac{2}{3\pi}p(x)l$		$\frac{l}{3v}$

Donde:

- P_{mov} = carga en movimiento en kN
- $p(x)$ = carga distribuida en kN / m
- μ = distribución de masa por longitud
- l = longitud del puente
- i = número de forma del modo (media onda)
- v = velocidad de la carga en movimiento

6. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

El trabajo se desarrolló sobre el puente peatonal “La Feria” construido en el año de 1997 (Figura 17) y localizado sobre la carretera Morelia – Salamanca (Ruta 43) en el tramo Morelia – Lim. Mich. /Gto. a la altura de la explanada de la antigua Feria, su posición geográfica es: latitud 19° 43.05, longitud 101° 11.38 y altitud 1821 m. La ubicación en donde se encuentra este puente peatonal es un cruce de calzada que resulta muy peligroso, debido a los altos volúmenes vehiculares y a las grandes velocidades que se transita en esta zona, ya que es el entronque que conecta con las autopistas de cuota a Guadalajara y a la Ciudad de México.

Figura 17. *Puente peatonal “La Feria”.*

El diseño estructural del puente es a base de armaduras tipo celosías, las celosías que lo conforman son del tipo estructura reticular rómbica sin montante, con diagonales formadas por PTR 3x3” Cal. 3/16, y cordones inferior y superior formados por 2 LI de 4”x5/8”, mientras que los apoyos son a base de perfiles tipo HSS 12x12x1/2” conectados directamente sobre la cimentación, la estructura tiene un claro total de 31.85 m que se divide en dos claros de 16.515 m y 15.335 m, respectivamente, con un ancho de calzada de 1.724 m, la estructura

cuenta con malla tipo X-TEND en sus laterales, techo y vista frontal de la rampa de acceso para brindar una mayor protección al peatón, para la circulación de personas con discapacidad se tienen dos rampas de acceso ubicadas en ambos extremos del puente, inicialmente se tenían escaleras que fueron remplazadas por las rampas en el año del 2011 debido a la construcción de un CRIT a su periferia, la losa corresponde al tipo losacero con una capa de concreto y está colocada en la parte inferior de la armadura, las rampas son de concreto con resistencia a la compresión de (f'c) 250 kg/cm^2, como cargas adicionales que se encuentran actuando en la estructura del puente se puede observar una estructura metálica que sirve de armazón para colocar un espectacular (Figura 18).

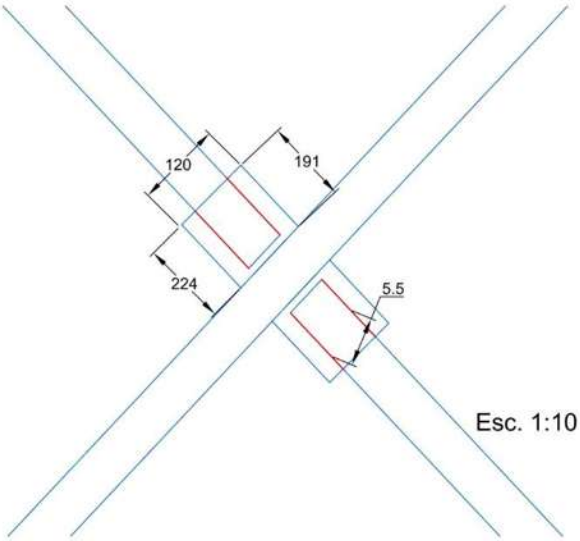
Figura 18. *Vista de la estructura de soporte del espectacular.*

La mayor parte del tráfico peatonal que cruza este puente corresponde a los pacientes del Centro de Rehabilitación e Inclusión Infantil Teletón (CRIT), estudiantes y personas que van a comprar sus alimentos al mercado que se encuentra en la explanada de la antigua feria de la ciudad de Morelia.

La losacero descansa sobre vigas transversales PTR 3.5x3.5” Cal. 5 (5.7 mm) y un arriostramiento longitudinal a base de PTR 2x2” Cal. 8 (4 mm) los cuales se conectan al cordón inferior, como se puede observar en la Figura 19.

Figura 19. *Vista en planta del piso del puente.*

La unión de las diagonales es por medio de placas 12x20x1/2” que cruzan una diagonal por la mitad y se sueldan sobre la otra diagonal como se puede observar en la Figura 20, donde se presenta una fotografía del detalle de la conexión (a) y se presenta esquemáticamente las dimensiones de las placas utilizadas para la conexión (b).



(a) Detalle de conexión de diagonales en mm.

(b) Conexión de diagonales.

Figura 20. *Conexión de las diagonales que forman la armadura.*

Para realizar la unión de las diagonales en los cordones inferior y superior se utilizó una placa de 50x25x1/2”. De la misma manera en el cordón superior se sueldan las conexiones del resto de elementos que llegan a un mismo nudo (Figura 21).

Figura 21. *Conexiones cordón superior.*

En el caso de las 3 columnas que soportan la celosía se soldaron refuerzos de perfil 2LI 5/8x4 con placas al centro de 25x30x1/2” y a sus extremos con placas 25x40x1/2”, como se muestra en la Figura 22.

Figura 22. *Detalle de las columnas que dan soporte al puente.*

Las columnas de soporte están contraventeadas con diagonales para incrementar la rigidez transversal del puente, las diagonales están formadas por 2LI 5/8x4 conectados a las columnas por medio de placas 20x20x1/2” y soldadura de cordón (Figura 23).

Figura 23. *Contraventeo de las columnas.*

Para dar soporte a la losa se conectan diagonales formadas por 2LI 5/8x4 conectados entre las columnas de los extremos y el cordón inferior por medio de placas 20x20x1/2” (Fig. 24).

Figura 24. *Soportes columna-cordón inferior*.

En el levantamiento topográfico se observó que el puente tiene problemas de falta de mantenimiento a causa de vandalismo y descuido de las autoridades competentes, en la Figura 25 se observa como la malla provista a la estructura está dañada y algunos elementos muestran oxidación.

Figura 25. *Problemas de mantenimiento que se presentan en el puente.*

En todas las piezas donde se requirió la unión de elementos por medio de soldadura, se implementó filete de soldadura de 5.5, mientras que en la unión de más de dos elementos se utilizaron para la conexión soldadura en ranura (v).

7. MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE

En los siguientes párrafos se describen las consideraciones asumidas para desarrollar el modelo numérico de los casos en estudio de acuerdo con las propiedades estructurales en que se encuentra el puente, las propiedades de los materiales, las cargas que actúan sobre la estructura, su forma y geometría.

MODELADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El modelo analítico del puente "La Feria" se desarrolló con base a los planos originales del proyecto facilitados por la secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) de Michoacán. El modelo numérico se realizó con ayuda del software SAP2000® de acuerdo a la geometría que presenta el puente y de acuerdo a las secciones geométricas especificadas en los planos, corroboradas y corregidas con las campañas de inspección visual que se realizaron (Figura 26).

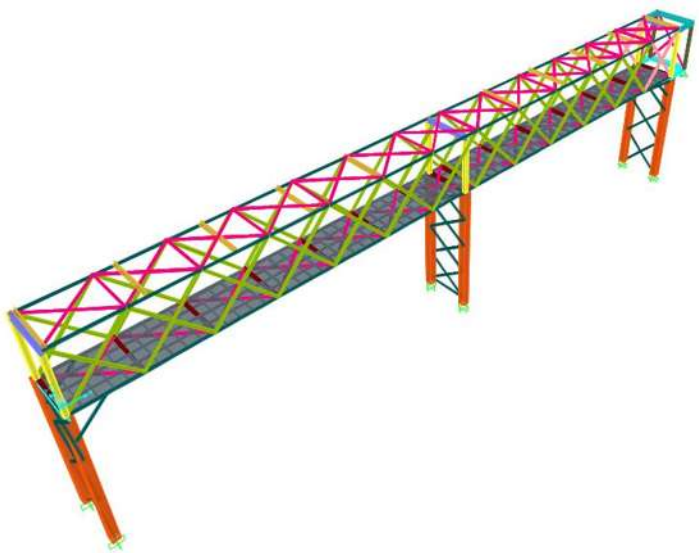


Figura 26. *Modelo numérico del puente*

Como se mencionó antes, se realizaron visitas al puente con el objetivo de medir los elementos estructurales para complementar los planos provistos por la SCT, con base en esta información se definieron los tipos de perfiles de las secciones transversales de los elementos que conforman la estructura y de la losa, es decir, se calibraron espesores, anchos y alturas de las secciones utilizadas en el proceso constructivo, la Tabla 12 resume los elementos estructurales que conforman el puente.

Tabla 12. *Elementos estructurales que componen el puente "La Feria".*

#	ELEMENTO
1	HSS 12x12x1/2"
2	HSS 6x6x5/16"
3	PTR 3x3" Cal. 3/16
4	2LI 5/8x4
5	PTR 3x3" Cal. 1/4
6	IR 8x4" 14.9 kg/ml
7	PTR 2x2" Cal. 8 (4 mm)
8	HSS 4x4x5/16" (8 mm)
9	IR 10x4" 17.9 kg/ml
10	LI 5/8x4
11	IR 8x4" 19.3 kg/ml
12	PTR 3.5x3.5" Cal. 5 (5.7 mm)
13	Losa f'c = 250 kg/m2

El puente se construyó mediante acero estructural con propiedades mecánicas definidas de acuerdo a las especificaciones para el acero A36, implementado en secciones LI, y A500 grado B para el resto de elementos de acero. En el caso de la losa que provee la superficie de tránsito del peatón, se utilizó concreto con resistencia a la compresión de 250

kg/cm^2. La Tabla 13 resume las propiedades más importantes de los materiales utilizados para la construcción del puente.

Tabla 13. *Propiedades de materiales usados en el puente.*

Material	Peso específico (Ton/m^3)	Densidad (Ton/m^3)	Módulo de elasticidad (Pa)	Módulo de Poisson	Coeficiente de expansión térmica	Módulo de corte	Resistencia a la fluencia (kg/cm^2)	Resistencia a la fractura (kg/cm^2)
Concreto f'c = 250 kg/cm^2	2.4	0.2447	2.21E+09	0.2	9.90E-06	9.23E+08	-	-
Acero A36	7.849	0.8004	2.04E+10	0.3	1.17E-05	7.84E+09	2530	4080
Acero A500 Gr. B							3235	

Los elementos estructurales que conforman el puente (cuerdas, diagonales, columnas, trabes, contravientos, etc.) se modelaron con elementos tipo barra con comportamiento elástico lineal y seis grados de libertad por nodo; mientras que la losa es formada por una sección rectangular de 1.24 x 31.85 m y peralte efectivo de 8 cm, se modeló mediante elementos finitos rectangulares tipo “Shell Thin”, con seis grados de libertad por nudo, discretizando la losa con una malla de elementos finitos rectangulares con elementos de 49x52 cm. De acuerdo con la información descrita se desarrolló el modelo en 3D del puente “La Feria”, pudiéndose observar diferentes perspectivas del modelo numérico del puente, por ejemplo, la Figura 27 presenta la vista en alzado del puente, las Figuras 28 y 29 presentan, respectivamente, las plantas de techo y de piso, la vista transversal en alzado del eje 1 y 14 se muestran en la Figura 30, mientras que el eje 7’ se puede observar en la Figura 31. El número asignado a cada sección transversal de las figuras corresponde a los elementos registrados en la Tabla 12 (ver pág. 53).

