PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Escuela de Posgrado

CONTROL DE LA RESPUESTA DINÁMICA EN EL PUENTE PEATONAL LOS PRÓCERES MEDIANTE LA INCORPORACIÓN DE AMORTIGUADORES VISCOSOS Y DE MASA SINTONIZADA.

Tesis para obtener el grado académico de Magíster en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

Kenyo Eul Loa López

Asesor:

Mg. Ing. Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, 2022

Dedicatoria

A mis padres por todos sus consejos y su apoyo incondicional brindados para concluir este proyecto.
.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. Introducción 1
1.1. Antecedentes 1
1.2. Planteamiento del problema 2
1.3. Formulación de la hipótesis 3
1.4. Objetivos 3
1.5. Justificación 4
1.6. Alcance 4
CAPÍTULO 2. Estado del arte 5
2.1. El problema de la vibración 5
2.2. Estudios previos para cuantificar la carga peatonal 6
2.2.1. Modelos de carga estática 6
2.2.2. Estudios previos sobre carga dinámica peatonal 6
2.3. Fenómeno de Lock-in 13
CAPÍTULO 3. MARCO CONCEPTUAL 15
3.1. Modelo de carga estática – AASHTO 15
3.2. Modelo de carga dinámica – SETRA 15
3.2.1. Modelo dinámico para personas caminando 18
3.2.2. Modelo dinámico para personas corriendo 24
3.3. Efecto aleatorio de un grupo de personas 26
3.4. Efecto del Lock-in en el modelamiento de la carga dinámica 30
3.5. Metodología SETRA para el análisis dinámico de puentes 32
3.5.1. Clasificación del puente peatonal 32
3.5.2. Nivel de confort 33
3.5.3. Determinación de las frecuencias y la necesidad de un análisis dinámico 34
3.5.4. Definición del caso de carga 35
3.5.5. Cálculo de la carga dinámica 36
3.6. Amortiguamiento 41
3.7. Métodos de mejoramiento de la respuesta dinámica 42
3.7.1. Amortiguadores de masa sintonizada 44
3.8. Amortiguadores de fluido viscoso 49
3.8.1. Aspectos teóricos de los amortiguadores de fluido viscoso con comportamiento lineal 51
3.8.2. Aspectos teóricos de los amortiguadores de fluido viscoso con comportamiento no lineal 54
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS Y MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE LOS PRÓCERES 58
4.1. Replanteo del puente Los Próceres 58
4.2. ANÁLISIS MODAL DEL PUENTE LOS PROCERES 60

4.2.1. Resultados análisis modal 64
4.3. Análisis de la respuesta al modelamiento considerando la normativa AASHTO. 67
4.4. Análisis de la respuesta considerando la carga dinámica SETRA 67
4.4.1. Cálculo de las amplitudes de carga..... 67
4.4.2. Asignación de cargas: Casos de carga y valores de carga en SAP2000.... 72
4.4.3. Análisis de la respuesta del puente sin reforzamiento sujeto a la carga dinámica SETRA 75
CAPÍTULO 5. DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LOS AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA..... 79
5.1. Metodología 79
5.2. Modelamiento..... 79
5.2.1. Parámetros de ingreso..... 79
5.3. Resultados 82
5.3.1. Modo 1..... 82
CAPÍTULO 6. DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LOS AMORTIGUADORES DE FLUIDO VISCOSO 88
6.1. Cálculo de los parámetros del amortiguador de fluido viscoso 88
6.1.1. Rigidez axial del brazo metálico..... 91
6.2. Procedimiento iterativo..... 92
6.3. Interpretación de la respuesta máxima..... 96
CAPÍTULO 7. ANALISIS e INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS 98
7.1. Análisis de los amortiguadores de masa 98
7.2. Análisis de los amortiguadores de fluido viscoso..... 99
CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 100
CAPÍTULO 9. BIBLIOGRAFÍA 102

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Estimación de frecuencias empíricas en puentes peatonales 10
Tabla 2 Valores comunes de factor de amortiguamiento en puentes 11
Tabla 3 Rango de frecuencias para el movimiento peatonal (SETRA, 2006) 16
Tabla 4 Número equivalente modelo SETRA 30
Tabla 5 Clasificación de puentes peatonales (SETRA, 2006) 32
Tabla 6 Niveles de confort para aceleración vertical y longitudinal (SETRA, 2006) 33
Tabla 7 Niveles de confort para movimiento transversal (SETRA, 2006) 34
Tabla 8 Niveles de riesgo para vibración vertical y longitudinal (SETRA, 2006) 34
Tabla 9 Niveles de riesgo para vibración transversal (SETRA, 2006) 35
Tabla 10 Casos de carga (SETRA, 2006) 36
Tabla 11 Densidad peatonal Caso 1 (SETRA, 2006) 36
Tabla 12 Valores de cara dinámica – Caso 1 39
Tabla 13 Densidad peatonal Caso 2 (SETRA, 2006) 39
Tabla 14 Valores de cara dinámica – Caso 2 40
Tabla 15 Densidad peatonal Caso 3 (SETRA, 2006) 41
Tabla 16 Razones de amortiguamiento crítico (SETRA, 2006) 41
Tabla 17 Razones de amortiguamiento crítico para vibraciones de corta amplitud (SETRA, 2006) 43
Tabla 18 Razones de amortiguamiento crítico para vibraciones de mayor amplitud (SETRA, 2006) 44
Tabla 19 Valores de los coeficientes de Jangid para parámetros óptimos 49
Tabla 20 Dimensiones de la viga de acero longitudinal 59
Tabla 21 Modos de vibración puente sin carga peatonal 65
Tabla 22 Modos de vibración puente con carga peatonal 66
Tabla 23 Clasificación del riesgo de resonancia (T = Torsional) 68
Tabla 24 Cálculo de las cargas dinámicas peatonales 71
Tabla 25 Resumen de respuestas máximas – Carga dinámica SETRA 78
Tabla 26 Resumen de parámetros AMS 80
Tabla 27 Rpta. Máxima (m/s2) vs μ vs número de AMS – Modo 1 – Punto 20 82
Tabla 28 Rpta. Maxima vs μ vs num. AMS – M1-P40 84
Tabla 29 Rpta. Maxima vs μ vs num. AMS – M3-P20 85
Tabla 30 Rpta. Maxima vs μ vs num. AMS – M3-P40 86
Tabla 31 Tabulación de parametros de amortiguador 93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Artículo periodístico (Diario Correo, 2019) 2
Figura 2 Puente peatonal Los Próceres 3
Figura 3 Reacciones en los tres componentes de la fuerza de reacción pie-superficie (Andriacchi et al, 1977) 7
Figura 4 Estructura del prototipo de máquina para medición de carga peatonal 8
Figura 5 Frecuencia fundamental de puentes peatonales en función de la longitud 9
Figura 6 Respuesta del puente para valores de decremento logarítmico 11
Figura 7 Respuesta de un puente peatonal en función de la rigidez 12
Figura 8 Gráfica tiempo – historia de las fuerzas vertical, longitudinal y lateral para 1 peatón (Zivanovic, 2005) 13
Figura 9 Tipos de carga dinámica SETRA 18
Figura 10 Fuerza resultante para caminata (Fuente: SETRA, 2006) 19
Figura 11 Fuerza resultante vertical (kN) para 1, 2 y 3 componentes de la serie de Fourier 20
Figura 12 Fuerza resultante vertical en función del peso estático 20
Figura 13 Fuerza resultante vertical (kN) para distintas frecuencias de caminar 21
Figura 14 Fuerza resulta vertical en función del peso estático para distintas frecuencias de caminar 21
Figura 15 Fuerza resultante transversal (N) 23
Figura 16 Fuerza resultante longitudinal 24
Figura 17 Factor de impacto en función de la relación t_p/T_p (SETRA, 2006) 25
Figura 18 Fuerza resultante vertical (kN) para 1 persona corriendo 26
Figura 19 Modelo de puente con flujo de personas (SETRA, 2006) 28
Figura 20 Respuesta experimental de un grupo de personas aleatoriamente (SETRA, 2006) 28
Figura 21 Representación del número equivalente personas (SETRA, 2006) 29
Figura 22 Respuesta esperada del modelo equivalente de SETRA (SETRA, 2006) 29
Figura 23 Porcentaje de excedencia para el numero equivalente (SETRA, 2006) 30
Figura 24 Factor de reducción para personas caminando en sentido vertical y longitudinal (SETRA, 2006) 37
Figura 25 Factor de reducción para personas caminando en sentido transversal (SETRA, 2006) 37
Figura 26 Factor de reducción para personas caminando en sentido vertical y longitudinal (SETRA, 2006) 40

Figura 27 Factor de reducción para personas caminando en sentido transversal (SETRA, 2006) 40
Figura 28 Esquema de un dispositivo AMS (Casado et al, 2011) 45
Figura 29 Factor de amplificación dinámica para un sistema con y sin dispositivo AMS (Breman, 2008) 45
Figura 30 Modelo dinámico de un sistema primario con amortiguamiento (Connor, 2003) 46
Figura 31 Figura 4 Corte Disipador de Fluido Viscoso. (Fuente Constantinou, 1993) . 50
Figura 32 Lazos de histéresis para (a) un amortiguador viscoso; (b) un resorte y un amortiguador viscoso en paralelo (Chopra, 2014) 53
Figura 33 (a) Perdida de energía Ed en un ciclo de vibración armónica y de la energía de deformación máxima Esa. (b) Energía disipada ED en un ciclo de vibración armónica determinada experimentalmente (Chopra, 2015) 54
Figura 34 Ciclos de histéresis para amortiguadores viscosos para α = 1, 0.5 y 0.25... 55
Figura 35 Puente Los Próceres 58
Figura 36 Vista Inferior de la superestructura 60
Figura 37 Sección transversal puente Los Próceres 60
Figura 38 Definicion de la carga muerta w_{CM}=3.76kN/m 62
Figura 39 Configuración de los vectores de Ritz 63
Figura 40 Carga Viva Normativa w_{cv} = 0.98 kN/m 64
Figura 41 Modelo Puente Los Próceres SAP2000 64
Figura 42 Asignación de carga unitaria – Modo 1 72
Figura 43 Asignación de carga unitaria – Modo 2 73
Figura 44 Asignación de carga unitaria – Modo 3 73
Figura 45 Asignación de carga unitaria – Modo 4 73
Figura 46 Ciclos necesarios para amplitud máxima en función de ξ (Adaptado de Chopra, 2014) 74
Figura 47 Ubicación de los nudos de análisis 75
Figura 48 Respuesta máxima en los nodos 20 (5.187m/s^2) y 40 (3.174 m/s^2) – Modo 1 76
Figura 49 Respuesta máxima en los nodos 20 (0.546 m/s2) y 40 (0.089 m/s2) – Modo 2 77
Figura 50 Respuesta máxima en los nodos 20 (0.793 m/s2) y 40 (1.613 m/s2) – Modo 3 77
Figura 51 Respuesta máxima en los nodos 20 (0.141 m/s2) y 40 (1.214 m/s2) – Modo 4 77
Figura 52 Modelo del puente Los Proceres para un dispositivo AMS 81

Figura 53 Esquema de ubicación de los dispositivos AMS..... 81
Figura 54 Curvas de rpta. maxima vs num. AMS – Modo 1 Punto 20 mara distintas relaciones de masa..... 83
Figura 55 Curvas de rpta. maxima vs μ – M modo 1 – punto 20 para cada número de amortiguadores..... 83
Figura 56 Curvas de rpta. maxima vs num. AMS – Modo 1 Punto 40 84
Figura 57 Curvas de rpta. maxima vs μ – M modo 1 – punto 40 para cada número de amortiguadores..... 84
Figura 58 Curvas de rpta. maxima vs num. AMS – Modo 3 Punto 20 85
Figura 59 Curvas de rpta. maxima vs μ – Modo 3 – punto 20 para cada número de amortiguadores..... 86
Figura 60 Curvas de rpta. maxima vs num. AMS – Modo 3 Punto 40 87
Figura 61 Curvas de rpta. maxima vs μ – M modo 3 – Punto 40 para cada número de amortiguadores..... 87
Figura 62 Modelo con dispositivos de amortiguamiento viscoso 92
Figura 63 Ingreso de datos para el modelo “C 50 a 0.25” 94
Figura 64 Respuesta máxima Punto 20 – Modo 1 para α = 0.25, 0.50, 1.0..... 94
Figura 65 Respuesta máxima Punto 40 – Modo 1 para α = 0.25, 0.50, 1.0..... 95
Figura 66 Respuesta máxima Punto 20 – Modo 3 para α = 0.25, 0.50, 1.0..... 95
Figura 67 Respuesta máxima Punto 40 – Modo 3 para α = 0.25, 0.50, 1.0..... 96
Figura 68 Modelo reforzado con puntal K = 300 MN/m 97

RESUMEN

Las mejoras continuas de la ingeniería de materiales nos permiten diseñar cada vez puentes más ligeros y de mayor longitud. Sin embargo, a pesar de que los puentes peatonales pueden cumplir los estados de carga de servicio o resistencia, la normativa peruana no contempla una revisión de la respuesta vibratoria de los puentes peatonales bajo cargas de servicio. Esto ocasiona que muchas veces se tienen problemas de vibración una vez entren en funcionamiento. Mucho menos existen normas o criterios en caso este tipo de problemas se presenten. Así se tiene la presente investigación la cual empieza con una revisión del estado del arte sobre vibración de puentes peatonales. Luego se hace una un levantamiento de la estructura en campo que permitan obtener los datos suficientes para modelar la estructura y obtener sus propiedades dinámicas basados en un software de elementos finitos. Posteriormente se propone el control de las vibraciones incorporando amortiguadores de masa y como segunda alternativa usando amortiguadores viscosos. A partir de ambos diseños y los datos obtenidos se comparará la respuesta de ambas propuestas.

ABSTRACT

Continuous improvements in materials engineering allow us to design ever lighter and longer bridges. However, despite the fact that pedestrian bridges can comply with the service load or resistance states, Peruvian regulations do not contemplate a review of the vibration response of pedestrian bridges under service loads. This causes that many times there are vibration problems once they are in operation. Much less are there rules or criteria in case this type of problem arises. Thus, we have the present investigation which begins with a review of the state of the art on vibration of pedestrian bridges. Then a survey of the structure is made in the field to obtain sufficient data to model the structure and obtain its dynamic properties based on finite element software. Subsequently, the control of vibrations is proposed incorporating mass dampers and as a second alternative using viscous dampers. From both designs and the data obtained, the response of both proposals will be compared.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Los puentes peatonales, al igual que en el diseño de cualquier estructura, debe cumplir los requisitos de funcionalidad, factibilidad, durabilidad, económica y estética (Ottazzi, 2014). Los avances en las mejoras en los materiales, así como el estudio de sus propiedades nos permiten realizar puentes cada vez más ligeros, esbeltos y de mayor longitud. Sin embargo, un aumento de la longitud también influye en la rigidez del puente de tal forma que los problemas de vibración se pueden empezar a manifestar.

Los problemas de vibración en puentes no son recientes. Los primeros problemas de vibración registrados se producen en el siglo XIX con el colapso del puente Broughton, mientras que los primeros ensayos referidos a cuantificar la carga peatonal fueron en la década del 60. Sin embargo, no es hasta el si XXI con el famoso caso del Puente Millenium que el problema de la vibración empieza a tener importancia en la comunidad científica y se incluye la carga peatonal como una carga dinámica normativa además de criterios de confort relacionados a la respuesta de la estructura.

Muchos de estos estudios sirvieron de base a la normativa SETRA que estableció en su primera edición parámetros importantes para cuantificar la carga peatonal como una carga dinámica e incluso sugiere la implementación de amortiguadores desde la etapa de diseño con el fin de tener estructuras más esbeltas y ligeras.

Hoy en día ya hay algunas investigaciones sobre el uso de los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) en puentes peatonales como solución al problema de vibración, es decir como reparación a estructuras ya diseñadas sin estos dispositivos. Sin embargo, aún no se aplica en nuestro medio, ya sea por la falta de información, la tendencia en nuestro medio o solucionar el problema de vibración con estructuras demasiado rígidas, y por otro lado el coste adicional que implicación la fabricación de este tipo de dispositivos.

Tampoco hay, todavía, la tendencia en nuestro medio a tener luces más grandes. Basta con ver la tipología más común que es de vigas postensadas con pilares en el centro del puente. Tipología que es muchas veces limitada cuando no se dispone de espacios para colocar la cimentación de los pilares intermedios.

Pese a ello el problema de vibración si se da en nuestro medio. Ya sea por la tipología de puente utilizada o deficiencias constructivas y conceptuales de la estructura. Al respecto, existe en nuestro medio información sobre algunos ensayos de vibración ambiental o forzada realizados en puentes de Lima, pero no se tienen información sobre reforzamiento para controlar el problema.

Un caso conocido de vibración es el del puente Los Próceres (Figura 1), del cual se plantea su reforzamiento considerado amortiguadores de masa y de fluido viscoso con el fin de comparar la eficiencia en la respuesta del puente.

Malestar de vecinos por temor a colapso de puente peatonal (VIDEO)

Son las horas puntas del día y la noche los momentos en que el puente peatonal emite las vibraciones más fuertes

Figura 1 Artículo periodístico (Diario Correo, 2019)

1.2. Planteamiento del problema

El puente “Los Próceres” (Figura 2) está ubicado en la carretera Panamericana Sur en el límite entre los distritos de san juan de Miraflores y Surco. Se compone de 2 vanos que se apoyan sobre pórticos de concreto armado en cada apoyo, cada pórtico compuesto por 2 pilares de sección circular. Tiene una longitud total de 53.45 metros y una superestructura compuesta por 2 vigas metálicas longitudinales de peralte variable.

El puente actualmente tiene problemas vibratorios en la dirección vertical, lo que genera incomodidad y la percepción de inseguridad por parte de los peatones que transitan a diario por el puente. Más aun, la necesidad de revisión se hace importante

debido a la ubicación del puente en las afueras del centro comercial “Mall del Sur” porque lo que se considera un puente de alto tránsito.

Figura 2 Puente peatonal Los Próceres

Así, se propone como alternativas de solución para el control de las vibraciones usar amortiguadores de masa y amortiguadores de fluido viscoso en modelos independientes de tal forma de analizar la respuesta y poderlas comparar las diferencias en la respuesta.

1.3. Formulación de la hipótesis

Considerar el uso de amortiguadores de masa para controlar la vibración vertical y horizontal bajo cargas dinámicas peatonales en el puente Los Próceres es más eficiente que la incorporación de amortiguadores de fluido viscoso.

1.4. Objetivos

Objetivo general:

- Aportar al conocimiento del comportamiento vibratorio de puentes peatonales mediante el estudio de la respuesta dinámica bajo carga peatonal incorporando amortiguadores de masa y viscosos en el puente Los Próceres.

Objetivos específicos:

- Modelar y asignar cargas del puente Los Próceres usando un software de análisis estructural.

- Incorporar amortiguadores de masa sintonizada en el modelo del puente Los Próceres a fin de controlar la vibración vertical.

- Incorporar amortiguadores de fluido viscoso en modelo del puente Los Próceres a fin de controlar la vibración vertical.

- Comparar la respuesta dinámica ante carga peatonal en el puente Los Próceres entre los modelos considerando amortiguadores de fluido viscoso y de masa sintonizada.

1.5. Justificación

Sabemos que una estructura debe cumplir los requisitos de funcionalidad, factibilidad, durabilidad, económica y estética (Ottazzi, 2014). Sin embargo, los requisitos geométricos como los gálibos mínimos, las luces que se desean salvar y la separación entre vías de doble sentido pueden ser limitantes para una adecuada configuración estructural, sobre todo en dispositivos de luces mayores. Así el uso de AMS aumenta el universo de soluciones que se pueden optar.

1.6. Alcance

El puente a estudiar es el puente peatonal “Los Próceres”, puente construido de vigas metálicas de sección variable e infraestructura de pilares de concreto armado y sección circular. El puente es de 2 vanos, con una superestructura de viga contigua de 53.45 m de longitud en total y simplemente apoyado en sus extremos. Esta tipología ha sido usada en muchos puentes de la carretera Panamericana por lo que esta investigación puede usarse como referencia en puentes de similares características.

Se va a considerar en el análisis teórico la vibración vertical producida en el puente Los Próceres mediante los modelos de carga dinámica de la normativa SETRA. Para el modelamiento se utilizará el software SAP2000, de la empresa CSI, software que cuenta con respaldo en la comunidad de la ingeniería civil.

No se considera en el análisis vibraciones referidas a estados de carga viva que no abarquen el estado límite de servicio.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE

2.1. El problema de la vibración

El problema de vibración en puentes no es solo reciente. Si bien es cierto que las investigaciones respecto a vibración empiezan a partir de la década del 60 con Harper, el problema viene ya de antes. Uno de los casos más antiguos registrados se atribuye hacia el año 1831 con el colapso del puente Broughton en Londres mientras 74 soldados lo cruzaban (Moya, 2015). Se cree que este caso dio origen la famosa instrucción de que los soldados deben romper fila cuando cruzan un puente (Tilly et al, 1984). Otro caso conocido se produjo en la década de los 90', y fue el caso del T-bridge en Japón, puente que experimentaba desplazamientos de hasta 1cm cuando era cruzado por una multitud de personas.

Sin embargo, no fue hasta los casos conocidos de los puentes Solferino en Paris y el puente Millenium en Londres donde se empezaron a realizar investigaciones minuciosas sobre la vibración de pasarelas y confirmó la existencia del fenómeno de sincronización forzada o "lock in" (SETRA, 2006). A partir de estas investigaciones se obtuvieron datos que fueron la base para la guía técnica de SETRA sobre vibración de pasarelas además que esta guía considera el uso de amortiguadores de masa a fin de obtener puentes más esbeltos y ligeros.

Así, los puentes Solferino y Millenium fueron de los primeros puentes reforzados con estos amortiguadores y han demostrado ser soluciones óptimas, sin embargo, el hecho de no considerar un adecuado modelo de carga en la etapa de diseño y el posterior reforzamiento aumentó el costo de la estructura.

Los problemas de vibración, a pesar de no ser recientes, obedecen a que con el tiempo se obtuvo un conocimiento más amplio de los materiales. Esto permitió a los ingenieros diseñar estructuras cada vez más esbeltas y ligeras. Esto sumado a la tendencia de diseñar con luces cada vez mayores conducen a menores frecuencias naturales y una mayor sensibilidad a cargas dinámicas (Ortiz, 2013).

En nuestro medio, el problema de vibración en puentes peatonales no es muy frecuente, esto porque nuestras estructuras generalmente son muy rígidas y de vanos relativamente cortos, esto aleja a los puentes del rango de frecuencias de los peatones evitando así caer en valores altos de amplificación dinámica. La falta de bibliografía en nuestro medio respecto a problemas de vibración hace que no se consideren otras

tipologías estructurales y que el problema de vibración sea cubierto mediante el incremento de la rigidez y no más bien mejorar la respuesta dinámica.

2.2. Estudios previos para cuantificar la carga peatonal

Si clasificamos los tipos de cargas de diseño para puentes peatonales tenemos que pueden estáticas o dinámicas. Revisaremos a continuación cada uno de ellos.

2.2.1. Modelos de carga estática

Estos modelos de cargan representan a los peatones mediante cargas distribuidas uniformes que no dependen del tiempo ni de la ubicación de la carga. En nuestro medio, el diseño de puentes está regulado por el Manual de Puentes del MTC, que está basado en normativa AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (American Association of State Highway and Transportation Officials) y en el LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN OF PEDESTRIAN BRIDGES. Esta normativa modela a los peatones como carga estática uniforme de 90 lbf/ft^2 (4.309 kN/m). Sin embargo, al ser estática no permite evaluar la respuesta del puente en términos de aceleración. En el capítulo 3 se analizarán los criterios de la normativa AASHTO para regular el problema de vibración en puentes peatonales.

2.2.2. Estudios previos sobre carga dinámica peatonal

Los primeros ensayos para cuantificar la fuerza peatonal se realizaron en la década de 1960. Los experimentos para este fin generalmente se realizaron sobre plataformas y circuitos cerrados de tal forma que se mantenga un flujo continuo de peatones.

A continuación, se muestran alcances de las primeras investigaciones realizadas.

a) Andriacchi (1977)

De los primeros ensayos referidos a cuantificar la frecuencia y la carga peatonal se tiene a Andriacchi. Se sabe que la frecuencia de caminar es una característica propia de cada peatón que depende de muchas variables como el paso y la velocidad, es así que Andriacchi incluye en su data a un universo de personas basado en talla, peso y edad. Su muestra también incluyo personas sin problemas de salud, con patologías y con discapacidad; incluso las distribuye según el tiempo a partir de su última operación. Se puede observar que era un universo de personas muy completo, aunque es posible que la cantidad no era suficiente para una adecuada confiabilidad.

De esta muestra se obtuvieron velocidades promedio de personas, así como longitudes de pasos para cada tipo de persona en función de la velocidad. Para resumir el comportamiento de estos peatones se observa la Figura 3 donde se tienen las 3 direcciones de fuerzas de en función del tiempo. En ese entonces era más estudiado las fuerzas de las personas individualmente, esto con el fin de medir las caminatas continuas de varios pasos como una función del tiempo (Ortiz, 2013)

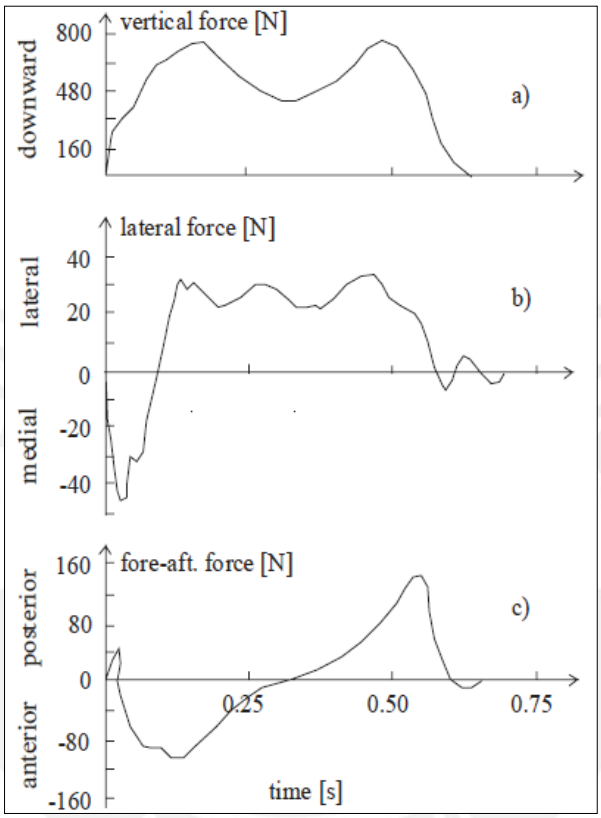


Figura 3 Reacciones en los tres componentes de la fuerza de reacción pie-superficie (Andriacchi et al, 1977)

b) Skorecki (1966)

El objetivo de Skorecki fue cuantificar las fuerzas producidas por los peatones en sus 3 componentes (vertical, horizontal y longitudinal), Para ello se basó en un prototipo de maquina diseñado por Charnley la cual existía en el Centre for Hip Surgery at Wrightington Hospital (Skorecki, 1966). Estimó que para producir mediciones del orden del 1% de precisión debía considerar una frecuencia de respuesta desde 0 hasta 30 ciclos por segundo. Para registrar esta precisión se tuvo que considerar muchos parámetros como el peso de los peatones, componentes de fuerza y datos de la plataforma como luces, peso y rigidez.