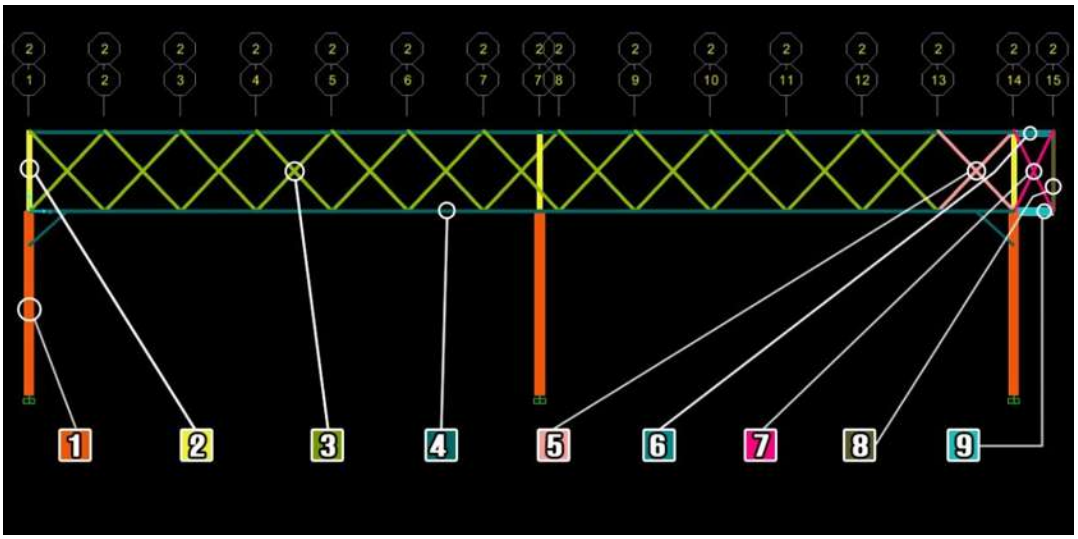


Figura 27. *Vista en alzado del puente.*

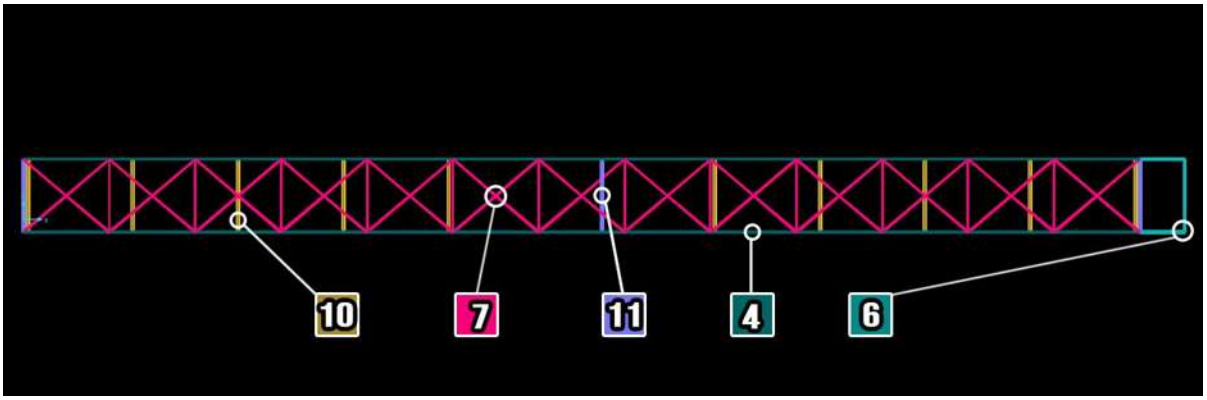


Figura 28. *Vista en planta de techo.*

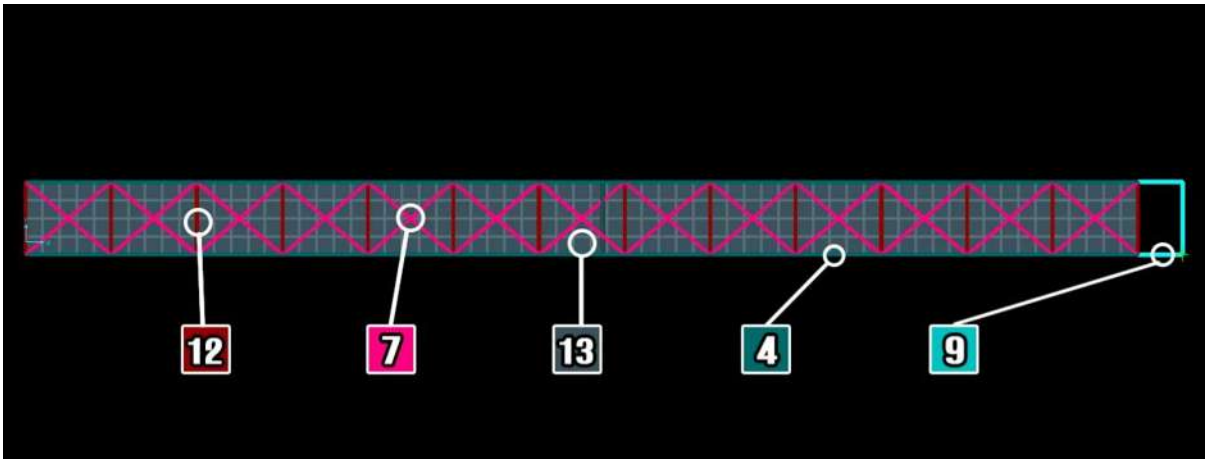


Figura 29. *Vista en planta de piso.*

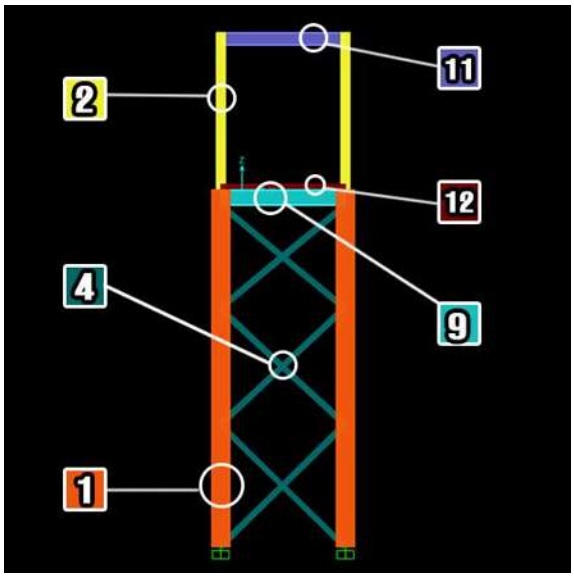


Figura 30. *Vista transversal en alzado del eje 1 y 14.*

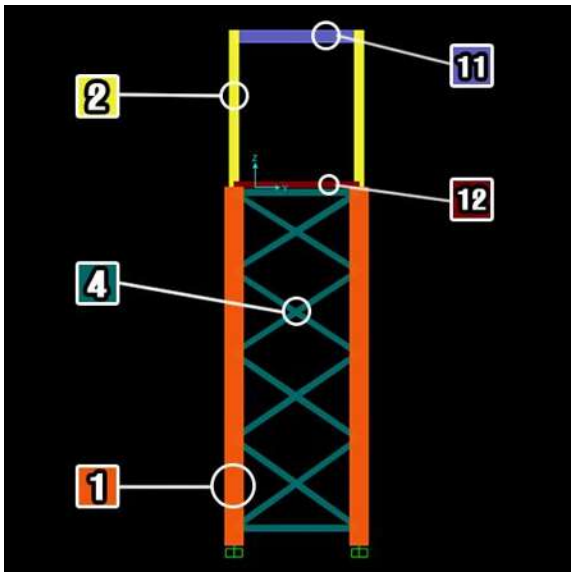


Figura 31. *Vista transversal en alzado del eje 7'.*

En el caso de la cimentación, desafortunadamente, no se pudieron obtener los detalles de las características de la cimentación y del suelo de soporte, por lo que se asume que la cimentación debe ser del tipo superficial formada por zapatas aisladas ligadas entre sí, en lo posible, mediante contratrabes de cimentación desplantadas en un estrato de suelo con resistencia media, lo cual permitiría idealizar la cimentación en el modelo numérico mediante apoyos fijos, es decir, empotramientos perfectos. En el caso de la losa que se encuentra en

cantiléver que conecta con la rampa de acceso, esta se modeló como un apoyo articulado fijo, como se puede observar en la Figura 32.

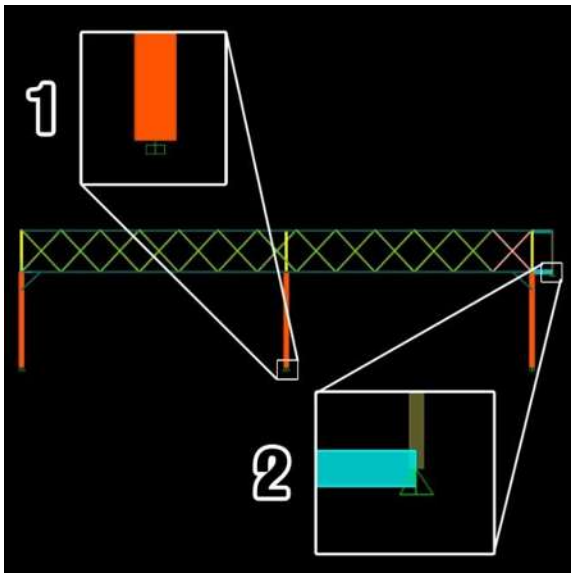


Figura 32. *Detalle de apoyos.*

A la par se desarrolló un modelo numérico distinto que conserva todas las propiedades de los materiales descritos en los párrafos anteriores, así como las secciones transversales y su ensamblaje, la principal diferencia de este modelo es la adición a la estructura del anuncio espectacular que esta sobre la estructura del puente como se muestra en la Figura 33, el cual no se incluía en los planos facilitados por la SCT, deduciendo así que se trata de una estructura montada posteriormente al cálculo estructural y proceso constructivo del puente peatonal, esta modificación del proyecto actual tiene impacto directo en las propiedades dinámicas del puente, principalmente por la adición de la masa que se concentra, así como en las fuerzas inducidas por acción del viento.

Figura 33. *Vista de la estructura para espectacular.*

Las dimensiones del espectacular son 17.1 mts de largo por 3.3 mts de alto por 90 cm de ancho, el cual está conformado por PTR 2x2x3/16 y PTR 1x1xCal.14 anclado a la estructura del puente por medio de perfiles LI 5x5x5/8, la Figura 34 presenta el modelo numérico del puente con la estructura que soporta el espectacular.

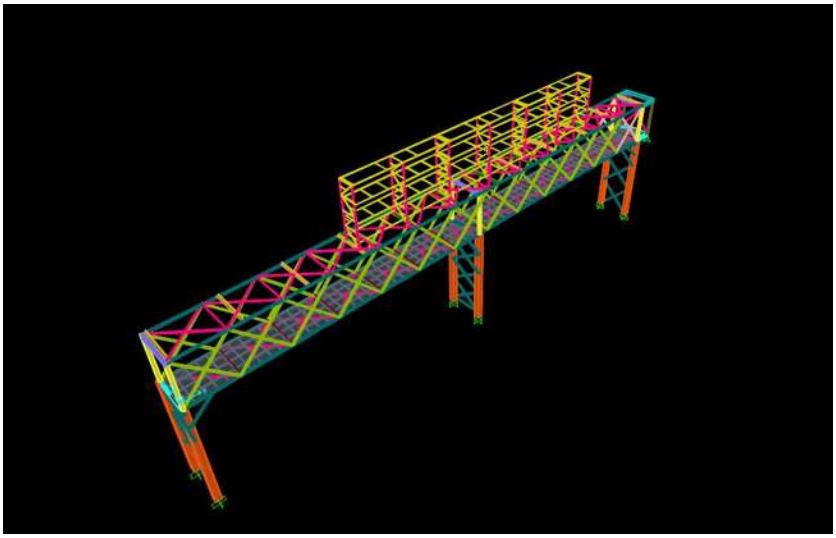


Figura 34. *Modelo del puente con el espectacular.*

PROPIEDADES DINÁMICAS

Una vez modeladas las propiedades estructurales de los modelos del puente con espectacular y sin espectacular se realizan análisis modales con el fin de conocer los periodos

de vibrar y las formas modales, propiedades que definen la respuesta dinámica de la estructura, para identificar los armónicos que se ven afectados por la acción de fuerzas dinámicas inducidas por el tránsito de las personas.

Las normas establecen que se debe cargar el puente en las frecuencias naturales que están dentro del rango de frecuencia para caminar y correr, ya que son las más desfavorables y con la mayor probabilidad de ocurrir. Con los modelos numéricos desarrollados del puente se llevó a cabo un análisis modal espectral con SAP2000 del cual se obtuvieron las frecuencias naturales de la estructura y las diferentes formas modales que se describen a continuación.

MODELO DEL PUENTE SIN ESPECTACULAR

Las frecuencias naturales y formas modales que se presentan en este caso de estudio se resumen en la Tabla 14, mientras que la Figura 35 presenta esquemáticamente algunas configuraciones de los modos de vibrar.

Tabla 14. *Frecuencias naturales del modelo del puente sin espectacular.*

# Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (Hz)	U1/U3 %	Dirección
1	0.1913	5.2270	120.9469	Longitudinal
2	0.1564	6.3935	7.5386	Vertical
3	0.1485	6.7338	100.9039	Longitudinal
4	0.1296	7.7175	-8.5917	Torsión
5	0.1238	8.0760	8.1702	Vertical
6	0.0957	10.4444	7.0596	Longitudinal
7	0.0907	11.0210	-5.8704	Torsión
8	0.0874	11.4453	-20.6595	Horizontal
9	0.0845	11.8347	21.0596	Horizontal
10	0.0774	12.9129	-0.0376	Horizontal

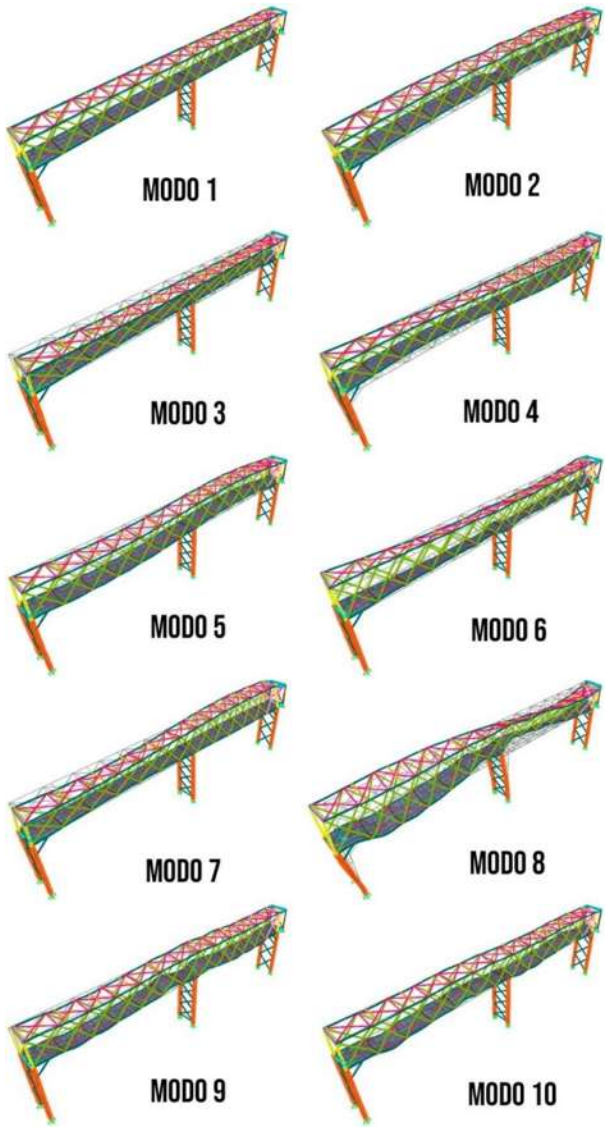


Figura 35. *Modos de vibrar en el modelo sin espectacular.*

Los resultados muestran que ninguna de las frecuencias naturales de vibrar de la estructura se encuentra en el rango de 1.9 a 5 Hz que corresponden a las frecuencias de caminar y correr tanto como para el primer y segundo armónico, esto quiere decir que ningún modo representa algún peligro para la estructura en cuanto a problemas debido a la acción del tránsito de peatones.

MODELO DEL PUENTE CON ESPECTACULAR

En el segundo modelo se incluye el anuncio espectacular, los resultados obtenidos del análisis modal se resumen en la Tabla 15.

Tabla 15. *Frecuencias naturales del modelo del puente con espectacular.*

# Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (Hz)	U1/U3 %	Dirección
1	0.2966	3.3718	408.8247	Horizontal
2	0.2112	4.7344	-6.5492	Longitudinal
3	0.1814	5.5140	205.9973	Vertical
4	0.1503	6.6521	105.4898	Longitudinal
5	0.1447	6.9085	-12.0126	Torsión
6	0.1241	8.0598	8.3314	Horizontal
7	0.1052	9.5076	1.8804	Longitudinal
8	0.0998	10.0186	-6.6771	Horizontal
9	0.0878	11.3861	84.5953	Horizontal
10	0.0852	11.7397	15.7372	Horizontal

Del análisis de resultados se observa que solamente los modos 1 y 2 de la estructura (Figura 36) presentan frecuencias naturales que se encuentran dentro del rango de 1.9 a 5 Hz que corresponden a las frecuencias de caminar y/o correr. En forma definitiva es necesario estudiar el efecto que tienen las vibraciones inducidas en el puente en los usuarios, con respecto a las recomendaciones que se indican en la normativa vigente.

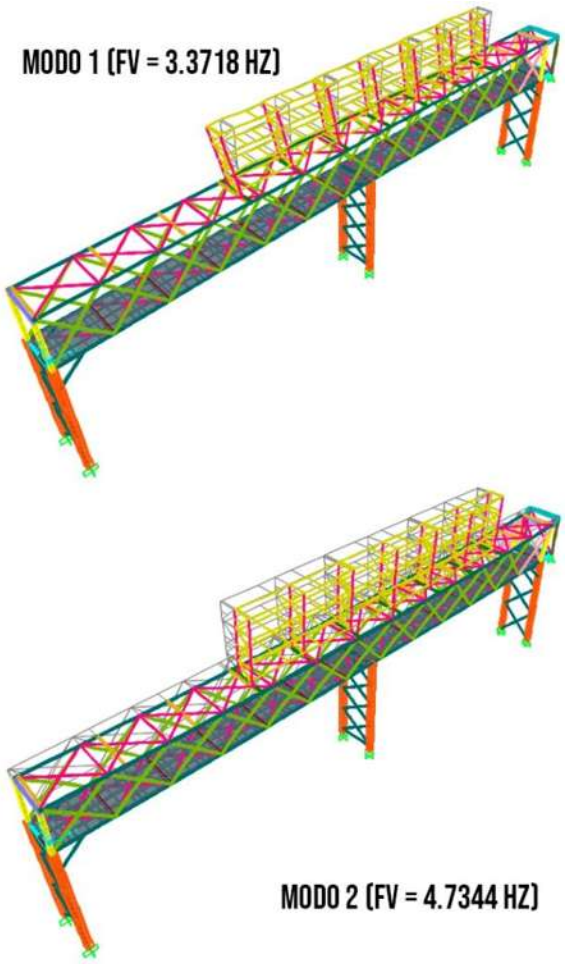


Figura 36. *Modos de vibrar dentro del rango de 1.9 a 5 Hz.*

Los modos 1 y 2 son los dos modos que deben considerarse para estudiar las vibraciones del puente ante el tránsito de peatones, ya que son los más probables de ocurrir debido a que las frecuencias de la estructura se encuentren en el rango de frecuencias del segundo armónico que se encuentra en el intervalo de 2.6 a 5 Hz. El modo 1 es más probable de ocurrir cuando el puente este cargado por corredores, entrando en el rango de 1.9 a 3.5 Hz.

La modelación de las cargas de vibración inducidas por el paso de los peatones en el modelo numérico de SAP2000® se calculan cuantos pasos dará el peatón para recorrer la longitud total del puente dependiendo la actividad peatonal que esté realizando, en la Tabla

16 se describe el número de pasos necesarios para recorrer la longitud de 31.85 mts de longitud del puente para cada actividad peatonal

Tabla 16. *Número de pasos para recorrer el puente dependiendo la actividad peatonal.*

Actividad peatonal	Frecuencia (Hz)	Velocidad del peatón (m/s)	Long. del Paso (m)	Recorrido (seg)	# de Pasos	Tiempo x Paso (seg)
Caminata Lenta	1.7	1.16	0.68	27	47	0.6
Caminata Normal	2	1.54	0.77	21	41	0.5
Caminata Rápida	2.3	1.92	0.84	17	38	0.4
Carrera Lenta	2.1	1.67	0.79	19	40	0.5
Carrera Normal	2.5	2.18	0.87	15	37	0.4
Carrera Rápida	3	2.81	0.94	11	34	0.3

Se colocan cargas unitarias en dirección lateral y vertical en los nodos correspondientes para cubrir los pasos dados por el peatón en cada actividad peatonal, al igual se definen funciones en la historia en el tiempo para cada frecuencia de actividad peatonal obtenidas a través de los cálculos de las ecuaciones presentadas en el Capítulo 5, como ejemplo en la Figura 37 se observa un ciclo de la función correspondiente a la actividad de caminata normal.

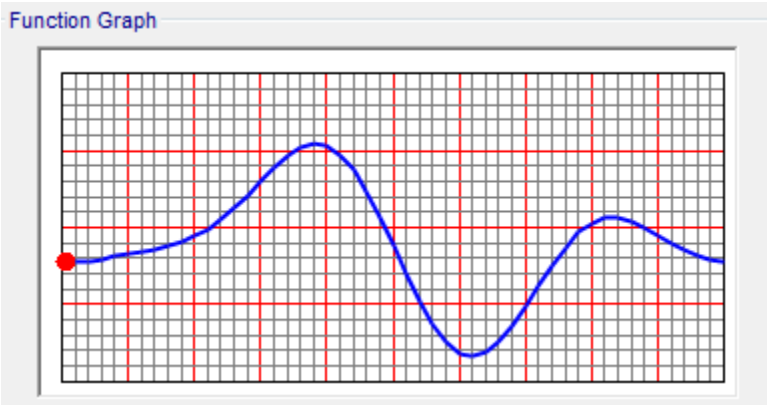


Figura 37. *Ciclo de función en la historia en el tiempo para caminata normal.*

Una vez que se tiene especificado lo anterior se definen casos de carga correspondientes para cada actividad peatonal, en donde se colocan valores de propiedades de la estructura, así como el tiempo en el que se presenta cada paso a lo largo de la estructura respecto a la función de la historia en el tiempo correspondiente.

MODELADO DE CARGAS DINÁMICAS

Los modelos de carga para simular los efectos dinámicos debido al paso de personas a lo largo de un puente se basan en la hipótesis de que ambos pies producen exactamente la misma fuerza al caminar o correr, por lo tanto la fuerza que resulta se asume como una carga periódica que puede representarse por medio de series de Fourier siguiendo las directrices de la "European Design Guide", donde se describen los ángulos de fase y coeficientes de Fourier, tanto para vibraciones verticales como para vibraciones laterales.

En la norma se establece que son variadas las frecuencias de andar del peatón de acuerdo a la actividad peatonal que esté realizando, las cuales se resumen en la Tabla 17.

Tabla 17. *Frecuencias verticales de vibrar dependiendo de la actividad peatonal.*

Actividades peatonales	Frecuencias verticales de vibrar de la actividad (Hz)	Tipo de estructura
Caminata lenta (deambulando)	~ 1.7	Estructuras peatonales (puentes peatonales, escaleras, muelles, etc.)
Caminata normal	~ 2.0	
Caminata rápida	~ 2.3	
Carrera lenta (trotando)	~ 2.1	Puentes peatonales en pistas para trotar, etc.
Carrera normal	~ 2.5	
Carrera rápida	> 3	

La guía ofrece cálculos para simular el paso de un solo peatón caminando sobre el puente y para un grupo de n peatones, en el caso del modelo de carga de un solo peatón dichas cargas deben aplicarse como cargas concentradas que se mueven sobre el tramo del puente con una velocidad constante.

Para realizar el modelado de las cargas se calculan los coeficientes de Fourier y ángulos de fase para su componente correspondiente, los resultados se muestran en la Tabla 18 para las diferentes frecuencias de caminar. En el caso de la componente lateral, los valores son constantes y para la componente vertical estos se definen por funciones dependientes de la frecuencia.

Tabla 18. *Ángulos de fase y coeficientes de Fourier para los modelos.*

Actividades peatonales	Frecuencia	Componente	α_1	α_2	α_3	Φ_1 (rad)	Φ_2 (rad)	Φ_3 (rad)
Caminata lenta (deambulando)	~ 1.7	Vertical	0.220	0.333	0.115	0.000	2.410	-1.053
		Lateral	0.100	0.100	0.100	0.000	1.571	1.571
Caminata normal	~ 2.0	Vertical	0.316	0.439	0.177	0.000	2.985	0.361
		Lateral	0.100	0.100	0.100	0.000	1.571	1.571
Caminata rápida	~ 2.3	Vertical	0.415	0.558	0.243	0.000	3.246	0.269
		Lateral	0.100	0.100	0.100	0.000	1.571	1.571

El modelo de carga $Fv(t)$ para la vibración vertical se define mediante la ecuación 7 (ver pág. 36), donde la carga vertical para la caminata lenta se encuentra en el intervalo de 380 N a 1160 N (Figura 38), mientras que para la caminata normal se encuentra en el intervalo 200 N a 1200 N (Figura 39), el intervalo correspondiente para la caminata rápida se encuentra en el intervalo de -50 N a 1400 N (Figura 40), todas con un valor medio aproximadamente de 700 N, el cual corresponde a la carga estática de un solo peatón.

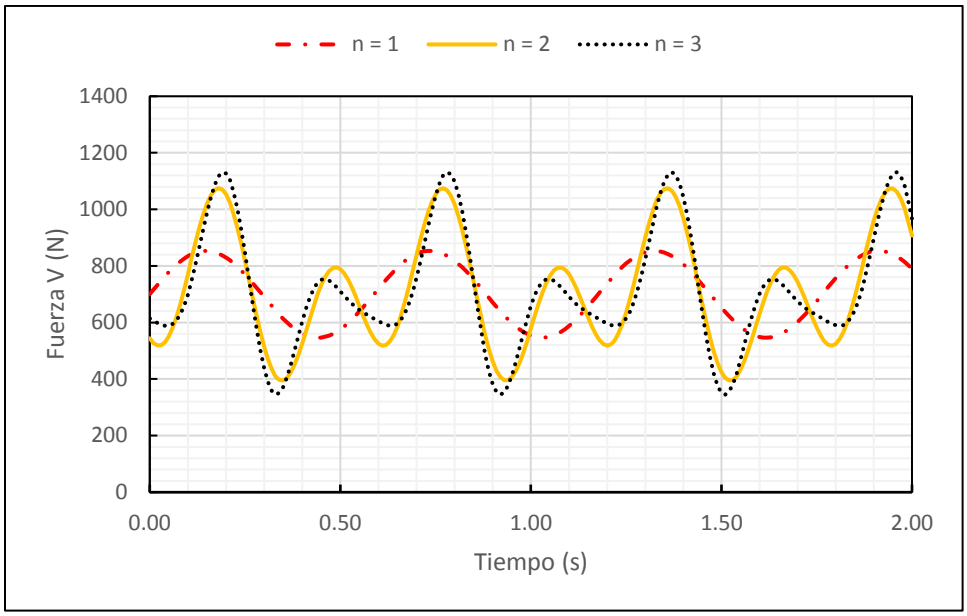


Figura 38. *Modelo de carga vertical para el 1er, 2do y 3er armónico para caminata lenta.*

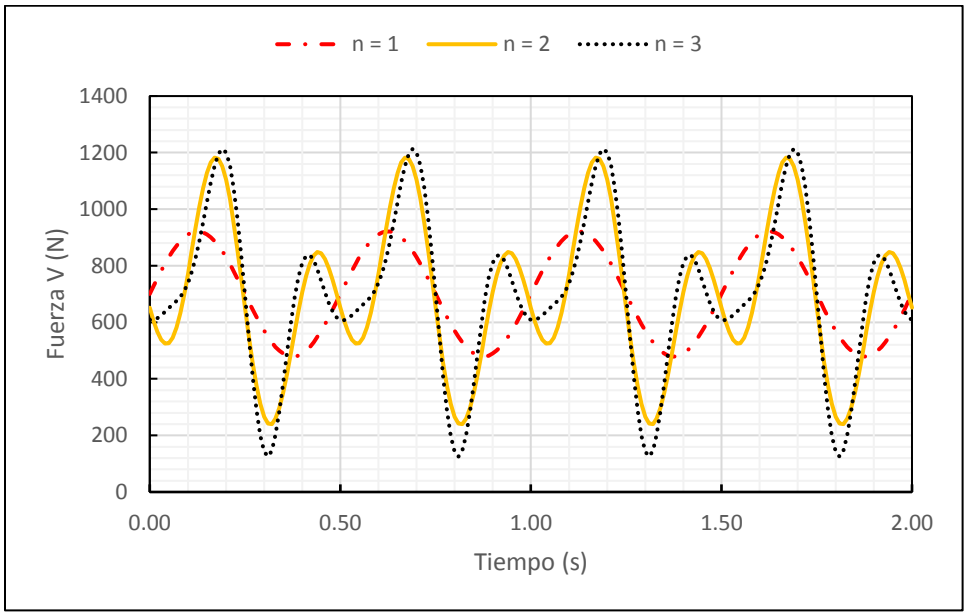


Figura 39. *Modelo de carga vertical para el 1er, 2do y 3er armónico para caminata normal.*

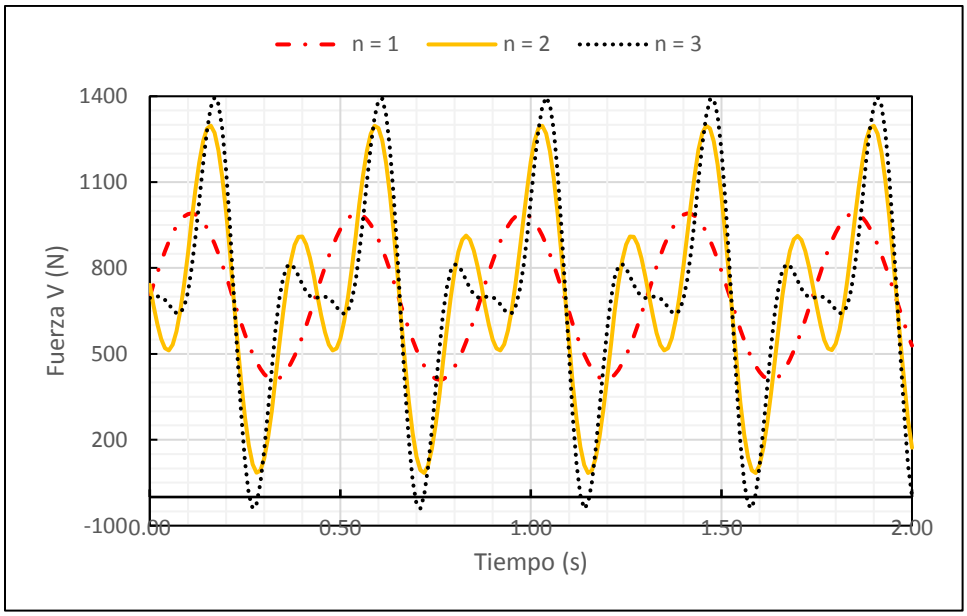


Figura 40. *Modelo de carga vertical para el 1er, 2do y 3er armónico para caminata rápida.*

Los modelos muestran la carga actuando a lo largo del tiempo para el primer, segundo y tercer armónico. Se puede observar que cuando se considera el segundo armónico la amplitud de carga aumenta considerablemente por encima de la curva correspondiente del primer armónico.

El modelo de carga $Fl(t)$ la vibración lateral se define en la ecuación 8 (ver pág. 36), donde los modelos lateral y longitudinal para caminata lenta, para caminata normal y para caminata rápida son iguales, ya que los ángulos de fase y los coeficientes de Fourier son constantes y no dependen de la frecuencia, estos se encuentran en el rango de -150 N y 180 N, con una media aproximada a 0 N, ya que en este caso no hay fuerza estática aplicada en esta dirección, el modelo de las fuerzas laterales se presenta en la Figura 41.

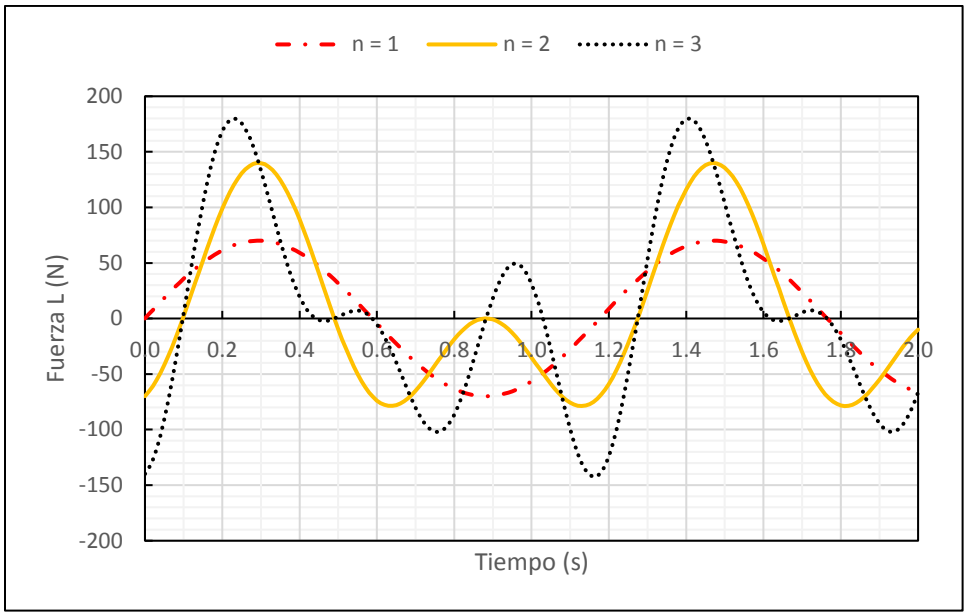


Figura 41. *Modelo de carga lateral para el 1er, 2do y 3er armónico para caminata lenta, normal y rápida.*

En el modelo se puede observar cómo el número de armónicos considerados afecta la amplitud de carga. La amplitud más alta se presenta para el tercer armónico.

La fuerza ejercida por los corredores, se distingue por ser discontinua por lo que solamente se estudia la componente vertical que define la ecuación 9 (ver pág. 38), esta corresponde a una serie de Fourier que permite estimar la fuerza inducida por un corredor, normalmente la frecuencia que define a los corredores se encuentra en el intervalo de 1.9 a 3.5 Hz. La respuesta armónica de los modelos para corredores en carrera lenta, carrera normal y carrera rápida se grafican en las Figuras 42, 43 y 44, respectivamente.

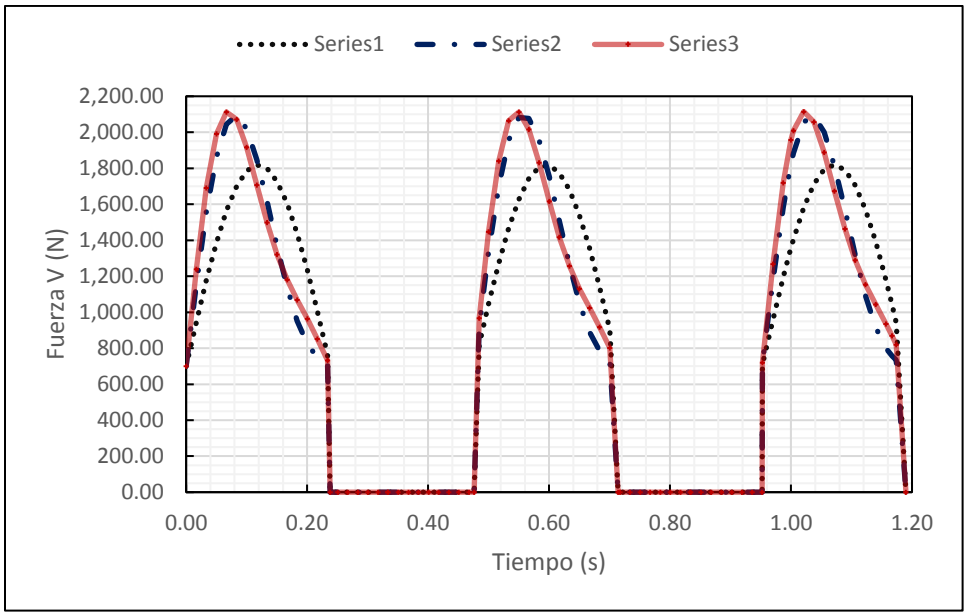


Figura 42. *Modelo de carga vertical para corredores para el 1er, 2do y 3er armónico para carrera lenta.*

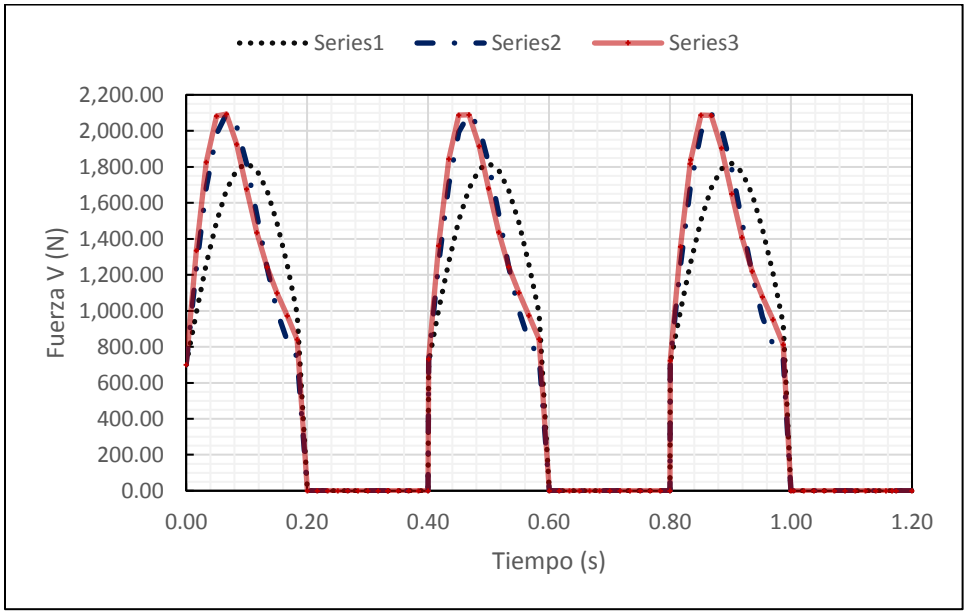


Figura 43. *Modelo de carga vertical para corredores para el 1er, 2do y 3er armónico para carrera normal.*

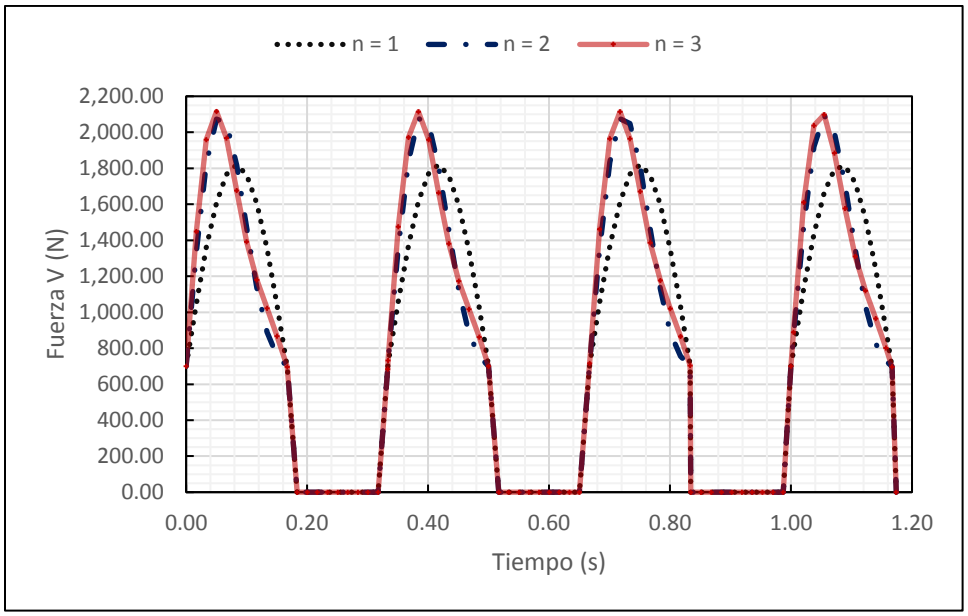


Figura 44. *Modelo de carga vertical para corredores para el 1er, 2do y 3er armónico para carrera rápida.*

La diferencia entre las gráficas es el tiempo que tarda un corredor en dar otro paso dependiendo la frecuencia a la que vaya corriendo, pero en general el rango de carga no cambia ya que los coeficientes de Fourier dependen del peso del corredor y la contribución armónica es la misma entrando en un intervalo de 0 a 2200 N. Se puede observar que al igual que en los modelos para peatones la amplitud más alta corresponde al tercer armónico.