La Figura 4 da un esquema general del prototipo de máquina.

A. Vigas principales.

B. Placa transversal

E. Losa de concreto

M. Viga Canal (guía)

N. Viga longitudinal “backbone”

Q. Sellado de placas de laberinto

T. Dinamómetros

V. Plataformas de magnesio

Y. Banda de caucho

Z. Muro divisorio retractable.

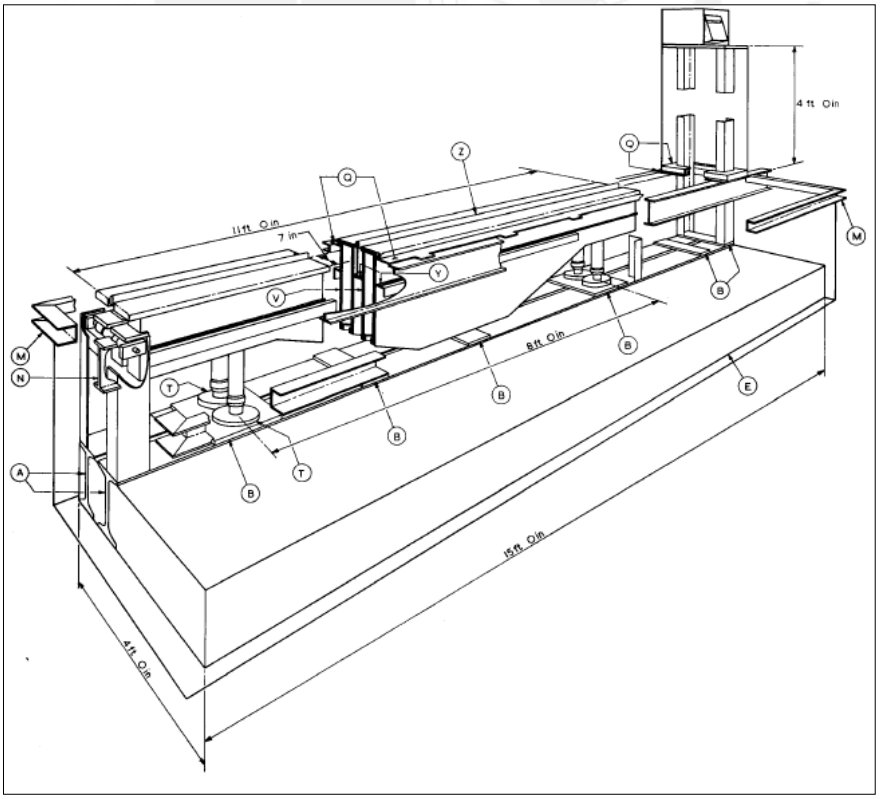


Figura 4 Estructura del prototipo de máquina para medición de carga peatonal

(Skorecki, 1966)

c) Bachmann (1995)

Bachmann realizo, junto a su grupo técnico una guía técnica donde muestra un compendio de conocimientos alcanzados hasta ese momento sobre problemas de vibración en estructuras. En la guía técnica se analizan distintas fuentes de vibración como personas, maquinarias, viento, tráfico y cargas de construcción.

Bachman establece la frecuencia de caminata peatonal en 2Hz con una desviación estándar de 0.175, esto se puede interpretar como que el 50% de peatones camina con ratios entre 1.9 y 2.1 Hz o que el 95% de los peatones caminan a una frecuencia entre 1.65 Hz y 2.35 Hz.

También realizó un estudio de la frecuencia de vibración natura de 67 puentes peatonales (Figura 5) y los agrupó según el material predominante en su estructura.

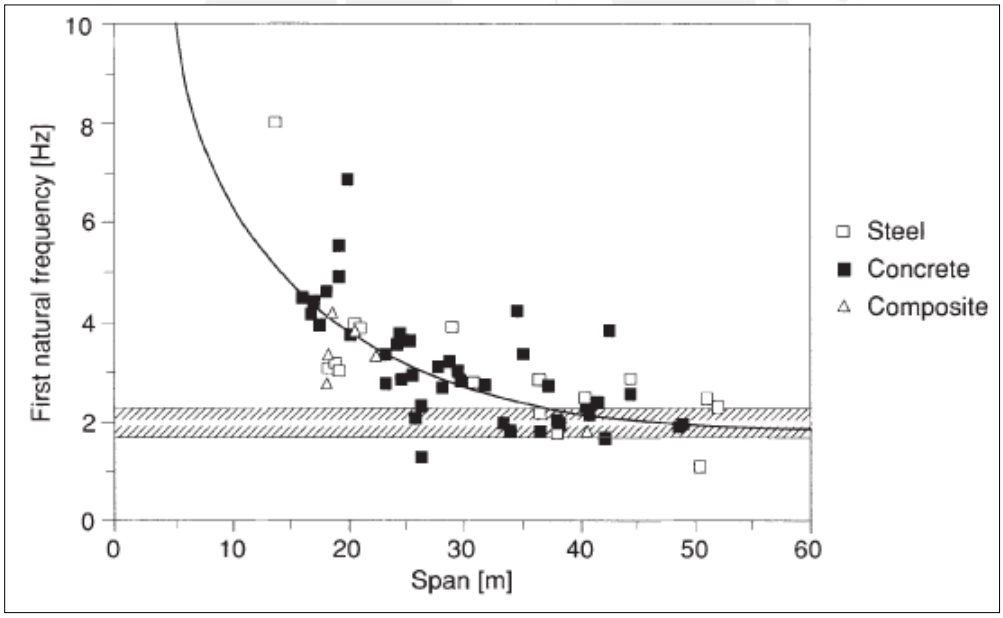


Figura 5 Frecuencia fundamental de puentes peatonales en función de la longitud

(Bachmann et al., 1995)

Tomando toda la data estableció la frecuencia promedio de un puente en función de su longitud como:

$$f_1 = 33.6 \times L^{-0.73} \quad (1)$$

Donde:

L : Longitud del vano del puente entre 2 apoyos contiguos (m)

f_1 : Frecuencia fundamental

Sin embargo, se puede observar la excesiva dispersión en los datos así que convenientemente los agrupo por tipologías según el material empleado, así se obtienen formulas empíricas para determinar la frecuencia fundamental, como se ve en la Tabla 1.

Tabla 1 Estimación de frecuencias empíricas en puentes peatonales

(Bachmann et al., 1995)

Material empleado	**Formula empírica**
Concreto	$f_1 = 39 \times L^{-0.73}$
Steel	$f_1 = 35 \times L^{-0.73}$
Compuesto (con la advertencia de que se consideró únicamente la data de 6 puentes)	$f_1 = 42 \times L^{-0.73}$

Considerando que el rango de frecuencias para el caminar peatonal esta entre 1.65 Hz y 2.35 Hz se observa que los problemas de vibración pueden aparecer a partir de los 25 m de longitud en puentes de concreto y los 35m de longitud en puentes de acero.

Otro alcance que se da en la guía técnica es el amortiguamiento en puentes peatonales. Dado que los puentes peatonales son estructuras muy esbeltas y de poca rigidez tienen muy poca razón de amortiguamiento, debido a esto son muy susceptibles a acumular vibraciones. A partir de la data de 43 puentes peatonales en el Reino Unido agrupados por tipología según material se pudo determinar factores de amortiguamiento promedio (Tabla 2).

Otro parámetro tomado en cuenta es la aceleración respecto al amortiguamiento. Si consideramos una aceleración límite de 0.7 m/s^2 como aceptable se observa que los problemas de vibración tienden a no ocurrir para

factores de amortiguamiento superiores a 0.006 lo que equivale a razones de decremento logarítmico de 0.04 (Figura 6).

Tabla 2 Valores comunes de factor de amortiguamiento en puentes

(Bachmann et al., 1995)

	Factor de amortiguamiento ξ		
Tipo de estructura	**mínimo**	**promedio**	**máximo**
Concreto Reforzado	0.008	0.013	0.020
Concreto Presforzado	0.005	0.010	0.017
Compuesto	0.003	0.006	-
Acero	0.002	0.004	-

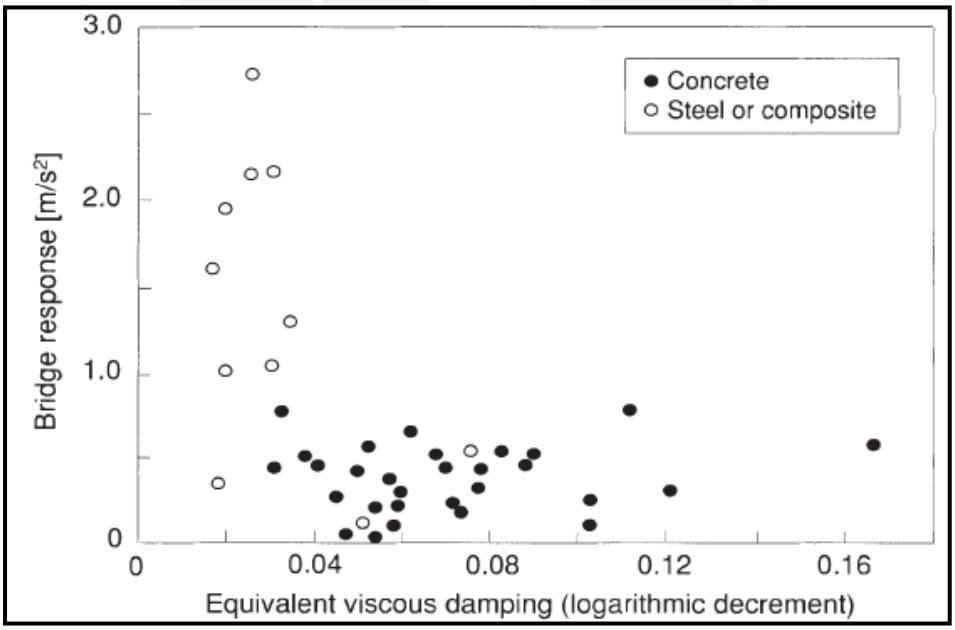


Figura 6 Respuesta del puente para valores de decremento logarítmico

(Bachmann et al., 1994)

Bachmann también relaciono la respuesta del puente en función de la rigidez (Figura 7). De la data se tiene que la rigidez típica de un puente peatonal se tiene que la rigidez típica está en un rango entre 2 kN/mm (2.04 tnf/cm) y 30 kN/mm (30.59 tnf/cm). Sí

consideramos la aceleración limite como 7m/s^2 se tiene que los problemas de vibración generalmente no se manifiestan para valores superiores a 8kN/mm (8.16 tnf/cm).

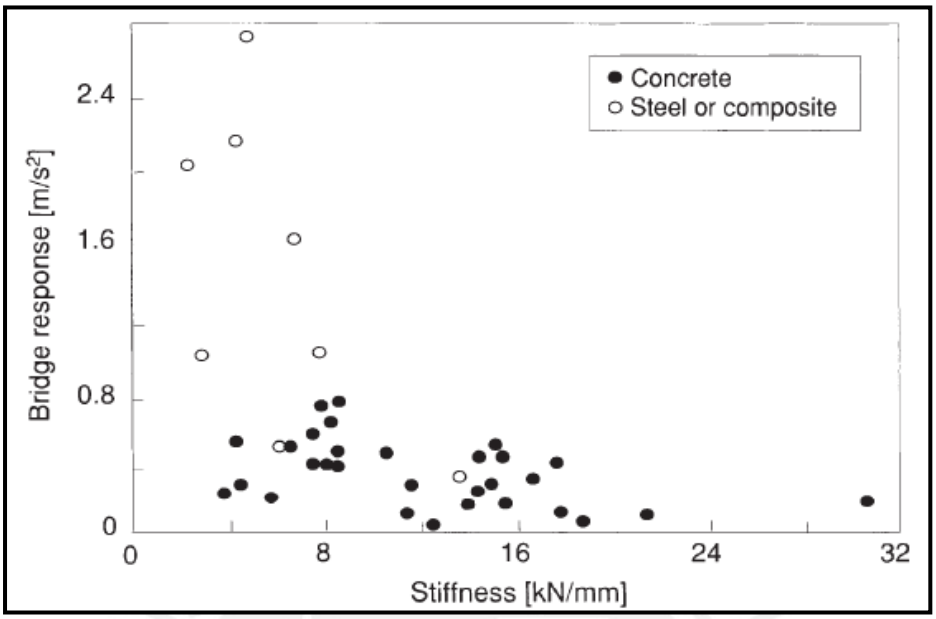


Figura 7 Respuesta de un puente peatonal en función de la rigidez

(Bachmann et al., 1994)

Se puede notar el valor tomado como límite por Bachmann es de 0.7m/s^2. Hacia 1995 no había muchos códigos que consideraban el control la aceleración como respuesta peatonal. Uno de estos códigos era la normativa inglesa con su código BS 5400 que indicaba la aceleración para estado límite de servicio en función de la frecuencia fundamental del puente, de manera análoga a un análisis espectral.

$$a_{lim} = 0.5 \times {f_1}^{0.5} (\frac{m}{s^2}) \quad (2)$$

Donde f1 es la frecuencia fundamental que debe ser menor a 5Hz. Debido a que la frecuencia promedio de un peatón está en 2 Hz, se puede considerar que un puente con probabilidad de problemas de vibración tiene una frecuencia fundamental de ese valor. Reemplazando tenemos:

$$a_{lim} = 0.5 \times 2^{0.5} \left(\frac{m}{s^2}\right) = 0.707 (\frac{m}{s^2}) \quad (3)$$

Que coincide con el valor limite mostrado anteriormente. Mas adelante se observará que SETRA considera un confort promedio entre 0.5 y 1 m/s^2, pudiéndose tomar como valor objetivo en los diseños de puentes 0.75 m/s^2.

d) Zivanovic (2005)

Zivanovic, Pavic y Reynolds hacen una recopilación de la literatura respecto a la vibración de puentes por excitación de carga peatonal. Se hace una crítica respecto a los estudios anteriores presentados. Si bien es cierto que se prestó atención al universo de personas, las mediciones realizas por otros autores se enfocaban principalmente en el movimiento vertical. Sin embargo, ya se sabía que la frecuencia lateral es la mitad que la frecuencia inducida vertical y longitudinal, a partir de esto se puede construyó la gráfica de fuerza lateral asumiendo el movimiento peatonal como una función periódica (Figura 8).

2.3. Fenómeno de Lock-in

Lock-in es el fenómeno por el cual 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 (SETRA, 2006)

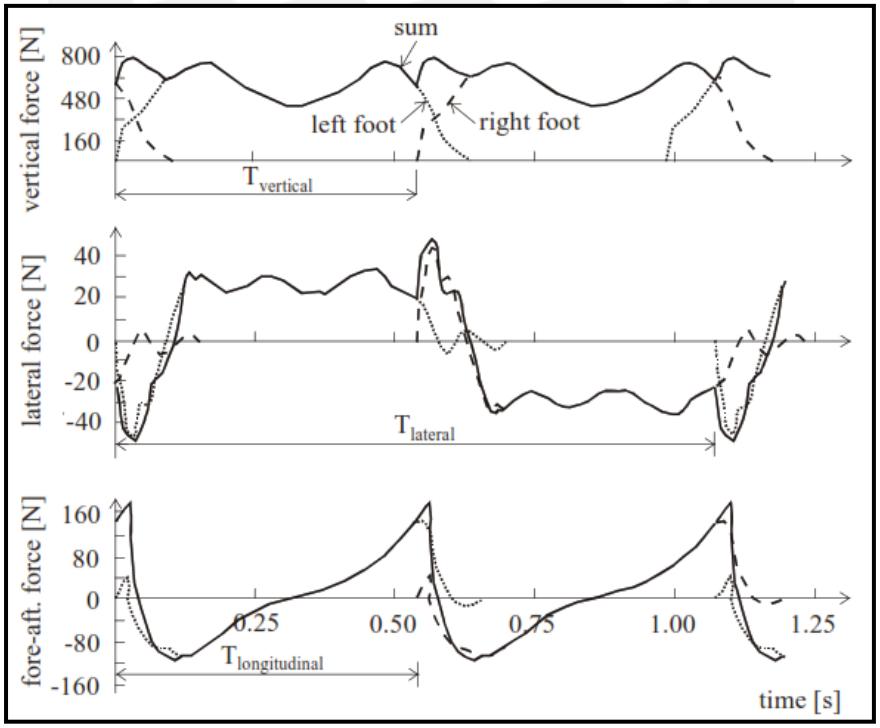


Figura 8 Gráfica tiempo – historia de las fuerzas vertical, longitudinal y lateral para 1 peatón (Zivanovic, 2005)

Se sabe que los casos de lock-in tienen que ver más con los movimientos transversales del puente (SETRA, 2006). EL fenómeno se produce cuando el peatón siente las vibraciones del puente y su respuesta, instintivamente, es adaptarse a las frecuencias de vibración del puente. Esta reacción natural de los peatones de igualar la frecuencia de la carga excitadora a la frecuencia natural del puente hace que se alcance la resonancia.

Sin embargo, este fenómeno difícilmente representa un algún peligro estructural para el puente. Primero porque las vibraciones reales son mucho más débiles y segundo, el hecho de que en el caso el movimiento sea excesivo y el peatón no pueda colocar su mejor pie hacia adelante tiene que dejar de caminar y el fenómeno ya no continúa evolucionando (SETRA, 2006). Por otro lado, también se da el caso de que teóricamente el incremento de la amplitud del movimiento continua en el tiempo, sin embargo, el tiempo de excitación del puente por la carga peatonal es finito, es decir, el peatón termina de abandonar el puente por lo que el fenómeno no llega a desarrollarse. En el capítulo 3.4 se darán los aspectos teóricos de este fenómeno.

CAPÍTULO 3. MARCO CONCEPTUAL

3.1. Modelo de carga estática – AASHTO

De manera general las normativas actuales proponen evitar que la frecuencia fundamental de los puentes esté dentro de los intervalos normativos de frecuencia típicos de los peatones tanto para caminar y correr (Huergo, 2016). Así tenemos la normativa AASHTO que limita la frecuencia vertical sin carga peatonal a 3Hz como mínimo y la frecuencia transversal por encima de 1.3 Hz.

En cuanto al valor de la sobrecarga peatonal, esta se representa por una carga constante de 4.31 kPa, que no se considera en el cálculo de la masa modal ni en la respuesta dinámica del puente. Únicamente se aplica esta carga para el cálculo de la respuesta del puente a los estados límite de diseño.

Cuando en la dirección vertical no se cumple ese criterio, SETRA considera un criterio adicional, donde la frecuencia vertical debe ser mayor que la siguiente identidad:

$$f \geq 2.86 \cdot \ln\left(\frac{180}{W}\right) \tag{4}$$

O también expresado de la forma:

$$W \geq 180 \cdot e^{-0.35 \cdot f} \tag{5}$$

Donde:

W : Peso de la superestructura (kips)

f : frecuencia vertical (Hz)

Se puede traducir este criterio como que, en estructuras de baja rigidez y frecuencia pueden tener una masa suficiente que no es necesario que cumpla el criterio límite de vibración.

3.2. Modelo de carga dinámica – SETRA

Para el análisis del puente en la presente tesis se considera la carga dinámica normativa de la normativa SETRA. De la cual se describirá a continuación los criterios que propone la normativa en su guía técnica: “Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges Under Pedestrian Loading”.

En general, una carga estática se define como una carga constante o de muy poca variación en el tiempo (carga cuasi-estatica). De ahí que se considera el modelo de carga AASHTO como estática. Por otro lado, las cargas dinámicas pueden diferenciarse por cargas armónicas o sinusoidales, periódicas, aleatorias y de pulso (corta duraciones). La carga peatonal por si misma tiene una naturaleza variante en el tiempo y puede ser considerada como periódica (SETRA, 2006), como se verá a mayor detalle más adelante.

Otra característica importante de la carga dinámica peatonal es su baja intensidad, es decir en estructuras muy masivas o rígidas, el fenómeno de vibración difícilmente llega a ser un problema. De ahí que la normativa AASHTO considera la revisión de la masa del puente como alternativa a no cumplir con los valores mínimos de frecuencia fundamental.

La normativa SETRA representa la carga de un peatón como una fuerza puntual ejercida sobre el soporte, que varía en función del tiempo y la posición del peatón. Tal como se podía observar en el estudio de Andriacchi existen muchos factores propios de cada peatón como las características propias del paso, características psicológicas o el tipo de contacto entre el peatón y la superficie, sin embargo, medidas y ensayos experimentales demostraron que el caminar se puede representar como un movimiento del tipo periódico con una característica fundamental en común: la frecuencia (SETRA, 2006). Así, SETRA ha estimado un rango de frecuencias para caracterizar el movimiento del peatón, como se muestra en la Tabla 3:

Tabla 3 Rango de frecuencias para el movimiento peatonal (SETRA, 2006)

Tipo de movimiento	Características	Rango de Frecuencia (HZ)
Caminar	Contacto continuo del peatón con el suelo	1.6 – 2.4
Correr	No hay contacto continuo del peatón con la superficie	2.0 – 3.5

Así, SETRA considera que la carga dinámica peatonal se puede describir como una función gaussiana de media 2Hz y desviación estándar de 0.175 a 0.22.

Para representar esta carga dinámica, como se dijo anteriormente la carga peatonal se puede describir como una función periódica F(t), en consecuencia, se puede representar como una suma de armónicos en una serie de Fourier. Una serie de Fourier

es una sumatoria infinitiva de funciones periódicas básicas como senos y cosenos que convergen hacia la función periódica original. Como se sabe las series de Fourier f(x) para una función de periodo T tiene la siguiente forma:

$$f(x) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty}[a_n \cos(n\omega_0 x) + b_n \sin(n\omega_0 x)] \quad (6)$$

Donde:

$$\omega_0 = \frac{2\pi}{T} \quad (7)$$

$$a_0 = \frac{1}{T/2}\int_{-T/2}^{T/2} f(x)dx \quad (8)$$

$$a_n = \frac{1}{T/2}\int_{-T/2}^{T/2} f(x)\cos(n\omega_0 x)\,dx \quad (9)$$

$$b_n = \frac{1}{T/2}\int_{-T/2}^{T/2} f(x)\sin(n\omega_0 x)dx \quad (10)$$

En general SETRA, como otras normativas, coinciden en esta metodología. Sin embargo, según autores difieren de la manera de obtener la calibración de los coeficientes de Fourier. En esta investigación se está usando el modelo de SETRA para la aplicación de carga dinámica por lo que se hará énfasis los coeficientes planteados por esta norma.

Así, se tiene la carga peatonal como:

$$F(t) = G_0 + G_1 \sin(2\pi f_m t + \sum_{n=2}^{n} G_i \sin(2\pi i f_m t - \varphi_i) \quad (11)$$

Donde:

G_0 : fuerza estática, es decir el componente vertical del peso de un peatón, como valor promedio = 700kN.

G_1 : amplitud del primer armónico

G_i : amplitud del i-ésimo armónico

f_m : frecuencia de caminar del peatón

φ_i : ángulo de fase del i-ésimo armónico en relación al primero

n : número de armonios tomados en cuenta

De acuerdo a la normativa SETRA, existen 2 tipos de carga dinámica peatonal bien definidos: caminado y corriendo. En el primer caso el peatón siempre tiene los 2 pies en el suelo. En el segundo caso, cuando la persona aplica la fuerza de un pie, el pie anterior ya dejo el contacto con el suelo (SETRA, 2006) como se observa en la Figura 9.

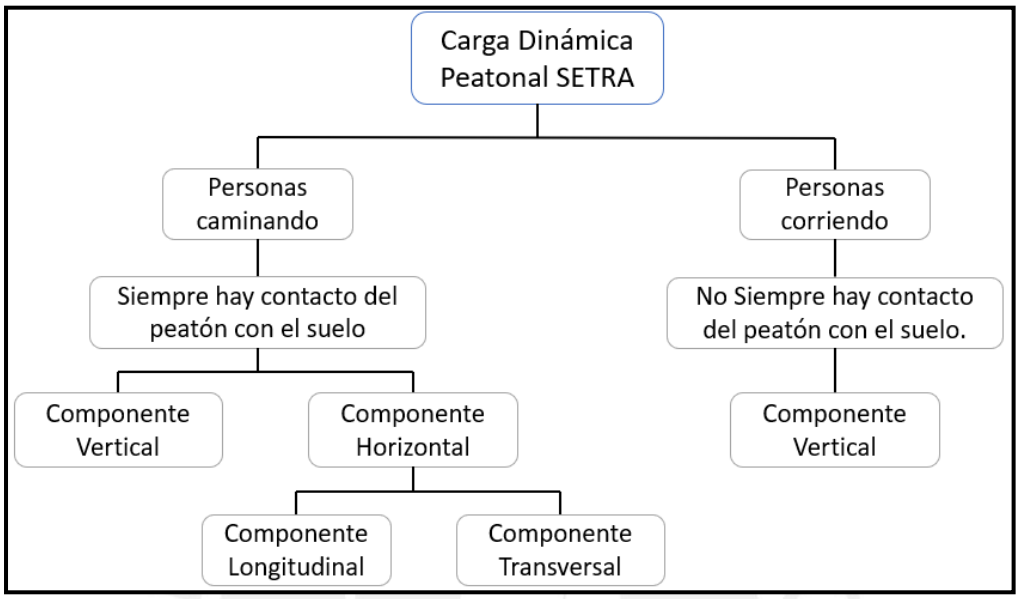


Figura 9 Tipos de carga dinámica SETRA

3.2.1. Modelo dinámico para personas caminando

Se caracteriza por el contacto continuo de ambos pies de los peatones con la superficie del puente (SETRA, 2006).