La mayoría de los puentes peatonales están sometidos a fuerzas simultáneas inducidas por varios usuarios más o menos sincronizadas entre ellas y eventualmente con el puente, donde una carga armónica uniformemente distribuida P(t) sobre el tramo del puente representa el tráfico peatonal correspondiente y se define por la ecuación 6 (ver pág. 34). La carga estática de un peatón, varía para el armónico que se quiera modelar y las diferentes direcciones de carga que se indican en la Tabla 19.

Tabla 19. *Carga estática de un peatón para diferentes direcciones de carga.*

	G(N)	
	1er armónico	2do armónico
Vertical	280	70
Long.	140	35
Lateral	35	7

El valor de la carga depende de la densidad del grupo de personas y del comportamiento que tienen al caminar. En el caso de las clases de tráfico TC1, TC2 y TC3 (<1 p/m^2) se asume que los peatones tienen libre tránsito sin restricciones, mientras que para las clases de tráfico TC4 y TC5 (>1 p/m^2) se asume que el libre tránsito ya no es posible aumentando la sincronización entre los peatones. Cuando los valores de la densidad (p/m^2) sobrepasan los límites especificados en la guía para la clasificación de las clases de tráfico, para tráfico denso, el caminar se vuelve imposible, causando que las acciones dinámicas se mitiguen significativamente.

Para el caso de estudio del presente trabajo, se definen las clases de tráfico a las que puede estar sometido el puente: TC1, TC2 y TC3, para las distintas frecuencias de las actividades peatonales de caminar. La guía establece que con el estudio del primer armónico es suficiente ya que la primera frecuencia natural es la de menor nivel de energía y es más probable que se active. Los resultados para el número de peatones equivalentes para cada clase de tráfico se ilustran en la Tabla 20, estos resultados son iguales para cada modelo de actividad peatonal.

Tabla 20. *Peatones equivalentes para cada clase de tráfico que se estudia en el puente.*

Clase de tráfico	d (p/m^2)	n	n' (1P/m^2)
TC1	0.27	15.00	0.4818
TC2	0.20	10.98	0.4122
TC3	0.50	27.45	0.6518

En la tabla se puede observar que la clase TC1 es de mayor densidad que la clase TC2, esto se debe a que el puente no tiene una longitud grande ocasionando una cierta aglomeración de los 15 peatones que considera la clase TC1. La respuesta armónica del primer armónico de la clase TC2, siendo la de menor densidad, se observa en la Figura 45 para caminata lenta, en la Figura 46 para caminata normal, en la Figura 47 para caminata rápida, mientras que la respuesta armónica de la clase TC3 es la de mayor densidad y se presenta en la Figura 48 para caminata lenta, en la Figura 49 para caminata normal y en la Figura 50 para caminata rápida.

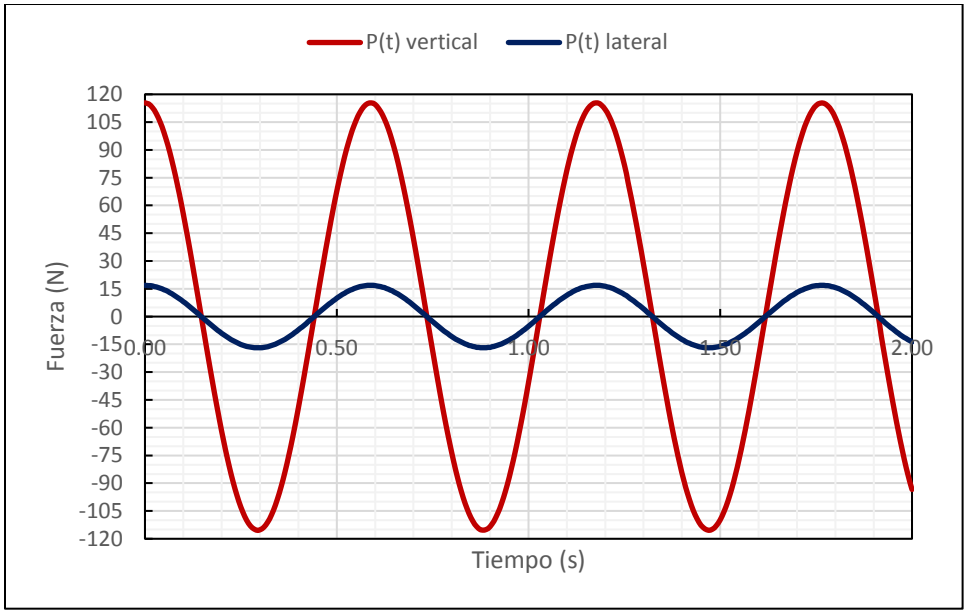


Figura 45. *Respuesta armónica de la clase TC2 (d = 0.2 p/m^2) para caminata lenta.*

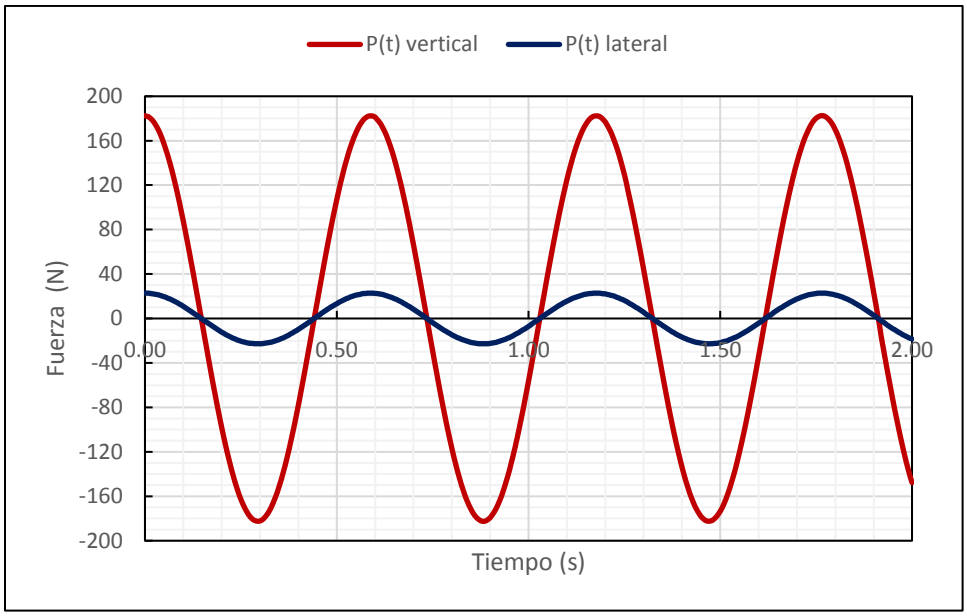


Figura 46. *Respuesta armónica de la clase TC3 (d = 0.2 p/m^2) para caminata lenta.*

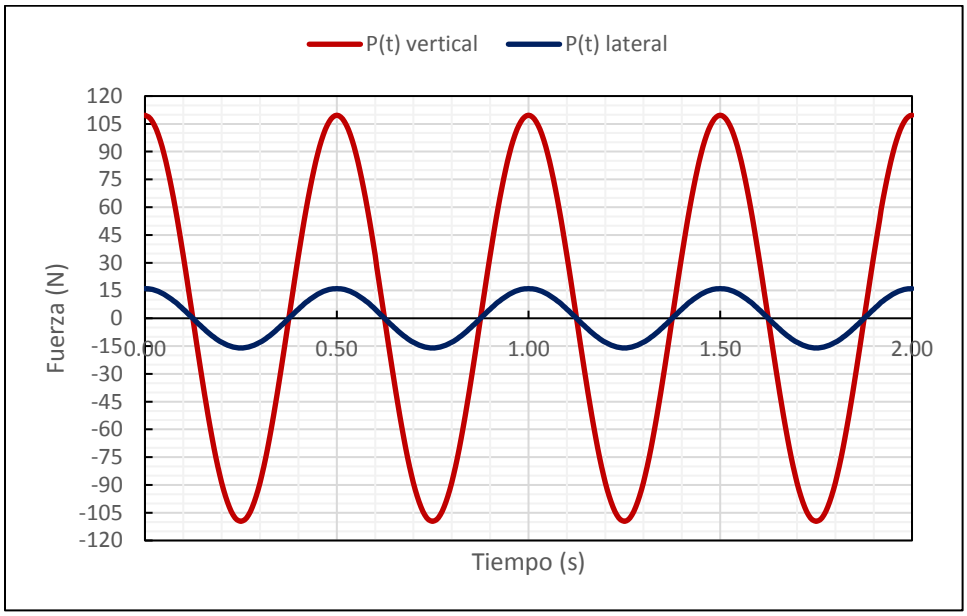


Figura 47. *Respuesta armónica de la clase TC2 (d = 0.2 p/m^2) para caminata normal.*

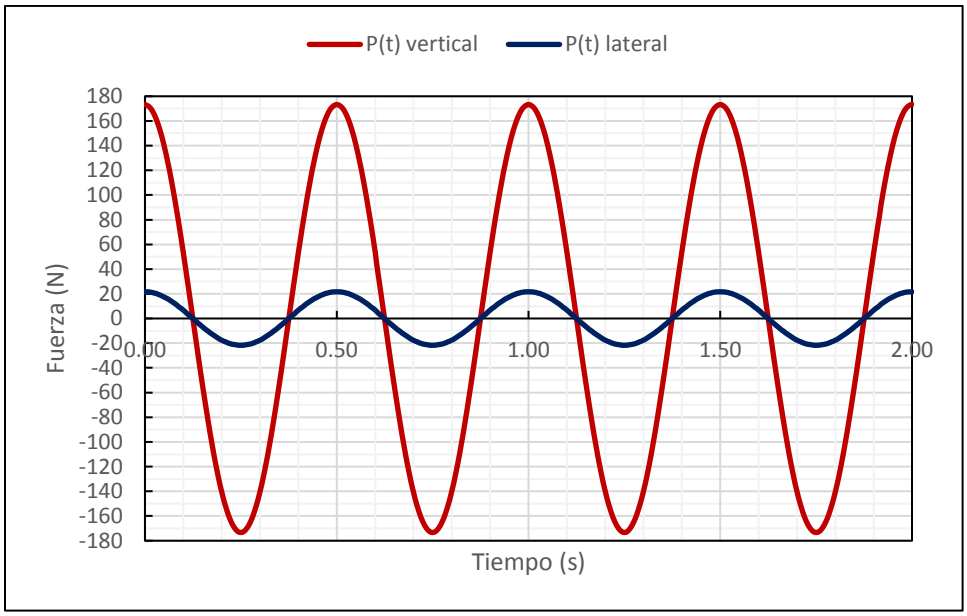


Figura 48. *Respuesta armónica de la clase TC3 (d = 0.5 p/m^2) para caminata normal.*

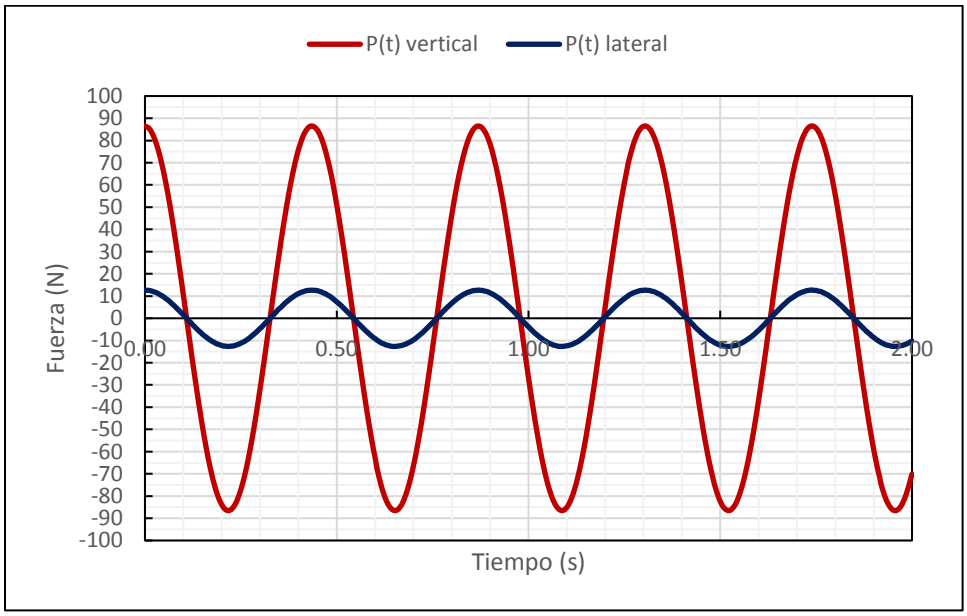


Figura 49. *Respuesta armónica de la clase TC2 (d = 0.2 p/m^2) para caminata rápida.*

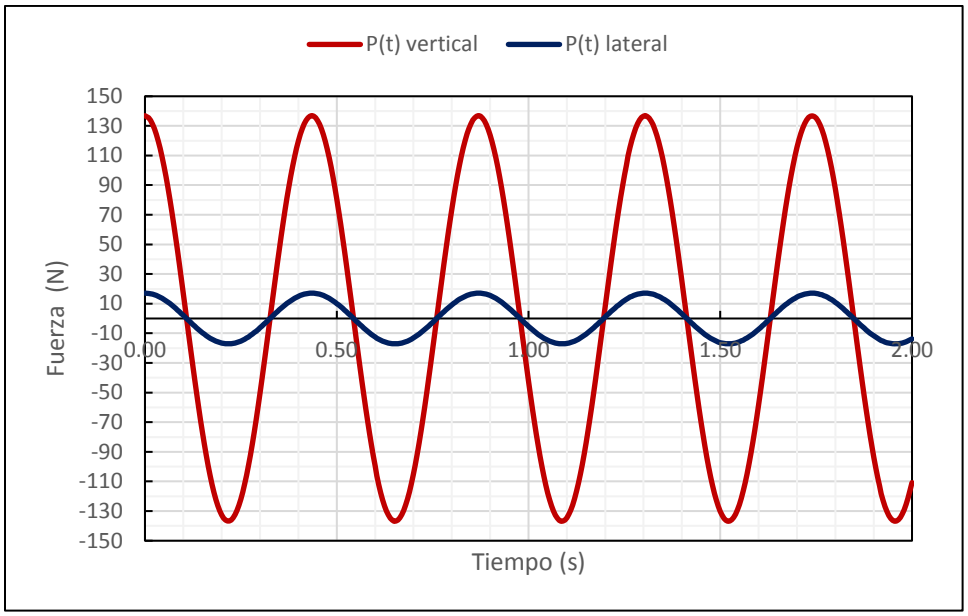


Figura 50. *Respuesta armónica de la clase TC3 (d = 0.5 p/m^2) para caminata rápida.*

En las gráficas se observan las respuestas armónicas para los componentes vertical y lateral de la fuerza peatonal ejercida en el puente para las densidades de personas consideradas en los modelos, una vez analizada cada gráfica podemos resaltar que a mayor presencia de peatones (densidad p/m^2) en el puente las fuerzas armónicas inducidas en el puente se incrementan, como lo establece la norma, el incremento es del 45% para los casos considerados.