3.2.1.1. Componente vertical

En la componente vertical se observan 2 picos en cada ciclo (Figura 10). El primer ciclo corresponde al golpeo del talón mientras el segundo pico a la parte delantera del pie, cuya forma tiende a desaparecer y aproximarse a una cura sinusoidal cuando el peatón incrementa la velocidad (se aproxima a la frecuencia de correr).

SETRA (2006) considera que la carga vertical se realiza a un promedio de 2Hz y una desviación estándar de 0.20 Hz. Para esta media de los valores de la transformada de Fourier como:

$$G_1 = 0.4 \times G_0 \; ; \; G_2 = G_3 \approx 0.1 \times G_1$$

$$\varphi_2 = \varphi_3 = \frac{\pi}{2}$$

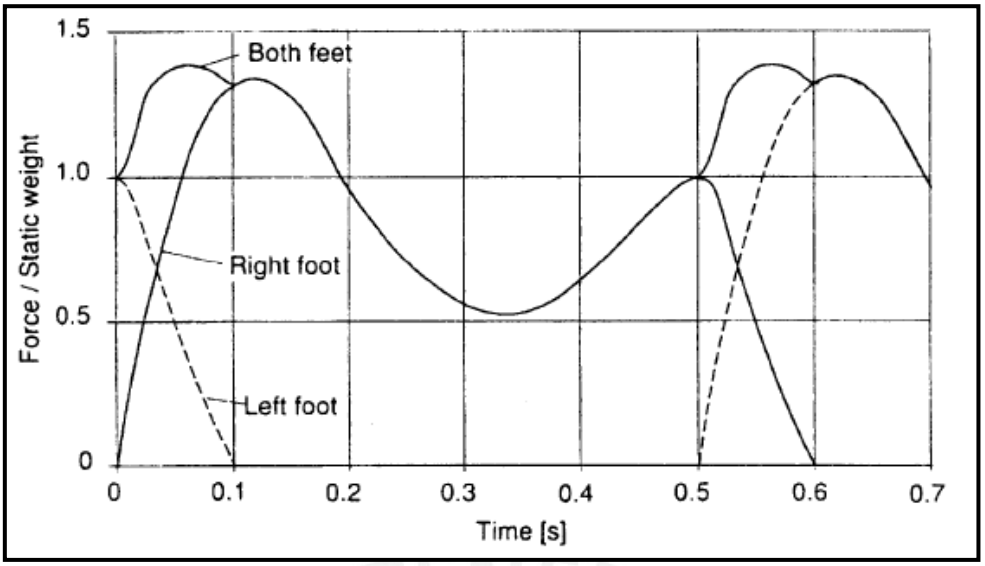


Figura 10 Fuerza resultante para caminata (Fuente: SETRA, 2006)

Donde G_0 es el peso estático promedio de una persona, que para la normativa SETRA considera un valor de 700 kN.

Graficando tenemos:

Fuerza estática (componente vertical para el peso de un peatón): $G_0 = 700N$

Amplitud del primer armónico: $G_1 = 0.4 \times G_0 = 280N$

Amplitud del segundo armónico: $G_2 = 0.1 \times G_0 = 70N$

Amplitud del tercer armónico: $G_3 = 0.1 \times G_0 = 70N$

Frecuencia vertical peatonal promedio $f_m = 2Hz$

Ángulo de fase del segundo término en relación al primero $\varphi_2 = \frac{\pi}{2}$

Ángulo de fase del tercer término en relación al primero $\varphi_3 = \frac{\pi}{2}$

A partir de los datos anteriores se calculan las series de Fourier para 1, 2 y 3 armónicos y se grafica las series (Figura 11).

$$F_1(t) = G_0 + G_1 \sin(2\pi f_m t) \quad (12)$$

$$F_2(t) = G_0 + G_1 \sin(2\pi f_m t) + G_2 \sin(2\pi f_m t + \varphi_2) \quad (13)$$

$$F_3(t) = G_0 + G_1 \sin(2\pi f_m t) + G_2 \sin(2\pi f_m t + \varphi_2) + G_3 \sin(2\pi f_m t + \varphi_3) \quad (14)$$

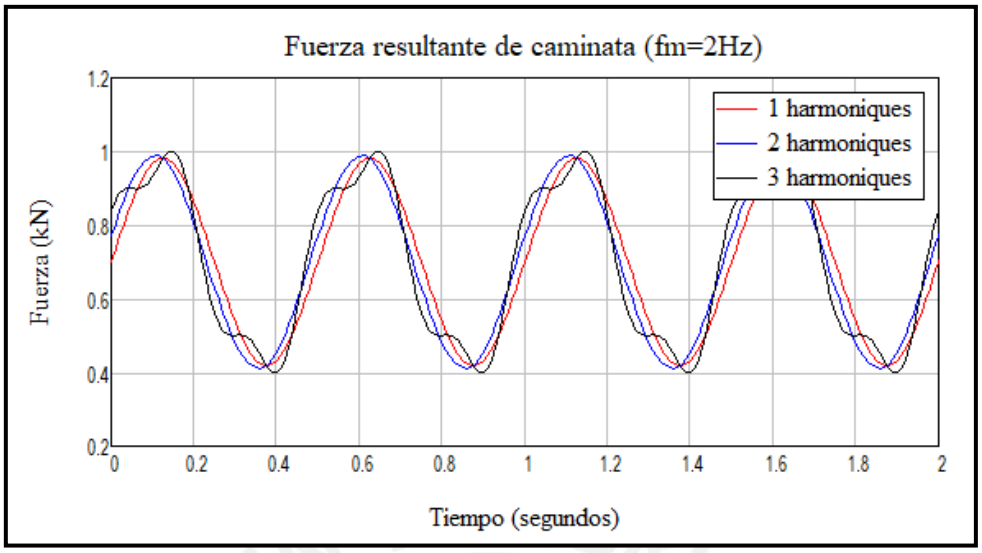


Figura 11 Fuerza resultante vertical (kN) para 1, 2 y 3 componentes de la serie de Fourier

Se observa que la gráfica anterior sigue la forma de la gráfica propuesta en la guía técnica de SETRA. Además, se observa que los términos más allá del segundo armónico son poco precisos debido a la incertidumbre durante la toma de medidas y por las diferencias entre un peatón y otro (SETRA, 2006). Este criterio es muy importante, como se verá más adelante, la mayoría de normas en general considera únicamente el primer armónico para representar la fuerza dinámica de un peatón. En la Figura 12 se observa la fuerza ejercida con un peatón como un factor del peso estático de 1 peatón.

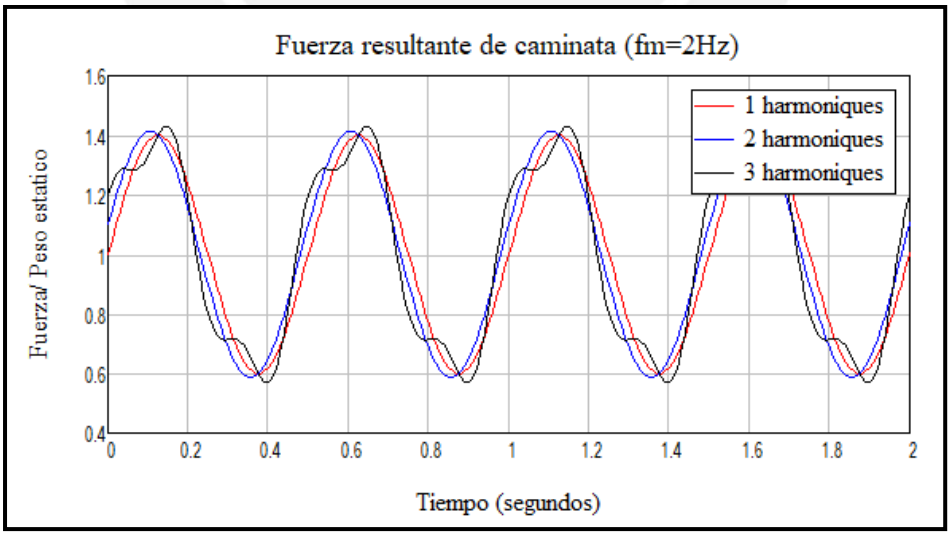


Figura 12 Fuerza resultante vertical en función del peso estático

Sin embargo, también se puede tomar frecuencias más rápidas de caminata para fines comparativos. Esto implica que se haga un ajuste en los valores de los coeficientes

de Fourier. Por ejemplo, SETRA considera $G_1 = 0.5G_0$ para una frecuencia de 2.4 Hz. Del mismo modo, SETRA también considera caminatas de menor frecuencia. Así tenemos para una caminata lenta (1Hz) un valor para G_1 de $0.1G_0$. Es decir, a caminatas de menor frecuencia (menor velocidad) disminuye la fuerza vertical de la carga dinámica peatonal. Si comparamos la fuerza vertical peatonal para cada tipo de frecuencia en una misma grafica tendremos la gráfica de la Figura 13.

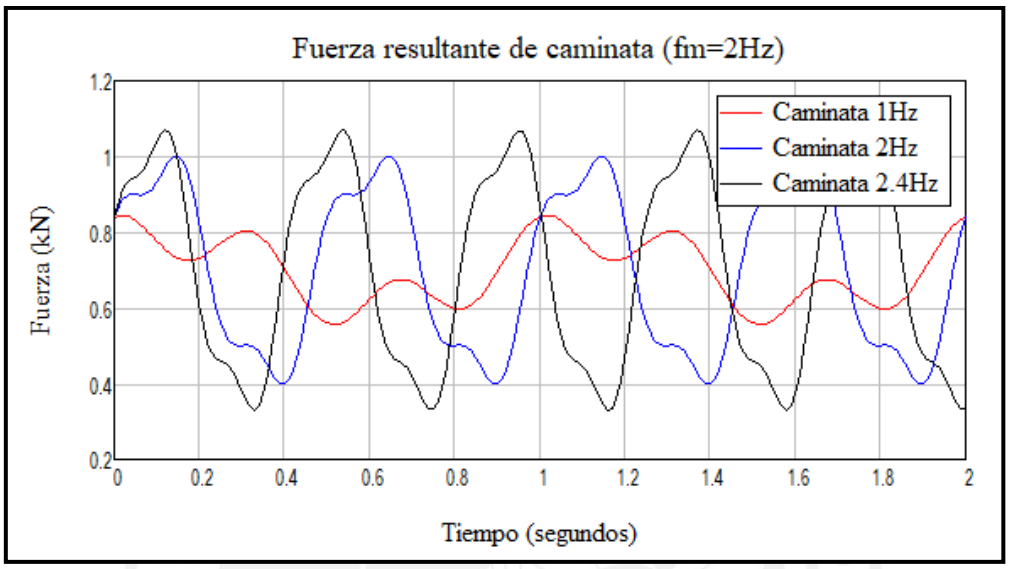


Figura 13 Fuerza resultante vertical (kN) para distintas frecuencias de caminar

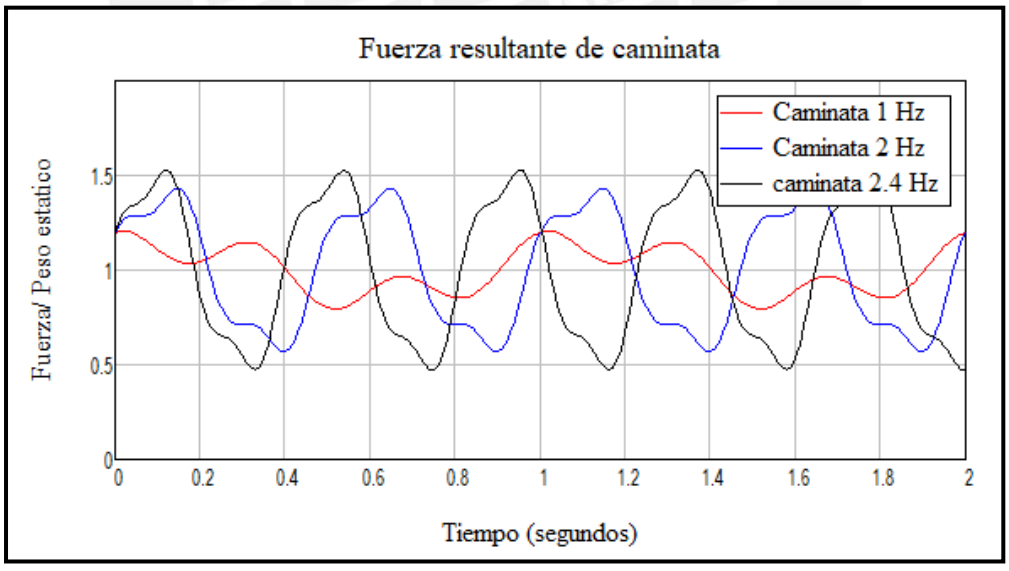


Figura 14 Fuerza resulta vertical en función del peso estático para distintas frecuencias de caminar

En las figuras 13 y 14 se observa la línea negra como la caminata con 3 armónicos, para un fm de 2Hz. La intensidad aumenta a medida que se aumenta la frecuencia y tiende a ser constante a medida que la velocidad del peatón disminuye.

3.2.1.2. Componente Horizontal

La componente horizontal de la carga peatonal es de menor intensidad, sin embargo, no debe ser descuidada ya que puede ser una fuente de problemas debido a la sensibilidad de las personas al movimiento lateral (SETRA, 2006). El cambio de pie en el movimiento peatonal hace que la frecuencia de la carga horizontal sea la mitad de la frecuencia vertical, por ejemplo, 1Hz para un f_m = 2Hz (SETRA, 2006). Así las frecuencias consideradas en la transformada de Fourier serían fm/2, fm, 3fm/2 que modifican serie de la siguiente forma:

$$F(t) = \sum_{i=1/2}^{n} G_i \sin(2\pi i f_m t) \tag{15}$$

Nótese que SETRA ha omitido el ángulo de fase por tener un valor cercano a 0. Y que la componente horizontal tampoco considera una parte estática (G0). Sabemos también que la fuerza horizontal tiene 2 componentes: transversal y longitudinal.

3.2.1.3. Componente transversal

La componente transversal tiene como frecuencia la mitad de la frecuencia vertical. La componente transversal considera los siguientes valores para los primeros 4 armónicos de la serie de Fourier.

$$G_{1/2} = G_{3/2} = 0.05 \times G_0 \quad ; \quad G_1 = G_2 = 0.01 G_0$$

Como se observa el valor es mucho menor que la componente vertical, sin embargo, esta menor frecuencia coincide muchas veces con la frecuencia natural del puente especialmente en puentes de menor rigidez o de mayor longitud. En la Figura 15 se grafica la serie de Fourier para el movimiento transversal hasta 4 armónicos.

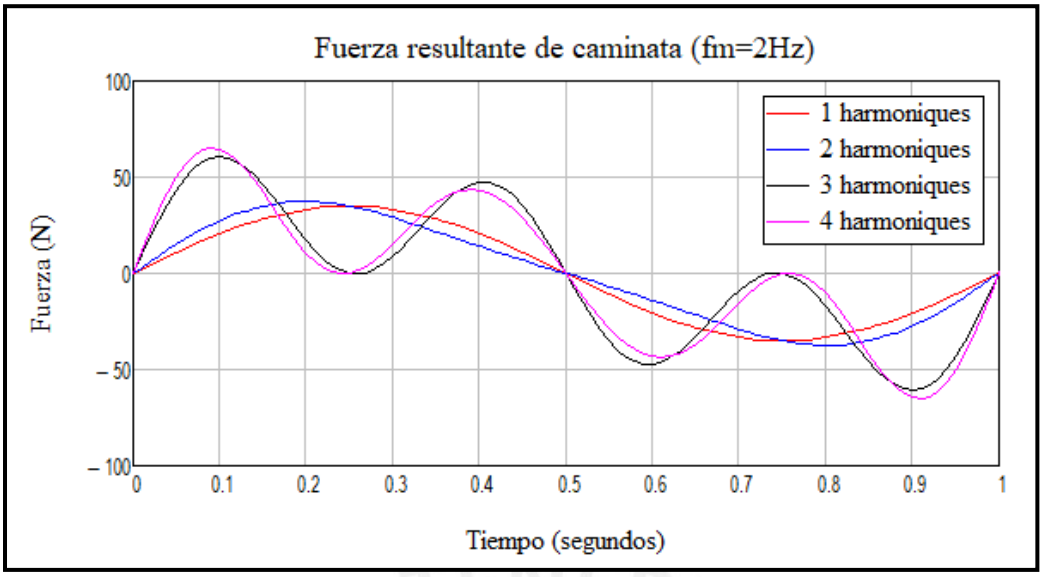


Figura 15 Fuerza resultante transversal (N)

3.2.1.4. Componente longitudinal

La componente vertical tiene la misma frecuencia que la fuerza vertical debido a que se manifiesta con cada pie (fm = 2 Hz). Sin embargo, esta componente difícilmente influye en el fenómeno de vibración del puente por la condición de apoyo fijo en la mayoría de los puentes peatonales. Sin embargo, si puede darse en puentes con pilares muy flexibles o puentes colgantes donde la restricción horizontal tiene una constante elástica sensible a la fuerza peatonal. Así tenemos para los coeficientes de Fourier:

$$G_{1/2} \approx 0.04 \times G_0 \quad ; \quad G_1 = 0.2 \times G_0 \quad ; \quad G_{3/2} = 0.03 G_0 \quad ; \quad G_2 = 0.1 \times G_0$$

Se puede graficar de la misma manera que los anteriores sentidos de oscilación:

Fuerza estática (componente vertical para el paso de 1 peatón) $G_0 = 700N$

Amplitud del primer armónico $G_{1/2} = 0.04 \times G_0$

Amplitud del segundo armónico $G_1 = 0.2 \times G_0$

Amplitud del tercer armónico $G_{3/2} = 0.03 \times G_0$

Amplitud del cuarto armónico $G_2 = 0.1 \times G_0$

Frecuencia promedio $f_m = 2Hz$

Se muestran a continuación las series de Fourier de 1 hasta 4 armónicos y la gráfica de estas series en la Figura 16.

$$F_{1arm}(t) = G_{1/2}\sin\left(2\pi\frac{1}{2}f_m t\right) \quad (16)$$

$$F_2(t) = G_{1/2}\sin\left(2\pi\frac{1}{2}f_m t\right) + G_{1.0}\sin\left(2\pi\frac{2}{2}f_m t\right) \quad (17)$$

$$F_3(t) = G_{1/2}\sin\left(2\pi\frac{1}{2}f_m t\right) + G_{1.0}\sin\left(2\pi\frac{2}{2}f_m t\right) + G_{3/2}\sin\left(2\pi\frac{3}{2}f_m t\right) \quad (18)$$

$$F_3(t) = G_{1/2}\sin\left(2\pi\frac{1}{2}f_m t\right) + G_{1.0}\sin\left(2\pi\frac{2}{2}f_m t\right) + G_{3/2}\sin\left(2\pi\frac{3}{2}f_m t\right) + G_{2.0}\sin\left(2\pi\frac{4}{2}f_m t\right) \quad (19)$$

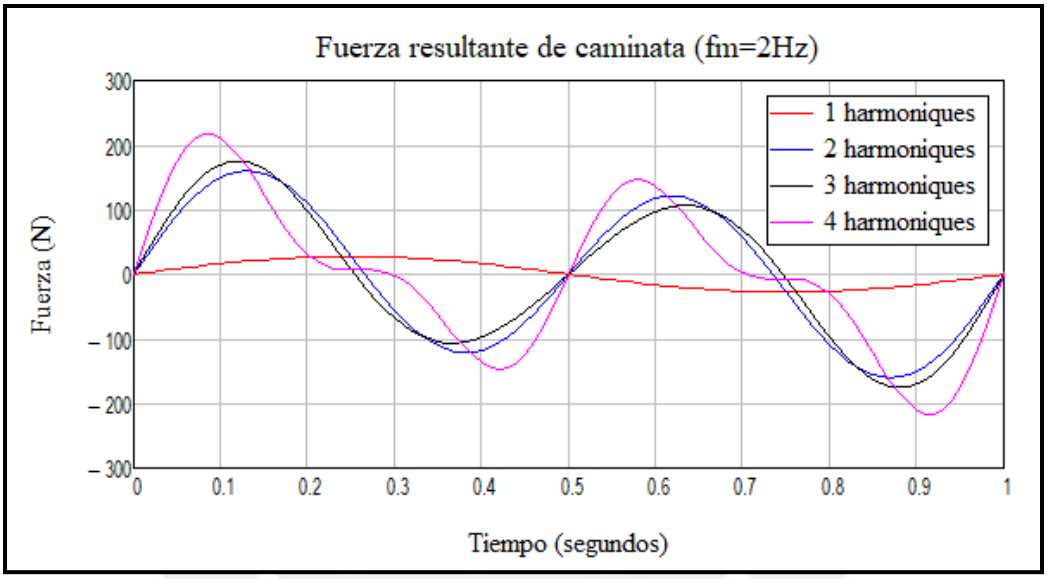


Figura 16 Fuerza resultante longitudinal

3.2.2. Modelo dinámico para personas corriendo

Como se observó en la Figura 9, para el modelo de carga de personas corriendo no siempre hay un contacto de los pies del peatón con el suelo.

3.2.2.1. Componente vertical

De esto se desprende que la gráfica F vs tiempo tendrá tramos donde la fuerza es igual a cero (donde ningún pie toca el suelo). La forma más aproximada que considera SETRA es una secuencia de semisinusoides donde el periodo T_p es el periodo de un ciclo de paso (entre instantes que un mismo pie vuelve a tocar el suelo, y aparece la variable **tp** que representa la duración del intervalo de tiempo donde un pie está en contacto con el suelo.

$$F(t) = kp * G_0 * \sin\left(\frac{\pi t}{t_p}\right) \; para \; (j-1)T_m \leq t \leq (j-1)T_m + t_p \qquad (20)$$

$$F(t) = 0 \; para \; (j-1)T_m + t_p \leq t \leq j * T_m \qquad (21)$$

Donde:

k_p : factor de impacto (F_{max} / G_0)

j : número de paso (j = 1, 2, etc.)

F_{max}: carga máxima

G_0 : peso de un peatón

t_p : peso de un peatón

Tm : periodo (Tm = 1/f_m, que se muestra como T_p en la Figura 17, siendo fm la frecuencia de un peatón corriendo.

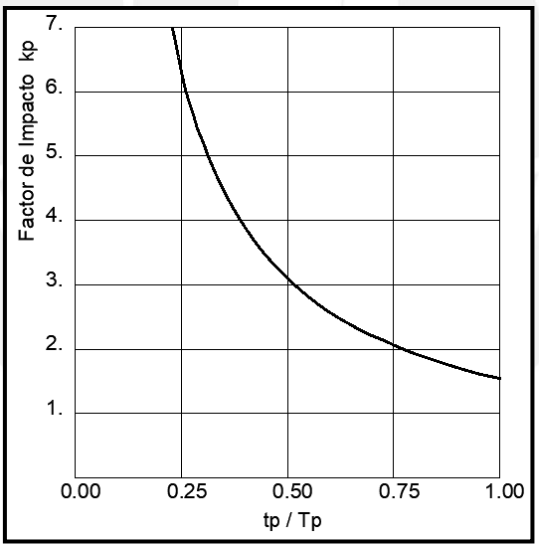


Figura 17 Factor de impacto en función de la relación t_p/T_p (SETRA, 2006)

Por un tema de simplicidad de modelo SETRA considera t_p=Tm/2.

Entonces, para j = 1, 2 y 3 tenemos las ecuaciones:

$$F_1(t) := \begin{cases} k_p \cdot G_0 \cdot G_1 \cdot \sin\left(2 \cdot \pi \cdot f_m \cdot t\right) & \text{if } (1-1) \cdot T_m \le t \le (1-1) \cdot T_m + t_p \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$F_2(t) := \begin{cases} k_p \cdot G_0 \cdot G_1 \cdot \sin\left(2 \cdot \pi \cdot f_m \cdot t\right) & \text{if } (2-1) \cdot T_m \le t \le (2-1) \cdot T_m + t_p \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$F_3(t) := \begin{cases} k_p \cdot G_0 \cdot G_1 \cdot \sin\left(2 \cdot \pi \cdot f_m \cdot t\right) & \text{if } (3-1) \cdot T_m \le t \le (3-1) \cdot T_m + t_p \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Donde F1, F2 y F3 son las fuerzas para el paso 1, 2 y 3, respectivamente, de un peatón, que superponiendo se obtiene la gráfica de fuerza peatonal de la Figura 18.

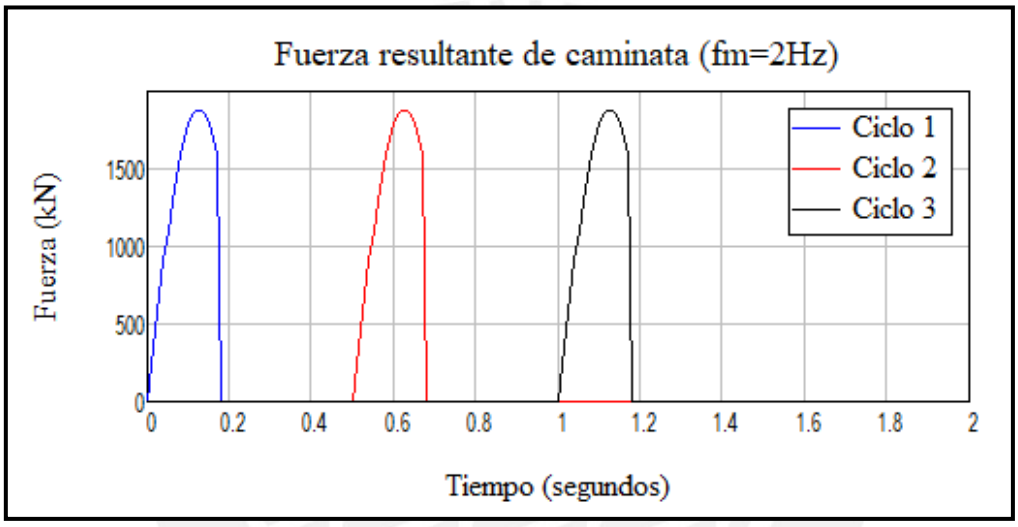


Figura 18 Fuerza resultante vertical (kN) para 1 persona corriendo

3.3. Efecto aleatorio de un grupo de personas

Todos los modelos de carga anteriormente vistos son exclusivamente de una persona en movimiento, sin embargo, en la realidad un puente está sometido a un grupo de personas aleatorias, cada uno con una característica propia (peso del peatón, frecuencia, velocidad, etc.) También se debe tomar en cuenta el hecho que cada peatón hace su ingreso al puente en un momento distinto que se traduce en un ángulo de fase propio. Sin embargo, por la propia naturaleza de las personas, estas tienden a sincronizarse, apareciendo el efecto del lock-in.

Toda esta complejidad en las características aleatorias de las personas hace difícil su modelamiento en un software. Para superar aceptablemente este problema SETRA incluye en su normativa el concepto del número equivalente. Básicamente, se puede representar el efecto de un grupo “X” de peatones como la multiplicación del efecto de

un peatón por un número determinado de personas, de menor valor que el propio valor de “X”.

Existen muchas investigaciones que determinan la manera de obtener este número equivalente. El modelo convencional estima este número equivalente k de la siguiente manera:

$$k = \sqrt{\lambda T} = \sqrt{N} \tag{22}$$

Donde:

λ : ratio de ingreso de peatones al puente expresado en personas/segundo

T : Tiempo estimado que tardan los peatones en cruzas el puente. También se puede tomar este valor como T = L/V donde L es la longitud del puente y V es la velocidad promedio de los peatones.

Se puede traducir como que el efecto de N peatones sincronizados en el puente en un tiempo dado es la raíz cuadrada de N. N, según se ha mencionado anteriormente se calcula como:

$$N = \lambda T \tag{23}$$

Esta metodología toma en cuenta el cambio de fase entre peatones debido a que se supone que los peatones ingresan en el puente en un instante de tiempo distinto.

Muchos investigadores han estudiado el efecto de un grupo de peatones con mediciones sobre una plataforma en la cual se mantiene un flujo constante de peatones. Incluso, se ha estimado que el modelo de carga anterior N presenta algunas deficiencias. También se da el caso de que algunos modelos de número equivalente no cubren completamente el efecto aleatorio de un grupo de peatones especialmente cuando se tienen densidad de flujo de peatones con valores altos.

Ante todas estas variaciones el modelo que considera SETRA es mediante el control del flujo de peatones (número equivalente) moviéndose a una frecuencia y en un modo determinado que produzcan el mismo efecto aleatorio de un numero de peatones.

Supóngase que sea un ensayo sobre una plataforma simulando el paso de personas sobre un puente. Para eso tenemos el siguiente esquema donde un flujo de peatones cruza un puente o plataforma de longitud L a una velocidad V manteniendo un flujo constante de N peatones sobre el puente. Como sabemos, una estructura puede tener

muchos modos de vibrar, seleccionemos para este ejemplo la que tiene la forma modal arbitraria como en la Figura 19.

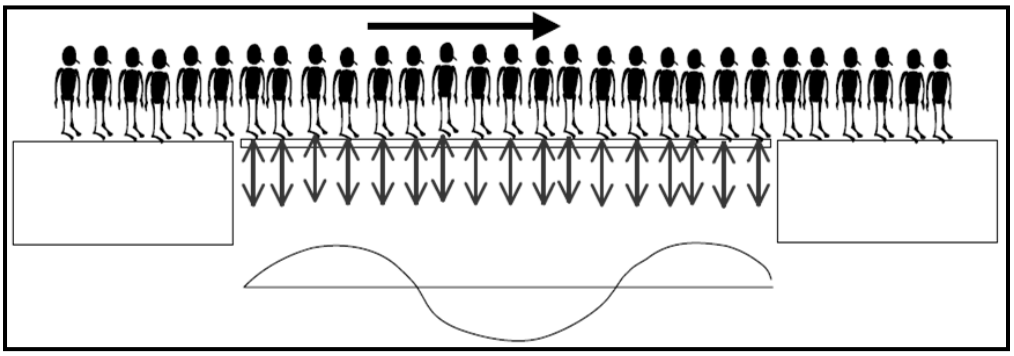


Figura 19 Modelo de puente con flujo de personas (SETRA, 2006)

Y que estos peatones producen una respuesta dinámica, la cual registra mediante un ensayo y se obtiene la gráfica tiempo vs aceleración, para el punto de flexión máxima como en la Figura 20.

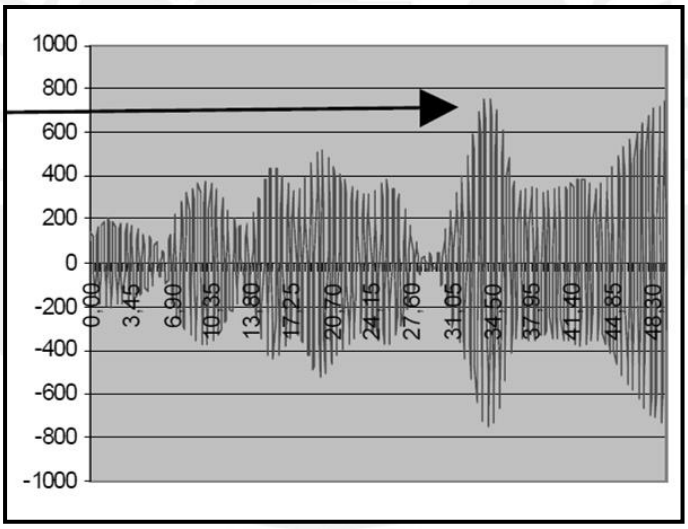


Figura 20 Respuesta experimental de un grupo de personas aleatoriamente (SETRA, 2006)

La metodología SETRA consiste en encontrar el número equivalente de peatones Neq (Neq < N) los cuales vibrando a la misma frecuencia y en la misma forma modal (Figura 21) producirán la misma aceleración máxima (Figura 22).

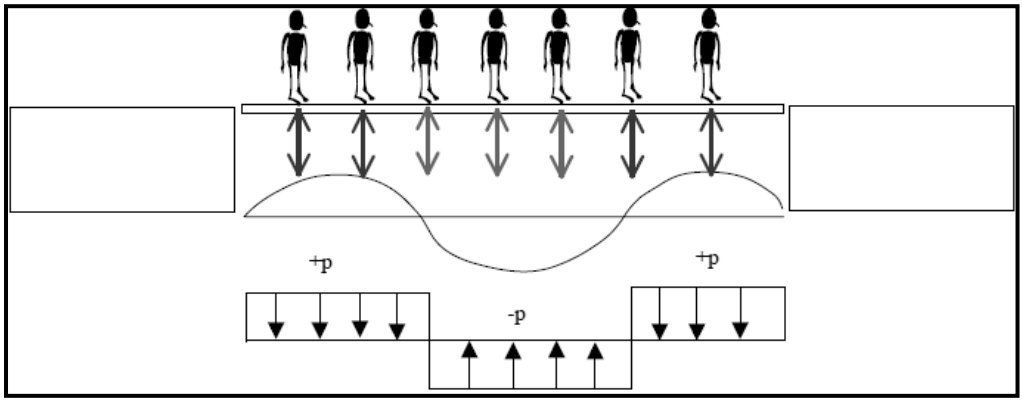


Figura 21 Representación del número equivalente personas (SETRA, 2006)

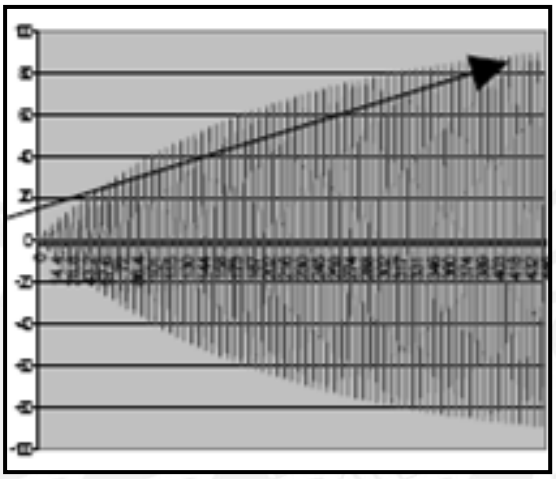


Figura 22 Respuesta esperada del modelo equivalente de SETRA (SETRA, 2006)

Como sabemos el efecto de una persona sobre un puente se representa por una serie de Fourier, sin embargo, en las normas se tiene que el modelo de carga peatonal usualmente considera el primer armónico y la fuerza resultante sinusoidal es aplicada en resonancia con el modo natural de vibrar de interés del puente (Huergo, 2016)

Así, y considerando el primer armónico se tiene que la sobrecarga a considerar en nuestro modelo matemático:

$$p = \frac{N_{eq}}{L}.280N.\cos\left(2\pi f_0 t + \varphi_i\right) \tag{24}$$

Se espera que este modelo de carga produzca la misma respuesta máxima que el ensayo anterior, de la siguiente manera:

$$A_{\max\,(test)} = A_{\max\,(Neq-modelo)} \tag{25}$$

Este número equivalente, según SETRA, depende del tipo de flujo, del número de peatones y del amortiguamiento (Tabla 4).

Tabla 4 Número equivalente modelo SETRA

Flujo bajo o denso	$N_{eq} = 10.8\sqrt{N\xi}$
Flujo muy denso	$N_{eq} = 1.85\sqrt{N}$

Para respaldar este modelo de numero equivalente, SETRA hizo 500 repeticiones con un número fijo de peatones. En el 95% de los casos se tuvieron valores característicos menores, es decir el modelo solo tiene un 5% de excedencia sobre el valor de Neq (Figura 23).

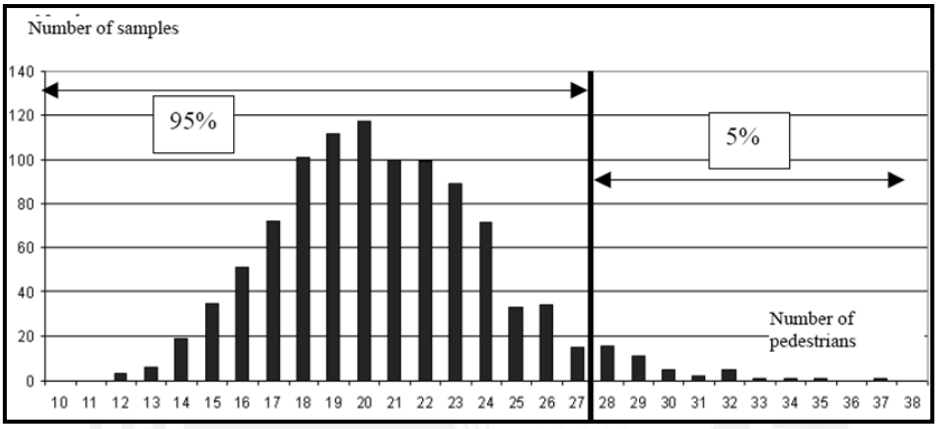


Figura 23 Porcentaje de excedencia para el numero equivalente (SETRA, 2006)

3.4. Efecto del Lock-in en el modelamiento de la carga dinámica

Aunque por la definición del número equivalente, el efecto de los peatones actuando en fase está incluido en esa metodología, es importante conocer los alcances teóricos del lock-in.

El lock-in es el fenómeno por el cual un grupo de peatones con una frecuencia aleatoria de movimiento ajustan gradualmente su paso hasta lograr una sincronización de la frecuencia con el movimiento del puente. Sin embargo, este fenómeno, ha sido limitado al movimiento transversal (SETRA, 2006). Los primeros puentes donde se estudiaron y realizaron ensayos sobre este fenómeno fueron el Puente Solferino y el Puente del Milenio. Estos ensayos confirmaron la presencia de un fenómeno en el cual los peatones, al sentir la vibración del puente, por instinto ajustaban los pasos hasta alcanzar la frecuencia de vibración del puente llevándolo un posible fenómeno de resonancia. Sin embargo, también se observó que este tipo de fenómenos es de intensidad débil, así como que debido al propio fenómeno de oscilación los peatones en

algún momento se detienen por lo que el fenómeno no llega a desarrollarse más (SETRA, 2006).

Las primeras mediciones de la respuesta por carga peatonal en un puente real corresponden a Fujino. Dicho puente media 5.25 x 134m que estaba sometida a una densidad de 2 personas/m^2. Fujino observo que había una subestimación en el valor de raíz cuadrada de N de 1 a 10 veces el valor de la amplitud lateral observada. Entonces propuso un numero equivalente de 0.2N y considerando solo el primer armónico, que permitía acercarse más al valor equivalente medido.

El Puente del Milenio también fue una excelente oportunidad para realizar investigaciones sobre el fenómeno de vibración en puentes. El equipo de Arup llego a la conclusión que el numero equivalente de peatones tenía relación con la velocidad del peatón, así la carga peatonal era entendida como un amortiguamiento negativo:

$$F_{1peaton} = KV(x,t) \tag{26}$$

Donde K es un factor de proporcionalidad en (N-s/m) y V es la velocidad del peatón en un punto X para un instante de tiempo t.

Así, la fuerza peatonal puede ser interpretada como un amortiguamiento negativo. Suponiendo un amortiguamiento viscoso del puente, la fuerza de amortiguamiento negativa inducida por un peatón se puede deducir directamente del puente peatonal. La consecuencia del fenómeno del lock-in es un aumento de esta fuerza de amortiguamiento negativa por la participación de un numero de peatones (SETRA, 2006).

Al ser evaluado como una fuerza, este amortiguamiento negativo puede introducir en la ecuación del movimiento. Cuando el número de peatones se aumenta, llega un momento en que el amortiguamiento negativo de los peatones anula el amortiguamiento inherente de la estructura y se convierte en una vibración libre, alcanzando la amplitud máxima en resonancia. Es en este momento cuando aparece el concepto de numero crítico, es decir un número de peatones más allá del cual la fuerza peatonal se vuelve mayor que la fuerza de amortiguamiento de la estructura lo que se puede conceptualizar como un dispositivo inestable de 1 grado de libertado con vibración indefinida.

Para el caso particular de un modo de vibración sinusoidal, con amplitud máxima normalizada a 1, f1 como primera frecuencia natural transversal y m1 como masa generalizada, este número critico puede obtenerse como:

$$N = \frac{8\pi\xi m_1 f_1}{K} \quad (27)$$

Donde K es el factor de proporcionalidad que en el caso del Puente del Milenio se calculó en 300 N-s/m.

3.5. Metodología SETRA para el análisis dinámico de puentes

La metodología SETRA consiste en aplicar una carga p que varía con la función coseno siguiendo la forma del modo a analizar (ítem 3.3). De ese apartado se observa que lo que se debe buscar es obtener el valor p de la carga distribuida. Para ello describiremos a continuación los pasos que se deben seguir para el cálculo adecuado de este valor p.

3.5.1. Clasificación del puente peatonal

SETRA tiene definido en su normativa 4 clases de puentes en función de la densidad del flujo de peatones. Aunque el criterio es cualitativo y no está determinado por un rango o valor numérico exacto (Tabla 5).

Reconocer la clase del puente influirá en el valor de carga a aplicar, de ahí la importancia de su definición. También es importante indicar que los puentes de clase IV no necesitan un análisis dinámico debido al poco tráfico que soportan. Además, se sugiere que en puentes muy ligeros se debe seleccionar al menos una clase III para asegurar un mínimo riesgo de control a pesar de que el puente se ubique alejado de las zonas urbanas.

Tabla 5 Clasificación de puentes peatonales (SETRA, 2006)

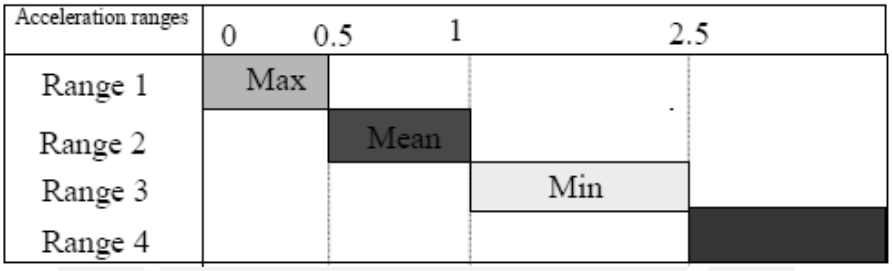
Clases de puentes			
Clase I	**Clase II**	**Clase III**	**Clase IV**
Puentes urbanos que conectan áreas de gran densidad peatonal y frecuentemente sujetos a alto tráfico, por ejemplo, cerca de estaciones de tren.	Puentes urbanos que conectan áreas pobladas y ocasionalmente están cargados en su totalidad.	Puentes de uso común que casi nunca están cargados en su totalidad.	Puentes muy pocas veces usados construido para conectar áreas escasamente pobladas o asegurar la continuidad del tránsito peatonal en autopistas o vías rápidas.

3.5.2. Nivel de confort

El nivel de confort es determinado por el propietario. Es un concepto muy subjetivo debido a que las personas pueden experimentar el fenómeno de vibración de forma diferente. Se puede escoger el nivel de confort según la demanda del puente, ya sea por la densidad o el tipo de peatones a considerar, por ejemplo, niños o personas con discapacidad pueden ser más sensibles a este tipo de fenómenos. Sin embargo, en casos donde el riesgo de resonancia se considera insignificante (esto es en puentes cuya frecuencia natural se aleja del rango de frecuencias para el movimiento peatonal) se considera que el nivel de confort es suficiente (SETRA, 2006).

Debido a que el nivel de confort es subjetivo, no existe un valor exacto para cuantificarlo, sin embargo, se considerado un rango de frecuencias para un nivel de confort objetivo (Tabla 6).

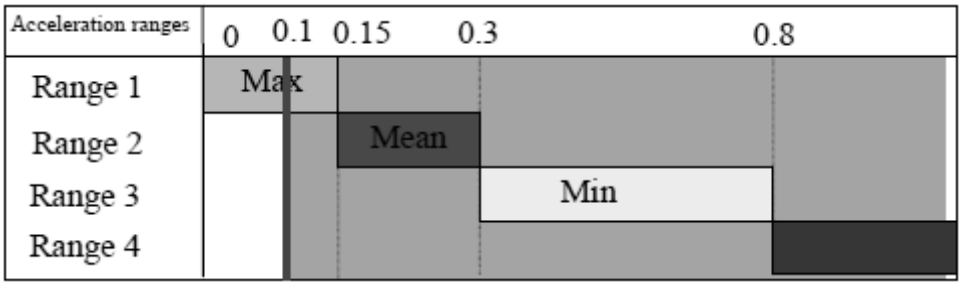
Tabla 6 Niveles de confort para aceleración vertical y longitudinal (SETRA, 2006)



De la tabla anterior se tiene que si queremos obtener el máximo confort para un puente peatonal se debe conseguir que la máxima aceleración vertical este entre 0 y 0.5 m/s^2. Si la máxima aceleración esta entre 0.5 y 1 m/s^2 se puede considerar que tenemos un nivel de confort promedio. Una aceleración entre 1 y 2.5 m/s^2 se considera confort mínimo y aceleraciones arriba de 2.5 m/s^2 se considera un nivel de confort que no debe ser aceptado. Como se vio en el capítulo 4. Según Bachmann, se puede considerar una aceleración promedio de $7m/s^2$.

Del mismo modo se tiene la siguiente tabla para las aceleraciones horizontales. Una aceleración arriba de 0.8 m/s^2 no debe ser aceptado. Además, se observa que una aceleración inferior a 0.1 m/s^2 no debe ser aceptada para evitar el efecto “lock in” (Tabla 7).

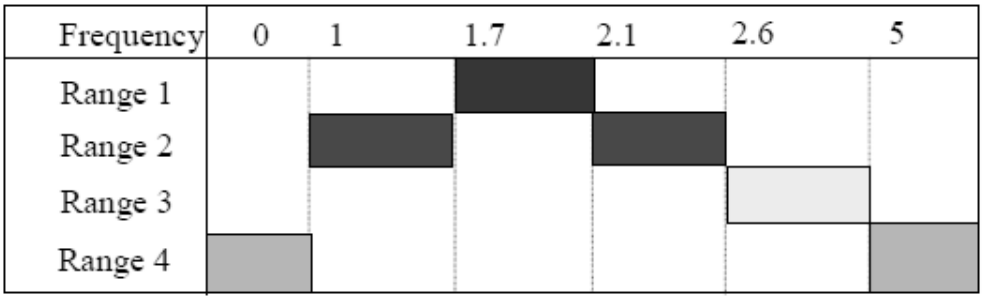
Tabla 7 Niveles de confort para movimiento transversal (SETRA, 2006)



3.5.3. Determinación de las frecuencias y la necesidad de un análisis dinámico

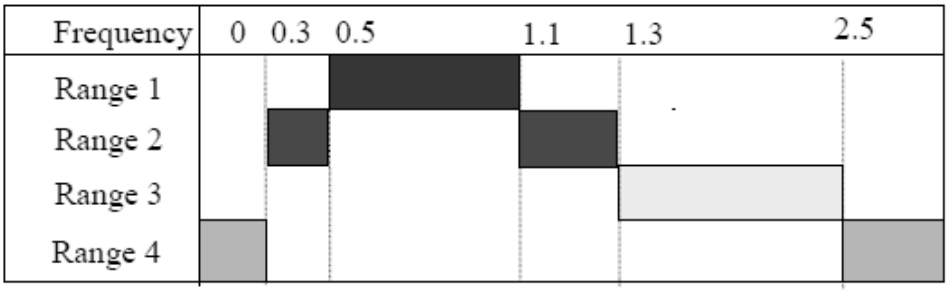
Como se mencionó en apartados anteriores, el rango de frecuencias de la carga peatonal esta entre 1.6 y 2.4 Hz por lo que los puentes con una frecuencia fundamental entre estos valores tendrán mayor riesgo caer en resonancia y los puentes con una frecuencia alejada de esos valores tendrán menos riesgo. En la Tabla 8, SETRA define 4 niveles de riesgo según el valor de la frecuencia fundamental en el sentido vertical y longitudinal.

Tabla 8 Niveles de riesgo para vibración vertical y longitudinal (SETRA, 2006)



Así se tiene que el rango 1, es decir los puentes con vibración vertical entre 1.7 y 2.1 Hz se consideran que están en un riesgo alto de resonancia. Los puentes cuya vibración está en el rango 2 tienen un nivel medio de riesgo, los que están en el rango 3 tienen un nivel bajo y los que están en el nivel 4 tienen un riesgo casi despreciable de resonancia. Siguiendo el mismo criterio se tienen los rangos de frecuencia para el movimiento transversal (Tabla 9).

Tabla 9 Niveles de riesgo para vibración transversal (SETRA, 2006)



De los anterior se nota claramente que el problema ahora es calcular la frecuencia fundamental del puente. Para esto SETRA indica que se deben analizar 2 caso: con el puente vacío (es decir solo considerando carga muerta) y con el puente cargado, es decir considerando el peso de un grupo de peatones cuya densidad es 700N/m^2 (70kgf/m^2). Después de analizar el puente para ambos casos, el nivel de riesgo queda determinado por el caso más desfavorable.

También es importante indicar que este análisis se debe hacer para cada modo de vibración en todos los sentidos de análisis. Únicamente se pueden omitir el análisis en los modos de vibración cuya frecuencia este en el rango 4, debido a que frecuencias fundamentales altas tienen baja probabilidad de presentar problemas de resonancia.

3.5.4. Definición del caso de carga

Una vez definido el nivel de riesgo y la clase del puente se procede a determinar el caso de carga según el siguiente cuadro de doble entrada. Recordar que cada modo tiene un riesgo diferente según su frecuencia por lo que este paso debe hacerse para todos los modos a analizar. También se observa que los puentes de clase IV no requieren un análisis dinámico, como ser observo anteriormente. Y que en puentes de riesgo 2 o 3 para puentes de clases III no se aplica el análisis por considerarse una baja probabilidad de presentar problemas de vibración.

Tabla 10 Casos de carga (SETRA, 2006)

Traffic	Class	Load cases to select for acceleration checks Natural frequency range 1	2	3
Sparse	III	Case1	Nil	Nil
Dense	II		Case 1	Case 3
Very dense	I	Case 2	Case 2	Case 3

En el capítulo 3.5.5 se verá cómo se calcula cada caso de carga.

3.5.5. Cálculo de la carga dinámica

En este ítem se indicará como se realizar el cálculo de los valores a considerar en los casos de carga.

3.5.5.1. Caso 1

Este caso de carga se observa que solo se consideran en las clases II y III.

Tabla 11 Densidad peatonal Caso 1 (SETRA, 2006)

Clase	Densidad del flujo peatonal (d)
III	0.5 peatones/m^2
II	0.8 peatones/m^2

Si consideramos el área del puente como S y considerando el valor d de la Tabla 11 se tiene que en número de peatones a considerar en el puente es

$$N = S * d \tag{28}$$

Sin embargo, este valor no es la carga a aplicar en cada modo de análisis. Aquí es donde se aplica el concepto de número equivalente revisado anteriormente. Para puentes que clasifiquen en el caso de carga 1 el número equivalente de peatones se determina por:

$$n' = 10.8\sqrt{\xi \cdot N}\ peatones \tag{29}$$

Donde n es un valor adimensional. Hasta este momento tenemos que la carga aplicar tiene el valor de n x d. Sin embargo, se debe aplicar el factor de reducción ψ. Este factor esta ciertamente relacionado con la probabilidad, es decir frecuencias de estructuras alejadas de las frecuencias peatonales permiten reducir la amplitud de la carga dinámica. Este factor de reducción es propio para direcciones verticales y horizontales (Figuras 24 y 25).