Para el estudio de un grupo de corredores se usa la ecuación 10 (ver pág. 38), donde la carga estática para la componente vertical a considerar es de 1250 N, el modelo de la carga vertical para un grupo de 3 peatones para las distintas frecuencias de las actividades peatonales para corredores. La respuesta armónica de los modelos para corredores en carrera lenta, carrera normal y carrera rápida se grafican en las Figuras 51, 52 y 53, respectivamente.

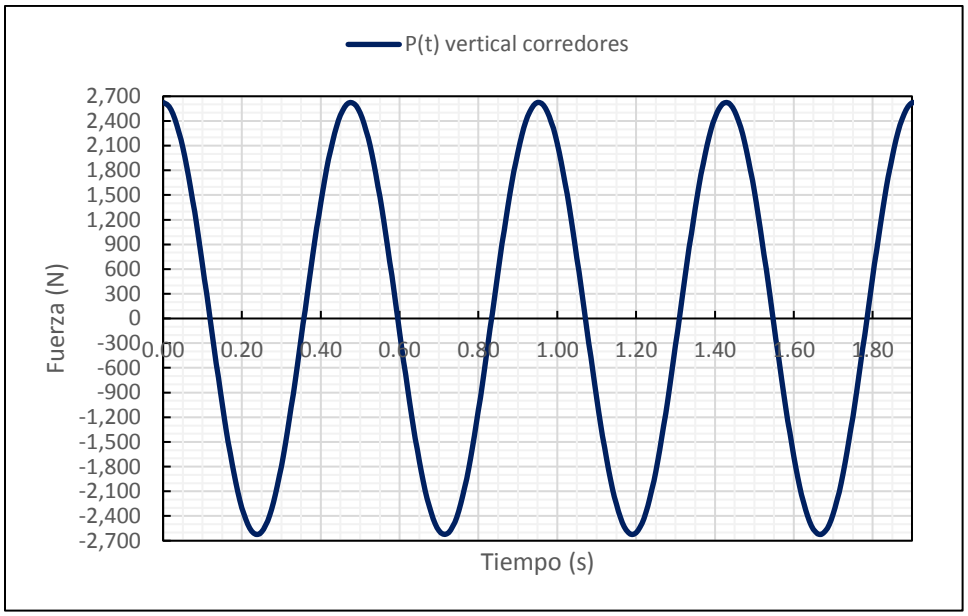


Figura 51. *Modelo de carga vertical para n' de corredores en carrera lenta.*

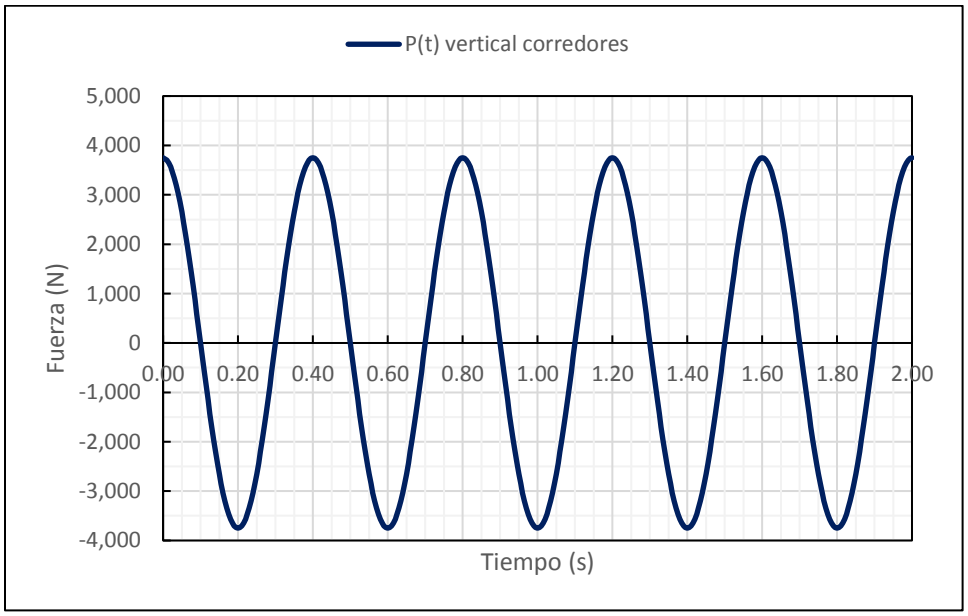


Figura 52. *Modelo de carga vertical para n' de corredores para carrera normal.*

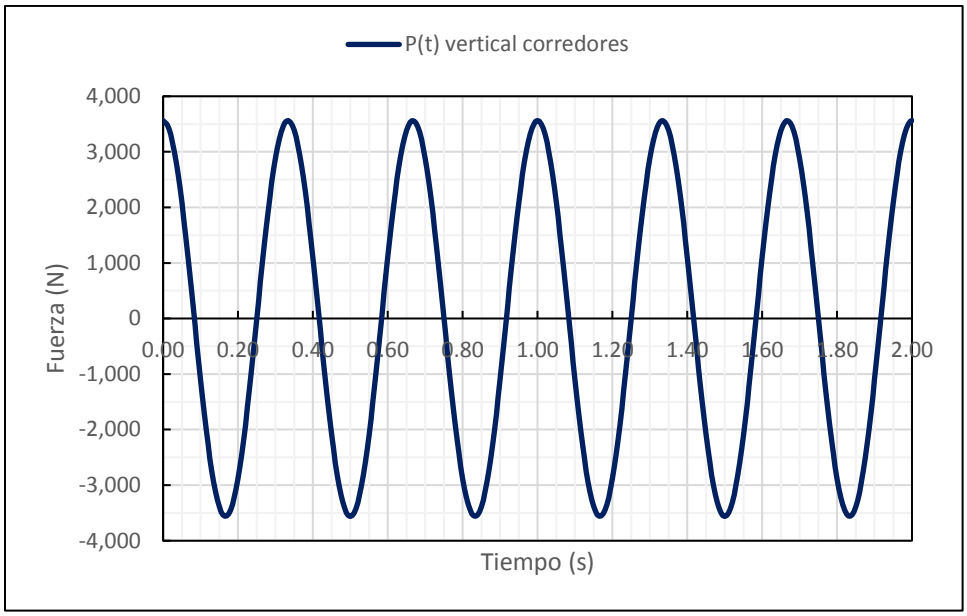


Figura 53. *Modelo de carga vertical para n' de corredores en carrera rápida.*

Las excitaciones armónicas que generan los diferentes tipos de peatones que pueden transitar el puente se pueden implementar en cualquiera de los métodos establecidos en la norma para evaluar la aceleración inducida en el puente, estos incluyen desde el método del sistema de un grado de libertad (1GL) y hasta el método de elementos finitos.

8. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE ANTE ACCIONES DINÁMICAS

La evaluación del comportamiento dinámico del puente ante vibraciones inducidas por el tránsito de peatones se realiza como se indica en la guía SYNPEX de diseño para puentes peatonales, imponiendo los modelos analíticos desarrollados en SAP2000® a las limitaciones que se les adaptan a las condiciones reales a las que cotidianamente es expuesto el puente.

Los modelos numéricos se sometieron ante las cargas dinámicas estimadas de acuerdo a las diferentes actividades peatonales a que se encuentra expuesto el puente (Tabla 21), para estudiar como afectan las distintas frecuencias de andar de los peatones a la estructura y al nivel de confort (Tabla 22.) de los peatones para saber sí este cumple o no cumple con los límites establecidos por la norma.

Tabla 21. *Frecuencias verticales de vibrar de las distintas actividades peatonales.*

Actividades peatonales	Frecuencias verticales de vibrar de la actividad (Hz)
Caminata lenta (deambulando)	~ 1.7
Caminata normal	~ 2.0
Caminata rápida	~ 2.3
Carrera lenta (trotando)	~ 2.1
Carrera normal	~ 2.5
Carrera rápida	> 3

Tabla 22. *Clases de confort definidas con límites de aceleración (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

Nivel de confort	Grado de confort	Nivel de aceleración vertical m/s^2	Nivel de aceleración horizontal $a_{límit}$ m/s^2
CL 1	Máximo	< 0.50	< 0.10
CL 2	Medio	0.50 - 1.0	0.10 - 0.30

Continuación de Tabla 22. *Clases de confort definidas con límites de aceleración (Tomada de Heinemeyer y Feldmann, 2008).*

Nivel de confort	Grado de confort	Nivel de aceleración vertical m/s^2	Nivel de aceleración horizontal $a_{límit}$ m/s^2
CL 3	Mínimo	1.0 - 2.50	0.30 - 0.80
CL 4	Incomodidad inaceptable	> 2.50	> 0.80

Los resultados del análisis dinámico modal del puente se resumen en la Tabla 23 para más comodidad del lector, donde los dos primeros modos son los que nos interesan ya que se encuentran dentro del rango de frecuencias que establece la norma (1.9 - 5Hz), como se ha comentado antes.

Tabla 23. *Frecuencias de vibrar del puente con espectacular.*

# Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	w_i (rad/s)	m_{eff} (%)
1	0.2966	3.3718	21.1857	0.0097
2	0.2112	4.7344	29.7472	0.4391
3	0.1814	5.5140	34.6457	0.6882
4	0.1503	6.6521	41.7967	0.3474
5	0.1447	6.9085	43.4076	0.1345
6	0.1241	8.0598	50.6411	0.0039
7	0.1052	9.5076	59.7382	0.0111
8	0.0998	10.0186	62.9488	0.0442
9	0.0878	11.3861	71.5413	0.5159
10	0.0852	11.7397	73.7624	0.0478

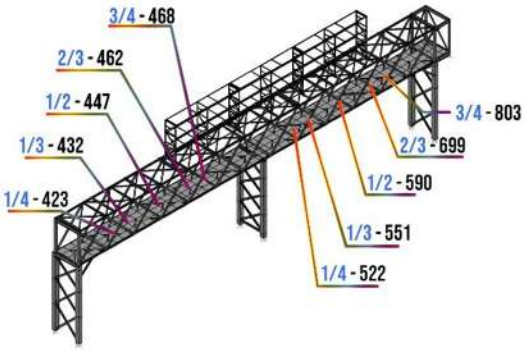
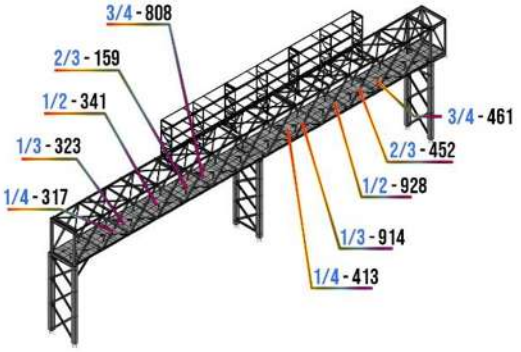
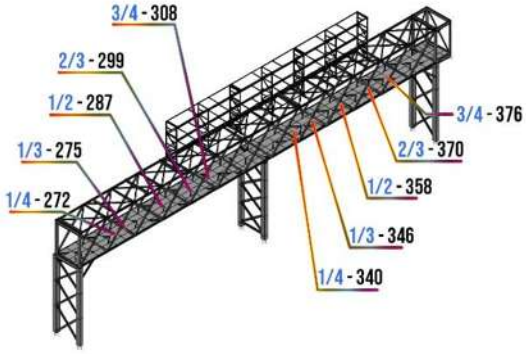
COMPORTAMIENTO DEL PUENTE “LA FERIA” ANTE VIBRACIONES INDUCIDAS POR PEATONES

ESTUDIO DE LA RESPUESTA DEBIDA AL PASO DE UN PEATÓN

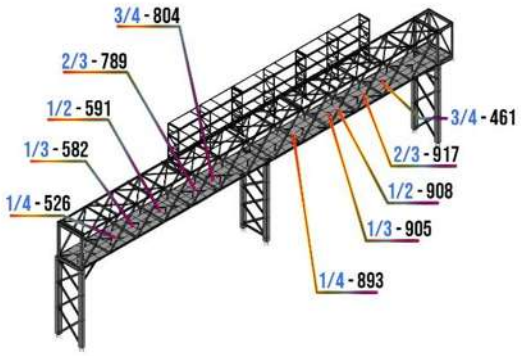
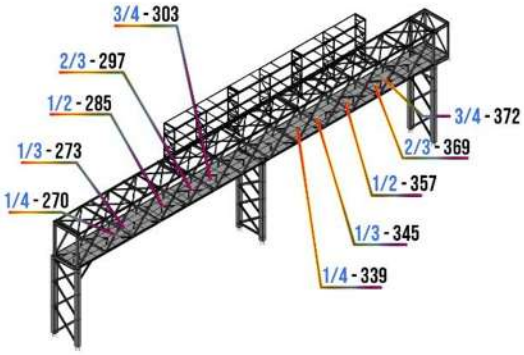
Los análisis que permiten revisar el confort para peatones, refieren a un estado límite de servicio del puente. Para estudiar la respuesta debido a la carga dinámica, como se definió anteriormente, se usarán nodos de control, estos nodos se han seleccionado a 1/4, a 1/3, a 1/2,

a 2/3 y 3/4 del claro en ambos tramos del puente para obtener las velocidades, aceleraciones y desplazamientos que se presentan y revisar que no se excedan los límites de confort, la elección de estos puentes se debe a que en ellos se espera se presenten las máximas respuestas dado que son puntos donde se presentan amplitudes modales máximas, los nodos seleccionados para el monitoreo para cada actividad peatonal se ilustran en la Tabla 24.

Tabla 24. *Nodos de control a distintas distancias de los tramos del puente.*

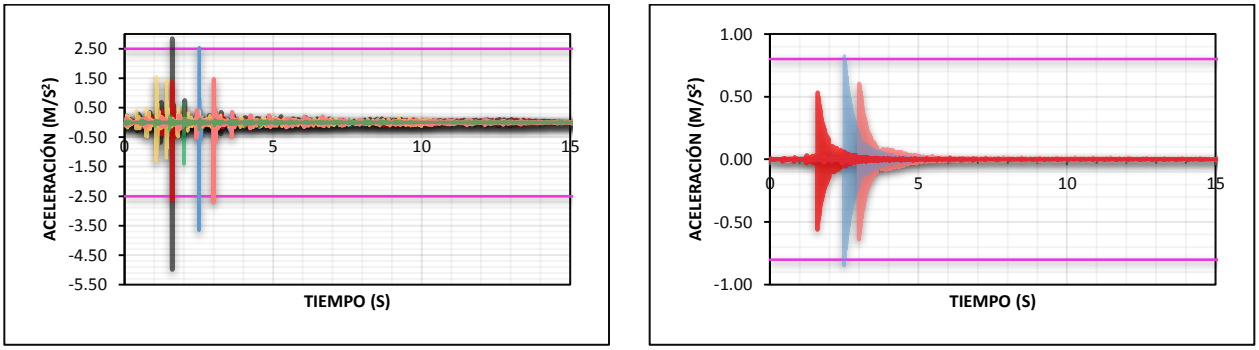
Actividad peatonal	Nodos de control
Caminata lenta	
Caminata normal y carrera rápida	
Caminata rápida	

Continuación de Tabla 24. *Nodos de control a distintas distancias de los tramos del puente.*

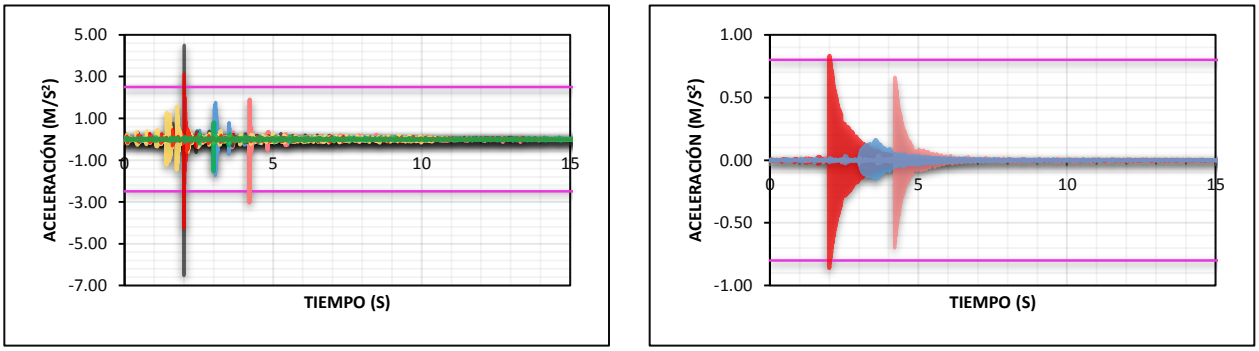
Actividad peatonal	Nodos de control
Carrera lenta	
Carrera normal	