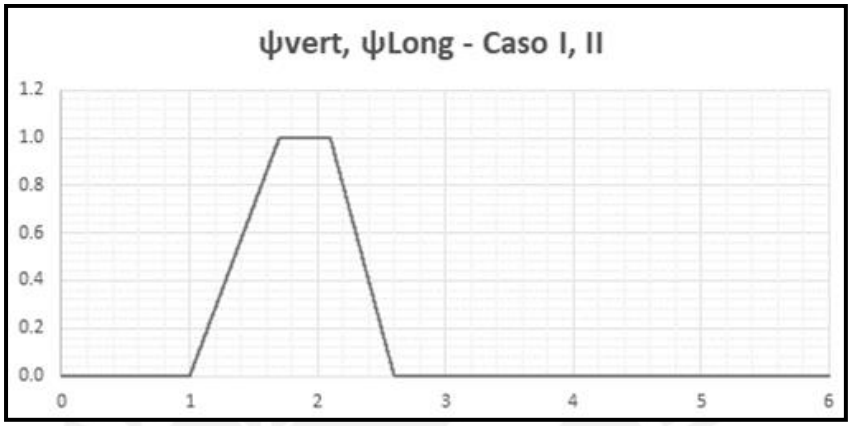


Figura 24 Factor de reducción para personas caminando en sentido vertical y longitudinal (SETRA, 2006)

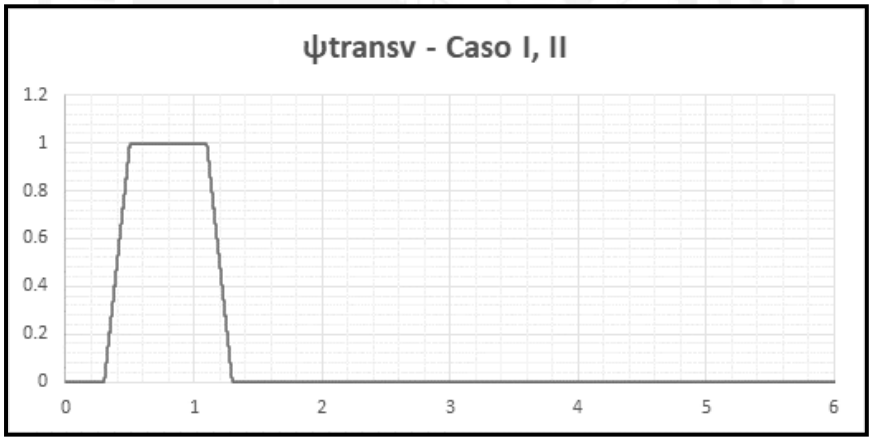


Figura 25 Factor de reducción para personas caminando en sentido transversal (SETRA, 2006)

De la gráfica anterior se observa que, para movimientos verticales, en caso se tengan frecuencias entre 1.7 y 2.1 Hz se debe aplicar el valor total de n. Sin embargo, a medida que nos alejamos de ese rango se puente reducir el valor de n multiplicado por ψ a partir de las gráficas. Incluso se observa que frecuencias menores a 1Hz y mayores a 2.6 Hz tienen un factor de reducción de cero por lo que no es necesario realizar el análisis dinámico lo cual tiene relación con las tablas del apartado 3.5.3.

Debido a que la mayoría de veces el tablero del puente forma parte del sistema estructural es conveniente aplicar la carga n' x d x ψ dividido por la superficie del puente. Para la carga vertical se tiene:

$$F(t) = n'\,(peatones) \cdot \psi \cdot \left(280\frac{Newton}{peaton}\right) \cdot \cos\,(2\pi f_v\, t) \tag{30}$$

Como necesitamos la carga por m^2 dividimos por S. Considerando que N = S x d y simplificando la variable "peatón"

$$F(t) = \frac{10.8\sqrt{\xi \cdot N}}{S} \cdot \psi \cdot (280N) \cdot \cos\,(2\pi f_v\, t) \tag{31}$$

$$F(t) = 10.8\sqrt{\xi \cdot S \cdot \frac{d}{S^2}} \cdot \psi \cdot (280N) \cdot \cos\,(2\pi f_v\, t) \tag{32}$$

$$F(t) = 10.8\sqrt{\xi \cdot \frac{d}{S}} \cdot \psi \cdot (280N) \cdot \cos\,(2\pi f_v\, t) \tag{33}$$

Pero S = N / d

$$F(t) = 10.8\sqrt{\xi \cdot \frac{d^2}{N}} \cdot \psi \cdot (280N) \cdot \cos\,(2\pi f_v\, t) \tag{34}$$

$$F(t) = 10.8 \times \left(\frac{\xi}{N}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot d \cdot \psi \cdot (280\,Newtons) \cdot \cos\,(2\pi f_v\, t) \tag{35}$$

Donde:

$F(t)$: Función a ingresar en el modelo

N : Numero equivalente de peatones

ξ: Amortiguamiento

f_v : Frecuencia del modo en análisis

Como se puede observar el resultado de esta fuerza tiene unidades en Newtons, se observa que se considera el primer elemento de la serie de Fourier, pero no se considera el componente estático G0 debido a que tiene poca influencia en la aceleración de la estructura (SETRA, 2006). También debe considerar que al aplicar la señal con la misma frecuencia del modo en análisis se espera alcanzar una tendencia a la resonancia, esto es que el valor de la aceleración debe converger hacia un valor de aceleración máxima,

de acuerdo a la teoría que se vio de numero equivalente. Análogamente, se tiene en la tabla 12 para los modos verticales y longitudinales.

Tabla 12 Valores de cara dinámica – Caso 1

Dirección	Carga (N/m^2)
Vertical (v)	$10.8 \times \left(\frac{\xi}{N}\right)^{\frac{1}{2}} \times d \times \psi \times (280\ Newtons) \times cos\ (2\pi f_v\ t)$
Longitudinal (l)	$10.8 \times \left(\frac{\xi}{N}\right)^{\frac{1}{2}} \times d \times \psi \times (140\ Newtons) \times cos\ (2\pi f_l\ t)$
Transversal (t)	$10.8 \times \left(\frac{\xi}{N}\right)^{\frac{1}{2}} \times d \times \psi \times (35\ Newtons) \times cos\ (2\pi f_t\ t)$

3.5.5.2. Caso 2

El caso 2 aplica al tipo de puente considerado como Clase I. Como se vio anteriormente estos puentes son los de mayor demandan de densidad peatonal. Para esta clase de puentes se aplica el valor de densidad de la Tabla 13.

Tabla 13 Densidad peatonal Caso 2 (SETRA, 2006)

Clase	Densidad del flujo peatonal (d)
I	1.0 peatones/m^2

Para el número equivalente de peatones, de acuerdo al apartado 3.3 se tiene para un flujo denso:

$$n' = 1.85 \times \sqrt{N}\ peatones \tag{36}$$

Respecto al factor de reducción ψ, se utiliza los mismos diagramas que el caso 1 (Figuras 26 y 27).

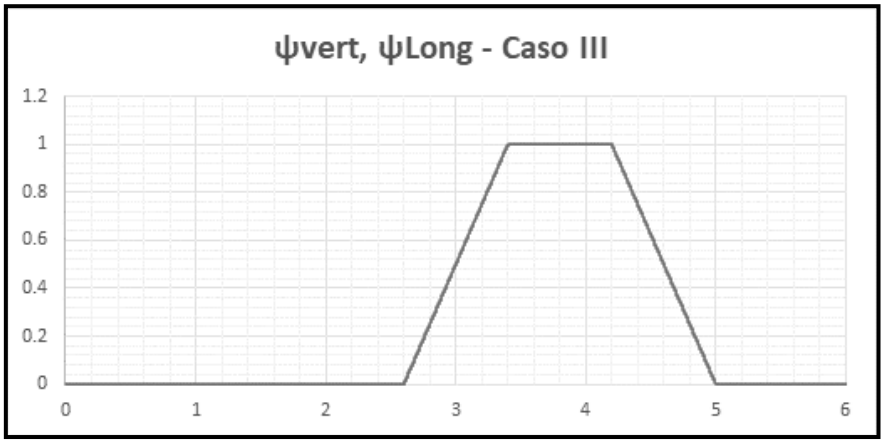


Figura 26 Factor de reducción para personas caminando en sentido vertical y longitudinal (SETRA, 2006)

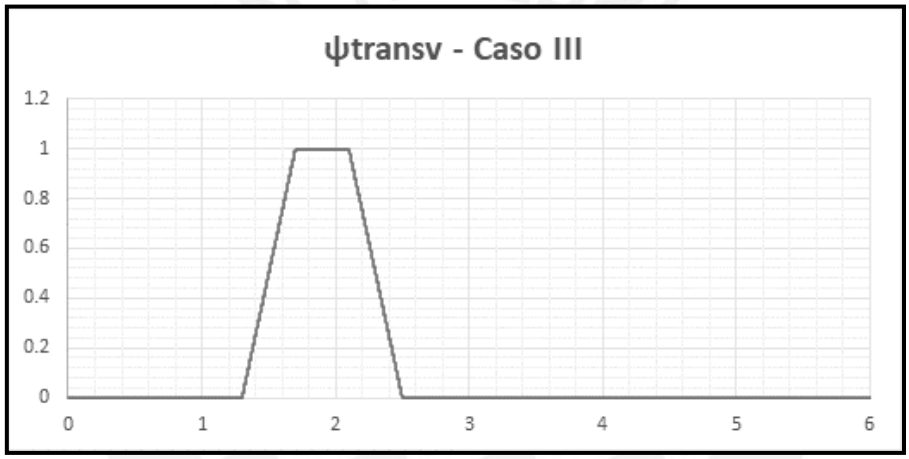


Figura 27 Factor de reducción para personas caminando en sentido transversal (SETRA, 2006)

De los anterior, se tienen las cargas a aplicar para cada modo de vibración y según el sentido de movimiento:

Tabla 14 Valores de cara dinámica – Caso 2

Dirección	Carga (N/m^2)
Vertical (v)	$1.0 \times 1.85 \times \left(\frac{1}{N}\right)^{\frac{1}{2}} \times \psi \times (280\ Newtons) \times cos\ (2\pi f_v\ t)$
Longitudinal (l)	$1.0 \times 1.85 \times \left(\frac{1}{N}\right)^{\frac{1}{2}} \times \psi \times (140\ Newtons) \times cos\ (2\pi f_l\ t)$
Transversal (t)	$1.0 \times 1.85 \times \left(\frac{1}{N}\right)^{\frac{1}{2}} \times \psi \times (35\ Newtons) \times cos\ (2\pi f_t\ t)$

Nótese que se ha reemplazado el valor de densidad “d” de la carga peatonal por el valor de 1.0.

3.5.5.3. Caso 3

El caso 3 se aplica a las clases I y II que son las tipologías con mayor demanda de tráfico, sin embargo, este caso aplica a los puentes que tienen menos riesgo de vibración. Para este caso la metodología de aplicación de carga dinámica es la misma, pero se debe considerar solo el segundo armónico de la serie de Fourier de la carga dinámica.

Del apartado 3.2 tenemos que considerando que G_0 = 700 N, el segundo armónico tiene como amplitud:

$$G_2 = G_3 \approx 0.1G_0 = 70N$$

Y siguiendo la misma metodología de los anteriores casos se muestra en la Tabla 15 los valores de densidad peatonal según la clase de puente.

Tabla 15 Densidad peatonal Caso 3 (SETRA, 2006)

Clase	Densidad del flujo peatonal (d)
I	1 peatón/m^2
II	0.8 peatones/m^2

3.6. Amortiguamiento

Para los cálculos dinámicos, SETRA sugiere unos valores de amortiguamiento según la Tabla 16. Como se puede observar, no son valores típicos que se aplican cuando sea realizan análisis sísmicos. En el capítulo 3.7 se explicará esto a mayor detalle.

Tabla 16 Razones de amortiguamiento crítico (SETRA, 2006)

Tipo de estructura	Razón de amortiguamiento crítico
Conceto reforzado	1.3%
Concreto presforzado	1%
Estructuras mixtas	0.6%
Acero	0.4%
Madera	1%

Cuando se combinan estructuras de diferente material se debe tomar en cuenta la contribución de cada material en rigidez de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\xi_{modoi} = \frac{\sum_m [\xi_m \times k_{m,i}]}{\sum_m [\xi_m]} \tag{37}$$

Donde $k_{m,i}$ es la contribución del material m en el modo i.

3.7. Métodos de mejoramiento de la respuesta dinámica

Muchas veces los puentes no cumplen los criterios de confort, ya sea durante la etapa de diseño o cuando se analizan puentes construidos sin considerar modelos de carga dinámica o metodologías similares a SETRA.

Cuando estamos en la etapa de diseño y se tiene que el puente peatonal no cumple con estos criterios en la etapa de diseño, las soluciones más practicas son aumentar la inercia o el amortiguamiento de la estructura. La inclusión de dispositivos de amortiguamiento es el método más costoso sin embargo es el que menos afecta la estructura inicial.

Para el caso de puentes ya construidos que tienen problemas de vibración, los métodos se solución son similares. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que generalmente es más económico aumentar el amortiguamiento de la estructura (SETRA, 2006). Aumentar la rigidez de la estructura afecta visualmente la forma de la estructura lo cual es difícil debido a las restricciones de galibo mínimo e incluso la geometría de los accesos.

El aumento de rigidez tiene por objetivo el cambio de la frecuencia. Se sabe de la dinámica que la frecuencia natural de una estructura para un oscilador de 1 GDL depende de:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{K}{m}} \tag{38}$$

Donde K es la rigidez de la estructura y m es la masa del oscilador. Como se sabe de Bachmann, la frecuencia de caminar peatonal esta entre 1.65 y 2.35 Hz por lo que la idea del cambio de rigidez en una estructura se basa en el principio de alejarlo de este rango de frecuencias. Sin embargo, a pesar de ser un método efectivo, no siempre es

factible. Aumentar la frecuencia en un 25% demandaría un incremento en la rigidez del 56% lo cual podría ser difícil sin alterar la geometría del puente.

Incrementar el amortiguamiento de una estructura es otra manera de controlar las vibraciones de un puente. Comúnmente se tiene el concepto de que el factor de amortiguamiento depende del material utilizado en la estructura, sin embargo, también se ha demostrado en ensayos que las fuerzas de disipación dependen también de la amplitud de movimiento (SETRA, 2006). Para fenómenos de amplitud de desplazamiento corta, como la carga peatonal, SETRA hace referencia a los valores de amortiguamiento del Boletín Informativo del CEB N° 209 para estructuras con problemas de vibración:

Tabla 17 Razones de amortiguamiento crítico para vibraciones de corta amplitud (SETRA, 2006)

Material del tablero	**Factor de amortiguamiento crítico**	
	Valor mínimo	**Valor promedio**
Concreto reforzado	0.8%	1.3%
Concreto Presforzado	0.5%	1.0%
Metal	0.2%	0.4%
Mixto	0.3%	0.6%
Madera	1.5%	3.0%

Mientras que, para movimientos de mayor amplitud como sismos, hace referencia a la AFPS 92 Guide of protection of bridges, como se muestra en la Tabla 18. Esto justifica, como se verá más adelante el uso de un amortiguamiento del 0.4% para el puente Los Próceres y no el 5% que comúnmente se usa en estructuras.

Como se pudo observar los puentes metálicos sometidos a carga peatonal presentan valores muy bajos de amortiguamiento. Debido a ello el incremento de amortiguamiento se considera un método importante para la reducción de la respuesta por carga dinámica peatonal. Para lograr esto se puede utilizar dispositivos de amortiguamiento pasivos.

A diferencia de los sistemas de control activo, el control pasivo de estructuras conlleva a la modificación de sus características de masa, rigidez y/o amortiguamiento, en aras de reducir la respuesta dinámica aprovechando el propio movimiento y sin incluir

actuadores alimentados de forma externa como el caso de amortiguadores activos (Huergo, 2016).

Tabla 18 Razones de amortiguamiento crítico para vibraciones de mayor amplitud (SETRA, 2006)

Material	**Factor de amortiguamiento crítico**
Acero con uniones empernadas	2%
Acero con uniones soldadas	4%
Concreto presforzado	2%
Concreto no reforzado	3%
Concreto reforzado	5%
Puentes con refuerzo elastomérico	7%

Los sistemas de control pasivo, por su parte, pueden ser histeréticos, amortiguadores de masa sintonizada o de fluido viscoso. En esta tesis nos enfocaremos en los amortiguadores de masa sintonizada y amortiguadores de fluido viscoso.

3.7.1. Amortiguadores de masa sintonizada

Un amortiguador de masa sintonizado (TMD, por sus siglas en inglés) es un subsistema vibratorio unido a un sistema de vibración primaria más grande (puente peatonal), el cual consiste en una masa, un resorte y un amortiguador que se sintonizan a la frecuencia de vibrar del puente peatonal que puede vibrar en resonancia (Huergo, 2016). En la Figura 28 se muestra el esquema de un dispositivo AMS.

Básicamente, las estructuras previas a la incorporación se los dispositivos TMD se pueden concebir como sistemas de 1 GDL. Si se añade un dispositivo TMD lo que se tiene es un sistema de 2 GDL (Breman, 2008). El nuevo sistema así formado presenta una reducción en el factor de amplificación dinámica como se muestra en la Figura 29.

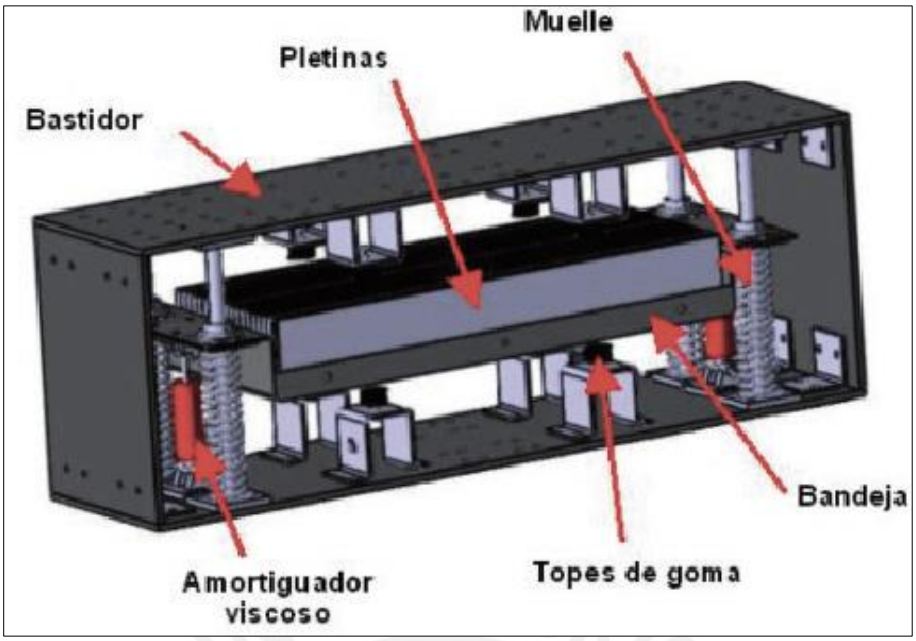


Figura 28 Esquema de un dispositivo AMS (Casado et al, 2011)

Un amortiguador de masa sintonizada, en teoría es muy eficiente para una frecuencia determinada. Durante un sismo intenso, una estructura puede sufrir daños y con la aparición de rotulas plásticas, la estructura sufre cambios en su rigidez y en consecuencia cambios en su frecuencia fundamental por lo que el dispositivo TMD no tendría el efecto esperado al perder sintonía con la frecuencia fundamental de la estructura antes de sufrir daños. Para que un dispositivo AMS sea eficiente se busca que actúe en un rango de frecuencias. Este mismo principio se busca en puentes peatonales, aunque este problema de pérdida de sintonía difícilmente ocurre debido a que el puente actúa bajo cargas de servicio y tiene respuesta elástica lineal.

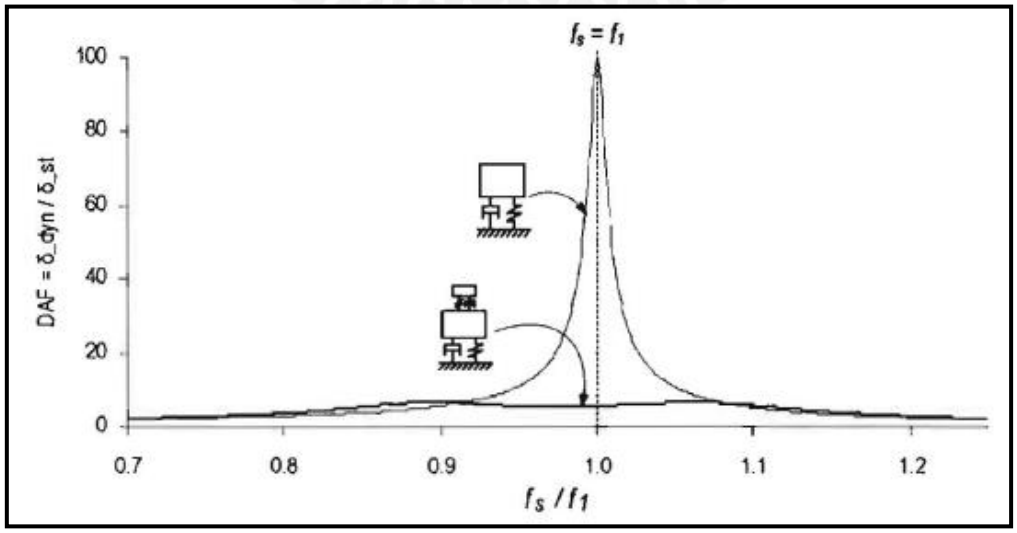


Figura 29 Factor de amplificación dinámica para un sistema con y sin dispositivo AMS (Breman, 2008)

Un sistema reforzado con dispositivos AMS puede tener muchas configuraciones, dependiendo que subsistema es la fuerte de amortiguamiento. Así se pueden tener los siguientes casos:

a) Caso I: Sistema principal amortiguado, AMS amortiguado

b) Caso II: Sistema principal no amortiguado, AMS amortiguado

c) Caso III: Sistema principal amortiguado, AMS no amortiguado

El caso general se puede considerar en el cual ambos subsistemas (estructura principal y dispositivo AMS) son amortiguaos. El sistema equivalente de este caso general, con un amortiguador de masa sintonizada fue resumido por Iván Huergo (2016), el cual se muestra en la Figura 30.

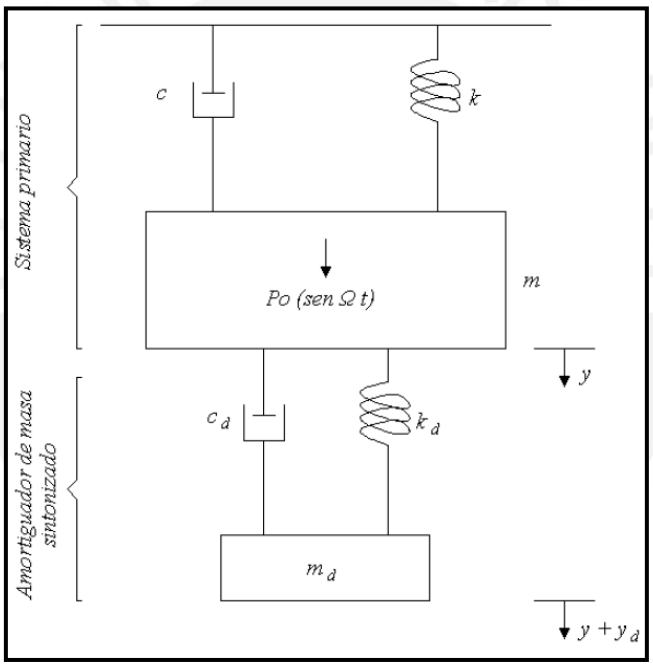


Figura 30 Modelo dinámico de un sistema primario con amortiguamiento (Connor, 2003)

Donde m, c y k son la masa, amortiguamiento y rigidez del sistema sin AMS; c_d, m_d y k_d son los valores del dispositivo TMD.

$$m \cdot \ddot{y} + c \cdot \dot{y} + k \cdot y - c_d \cdot y_d - k_d \cdot y_d \doteq P_0 \cdot sen(\Omega t) \tag{39}$$

$$m_d \cdot (\ddot{y} + \ddot{y}_d) + c_d \cdot \dot{y}_d + k_d \cdot y_d = 0 \tag{40}$$

Donde:

$$c = 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot m \tag{41}$$

$$c_d = 2 \cdot \xi \cdot \omega_d \cdot m_d \tag{42}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{43}$$

$$\omega_d = \sqrt{\frac{k_d}{m_d}} \tag{44}$$

Según el modelo de Connor (2003) resolviendo las ecuaciones diferenciales se obtiene:

$$y(t) = \left[\frac{P_0}{k\left(\frac{m_d}{m}\right)} \sqrt{\frac{1}{1+\left(\frac{2\xi}{\left(\frac{m_d}{m}\right)}+\frac{1}{2\xi_d}\right)^2}} \right] sen(\Omega t + \varphi_1) \tag{45}$$

$$y(t) = \left[\frac{P_0 m}{2k\xi_d m_d} \sqrt{\frac{1}{1+\left(\frac{2\xi}{\left(\frac{m_d}{m}\right)}+\frac{1}{2\xi_d}\right)^2}} \right] sen(\Omega t + \varphi_1 + \varphi_2) \tag{46}$$

Donde:

$$\varphi_1 = \tan^{-1}\left[\frac{\left(\frac{m_d}{m}\right)\cdot\xi_d + 4\cdot\xi\cdot\xi_d^2}{2\cdot m\cdot\xi_d^2} \right] \tag{47}$$

$$\varphi_1 = \tan^{-1}\left[\frac{2\cdot\left(\frac{m_d}{m}\right)\cdot\xi_d}{\left(\frac{m_d}{m}\right) + 4\cdot\xi\cdot\xi_d} \right] \tag{48}$$

3.7.1.1. Metodología de Den Hartog

La metodología de Den Hartog determina los parámetros óptimos a partir de la relación entre la masa del amortiguador m y la masa del sistema principal M (Lara et al, 2009) asumiendo sistemas reducidos a un grado de libertad como en la Figura 30. Esta relación, llamado también razón de masas, que se define como:

$$\mu = \frac{m}{M} \tag{49}$$

La razón entre la frecuencia natural del AMS y la frecuencia natural del sistema principal se puede definir como α, donde el alfa optimo se obtiene considerando la razón de masas μ. Se observa que mientras más pequeña es la masa del amortiguador

respecto al sistema global, la frecuencia se acerca a la frecuencia fundamental, pero no llega a ser del mismo valor:

$$\alpha_{óptimo} = \frac{1}{1+\mu} \tag{50}$$

Es decir, la frecuencia optima del AMS se podría obtener a partir de:

$$f_{AMS,optimo} = \frac{1}{1+\mu} \cdot f_{n,i} \tag{51}$$

Donde

$f_{n,i}$: Frecuencia natural del i-esimo modo de vibración

El siguiente parámetro a calcular es el amortiguamiento, que se define como:

$$\xi_{óptimo} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}} \tag{52}$$

3.7.1.2. Metodología de Jangid

Cuando se tienen sistemas con múltiples amortiguadores de masa, se puede considerar la técnica numérica de Jangid (1999) que usa el procedimiento Min/Max propuesto por Tsai y Lin (1993). Esta metodología consiste en variar el ancho de amortiguamiento ξ, el ancho de banda β y la razón de frecuencias α de los amortiguadores para una razón de masa μ y un numero n de amortiguadores de masa de forma que la respuesta permanente máxima alcance el menor valor R_{max} (Lara et al, 2010).