Se graficaron los valores de desplazamiento, velocidad y aceleración para cada nodo en la historia en el tiempo para observar su comportamiento y obtener los valores máximos, las gráficas que se obtuvieron para las aceleraciones verticales y aceleraciones laterales (primera y segunda columna, respectivamente) en cada nodo de control para las diferentes actividades peatonales se resumen en la Figura 54 donde se trazan líneas horizontales color rosa correspondientes a los límites establecidos por el código para garantizar el confort del usurario. Es importante resaltar que la norma estípula que no se han tomado medidas del componente horizontal durante una carrera a pie, ya sea de su proyección longitudinal, o de su proyección transversal. Sin embargo, es razonable pensar, por un lado, que, durante una carrera, el componente transversal (aquel al que el público es más sensible) tiene una amplitud relativamente baja en comparación con el componente vertical, mientras que la

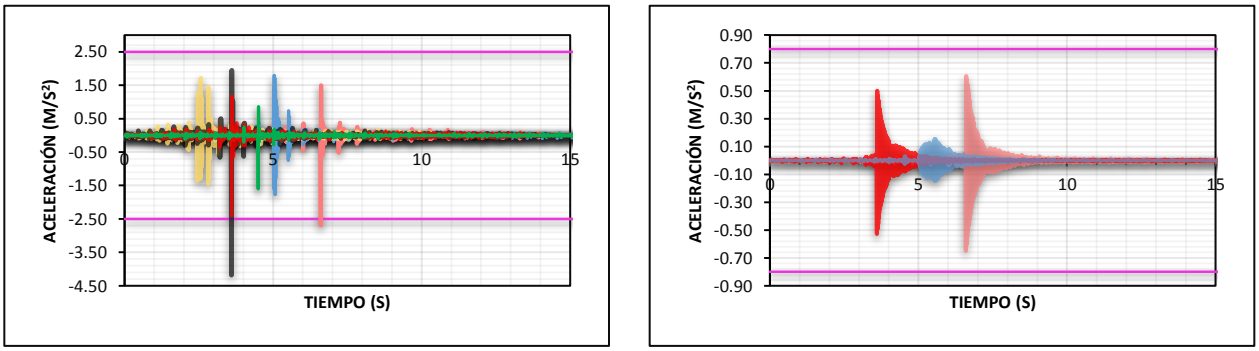
componente longitudinal será mayor (mayor fuerza motora). Muy a menudo, la duración del paso de los corredores en la pasarela es relativamente corta y no deja mucho tiempo para que se asiente el fenómeno de resonancia, además, esto molesta a los demás peatones en un período muy corto (Service d'Etudes techniques des routes et autoroutes (Sétra), 2006).



a) Aceleración vertical y aceleración lateral a 1/4 del primer claro.



b) Aceleración vertical y aceleración lateral a 1/3 del primer claro.



c) Aceleración vertical y aceleración lateral a 1/2 del primer claro.

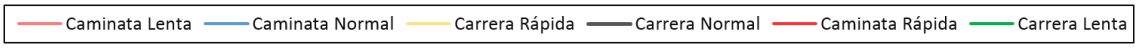
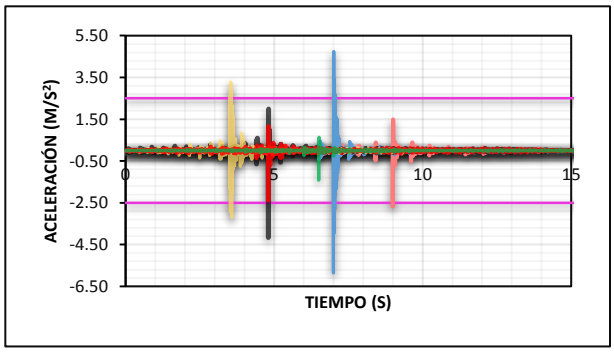
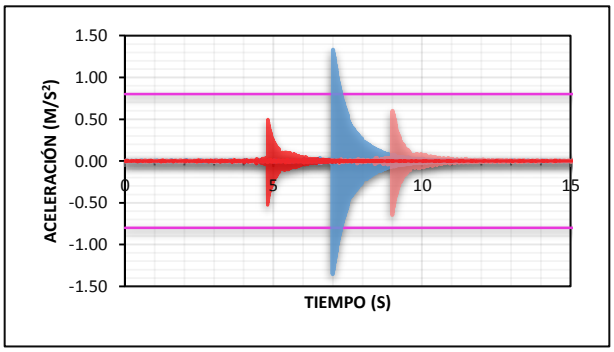
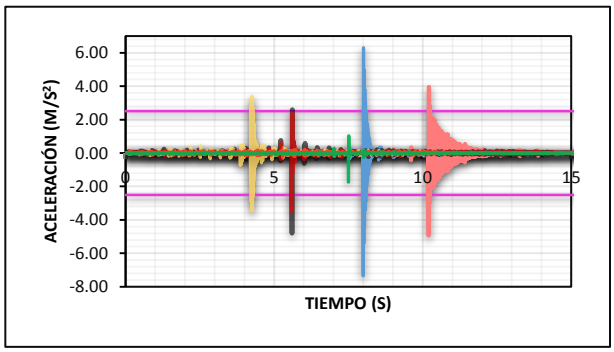


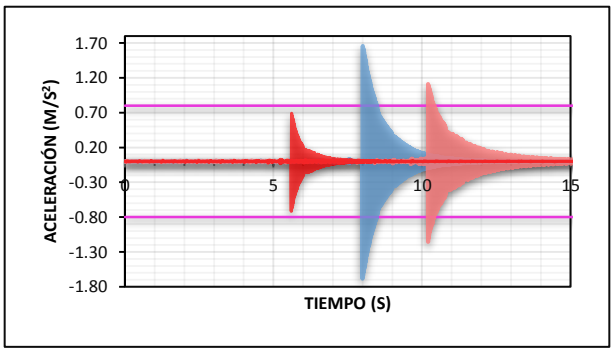
Figura 54. *Aceleraciones verticales y laterales en ambos claros del puente para las distintas actividades peatonales.*



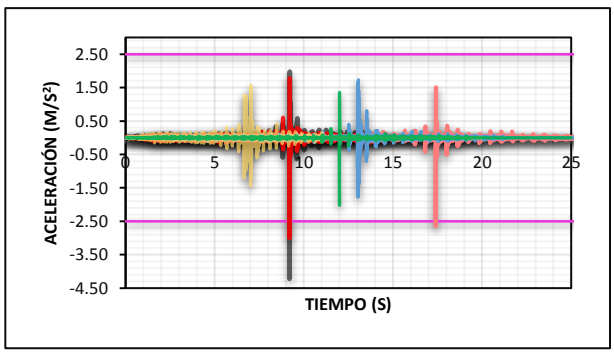


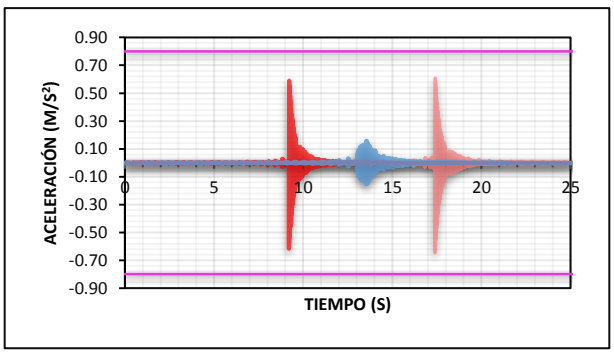
d) Aceleración vertical y aceleración lateral a 2/3 del primer claro.



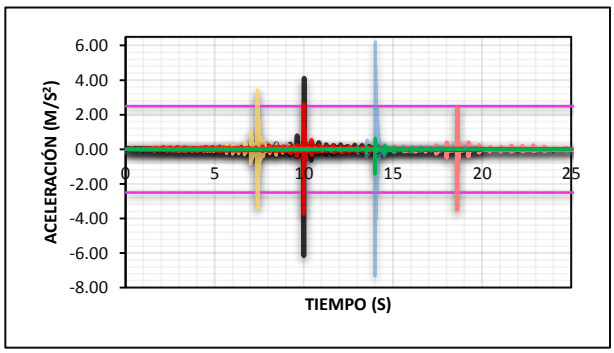


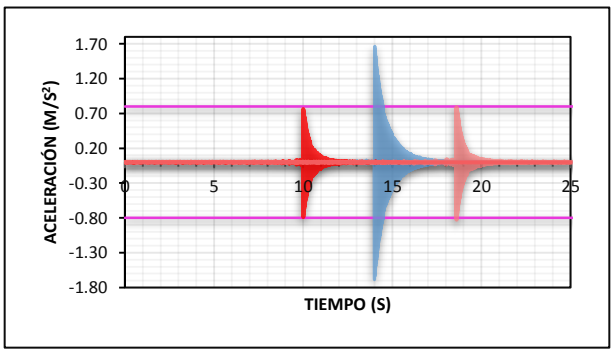
e) Aceleración vertical y aceleración lateral a 3/4 del primer claro.



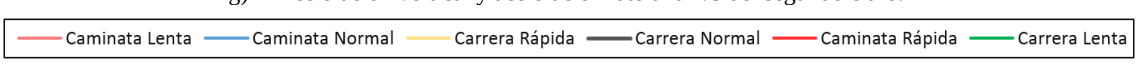


f) Aceleración vertical y aceleración lateral a 1/4 del segundo claro.

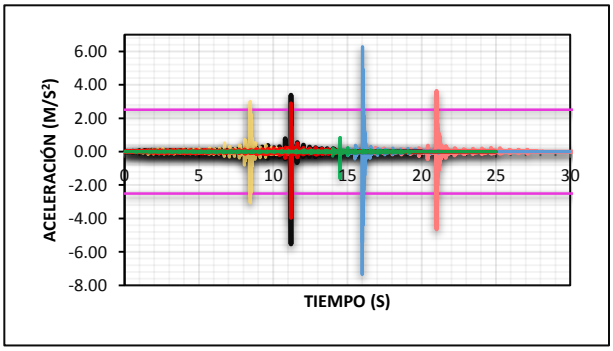


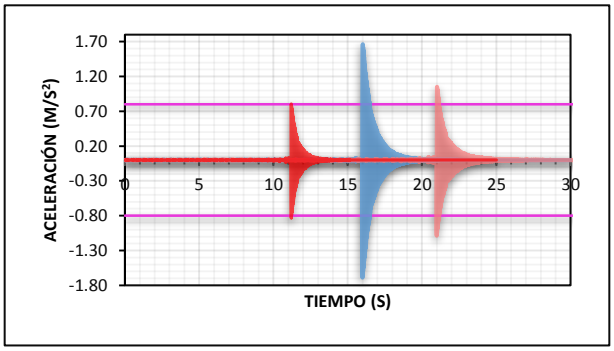


g) Aceleración vertical y aceleración lateral a 1/3 del segundo claro.

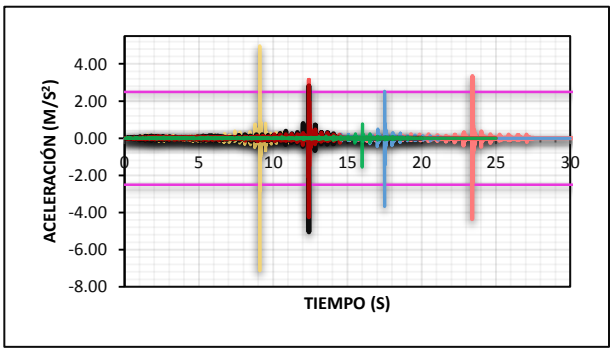


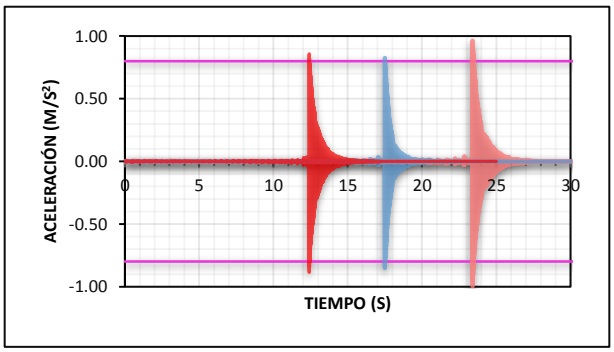
Continuación Fig. 54. *Aceleraciones verticales y laterales en ambos claros del puente para las distintas actividades peatonales.*



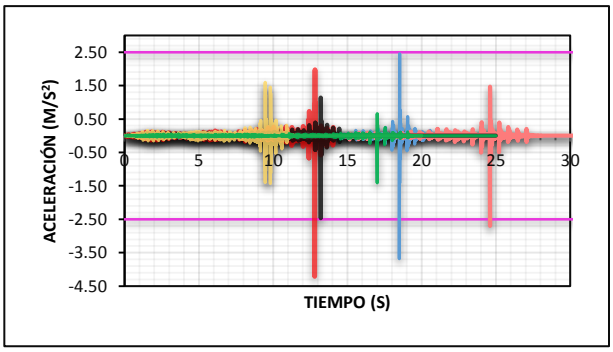


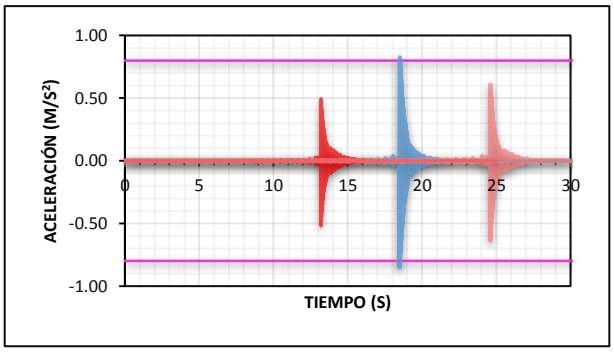
h) Aceleración vertical y aceleración lateral a 1/2 del segundo claro.



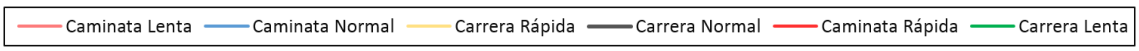


i) Aceleración vertical y aceleración lateral a 2/3 del segundo claro.





j) Aceleración vertical y aceleración lateral a 3/4 del segundo claro.



Continuación Fig. 54. *Aceleraciones verticales y laterales en ambos claros del puente para las distintas actividades peatonales.*

De las aceleraciones reportadas en la Figura 54 se buscan las aceleraciones máximas verticales y las aceleraciones máximas laterales, al igual que los desplazamientos máximos y velocidades máximas que se presentan en cada nodo de control, respectivamente, para las diferentes actividades peatonales. Por ejemplo, en las Tablas 25 y 26 se presentan los desplazamientos máximos donde se observa que el máximo desplazamiento vertical inducido

en el puente es de 0.005 cm, y el máximo desplazamiento lateral es del orden de 0.001 cm, esto nos indica que no afecta la resistencia de la estructura y se cumple con el estado límite de servicio preestablecido. Con respecto a las velocidades que se reportan en las Tablas 27 y 28 las demandas máximas de velocidad vertical y lateral son 0.671 y 0.035 cm/s, respectivamente. Por otro lado, las aceleraciones verticales y laterales máximas se muestran en las Tablas 29 y 30, respectivamente, en donde las aceleraciones verticales máximas exceden el valor máximo permisible 2.5 m/s^2, límite establecido para garantizar el confort del peatón en diferentes posiciones a lo largo del puente; por ejemplo, en el caso de caminata lenta a 3/4 del primer claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 58%, en el mismo caso de caminata lenta a 1/2 del segundo claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 46%, en el caso de caminata normal a 3/4 del primer claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 152%, en el mismo caso de caminata normal a 1/2 del segundo claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 151%, en el caso de caminata rápida a 1/3 del primer claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 25%, en el mismo caso de caminata rápida a 2/3 del segundo claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 26%, en el caso de carrera normal a 1/3 del primer claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 80%, en el caso de carrera normal a 1/3 del segundo claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 64%, en el caso de carrera rápida a 3/4 del primer claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 36%, en el mismo caso de carrera rápida a 2/3 del segundo claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 99%. Para las aceleraciones laterales máximas exceden el valor máximo permisible 0.8 m/s^2 para el confort del peatón en diferentes posiciones a lo largo del puente; por ejemplo, en el caso de caminata lenta a 3/4 del primer claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 39%, en el mismo caso de caminata lenta a 1/2 del segundo claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 31%, en el caso de caminata normal a 3/4 del primer claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 107%, en el mismo caso de caminata normal a 1/3 y 1/2 del segundo claro se excede la $a_{Vmáx}$

en un 108%, en el caso de caminata rápida a 1/3 del primer claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 4%, en el mismo caso de caminata rápida a 2/3 del segundo claro se excede la $a_{Vmáx}$ en un 7%. Los resultados muestran que el usuario se podría sentir inseguro al cruzar el puente sobre todo ante el estado de caminata normal, esto quiere decir que percibirá una cierta vibración al cruzar el puente.