Así, las expresiones sugeridas por Jangid para el cálculo de los valores óptimos de los AMS son:

$$\xi' = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)(1-0.5\mu)}} + (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu) \cdot \sqrt{\mu}\left\{a_4\left(\frac{1}{\sqrt{n}} - 1\right) + a_5\left(\frac{1}{n} - 1\right) + a_6(\sqrt{n} - 1)\right\} \tag{53}$$

$$\beta_L = (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu) \cdot \sqrt{\mu}\left\{a_4\left(\frac{1}{\sqrt{n}} - 1\right) + a_5(n-1) + a_6(\sqrt{n} - 1)\right\} \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} \tag{54}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{1-0.5\mu}}{1+\mu} + (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu) \cdot \sqrt{\mu}\left\{a_4\left(\frac{1}{\sqrt{n}} - 1\right) + a_5(n-1) + a_6(\sqrt{n} - 1)\right\} \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} \tag{55}$$

$$R_{max} = \sqrt{\frac{2}{\mu}}(1+\mu) + (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu) \cdot \sqrt{\frac{1}{\mu}}\left\{a_4\left(\frac{1}{\sqrt{n}} - 1\right) + a_5\left(\frac{1}{n} - 1\right) + a_6\left(\frac{1}{n\sqrt{n}} - 1\right)\right\} \tag{56}$$

Donde los coeficientes a_i se pueden obtener de la Tabla 19. Es importante aclarar que estas expresiones son aplicables para razones de masa menores al 10%.

Tabla 19 Valores de los coeficientes de Jangid para parámetros óptimos

Coeficientes	Valor correspondiente			
	ξ'	β_L	α	R_{max}
a_1	0.5474	0.42113	-0.00241	0.2985
a_2	0.1038	0.04479	0.72152	-0.0078
a_3	-0.4522	-0.38909	-0.43970	0.2355
a_4	0.7604	-0.73518	-0.66385	-0.0442
a_5	0.3916	-0.11866	-0.01138	0.6225
a_6	0.0403	4.86139	0.99522	0.4789

A partir de análisis modal se puede obtener las frecuencias fundamentales del puente, y considerando que α se determina por la ecuación 56, se tiene que la frecuencia media de los amortiguadores seria:

$$\omega_T = \omega_{estructura} \cdot \alpha_{optimo} \tag{57}$$

Una vez obtenido la frecuencia media se calcula la frecuencia de cada amortiguador:

$$\omega_i = \omega_T \cdot \left[1 + (i - \frac{n+1}{2}) \cdot \frac{\beta_L}{n-1}\right] \tag{58}$$

Si mantenemos una rigidez constante en los AMS, la masa de cada dispositivo podría definirse por (Lara, 2010):

$$m_i = \frac{k}{{\omega_i}^2} \tag{59}$$

Además, se deber verificar que el parámetro μ, que involucra la masa total cumpla con:

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i}{M} \tag{60}$$

Y finalmente la razón de amortiguamiento de cada dispositivo:

$$c_i = 2 \cdot m_i \cdot \xi_{optimo} \cdot \omega_i \tag{61}$$

3.8. Amortiguadores de fluido viscoso

Los amortiguadores de fluido viscoso se clasifican dentro del grupo de dispositivos pasivos. de son sistemas de disipación de energía del tipo pasivo. Este tipo de amortiguador basa su funcionamiento en la velocidad relativa de sus extremos. dependiente de la velocidad. Esta velocidad es generada entre dos puntos de la estructura a distinto nivel. En el caso de edificaciones esta velocidad se genera por la diferencia en velocidad relativa de entrepiso, en el caso de puentes se da entre un punto fijo (generalmente la subestructura) y la superestructura. El funcionamiento de estos dispositivos es usar un fluido que disipa energía mediante calor (Figura 31). En el caso de puentes peatonales, principal problema de estos dispositivos es que debe buscarse que sean eficientes aun cuando la superestructura está sujeta a movimientos pequeños, de incluso menos de 1 mm (SETRA, 2006). Cuando se tiene puentes peatonales, generalmente un punto fijo son los apoyos de la superestructura, mientras el segundo apoyo está sujeto al tablero.

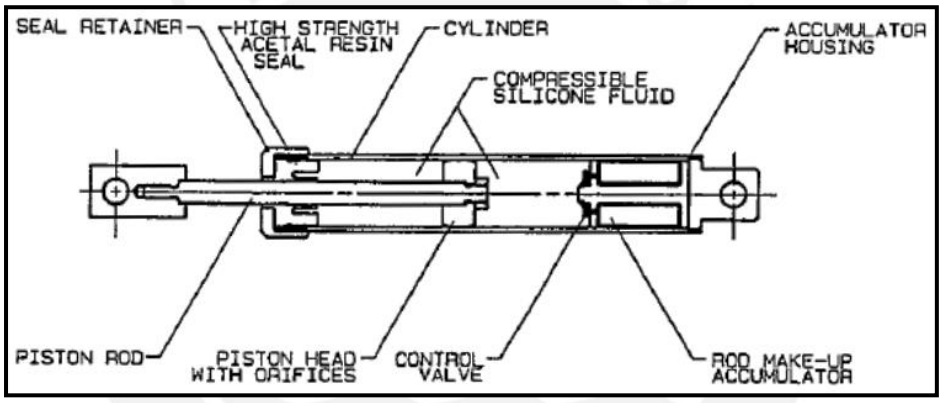


Figura 31 Figura 4 Corte Disipador de Fluido Viscoso. (Fuente Constantinou, 1993)

SETRA recomienda usar modelos generales del comportamiento del amortiguador. Se puede considerar la ley fuerza-desplazamiento representada por la ecuación diferencial:

$$f(t) + \lambda^k \frac{d^k f}{dt^k}(t) = C_0 \frac{dx}{dt}(t) \tag{62}$$

En la cual f(t) es la fuerza aplicada en el pistón y x(t) es el desplazamiento resultante en el pistón del amortiguador.

Donde:

- C_0: factor de amortiguamiento a una frecuencia cero
- λ: Tiempo de relajación

- k: orden del amortiguador

Todos estos parámetros se determinan experimentalmente sin embargo existen valores recomendados. Además, si consideramos que el análisis de vibraciones se realiza en el rango lineal se puede considerar λ = 0, por lo que la formula anteriormente usada se reduce a:

$$f(t) = C\left(\frac{dx}{dt}(t)\right)^{\alpha} \tag{63}$$

Donde α es un coeficiente que generalmente esta entre 0.1 y 0.5.

3.8.1. Aspectos teóricos de los amortiguadores de fluido viscoso con comportamiento lineal

En una estructura, la energía producto de la vibración es disipada por medio de varios mecanismos, que pueden actuar simultáneamente. Entre estos mecanismos se pueden mencionar (Fuentes, 2015)

- Fricción en las conexiones.
- Apertura y cierre de microfisuras en el concreto
- Fricción entre la estructura y elementos no estructurales
- El propio efecto de interacción suelo estructura que disipa las ondas de esfuerzo que se propagan en todas las direcciones.

En el caso de amortiguamiento en general, también hay disipación de energía por la fluencia del material, pero este efecto no se considera en el amortiguamiento lineal.

Todos esos factores que se mencionaron se representan median te un modelo ideal. En un sistema de 1 grado de libertad, el amortiguamiento puede ser representando por 1 amortiguador viscoso lineal donde la fuera del amortiguador depende directamente de la velocidad del oscilador y, como se verá en el Capítulo 6, del movimiento relativo del oscilador. Esta fuerza, denominada como f_D puede ser calculada como:

$$f_D = C \cdot \dot{u} \tag{64}$$

Donde C es el coeficiente de amortiguamiento en unidades Fuerza/Velocidad y u' es la velocidad relativa del dispositivo en sus extremos. El valor C no se puede calcular directamente, de hecho, se calcula experimentalmente y depende de la amplitud del

sistema producida a su vez por la carga aplicada. De ahí que para movimientos de mayor amplitud como los ocasionados por sismo se tiene un mayor amortiguamiento.

Para estimar la energía disipada por este amortiguamiento viscosos partimos de la ecuación diferencial del movimiento dinámico:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \tag{65}$$

Como sabemos, las señales se pueden reducir en series de Fourier expresadas en senos y cosenos, así que la ecuación del movimiento para una fuerza externa armónica se puede expresar como:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_0 \cdot sen(\omega t) \tag{66}$$

La componente estacionaria para la respuesta de este sistema de 1 grado de libertad se puede definir como (Chopra, 2014)

$$u(t) = u_0 \cdot sen(\omega t - \varphi) \tag{67}$$

Donde u0 es la amplitud de desplazamiento, φ es en ángulo de fase y ω es la frecuencia de la fuerza excitadora. Entonces, considerando esta componente estable o estacionaria, la energía disipada por el amortiguador en un ciclo de vibración armónica es (Fuentes, 2015):

$$E_D = \int f_D \, du = \int_0^{2\pi/\omega} (c\dot{u})\, \dot{u} dt = \int_0^{2\pi/\omega} c\dot{u}^2 dt \tag{68}$$

$$= c \int_0^{2\pi/\omega} [\omega u_0 (\omega t - \varphi)]^2 dt = \pi c \omega {u_0}^2 \tag{69}$$

Gráficamente, la fuerza del disipador se puede representar por:

$$f_d = c\dot{u} = c\omega u_0 \cos(\omega t - \varphi) = c\omega\sqrt{{u_0}^2 - {u_0}^2 \cdot sen(\omega t - \varphi)} \tag{70}$$

Reemplazando la ecuación (67) en (70) y despejando:

$$f_d = c\omega\sqrt{{u_0}^2 - u(t)^2} \;\; \rightarrow \left(\frac{u}{u}\right)^2 + \left(\frac{f_D}{c\omega u_0}\right)^2 = 1 \tag{71}$$

Que es la ecuación de la elipse de la Figura 32.a. Esta curva se denomina lazo histerético cuya área es igual a la ecuación (69). Si sumamos la fuerza elástica de la estructura y la fuerza del disipador, tenemos un sistema resorte-amortiguador cuya fuerza total resistente es:

$$f_d + f_S = ku + c\omega\sqrt{{u_0}^2 - u(t)^2} \tag{72}$$

Que gráficamente puede expresarse en la Figura 32.b

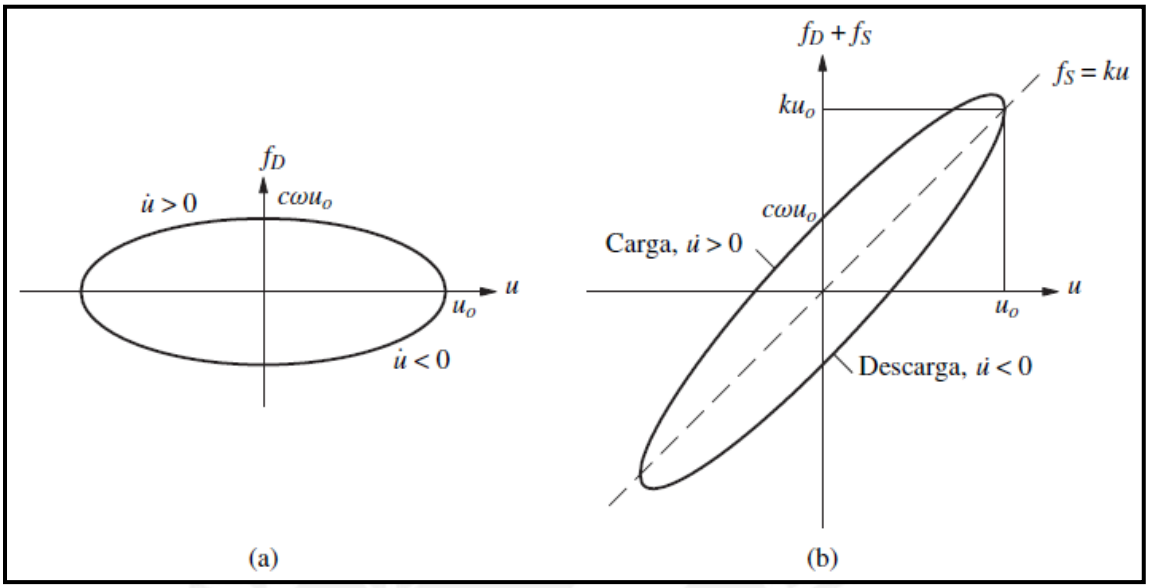


Figura 32 Lazos de histéresis para (a) un amortiguador viscoso; (b) un resorte y un amortiguador viscoso en paralelo (Chopra, 2014)

En cada ciclo de vibración, la energía potencial producto de la deformación del resorte se puede representar por:

$$E_s = \int f_s \cdot du = \int_0^{2\pi/\omega} (ku)\dot{u}dt \tag{72}$$

$$= \int_0^{2\pi/\omega} k[u_0 \cdot sen(\omega t - \varphi)][\omega u_0 \cos(\omega t - \varphi)]dt = 0 \tag{73}$$

Es decir, no hay disipación de energía por la deformación elástica del resorte para un ciclo de vibración, por lo que el área encerrada por la elipse rotada sigue siendo la energía disipada por el amortiguador (Fuentes, 2015). Para el cálculo de esta energía partimos de la definición de amortiguamiento y frecuencia natural del sistema:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega_n} \tag{74}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{75}$$

Y remplazando (74) y (75) en (69) tenemos la energía disipada por el amortiguador:

$$E_D = \pi c\omega {u_0}^2 = 2\pi\xi \frac{\omega}{\omega_n} k{u_0}^2 \tag{76}$$

Por otro lado, por definición para la energía potencial elástica tenemos:

$$E_{S_0} = \frac{k{u_0}^2}{2} \tag{77}$$

Reemplazando (77) en (76):

$$E_D = 4\pi\xi \frac{\omega}{\omega_n} E_{S_0} \tag{78}$$

Una forma de definir el amortiguamiento viscoso es igualar la energía disipada en un ciclo de vibración de la estructura real con la energía disipada de un sistema equivalente. La energía disipada realmente se puede medir de la relación fuerza - desplazamiento en un experimento bajo carga cíclica y con desplazamiento máximo u_0 (Fuentes, 2015) como se observa en la Figura 33.b

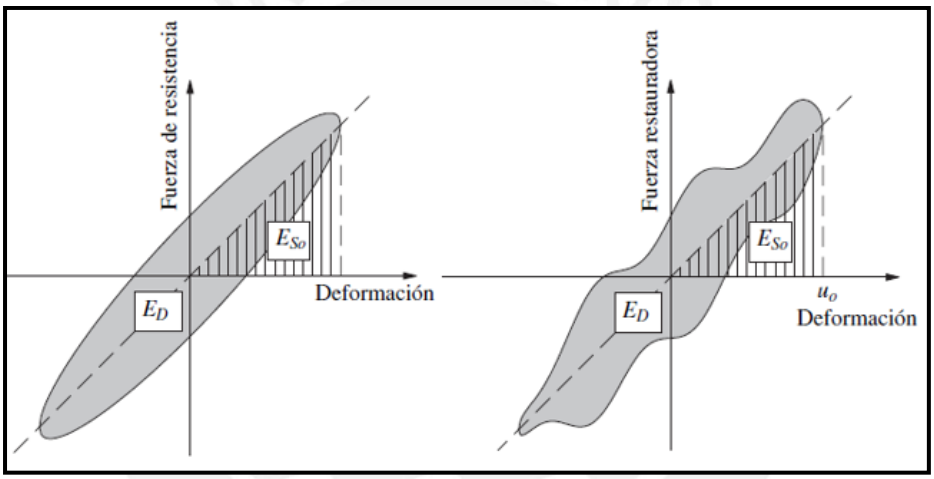


Figura 33 (a) Perdida de energía Ed en un ciclo de vibración armónica y de la energía de deformación máxima Esa. (b) Energía disipada ED en un ciclo de vibración armónica determinada experimentalmente (Chopra, 2015).

Entonces despejando el amortiguamiento equivalente de la ecuación (78) tenemos:

$$E_D = 4\pi\xi_{eq} \frac{\omega}{\omega_n} E_{S_0} \qquad \rightarrow \qquad \xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\omega_n}{\omega} \cdot \frac{E_D}{E_{S_0}} \tag{79}$$

La Ecuación (79) puede quedar reducida a:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S_0}} \tag{80}$$

3.8.2. Aspectos teóricos de los amortiguadores de fluido viscoso con comportamiento no lineal

3.8.2.1. Modelo de Symans y Constantinou (1998)

Symans y Constantinou ensayaron un prototipo de amortiguador de fluido viscoso como el mostrado en la Figura 30 entre el año 1993. Este amortiguador tenía una capacidad máxima de 450N, un rango de deformación de +- 51mm, una longitud de 280mm y un peso de 10N.

La relación fuerza (f_D) – velocidad (du/dx) para un amortiguador de fluido viscoso no-lineal se puede expresar analíticamente según (Symans & Constantinou, 1998):

$$f_D = C_\alpha \, sgn(\dot{u})|\dot{u}|^\alpha \tag{81}$$

Donde:

C_α : coeficiente de amortiguamiento determinado experimentalmente. Tiene como unidad fuerza / velocidad.

$sgn(\dot{u})$: función signo, debido a que a que la fuerza se del disipador se opone al movimiento de la estructura.

α : Exponente velocidad, el cual es un valor real positivo que varía típicamente de 0.5 a 2. Donde 1 se considera para amortiguadores lineales, a partir de reemplazar el valor de alfa en la ecuación 65. Por otro lado, cuando alfa tiende a cero se asemeja más a un oscilador de fricción, lo cual vuelve más eficiente al amortiguador debido a la disipación de la energía en todo su recorrido (Figura 34).

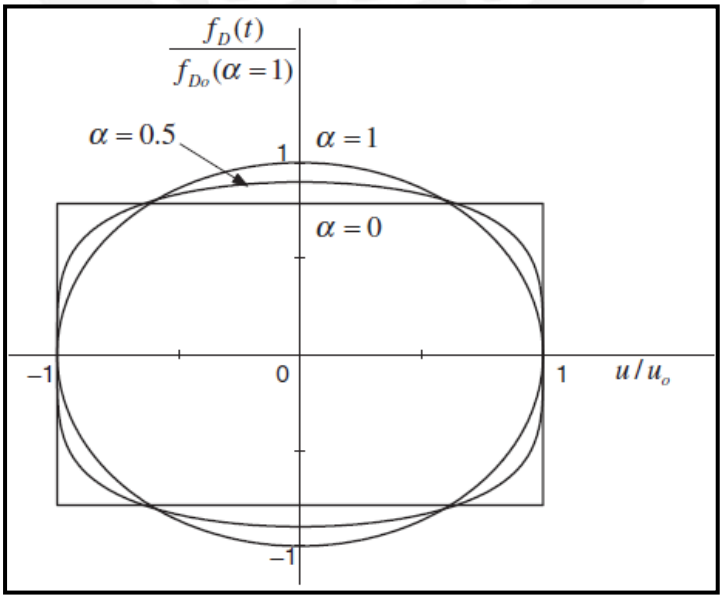


Figura 34 Ciclos de histéresis para amortiguadores viscosos para α = 1, 0.5 y 0.25

La energía característica de disipación dependiente de la frecuencia de un amortiguador de fluido viscoso puede calcularse a partir de una excitación de desplazamiento armónica. El tipo de excitación más simple puede ser descrita por:

$$u = u_o \sin(wt) \tag{82}$$

Donde u_o es la amplitud de desplazamiento (desplazamiento máximo) y w es la frecuencia circular de la excitación. Para el cálculo de la energía disipada se obtiene teniendo en cuenta el trabajo desarrollado es decir la fuerza del dispositivo por el desplazamiento impuesto. Así se tiene:

$$E_d = \oint P(t)du(t) = \int_o^T P(t)\dot{u}(t)dt \tag{83}$$

Donde T es el periodo del movimiento Armónico.

Reemplazando la ecuación (82) en (83) se tiene:

$$E_d = \int_o^T C_o\, sgn(\dot{u})|\dot{u}|^{\alpha}\dot{u}(t)dt \tag{84}$$

Al integrar esta función se tiene (Symans & Constantinou, 1998):

$$E_d = \frac{4C_o(2w)^{\alpha}(u_o)^{\alpha+1}\Gamma^2(1+\frac{\alpha}{2})}{\Gamma(2+\alpha)} \tag{85}$$

Donde Γ es la función gamma. La energía disipada podría ser también descrita en términos de la fuerza máxima en el amortiguador (P_{max}), como sigue:

$$E_d = \frac{4P_{max}\,(2^{\alpha})\,\Gamma^2(1+\frac{\alpha}{2})}{\Gamma(2+\alpha)} \tag{87}$$

Donde

$$P_{max} = C_o(u_o\, w)^{\alpha} \tag{88}$$

Las diferencias en la energía de disipación característica de un amortiguador de fluido visco lineal y no lineal puede evaluarse por la ecuación (). Así tenemos los siguientes casos (Symans & Constantinou, 1998):

- Para amortiguadores no lineales con orificios se puede considera α = 0.5, Ed se reduce a $3.496P_{max}\,\mu_o$
- Para amortiguadores lineales, α = 0.5 y Ed se reduce a $3.142\ P_{max}\,\mu_o$

- Para amortiguadores, α = 2 (amortiguador de diseño simple con orificios cilíndricos) y Ed se reduce a 2.667 $P_{max}\,\mu_o$

De lo anterior se observa que Ed (α = 0.5) / Ed (α = 1) = 1.11, y Ed (α = 0.5) / Ed (α = 2) = 1.31 es decir un considerar α = 0.5 disipa 11% más energía que un amortiguador α = 1 y 31% más que un disipador α = 2 (Symans & Constantinou, 1998).

$$\xi = \frac{E_d}{4\pi E_t} = \frac{E_d}{2\pi k u_o^2} \tag{89}$$

En la cual Ed es la energía almacenada por el amortiguador para el máximo desplazamiento u0, pero Ed es un valor conocido de la ecuación (87). Reemplazando en la ecuación (88) tenemos

$$\xi = \frac{2^{\alpha+1} {u_o}^{\alpha-1} w^{\alpha-2} C_0 \Gamma^2(1+\frac{\alpha}{2})}{2\pi\Gamma(2+\alpha)} \tag{90}$$

$$\xi_{\alpha=1} = \frac{C_0}{2mw} \tag{91}$$

$$\xi_{\alpha=0.5} = 0.55641 \frac{C_0}{m\sqrt{u_o w^3}} \tag{92}$$

$$\xi_{\alpha=2} = \frac{4C_0 u_o}{2\pi w} \tag{93}$$

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS Y MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE LOS PRÓCERES

4.1. Replanteo del puente Los Próceres

El objetivo del capítulo es obtener las propiedades dinámicas del puente basados en un modelo realizado en el software SAP2000. Debido a la antigüedad del puente, no se pudo acceder a los planos estructurales por lo que se realizó un levantamiento topográfico de la estructura para conocer las dimensiones de los perfiles utilizados.

El puente peatonal Los Próceres está ubicado en el paradero Los Próceres de la Vía de evitamiento (progresiva 10+898), en el límite de los distritos de Surco y San Juan de Miraflores (Figura 35). El puente consiste en 2 vanos de 28.90 m y 24.55 m (de oeste a este). Cada apoyo del puente consiste en pórticos compuestos por 2 pilares de diámetro 0.80 m. y altura 5.50m.

Figura 35 Puente Los Próceres

El concreto considerado para el modelamiento es de f'c = 28 MPa y peso específico 24 kN/m^3. De acuerdo a la fórmula de Priestley et al (1996), para concretos de peso específico entre 1400 y 2500 kgf/cm^3 se puede asumir el módulo de elasticidad E_c como

$$E_c = 4700\sqrt{f'c}\ (MPa) \tag{94}$$

$$E_c = 4700\sqrt{28} = 24870.1\ (MPa)$$

Debido a la semejanza en los módulos de elasticidad de la mayoría de aceros (200GPa) se asumió un tipo de acero AASHTO M 270M / M270 Grado 36 o su equivalente en ASTM A709 / A 709M con uso permitido hasta 4 pulgadas de espesor en planchas. Las propiedades de este acero según AASHTO son:

- Mínimo esfuerzo de rotura (Fu) = 58 ksi = 399.9 MPa
- Mínimo esfuerzo de fluencia (Fy) = 36 ksi = 248.2 MPa
- Peso específico (γs) = 0.49 kcf = 76.97 kN/m^3
- Módulo de elasticidad (Es) = 199.95 GPa

De las inspecciones de campo se comprobó que la superestructura se compone de 2 vigas de sección I y de canto variable. La superestructura tiene un ancho de 2.80 metros entre ejes de las almas de vigas. Las vigas son de altura variable desde 544 mm en los apoyos hasta 1249 en el pilar central. A continuación, se muestra las dimensiones de la viga I:

Dimensión	Valor	Unidad
Espesor del ala superior	22	mm
Ancho del ala superior	304	mm
Espesor del ala inferior	22	mm
Ancho del ala inferior	304	mm
Altura del alma	510-1205	mm
Espesor del alma	12	mm

Tabla 20 Dimensiones de la viga de acero longitudinal

La superestructura se compone de 2 vigas transversales de peralte variable unidos por una viga transversal tipo perfil doble C (Figuras 36 y 37).

Figura 36 Vista Inferior de la superestructura

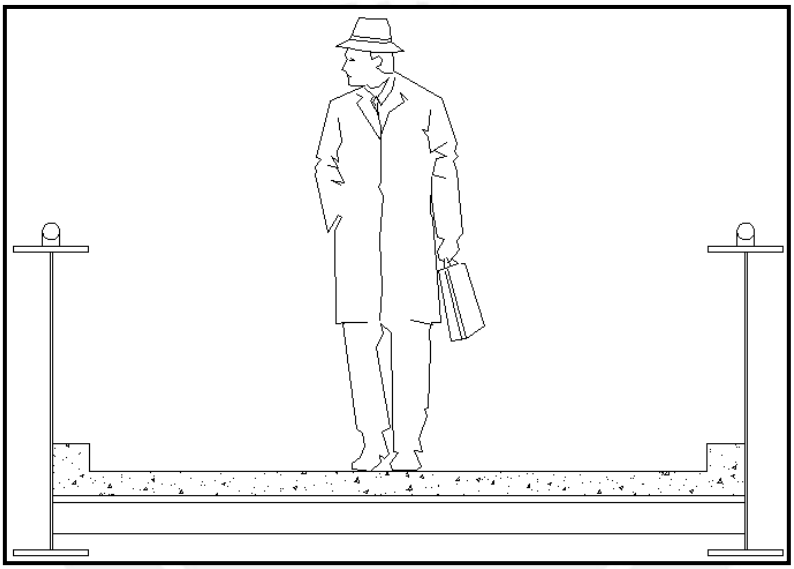


Figura 37 Sección transversal puente Los Próceres

4.2. ANÁLISIS MODAL DEL PUENTE LOS PROCERES

Se considero la baranda como un peso promedio de 8 kgf/m.

$$w_{baranda} = 8\frac{kgf}{m} = 0.078\frac{kN}{m}$$

El peso de los elementos estructurales (vigas longitudinales y vigas transversales) se modeló considerando la opción de peso propio en software. Para cuantificar la soldadura y elementos auxiliares se consideró un 10% más en el peso de las vigas, que se incluyó en el peso específico.

$$\gamma_s = 76.97\frac{kN}{m^3}\ x\ 1.10 = 84.67\frac{kN}{m^3}$$

Como cargas muertas de elementos no estructurales tenemos el peso propio de la losa de concreto, el sardinel y la baranda.

Para la losa de concreto tenemos:

Peso específico del concreto: $\gamma_c = 24.00 \frac{kN}{m^3}$

Ancho del tablero: $b_{losa} = 2.80\ m$

Espesor del tablero: $t_{losa} = 0.10m$

Peso lineal de la losa (dividiendo entre 2 por ser 2 vigas longitudinales):

$$w_{losa} = \frac{\gamma_c \cdot b_{losa} \cdot t_{losa}}{2} = 3.3 \frac{kN}{m}$$

Para el peso de 1 sardinel por cada viga tenemos:

Peso específico del concreto: $\gamma_c = 24.00 \frac{kN}{m^3}$

Ancho del tablero: $b_{sardinel} = 0.15\ m$

Espesor del tablero: $t_{sardinel} = 0.10m$

Peso lineal de la losa (dividiendo entre 2 por ser 2 vigas longitudinales):

$$w_{sardinel} = \gamma_c \cdot b_{sardinel} \cdot t_{sardinel} = 0.36 \frac{kN}{m}$$

Sumando el peso de la baranda, el peso de la losa y el peso del sardinal tenemos la carga distribuida por carga muerta (Figura 38):

$$w_{CM} = w_{baranda} + w_{losa} + w_{sardinel} = 3.76 \frac{kN}{m}$$

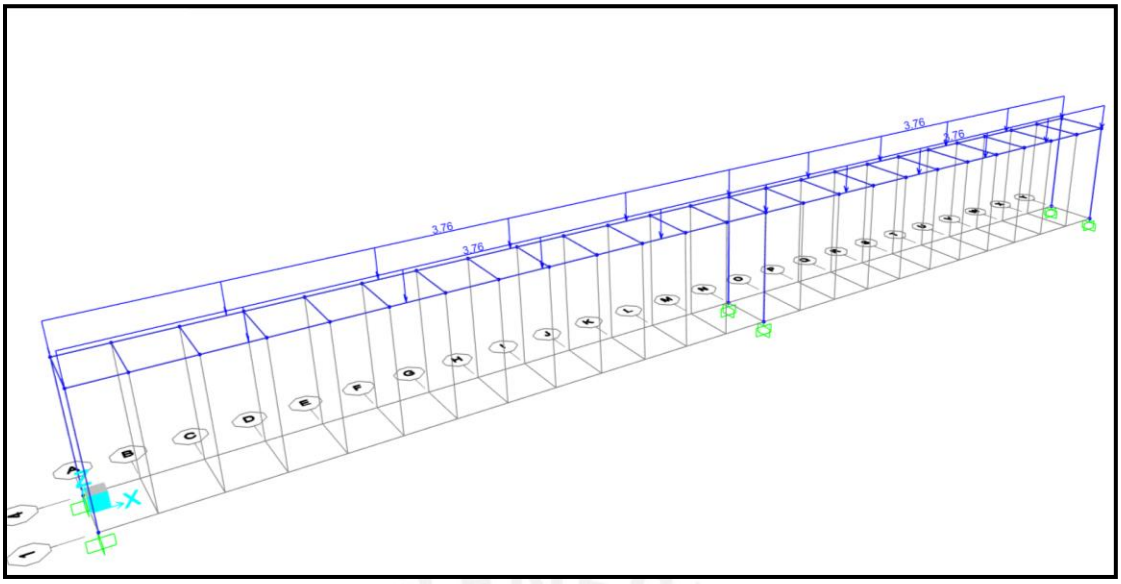


Figura 38 Definicion de la carga muerta w_{CM}=3.76kN/m

El peso de la carga muerta fue incluido dentro del patrón de carga “Carga Muerta” y forma parte de la definición de fuente de masa.

Como se vio en el ítem 3, AASHTO indica que la revisión de las frecuencias del puente se realiza con el puente descargado y la normativa SETRA indica analizar los modos de vibración bajo 2 estados de carga: el primero, con el puente sin carga peatonal, es decir el mismo modelo que AASHTO, y el segundo estado es el puente cargado de peatones. Definimos entonces para el modelo sin carga viva los patrones de carga de peso propio (PP) y carga muerta (Dead).

Para la definición del análisis modal consideramos vectores de Ritz (Figura 39), el máximo número de modos lo indicamos en 40 y dejamos el porcentaje de participación de masa en 99%. Un criterio para el numero de modos es considerar los modos verticales que permitan alcanzar una masa efectiva del el 90% de la masa total (Huergo, 2016), sin embargo, este porcentaje de masa ocurre para frecuencias muy altas que difícilmente son alcanzadas y que no representan riesgo de presentar problemas de vibración. Estos resultados serán discutidos más adelante.

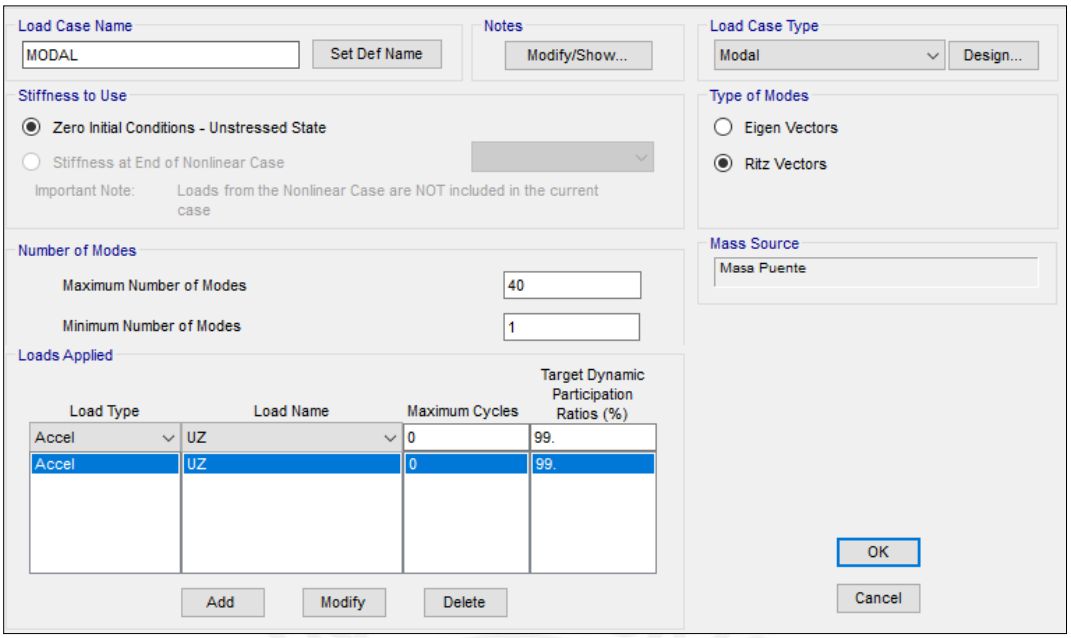


Figura 39 Configuración de los vectores de Ritz

Para el análisis del puente con carga peatonal se considera una carga viva de:

$$w_{viva} = 700 \frac{N}{m^2}$$

Considerando que el peso de la carga viva sobre el tablero (ancho = 2.80 m) se reparte equitativamente entre cada viga tenemos:

$$w_{CV} = 980 \frac{N}{m}$$

Luego asignamos esta carga distribuida en el modelo (Figura 40) y lo consideramos en la masa modal. Para esto creamos un load patterns (patrón de cargas) y un load case (caso de carga) de Carga Viva e indicamos en la definición de fuente masa que incluya este caso de carga. Una vez realizado este paso, la configuración del análisis modal seria el mismo utilizando los vectores de Ritz.

Se consideró la base de las columnas como empotradas y la superestructura se modelo como vigas continúas simplemente apoyadas en los extremos. Es decir, se liberó los grados de libertad de tal forma que se permitió el giro en los apoyos de los extremos (zona de escaleras) y se liberó el grado de libertad en las columnas con el fin de modelar como simplemente apoyado a la interacción entre la viga y el cabezal (Figura 41).

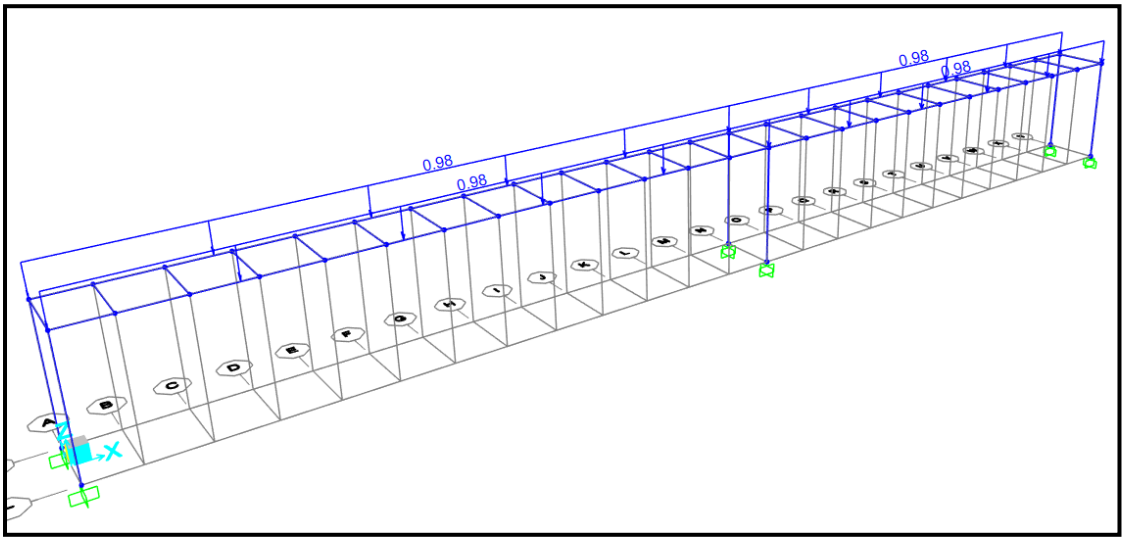


Figura 40 Carga Viva Normativa w_{cv} = 0.98 kN/m

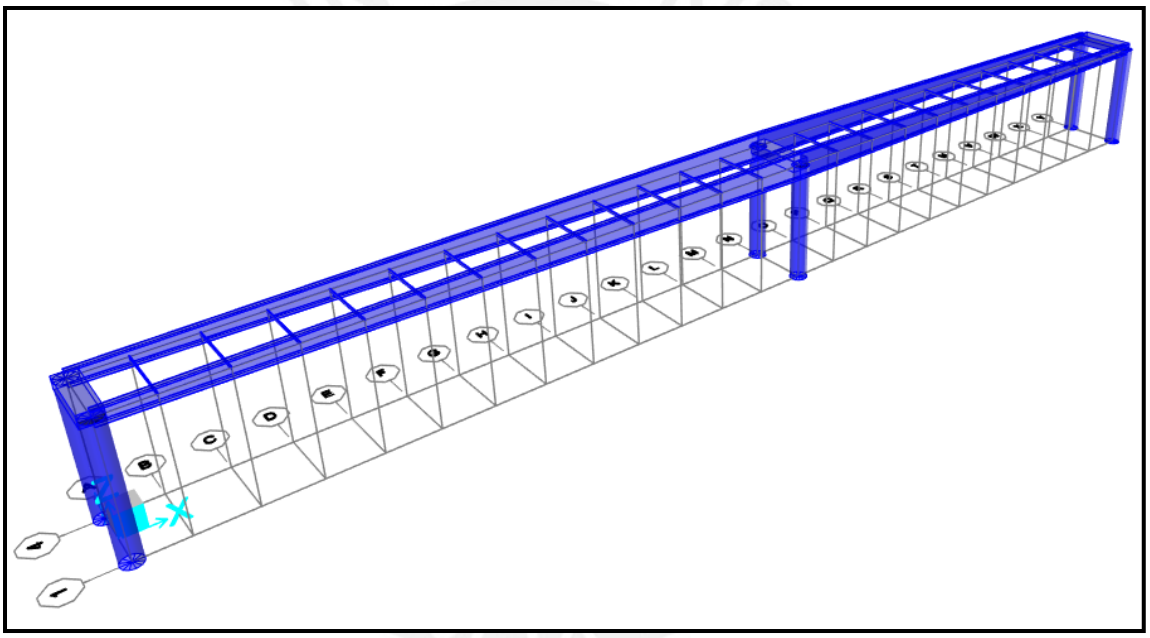


Figura 41 Modelo Puente Los Próceres SAP2000

4.2.1. Resultados análisis modal

Siguiendo el criterio de la normativa SETRA se han modelado los casos con y sin carga peatonal. La respuesta de ambos estados se muestra en las Tablas 21 y 22. En la columna modo vertical se indica entre paréntesis el modo general en las tablas del software.

Tabla 21 Modos de vibración puente sin carga peatonal

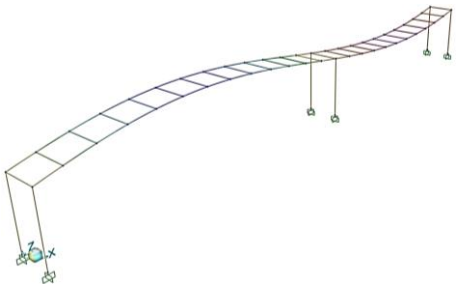
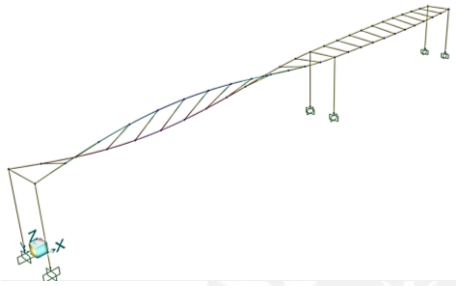
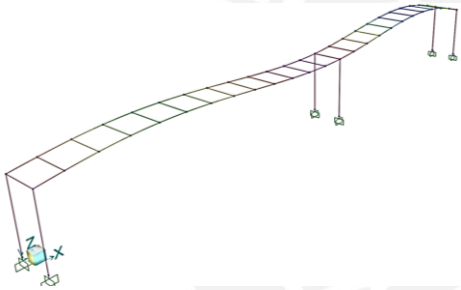
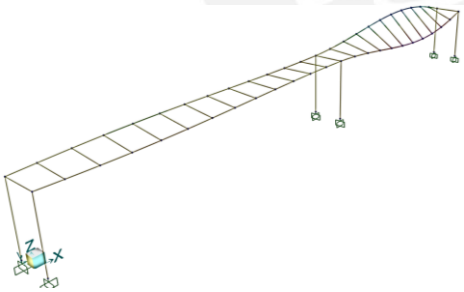
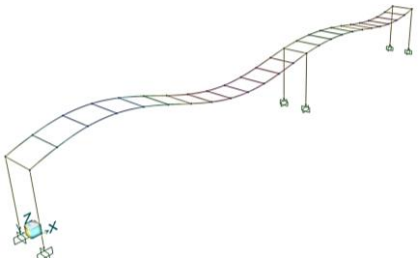
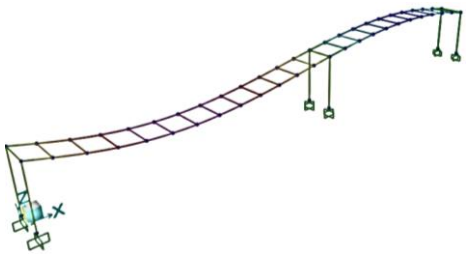
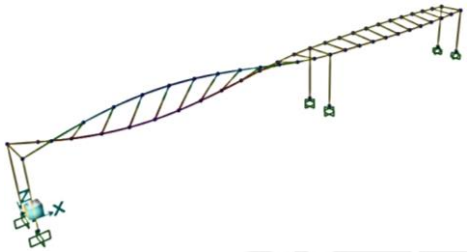
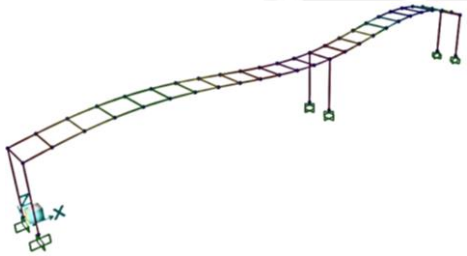
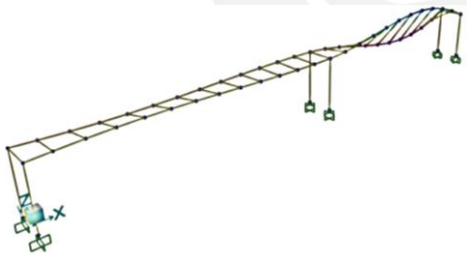
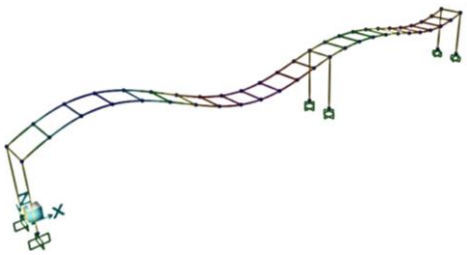
Forma Modal	Modo Vertical	T(s)	F(Hz)	m_{eff} (%)
	1(4)	0.431	2.319	38.1%
	2(6)	0.314	3.182	39.5%
	3(8)	0.25	4	41.3%
	4(9)	0.231	4.335	41.3%
	5(13)	0.114	8.767	44.6%

Tabla 22 Modos de vibración puente con carga peatonal

Forma Modal	Modo Vertical	T(s)	F(Hz)	m_{eff}(%)
	1(4)	0.466	2.145	41%
	2(6)	0.34	2.942	42.5%
	3(8)	0.27	3.704	44.4%
	4(9)	0.25	4.007	44.4%
	5(13)	0.123	8.107	47.9

4.3. Análisis de la respuesta al modelamiento considerando la normativa AASHTO.

Como se observó en el ítem 3, la normativa AASHTO únicamente limita las frecuencias verticales por encima de los 3Hz. En el caso del puente Los Próceres se observa que la frecuencia vertical fundamental es 2.32 Hz. Es decir, el puente no cumple el criterio de AASHTO para vibraciones. Al no cumplir con el primer criterio se realizó el segundo criterio que incluye el peso de la superestructura. Utilizamos la expresión:

$$W \geq 180 \cdot e^{(-0.35 \cdot f)}\ kip$$

Estableciendo el peso de la estructura en:

$$W_{sup} = 624.82\ kN = 140.465\ kip$$

$$140.465\ kip \geq 79.91\ kip$$

De lo anterior se concluye que el puente cumple normativamente, a pesar que su frecuencia fundamental se encuentra cerca de los valores de frecuencia peatonal. Se puede observar entonces la limitación en la normativa AASHTO en puentes de esta tipología, donde cumplir el segundo criterio de vibración no necesariamente excluye a un puente peatonal de sufrir problemas de vibración.

También se hizo una revisión utilizando la fórmula empírica de la Tabla 1

$$f_1 = 35 \times 28.90^{-0.73} = 2.832\ Hz$$

El cual es un valor ligeramente mayor al modelado.

4.4. Análisis de la respuesta considerando la carga dinámica SETRA

4.4.1. Cálculo de las amplitudes de carga

El primer paso para calcular la carga dinámica según la normativa SETRA es definir la clasificación del puente. Para el puente Los Próceres se ha considerado un puente clase II (Tráfico Denso). Esto corresponde a un puente Urbano ocasionalmente cargado en toda su área.

El siguiente paso es definir el nivel de confort. Según SETRA este nivel es definido por el propietario. Para el caso del puente Los Próceres se consideró un nivel de confort promedio.

EL tercer paso es la clasificación del riesgo según la frecuencia. Siguiendo el criterio de esta normativa se calcularon las propiedades dinámicas del puente (frecuencias y periodos) para 2 casos de carga: puente cargado y puente descargado. Para el caso del puente cargado se consideró como carga viva una carga distribuida de 700 kN/m^2. La idea es que para determinar el nivel de riesgo del puente se considere el caso más desfavorable según su frecuencia. Como se puede ver en la Tabla 23, el modo de vibración 1 tiene la frecuencia más desfavorable en 2.145, siendo el rango de riesgo máximo entre 1.7 y 2.1 Hz, es decir a pesar que numéricamente le corresponde un nivel riesgo 2, el puente está a 0.0145 Hz de tener el máximo riesgo de vibración.

Definidos ya los casos de carga por modo se realizaron los cálculos correspondientes para calcular la fuerza asignada por viga.

Tabla 23 Clasificación del riesgo de resonancia (T = Torsional)

Modo de vibración	Sentido	Frecuencia sin carga viva (Hz)	Frecuencia con carga viva (Hz)	Nivel de riesgo	Caso de Carga
1	V	2.319	2.145	2	1
2	V (T)	3.182	2.942	3	3
3	V	4.0	3.704	3	3
4	V (T)	4.335	4.007	3	3
5	V	8.767	8.107	4	No aplica

Primero analizaremos el modo de vibración 1. Se observa que ambas frecuencias (puente cargado y sin carga) se tiene un nivel de riesgo de 2. Considerando una clase de puente tipo II tenemos a partir de la Tabla 10 que le corresponde un caso de carga 1.

Definimos el área del puente:

$$S = b \cdot L = 2.80m \cdot 53.45m = 149.66m^2$$

Para un caso de carga 1, se tiene de la Figura 25 que le corresponde un factor de reducción y un peso de peatón vertical de:

$$\psi = 0.910$$

$$F_p = 280kN$$

Por ser un puente de clase II le corresponde una densidad

$$d = 0.80 \frac{peatones}{m^2}$$

El número de peatones que ocupan el puente:

$$N = d \cdot S = 119.73\ peatones$$

El número equivalente es propio de cada caso de carga, como se vio en el capítulo 3. Así tenemos para un caso de carga 1:

$$n' = 10.8 \cdot (\xi \cdot N)^{0.5} = 10.8 \cdot (0.004 \cdot 119.73)^{0.5} = 7.474\ peatones$$

Con todos estos valores se utiliza la ecuación para calcular la amplitud de la función de vibración:

$$F(t) = \frac{1}{S} \times n'\ (peatones) \times\ \psi\ \times \left(280 \frac{N}{peaton}\right) \times\ cos\ (2\pi f_v\ t)$$

O en su forma según la normativa SETRA según sea el caso de carga, como se vio en el capítulo 3:

$$F(t) = 10.8 \times \left(\frac{\xi}{N}\right)^{\frac{1}{2}} \times d \times \psi\ \times\ (280\ Newtons) \times\ cos\ (2\pi f_v\ t)$$

Así tenemos:

$$F(t) = 10.8 \cdot \left(\frac{0.004}{119.73}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot 0.8 \cdot 0.91 \cdot \cos(14.57t) = 0.0178 \cdot \cos(14.57t) \frac{kN}{m}$$

Considerando que la función coseno varia de -1 a 1, al valor 0.0178 kN/m lo denominaremos como la amplitud de la función, es decir el valor W de la tabla 34 expresado en kN/m. Repitiendo el mismo procedimiento para los modos de vibración del 2 al 5 tenemos el resumen que se muestra en la Tabla 24. Esta Tabla resume los pasos usados de la normativa SETRA para la obtención del valor W de la función sinusoidal.

De la Tabla 24 se observa que los 4 primeros modos verticales están en el rango de frecuencias que necesita un análisis dinámico. El modo 5 tiene un valor de frecuencia que difícilmente sería alcanzado por la carga dinámica peatonal por lo que no será tomada en cuenta a pesar no alcanzar un porcentaje de masa participativa suficiente

como se puede ver en las Tablas 21 y 22. Es decir se puede considerar más modos para llegar al 90% de masa participativa pero los modos superiores al modo 5 no representan riesgo, por eso no son considerados. El bajo porcentaje de masa participativa también se explica por el hecho que en los modos analizados se observa que el sector vibrado corresponde a la superestructura, la cual no representa la totalidad de la masa del puente.

Una vez definido los valores de frecuencia circular y amplitudes máximas se proceden a ingresar las funciones en el software SAP2000. Esto se puede hacer de 2 maneras; la primera es tabular las funciones en una hoja de Excel y copiarlos luego a un block de notas, de la misma manera que se hace un análisis Tiempo-Historia. En el segundo caso se puede utilizar la opción del SAP2000 de crear funciones dependiendo el periodo de la función, la amplitud y el número de repeticiones del ciclo.