Tabla 25. *Desplazamientos verticales máximos en diferentes posiciones a lo largo del puente.*

Actividad peatonal	# Tramo	@ $L/4$ (cm)	@ $L/3$ (cm)	@ $L/2$ (cm)	@ $2L/3$ (cm)	@ $3L/4$ (cm)
Caminata lenta	1	0.001	0.0004	0.0001	0.0002	0.0004
	2	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Caminata normal	1	0.001	0.0004	0.0002	0.001	0.001
	2	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
Caminata rápida	1	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002
	2	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002
Carrera lenta	1	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
	2	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Carrera normal	1	0.006	0.003	0.002	0.002	0.002
	2	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
Carrera rápida	1	0.004	0.003	0.003	0.004	0.003
	2	0.004	0.004	0.005	0.005	0.004

Tabla 26. *Desplazamientos laterales máximos en diferentes posiciones a lo largo del puente.*

Actividad peatonal	# Tramo	@ $L/4$ (cm)	@ $L/3$ (cm)	@ $L/2$ (cm)	@ $2L/3$ (cm)	@ $3L/4$ (cm)
Caminata lenta	1	0.001	0.001	0.0005	0.0004	0.0003
	2	0.0002	0.0003	0.0004	0.0004	0.0003
Caminata normal	1	0.001	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003
	2	0.0001	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002
Caminata rápida	1	0.001	0.001	0.0005	0.0004	0.0003
	2	0.0002	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003

Tabla 27. *Velocidades verticales máximas en diferentes posiciones a lo largo del puente.*

Actividad peatonal	# Tramo	@ $L/4$ (cm/s)	@ $L/3$ (cm/s)	@ $L/2$ (cm/s)	@ $2L/3$ (cm/s)	@ $3L/4$ (cm/s)
Caminata lenta	1	0.326	0.212	0.268	0.287	0.146
	2	0.252	0.166	0.151	0.148	0.308
Caminata normal	1	0.186	0.184	0.239	0.274	0.229
	2	0.216	0.275	0.211	0.225	0.268
Caminata rápida	1	0.429	0.365	0.549	0.563	0.403
	2	0.516	0.405	0.409	0.396	0.426
Carrera lenta	1	0.183	0.143	0.148	0.214	0.135
	2	0.122	0.181	0.142	0.147	0.173
Carrera normal	1	0.525	0.349	0.645	0.671	0.502
	2	0.637	0.395	0.472	0.566	0.629
Carrera rápida	1	0.336	0.324	0.469	0.608	0.352
	2	0.414	0.505	0.333	0.345	0.471

Tabla 28. *Velocidades laterales máximos en diferentes posiciones a lo largo del puente.*

Actividad peatonal	# Tramo	@ $L/4$ (cm/s)	@ $L/3$ (cm/s)	@ $L/2$ (cm/s)	@ $2L/3$ (cm/s)	@ $3L/4$ (cm/s)
Caminata lenta	1	0.024	0.029	0.034	0.035	0.032
	2	0.022	0.025	0.027	0.023	0.018
Caminata normal	1	0.019	0.017	0.020	0.021	0.019
	2	0.013	0.019	0.020	0.017	0.015
Caminata rápida	1	0.020	0.021	0.021	0.019	0.017
	2	0.016	0.019	0.023	0.018	0.013

Tabla 29. *Aceleraciones verticales máximas en diferentes posiciones a lo largo del puente.*

Actividad peatonal	# Tramo	@ $L/4$ (m/s^2)	@ $L/3$ (m/s^2)	@ $L/2$ (m/s^2)	@ $L/2$ (m/s^2)	@ $3L/4$ (m/s^2)
Caminata lenta		1.468	1.901	1.499	1.479	3.956 *
	2	1.510	2.397	3.639 *	3.342 *	1.470
Caminata normal	1	2.545 *	1.760	1.800	4.741 *	6.301 *
	2	1.734	6.206 *	6.284 *	2.519 *	2.452
Caminata rápida	1	1.377	3.125 *	1.175	1.169	2.359
	2	1.782	2.592 *	2.881 *	3.141 *	1.147
Carrera lenta	1	0.643	0.793	0.858	0.641	1.034
	2	1.356	0.641	0.847	0.769	0.657
Carrera normal	1	2.839 *	4.512 *	1.947	1.989	2.594 *

Continuación de Tabla 29. *Aceleraciones verticales máximas en diferentes posiciones a lo largo del puente.*

Actividad peatonal	# Tramo	@ $L/4$ (m/s^2)	@ $L/3$ (m/s^2)	@ $L/2$ (m/s^2)	@ $L/2$ (m/s^2)	@ $3L/4$ (m/s^2)
Carrera normal	2	1.976	4.104 *	3.388 *	2.812 *	1.974
Carrera rápida	1	1.542	1.559	1.720	3.271 *	3.404 *
	2	1.566	3.439 *	3.000 *	4.973 *	1.596

* Estos valores están fuera del rango del estado de confort de 2.5 m/s^2 para aceleraciones verticales.

Tabla 30. *Aceleraciones laterales máximas en diferentes posiciones a lo largo del puente.*

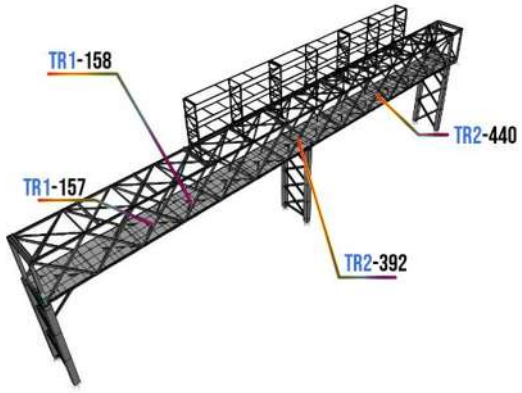
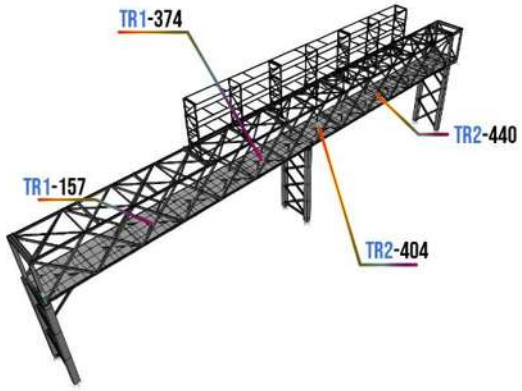
Actividad peatonal	# Tramo	@ $L/4$ (m/s^2)	@ $L/3$ (m/s^2)	@ $L/2$ (m/s^2)	@ $L/2$ (m/s^2)	@ $3L/4$ (m/s^2)
Caminata lenta		0.602	0.663	0.606	0.602	1.111 *
	2	0.609	0.789	1.051 *	0.964	0.606
Caminata normal	1	0.827 *	0.161	0.157	1.330 *	1.658 *
	2	0.158	1.663 *	1.663 *	0.826 *	0.826 *
Caminata rápida	1	0.534	0.832 *	0.499	0.499	0.690
	2	0.589	0.760	0.806	0.859 *	0.495

* Estos valores están fuera del rango del estado de confort de 0.8 m/s^2 para aceleraciones laterales.

ESTUDIO DE LA RESPUESTA DEBIDA AL PASO DE UN GRUPO DE PEATONES

En el caso de este análisis se usarán nodos de control para estudiar la respuesta debido a la carga dinámica causada por el grupo de peatones, como se definió anteriormente, estos nodos de control se referirán a las zonas más susceptibles a presentar el mayor efecto de aceleración en ambos tramos del puente, los nodos seleccionados para el monitoreo de cada modo en riesgo se ilustran en la Tabla 31.

Tabla 31. *Nodos de control de cada modo.*

Modo	Nodos de control
Modo 2 (Transversal)	
Modo 3 (Vertical)	

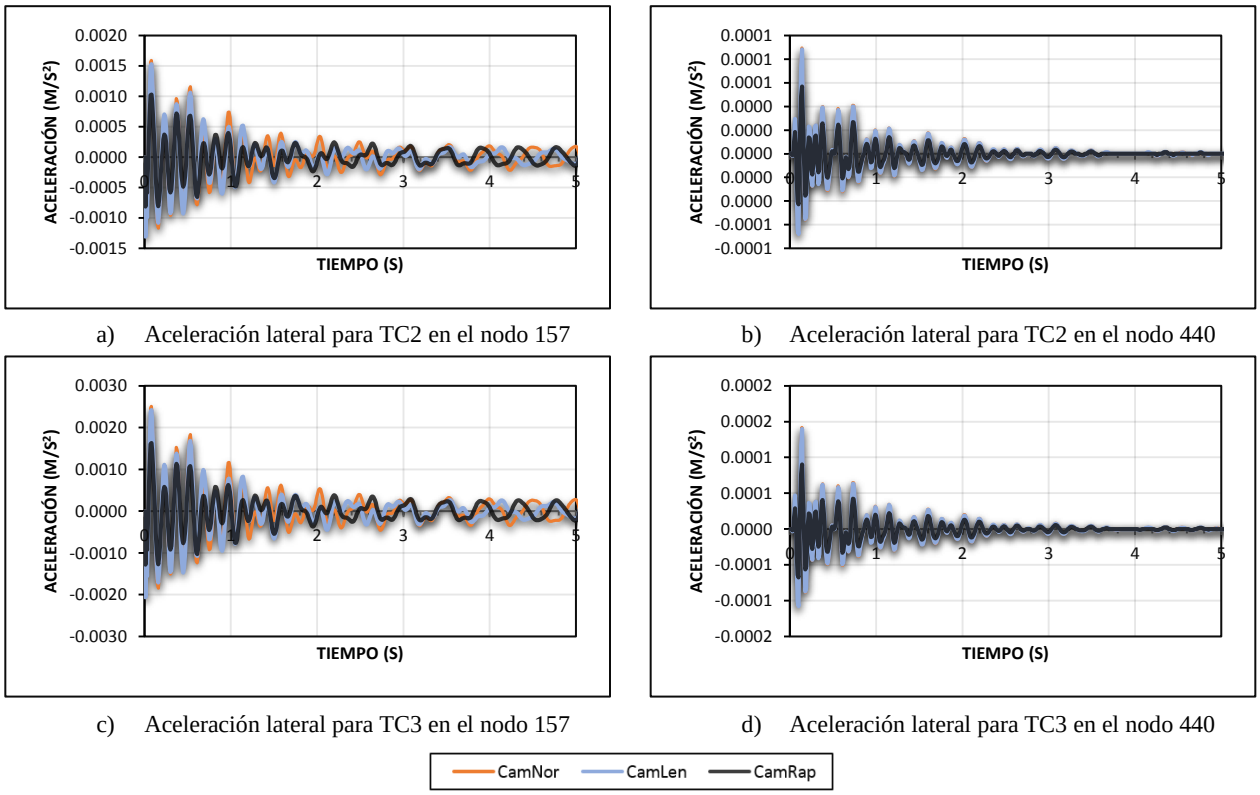
Recordando que el puente se localiza cerca de una universidad, un mercado, un CRIT y una plaza donde se realizan eventos, por lo que sabemos que es un área muy transitada, por estas razones es que las clases de tráfico a las que se expone son TC1, TC2 Y TC3 (Tabla. 32).

Tabla 32. *Clases de tráfico que se presentan.*

CLASE DE TRAFICO	DENSIDAD d (P = Persona)	DESCRIPCION	CARACTERISTICAS
TC1	Grupo de 15 P; d = 15P/bl	Tráfico muy débil	15 personas (b = ancho de la cubierta; l = longitud de la cubierta)
TC2	d = 0.2 P/m²	Tráfico débil:	Caminata cómoda y libre, Es posible adelantar, los peatones pueden elegir libremente paso
TC3	d = 0.5 P/m²	Tráfico denso:	Tráfico significativamente denso, caminando sin restricciones, puede inhibirse el rebasar peatones

Por cuestiones de estudio solo se revisarán los casos de menor y mayor densidad siendo la TC2 y la TC3 respectivamente.

Se graficaron los valores de desplazamiento, velocidad y aceleración para cada nodo en la historia en el tiempo para observar su comportamiento y obtener los valores máximos. Las gráficas que se obtuvieron para las aceleraciones laterales correspondientes al modo 2 se muestran en la Figura 55 mostrando del lado izquierdo la respuesta de los nodos 158 y 157 y del lado derecho la respuesta de los nodos 392 y 440, las aceleraciones verticales se muestran en la Figura 56 presentando del lado izquierdo la respuesta del nodo 374 y 157, mientras que del lado derecho la respuesta de los nodos 404 y 440.



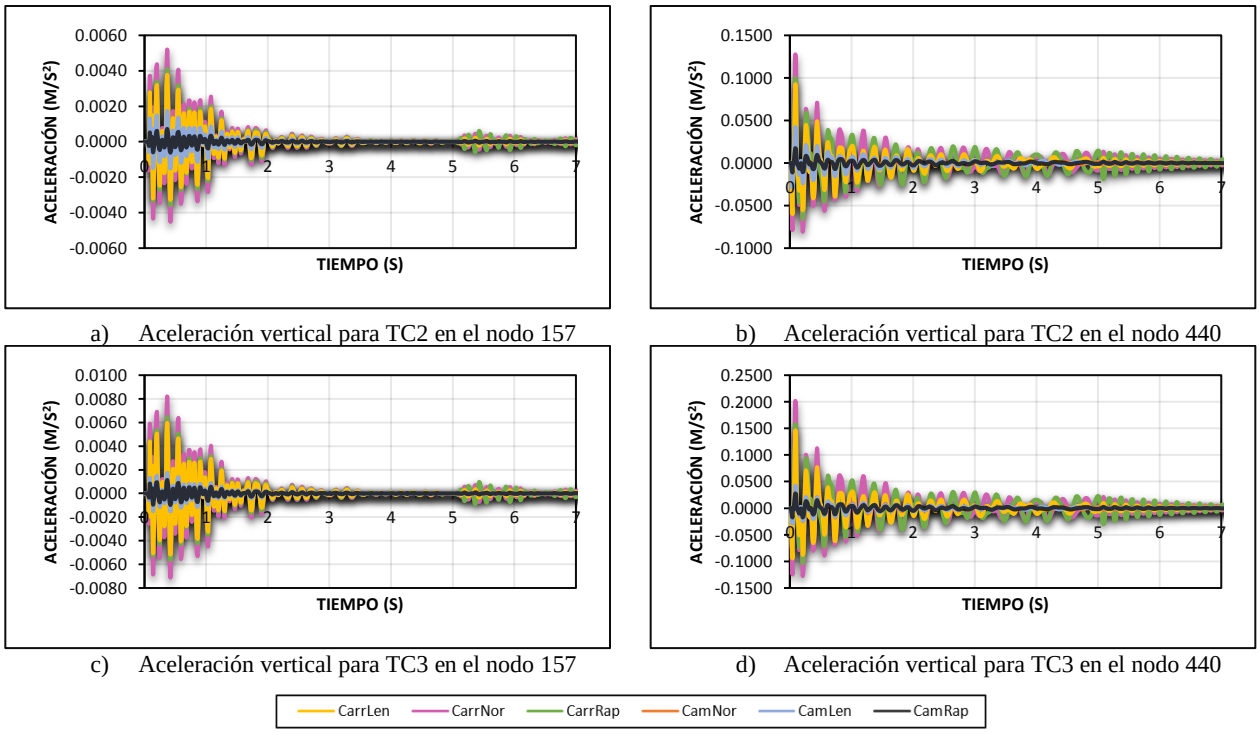
a) Aceleración lateral para TC2 en el nodo 157

b) Aceleración lateral para TC2 en el nodo 440

c) Aceleración lateral para TC3 en el nodo 157

d) Aceleración lateral para TC3 en el nodo 440

Figura 55. *Aceleraciones laterales para el modo 2 en ambos tramos del puente para las distintas actividades peatonales.*



a) Aceleración vertical para TC2 en el nodo 157

b) Aceleración vertical para TC2 en el nodo 440

c) Aceleración vertical para TC3 en el nodo 157

d) Aceleración vertical para TC3 en el nodo 440

Figura 56. *Aceleraciones verticales para el modo 3 en ambos tramos del puente para las distintas actividades peatonales.*

De las aceleraciones reportadas en las figuras se buscan las aceleraciones máximas verticales y las aceleraciones máximas laterales debidas a las diferentes clases de tráfico a las que se sometió el modelo, al igual que los desplazamientos máximos y velocidades máximas que se presentan en cada nodo de control de ambos tramos, respectivamente, para las diferentes actividades peatonales. Las Tablas 33, 34, 35 y 36 reportan los desplazamientos máximos, donde se observa que el máximo desplazamiento lateral para TC2 es de 0.00021 cm y para TC3 el máximo desplazamiento lateral es de 0.00033 cm, para el máximo desplazamiento vertical para TC2 es de 0.02 cm y para TC3 el máximo desplazamiento vertical es de 0.032 cm, esto nos indica que no afecta los estados límite servicio ni de resistencia de la estructura para ninguna de las clases de tráfico consideradas. Con respecto a las velocidades que se reportan en las Tablas 37, 38, 39 y 40, las demandas máximas de velocidad lateral para TC2 es de 0.005 cm/s y para TC3 la máxima velocidad lateral es de 0.008 cm/s, para la máxima velocidad vertical para TC2 es de 0.52 cm/s y para TC3 la máxima velocidad vertical es de 0.82 cm/s. Por otro lado, las aceleraciones máximas laterales y verticales, se reportan en las Tablas 41, 42, 43 y 44, donde la aceleración máxima lateral para TC2 es de 0.037 m/s^2 y para TC3 la aceleración máxima lateral es de 0.058 m/s^2, para la aceleración máxima vertical para TC2 es de 0.69 m/s^2 y para TC3 la máxima velocidad vertical es de 1.10 m/s^2, dichas aceleraciones no superan los límites de confort

Tabla 33. *Desplazamientos laterales máximos para TC2 y TC3 de los nodos 158 y 392 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal					
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida	
		Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm
TC2	Máx.	0.00018	0.00010	0.00016	0.00010	0.00012	0.00008
	Mín.	-0.00019	-0.00012	-0.00021	-0.00013	-0.00011	-0.00006

Continuación de Tabla 33. *Desplazamientos laterales máximos para TC2 y TC3 de los nodos 158 y 392 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal					
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida	
		Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm
TC3	Máx.	0.00028	0.00016	0.00026	0.00016	0.00019	0.00012
	Mín.	-0.00030	-0.00019	-0.00033	-0.00020	-0.00017	-0.00010

Tabla 34. *Desplazamientos verticales máximos para TC2 y TC3 de los nodos 374 y 404 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal											
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida		Carrera lenta		Carrera normal		Carrera rápida	
		Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm
TC2	Máx.	0.005	0.005	0.004	0.004	0.003	0.003	0.013	0.012	0.020	0.020	0.017	0.017
	Mín.	-0.005	-0.005	-0.004	-0.004	-0.002	-0.002	-0.014	-0.013	-0.017	-0.017	-0.014	-0.014
TC3	Máx.	0.005	0.005	0.006	0.006	0.004	0.004	0.020	0.020	0.032	0.031	0.027	0.026
	Mín.	-0.005	-0.005	-0.006	-0.006	-0.004	-0.004	-0.021	-0.021	-0.027	-0.027	-0.023	-0.023

Tabla 35. *Desplazamientos laterales máximos para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal					
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida	
		Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm
TC2	Máx.	0.00014	0.00000	0.00013	0.00000	0.00010	0.00000
	Mín.	-0.00016	0.00000	-0.00017	0.00000	-0.00009	0.00000
TC3	Máx.	0.00022	0.00000	0.00020	0.00000	0.00015	0.00000
	Mín.	-0.00025	0.00000	-0.00027	0.00000	-0.00014	0.00000

Tabla 36. *Desplazamientos verticales máximos para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal											
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida		Carrera lenta		Carrera normal		Carrera rápida	
		Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm	Tramo 1 cm	Tramo 2 cm
TC2	Máx.	0.000	0.002	0.000	0.002	0.000	0.001	0.000	0.005	0.000	0.008	0.000	0.006
	Mín.	0.000	-0.003	0.000	-0.002	0.000	-0.001	0.000	-0.005	0.000	-0.007	0.000	-0.006
TC3	Máx.	0.000	0.002	0.000	0.002	0.000	0.002	0.000	0.008	0.000	0.013	0.000	0.010
	Mín.	0.000	-0.003	0.000	-0.003	0.000	-0.002	0.000	-0.009	0.000	-0.011	0.000	-0.009

Tabla 37. *Velocidades laterales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 158 y 392 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal					
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida	
		Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s
TC2	Máx.	0.005	0.003	0.005	0.003	0.004	0.002
	Mín.	-0.005	-0.002	-0.005	-0.002	-0.003	-0.001
TC3	Máx.	0.007	0.004	0.008	0.005	0.006	0.003
	Mín.	-0.007	-0.004	-0.007	-0.004	-0.004	-0.002

Tabla 38. *Velocidades verticales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 374 y 404 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal											
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida		Carrera lenta		Carrera normal		Carrera rápida	
		Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s
TC2	Máx.	0.16	0.16	0.11	0.11	0.07	0.07	0.37	0.36	0.52	0.51	0.39	0.38
	Mín.	-0.13	-0.13	-0.08	-0.08	-0.05	-0.05	-0.26	-0.27	-0.34	-0.35	-0.35	-0.34
TC3	Máx.	0.16	0.16	0.17	0.17	0.11	0.11	0.58	0.57	0.82	0.81	0.61	0.60
	Mín.	-0.13	-0.13	-0.12	-0.13	-0.08	-0.08	-0.41	-0.42	-0.54	-0.56	-0.55	-0.54

Tabla 39. *Velocidades laterales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal					
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida	
		Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s
TC2	Máx.	0.004	0.000	0.004	0.000	0.003	0.000
	Mín.	-0.004	0.000	-0.003	0.000	-0.002	0.000
TC3	Máx.	0.006	0.000	0.007	0.000	0.005	0.000
	Mín.	-0.006	0.000	-0.005	0.000	-0.004	0.000

Tabla 40. *Velocidades verticales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal											
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida		Carrera lenta		Carrera normal		Carrera rápida	
		Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s
TC2	Máx.	0.00	0.07	0.00	0.05	0.00	0.03	0.01	0.16	0.01	0.23	0.01	0.20
	Mín.	0.00	-0.07	0.00	-0.05	0.00	-0.03	0.00	-0.15	-0.01	-0.22	-0.01	-0.22
TC3	Máx.	0.00	0.07	0.00	0.07	0.00	0.05	0.01	0.25	0.02	0.37	0.01	0.31
	Mín.	0.00	-0.07	0.00	-0.07	0.00	-0.04	-0.01	-0.24	-0.01	-0.35	-0.01	-0.35

Tabla 41. *Aceleraciones laterales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 158 y 392 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal					
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida	
		Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s
TC2	Máx.	0.0014	0.0007	0.0016	0.0007	0.0010	0.0004
	Mín.	-0.0370	-0.0026	-0.0369	-0.0026	-0.0231	-0.0016
TC3	Máx.	0.0022	0.0011	0.0024	0.0012	0.0015	0.0007
	Mín.	-0.0584	-0.0042	-0.0584	-0.0041	-0.0365	-0.0026

Tabla 42. *Aceleraciones verticales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 374 y 404 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal											
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida		Carrera lenta		Carrera normal		Carrera rápida	
		Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s
TC2	Máx.	0.06	0.07	0.04	0.04	0.02	0.03	0.13	0.15	0.18	0.21	0.14	0.16
	Mín.	-0.25	-0.25	-0.15	-0.16	-0.10	-0.10	-0.52	-0.52	-0.69	-0.69	-0.51	-0.52
TC3	Máx.	0.06	0.07	0.06	0.07	0.04	0.04	0.20	0.23	0.28	0.33	0.22	0.26
	Mín.	-0.25	-0.25	-0.24	-0.25	-0.15	-0.15	-0.82	-0.82	-1.09	-1.10	-0.81	-0.82

Tabla 43. *Aceleraciones laterales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal					
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida	
		Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s
TC2	Máx.	0.0015	0.0001	0.0016	0.0001	0.0010	0.0001
	Mín.	-0.0013	-0.0001	-0.0013	-0.0001	-0.0008	0.0000
TC3	Máx.	0.0024	0.0001	0.0025	0.0001	0.0016	0.0001
	Mín.	-0.0021	-0.0001	-0.0021	-0.0001	-0.0013	-0.0001

Tabla 44. *Aceleraciones verticales máximas para TC2 y TC3 de los nodos 157 y 440 para las diferentes actividades peatonales.*

Clase de tráfico	Valor	Actividad peatonal											
		Caminata lenta		Caminata normal		Caminata rápida		Carrera lenta		Carrera normal		Carrera rápida	
		Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s	Tramo 1 cm/s	Tramo 2 cm/s
TC2	Máx.	0.00	0.04	0.00	0.03	0.00	0.02	0.00	0.09	0.01	0.13	0.00	0.10
	Mín.	0.00	-0.03	0.00	-0.02	0.00	-0.01	0.00	-0.06	0.00	-0.08	0.00	-0.07
TC3	Máx.	0.00	0.04	0.00	0.04	0.00	0.03	0.01	0.15	0.01	0.20	0.01	0.16
	Mín.	0.00	-0.03	0.00	-0.03	0.00	-0.02	-0.01	-0.09	-0.01	-0.13	-0.01	-0.10

9. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se estudió la respuesta dinámica ante vibraciones inducidas por el cruce de peatones del puente “la Feria” localizado sobre la carretera Morelia – Salamanca, a la altura de la explanada de la antigua Feria, el puente está formado por una estructura de acero de dos tramos, causada por las vibraciones generadas por el tránsito de peatones. Para alcanzar el objetivo, se desarrolló un modelo numérico empleando el software comercial SAP2000® para las condiciones del proyecto original y del puente actual, donde se incluye en la estructura un anuncio espectacular. Los resultados muestran que el proyecto original no presentaría ningún problema de vibraciones que causen incomodidad en los usuarios al momento de transitar sobre la estructura, ya que las frecuencias naturales de vibración se encuentran fuera de los rangos de frecuencias inducidas por el tránsito de personas, por ejemplo los modos de vibrar 1 y 2 tienen frecuencias de 5.22 y 6.39 Hz, respectivamente, mientras que las frecuencias que establece la norma para las actividades de caminata y carrera para su estudio comprenden el rango de 1.9 a 5 Hz, por lo cual no se esperarían problemas de vibraciones inducidas por el fenómeno de bloqueo o resonancia.

Por el contrario, con la situación actual del puente donde se incluye una estructura para dar soporte a un anuncio espectacular, se genera un gran impacto en las propiedades dinámicas del puente a causa de la adición de la masa y la acción de las fuerzas por acción del viento con la estructura del anuncio espectacular agregada, donde los modos de vibrar 1 y 2 ahora tienen frecuencias de 3.3718 y 4.7344 Hz, respectivamente, originando que las vibraciones inducidas por el tránsito de peatones generen incomodidad en varias de las condiciones de actividad peatonal debidas al paso de un solo peatón (caminata lenta,

caminata rápida, carrera normal, etc.) por encontrarse dentro de las frecuencias conque pueden circular los peatones, los resultados muestran aceleraciones máximas esperadas en el puente mayores a las permisibles para la dirección vertical $a_{Vmáx} = 2.5\ m/s^2$ y para la dirección lateral $a_{Hmáx} = 0.8\ m/s^2$, estos resultados reflejan que la actividad peatonal de caminata normal (2 Hz) es el caso donde más se exceden los límites de confort, para la aceleración vertical el límite se excede por un 152%, mientras que en el caso de la aceleración lateral el límite se excede por un 108%. Los resultados muestran que el usuario se podría sentir inseguro al cruzar el puente sobre todo ante el estado de caminata normal, esto quiere decir que percibirá una cierta vibración al cruzar el puente, pare evitar esta sensación de inseguridad se debería rehabilitar el puente para incrementar la rigidez y evitar que se generen estas vibraciones.

En el caso de la respuesta dinámica debida a un grupo de peatones no se superaron los límites de confort en ningún caso de actividad peatonal, se pudo observar que entre las clases de tráfico TC2 y TC3 debido a la diferencia de densidad (p/m^2) varían los valores de las aceleraciones en un 60%, siendo la clase TC3 la de aceleraciones mayores, específicamente en el tramo 2 del puente, que es donde se presentaban aceleraciones más grandes que en el tramo 1 a causa de que el tramo 2 es aproximadamente 1 m de longitud más chico. Debido a que cuando transita un conjunto de peatones y entre mayor es la multitud que camina o corre en todo su largo y ancho, resulta que las frecuencias con que hace vibrar al puente se salen fuera del intervalo de afectación ya que entre estas se combinan las direcciones y sentidos de las respuestas en cada punto, teniendo un efecto benéfico de reducir las aceleraciones máximas esperadas, por lo que en este caso no se presenta la necesidad de rehabilitar el puente, ya que no existe el sentimiento de

inseguridad, y esto es debido a que los pasos de los peatones entran a diferentes fases a la estructura haciendo que tarden en sincronizarse entre sí y presenten un verdadero problema para el puente.

De acuerdo a la clasificación del tipo del número de persona que transitan diariamente puente peatonal, se concluye que no debe presentar problemas de vibraciones que provoquen inseguridad a los usuarios, con excepción de las horas y días de la semana en que no se tiene un número de personas importante transitando en él, es decir, con menores volúmenes de tránsito se espera que el peatón sienta una mayor vibración de la estructura.

Es evidente que en México se necesitan normas adecuadas al tipo de puentes peatonales que se construyen en el país, así como la definición de las clases de usuarios que se esperan en estos, para definir adecuadamente los niveles de confort en los peatones cuando transitan por este tipo de estructuras, ya que con el paso del tiempo la evolución de métodos y materiales de construcción crecen constante y aceleradamente, ocasionando que estas estructuras cada vez sean más livianas y esbeltas, induciendo así frecuencias más cercanas a las emitidas por la marcha de los peatones, con lo que existe el riesgo de que se presente el fenómeno de resonancia o bloqueo, lo cual es un riesgo para la seguridad de los peatones, o para el uso continuo del puente.

10. REFERENCIAS

Bachmann, H., Ammann, W. J., Deischl, F., Eisenmann, J., Floegl, I., Hirsch, G. H., Klein, G. K., Lande, G. J., Mahrenholtz, O., Natke, H. G., Nussbaumer, H., Pretlove, A. J., Rainer, J. H., Saemann, E., & Steinbeisser, L. (1995). *Vibration Problems in Structures*. Springer Publishing.

Butz, C., Feldmann, M., Heinemeyer, C., & Sedlacek, G. (2008). *Advanced Load Models for Synchronous Pedestrian Excitation and Optimised Design Guidelines for Steel Footbridges*. Office for Official Publ. of the European Communities. https://op.europa.eu/en/publication-detail/-/publication/432f1d42-ed71-47db-9087-c5b74b4bb0fe

Casado Sánchez, C. M., Sanz, J. S., Muñoz Díaz, I., Poncela Méndez, A., & Lorenzana Ibán, A. (2011). *CONTROL DE VIBRACIONES EN PASARELAS PEATONALES*. https://www.researchgate.net/publication/260190843_CONTROL_DE_VIBRACIONES_EN_PASARELAS_PEATONALES

Dallard, P., Fitzpatrick, A. J., Flint, A., le Bourva, S., Low, A., Ridsdill Smith, R. M., & Willford, M. (2001). The London Millennium Footbridge. *The Structural Engineer*, *79*(22), 17–33. https://researchcourse.pbworks.com/f/structural+engineering.pdf

Grupo Cagel Comunicaciones S.A de C.V. (2017). *Las partes de que conforman un puente*. revistaconstruye. https://revistaconstruye.com.mx/ingenierias/2047-las-partes-de-que-conforman-un-puente.html

HEINEMEYER, C., & FELDMANN, M. (Eds.). (2008). *EUROPEAN DESIGN GUIDE FOR FOOTBRIDGE VIBRATION: Vol. Footbridge*. THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE.

Hernández Barrios, H., Huergo Ríos, I. F., & Ceja Marín, C. J. (s. f.). *CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA CONDICIONES DE SERVICIO DE PUENTES PEATONALES*. SMIE. http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_19/te_07/ar_02.pdf

International Architecture Database (Spanish version). (s. f.). archINFORM. Recuperado 18 de julio de 2021, de https://spa.archinform.net/entry.htm?ID=7llgnk0nairg32n9octg226v74&loc=%2Fprojekte%2F10083.htm

Rios, F. (s. f.). *ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PUENTE*. academia.edu. Recuperado 18 de julio de 2021, de https://www.academia.edu/25560026/ELEMENTOS_ESTRUCTURALES_DE_UN_PUENTE

Roos, I., 2009. *HUMAN INDUCED VIBRATIONS ON FOOTBRIDGES Application & comparison of pedestrian load models*. Brisbane, Australia.

Service d'Etudes techniques des routes et autoroutes (Sétra). (2006). *Technical guide: Footbridges. Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*. http://www.projektering.nu/files/Footbridges.pdf

Structurae. (s. f.). *Millennium Bridge (City of London/Southwark, 2000)*. Recuperado 17 de julio de 2021, de https://structurae.net/en/structures/millennium-bridge

Kratochvil, O., & Krizan, J. (2012). Bridge Analysis Structure under Human Induced Dynamic Load. World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering, 6(10).