Cálculo de cargas

Datos del puente

Critical damping ratio (ξ)	0.004	
Longitud del puente	53.45	m
Ancho del puente	2.8	m
Numero de vigas	2	
Pedestrian weight	700	N
Area (S)	149.66	m2

Stage 1
Class II

Stage 2
Confort Average

Stage 3
Determination of frecuency range classification

Fp - Case I - II	
V	280
T	35
L	140

Fp - Case III	
V	70
T	35
L	7

Clase de puente	Density (d)	
III	0.5	ped / m2
II	0.8	ped / m2
I	1.0	ped / m2

Clasificación del puente

IV	Seldom used footbridge
III	Use standard, never be loaded throughout its bearing area
III	Urban footbridge, ocasionally be loeaded throughout its bearing area
I	Urban footbridge, frequently be loeaded throughout its bearing area

Niveles de comnfort

Maximun Comfort	Practically imperceptible
Average comfort	Merely perceptible
Minimun comfort	perceived by the users, but do not become intolerable

Niveles de Riesgo

Range 1	maximun risk of resonan
Range 2	medium risk of resonanc
Range 3	low risk of resonance
Range 4	negligibe risk of resonan

		Rango			
Traffic	**Class**	**1**	**2**	**3**	**4**
Seldom	IV	NA	NA	NA	NA
Sparse	III	1	NA	NA	NA
Dense	II	1	1	3	NA
Very Dense	I	2	2	3	NA

	Direction	Frecuencia estructura descargada	Nivel de Riesgo	Frecuencia estructura cargada	Nivel de Riesgo	Caso de carga asignado	ψ	Fp	d	n	n'	W (N/m2)	W por viga	ω (rad/s)	T
								N	ped / m2	S*d	Num eq	Fp*n'*ψ/d	kN/m	2*pi()*f	seg
Modo 1	V	2.319	2	2.145	2	1	0.910	280	0.8	119.73	7.474	12.72	**0.0178**	14.57	0.4312
Modo 2	V	3.182	3	2.942	3	3	0.428	70	0.8	119.73	7.474	1.49	**0.0021**	19.99	0.3143
Modo 3	V	4.000	3	3.704	3	3	1.000	70	0.8	119.73	7.474	3.50	**0.0049**	25.13	0.2500
Modo 4	V	4.335	3	4.007	3	3	1.000	70	0.8	119.73	7.474	3.50	**0.0049**	27.24	0.2307
Modo 5	V	8.767	4	8.107	4	NA	0.000	0	0	0.00	0.000	0.00	**0.0000**	55.08	0.1141

Tabla 24 Cálculo de las cargas dinámicas peatonales

4.4.2. Asignación de cargas: Casos de carga y valores de carga en SAP2000

Las cargas distribuidas obtenidas en el apartado anterior se deben aplicar siguiendo la función de forma para modo. Para la aplicación de esta carga Para el ingreso de datos en el programa SAP2000 consideramos los siguientes patrones de cargas (load patterns):

- PP: caso de carga del peso propio de la estructura.
- CM: Carga muerta de los componentes no estructurales (Aquí se incluye el peso de la baranda metálica y el peso de la losa de concreto armado, repartido sobre las vigas longitudinales.
- Carga Viva: En este patrón de carga se colocará la carga dinámica que variará en el tiempo.

En cada patrón de carga se crea un load case del mismo tipo. En el caso del load case se ingresa una carga distribuida de valor 1, en kN/m^3 siguiendo la forma modal. Por ejemplo, en el caso del modo 1 se tiene que las deformadas de ambos vanos tienen direcciones opuestas lo que se ve reflejado en el sentido de las cargas (Figura 42).

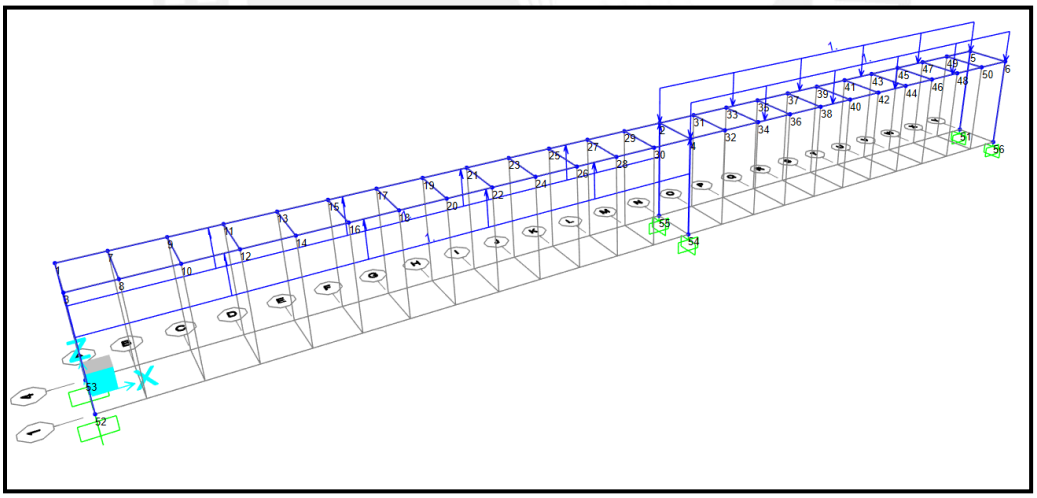


Figura 42 Asignación de carga unitaria – Modo 1

De la misma manera, en las Figuras 43, 44 y 45 se observa la asignación de las cargas unitarias en los modos 2, 3 y 4.

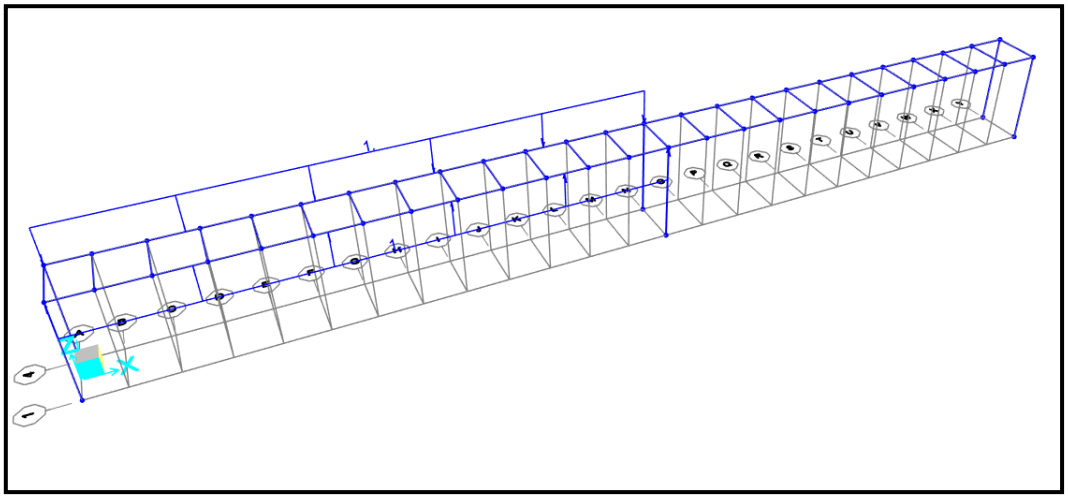


Figura 43 Asignación de carga unitaria – Modo 2

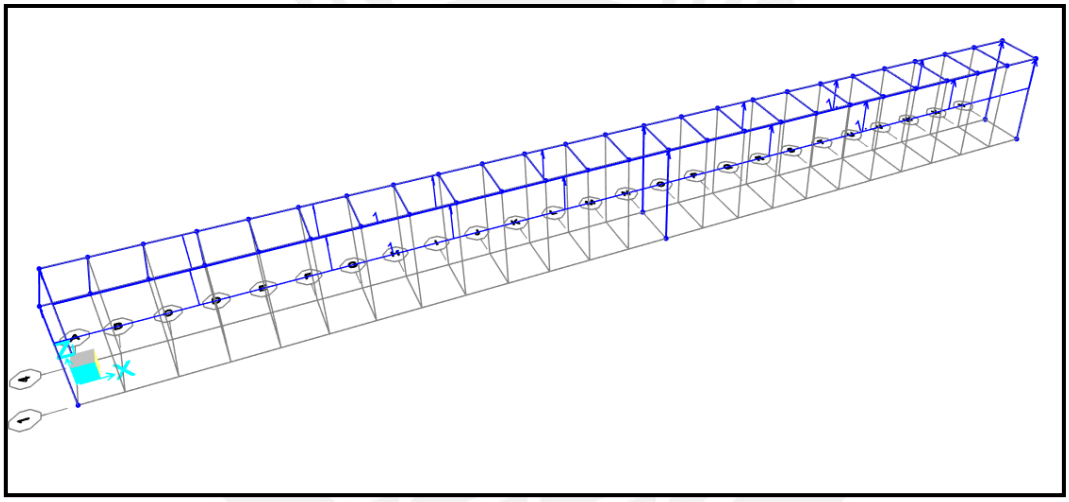


Figura 44 Asignación de carga unitaria – Modo 3

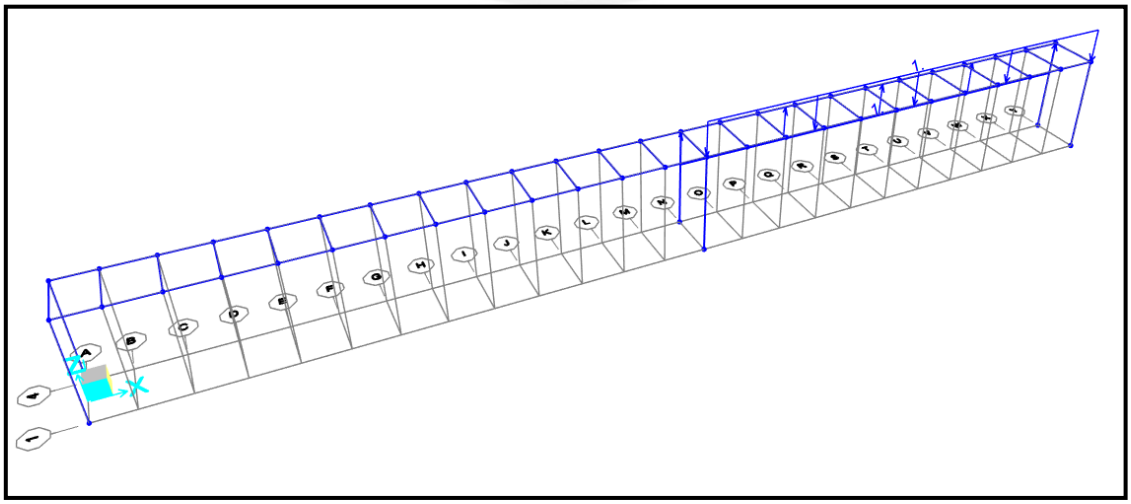


Figura 45 Asignación de carga unitaria – Modo 4

El siguiente paso es la creación de las funciones considerando los parámetros calculados en la Tabla 24. Para el caso del modo 1 se ingresa el periodo correspondiente a la frecuencia del análisis modal. Se ha considerado 20 puntos por oscilación. La normativa SETRA no indica la duración de la señal. Para definir el número de ciclos puede seguirse 2 criterios. Considerando que la normativa SETRA considera una velocidad peatonal de 1.5 m/s, un peatón promedio tardaría aproximadamente 40 segundos en cruzar el puente, por lo que se puede considerar un número de ciclos que alcance ese valor de tiempo. Otro criterio puede definirse a partir del amortiguamiento. Chopra (2014) establece una relación entre el número de ciclos que necesita una estructura para alcanzar la resonancia en función del amortiguamiento. Graficando estos valores y extrapolando la gráfica hasta un amortiguamiento de 0.004 se obtiene que se necesitan aproximadamente 120 ciclos (Figura 46). Considerar más ciclos puede resultar en mayor exactitud en la respuesta máxima, aunque esto demanda un mayor gasto computacional. Para esta investigación y por fines comparativos se han considerado en los casos del modo 1 y 3, se ha considerado 200 ciclos.

El siguiente paso es crear el caso de carga Tiempo-Historia. Para este modelo se ha trabajado con un modelo no lineal. Se ha indicado en el software que el análisis se realice partiendo como estado inicial a la carga muerta, para ello esta carga a su vez debe ser no lineal. El número de puntos y el intervalo a considerar debe ser tal que el producto de ambos sea igual o menor que la duración de la señal ingresada. De no se ser así, y al estar activado el estado transciente, la gráfica de respuesta mostrará el puente vibración libre con una amplitud decreciente.

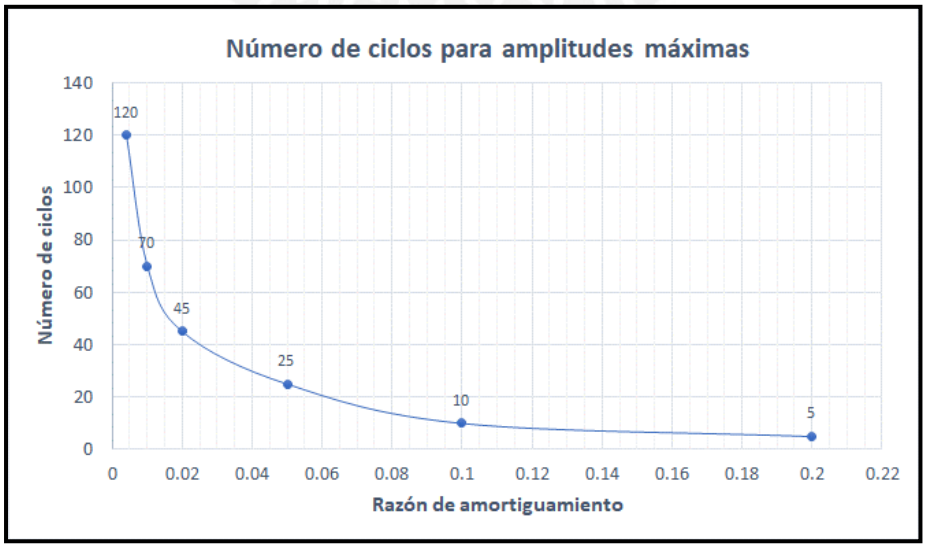


Figura 46 Ciclos necesarios para amplitud máxima en función de ξ (Adaptado de Chopra, 2014)

4.4.3. Análisis de la respuesta del puente sin reforzamiento sujeto a la carga dinámica SETRA

En este capítulo se muestran las respuestas máximas para la evaluación en cada modo de vibración. Para tomar las aceleraciones máximas se ha considerado revisar en los centros de cada mano. Los nodos se han nombrado según la Figura 47.

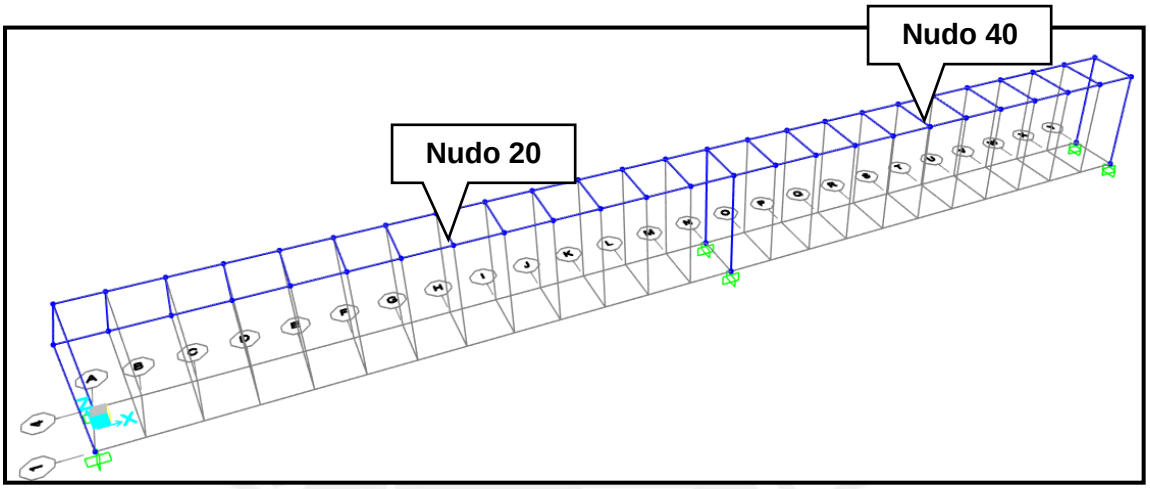


Figura 47 Ubicación de los nudos de análisis

En las Figuras del 48 al 51 se observan las respuestas en el tiempo para los nodos 20 y 40. Se puede observar claramente el fenómeno la forma del modo de resonancia. Debido al amortiguamiento existente, la resonancia no alcanza un valor que tiende al infinito, sino que tiene a estabilizarse. También se observa que el número mínimo de ciclos para alcanzar este valor máximo es de aproximadamente 150.

Para el modo 1, que presenta deformadas puramente verticales y de sentidos opuestos entre ambos vanos, se muestra la aceleración de respuesta en los centros de luz. Se superponen las respuestas para los centros de luz de cada vano (nodos 20 y 40). La respuesta máxima en el nodo 20 es de 5.187 m/s^2 y en el nodo 40 es de 3.174 m/s^2 (Figura 48).

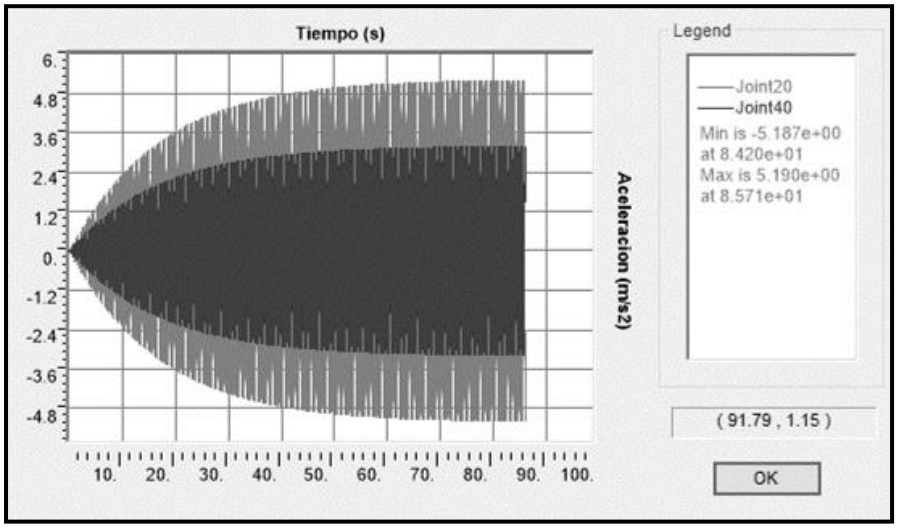


Figura 48 Respuesta máxima en los nodos 20 (5.187m/s^2) y 40 (3.174 m/s^2) – Modo 1

Para el modo 2, que presenta deformadas torsionales y de sentidos opuestos entre ambas vigas, se muestra la aceleración de respuesta en la viga de los nodos 20 y 40. Se superponen las respuestas para los centros de luz de cada vano (nodos 20 y 40). La respuesta máxima en el nodo 20 es de 0.546m/s^2 y en el nodo 40 es de 0.089 m/s^2 (Figura 49).

Para el modo 3, que presenta deformadas puramente verticales y del mismo sentido entre vanos, se muestra la aceleración de respuesta en los centros de luz. Se superponen las respuestas para los centros de luz de cada vano (nodos 20 y 40). La respuesta máxima en el nodo 20 es de 0.793 m/s^2 y en el nodo 40 es de 1.613 m/s^2 (Figura 50).

Para el modo 4, que presenta deformadas torsionales y de sentidos opuestos entre ambas vigas, se muestra la aceleración de respuesta en los centros de luz. Se superponen las respuestas para los centros de luz de cada vano (nodos 20 y 40). La respuesta máxima en el nodo 20 es de 0.141 m/s^2 y en el nodo 40 es de 1.214 m/s^2 (Figura 51).

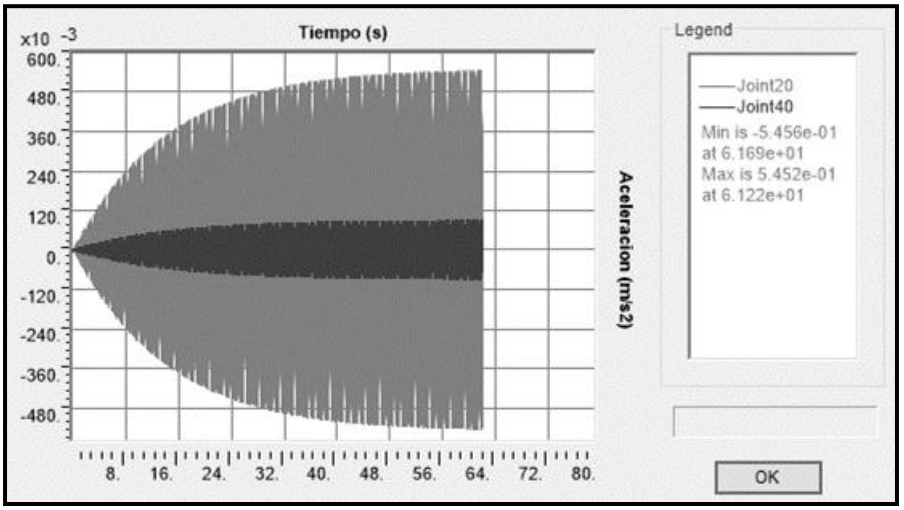


Figura 49 Respuesta máxima en los nodos 20 (0.546 m/s2) y 40 (0.089 m/s2) – Modo 2

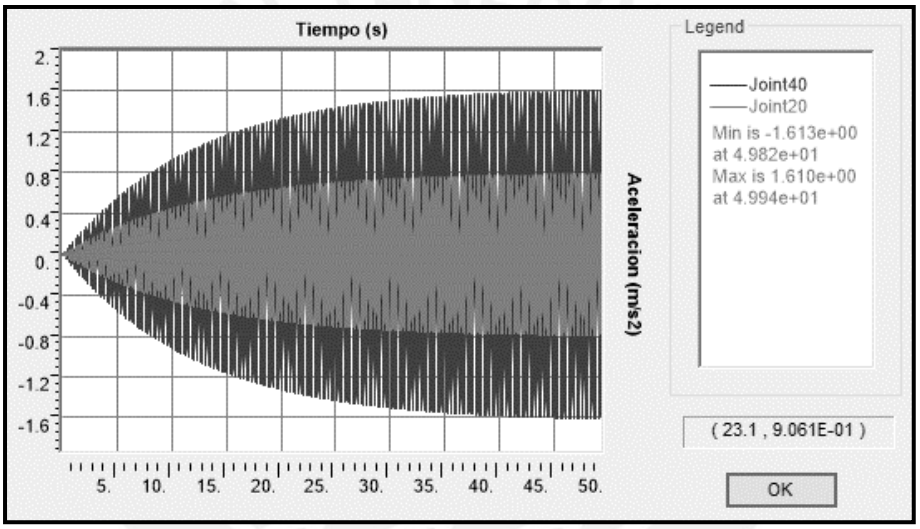


Figura 50 Respuesta máxima en los nodos 20 (0.793 m/s2) y 40 (1.613 m/s2) – Modo 3

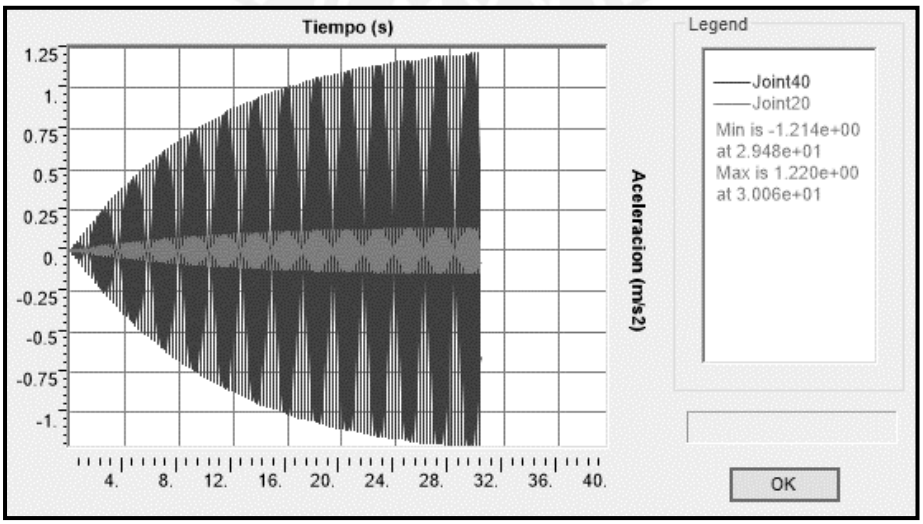


Figura 51 Respuesta máxima en los nodos 20 (0.141 m/s2) y 40 (1.214 m/s2) – Modo 4

La aceleración máxima se produce en el vano de mayor longitud y para el modo 1. En la Tabla 25 se observa que el modo 1 tiene un nivel de confort no aceptable. El modo 2 tiene un nivel del confort máximo y los modos 3 y 4 tienen un nivel de confort mínimo. Esto explica el continuo malestar de los peatones respecto a la vibración del puente Los Próceres. Se concluye que deben considerarse sistemas de amortiguamiento que disminuyan el problema de vibración en los modos verticales puros. Esto se observará en los siguientes capítulos.

Tabla 25 Resumen de respuestas máximas – Carga dinámica SETRA

Modo	**Aceleración máxima Nodo 20 m/s²**	**Aceleración máxima Nodo 40 m/s²**	**Nivel de confort**
Modo 1	5.187	3.174	No aceptable
Modo 2	0.546	0.089	Máximo
Modo 3	0.793	1.613	Mínimo
Modo 4	0.141	1.214	Mínimo
Modo 5	NA	NA	NA

CAPÍTULO 5. DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LOS AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

5.1. Metodología

A pesar de que existen metodologías para calcular los parámetros dinámicos más eficientes en los AMS, es necesario tener como datos de partida la razón de masas (μ = m_d/m) y el número de dispositivos. El objetivo de este capítulo es comparar la respuesta máxima respecto al número de dispositivos y la razón de masas μ, y así alcanzar un diseño más eficiente. Para eso se han considerado como razones de masas: 0.005, 0.02, 0.04, 0.06, 0.08 y 0.1. El límite de 0.1 se considera a partir de las restricciones de Jangid. El número de amortiguadores considerados es 1, 2, 3, 4 y 5 dispositivos. Estos amortiguadores se han colocado en el centro de la sección transversal con el fin de sintonizar los modos puramente verticales 1 y 4. Los modos torsionales, al tener un nivel de confort por lo menos mínimo no se han considerado en el análisis.

Para fines académicos, se muestra el procedimiento para el cálculo de 1 AMS, así como las gráficas de respuesta, mientras que para el resto de casos se mostrará las respuestas y gráficos comparativos.

5.2. Modelamiento

5.2.1. Parámetros de ingreso

Para predimensionar la frecuencia óptima del AMS para un amortiguador se usará la metodología de Den Hartog. Así, tenemos para m_d=0.005m:

Frecuencia del modo de vibración fundamental

$$f_1 = 2.319\ Hz$$

Peso de la superestructura

$$W = 624.82\ kN$$

Masa y peso del AMS considerando μ = 0.005

$$m_d = 0.005 \cdot W = 0.319 \frac{kN \cdot s^2}{m}$$

$$W_d = m_d \cdot g = 3.124\ kN$$

$$f_{d(optimo)} = \frac{f_1}{1 + \frac{m_d}{m}} = 2.307\ Hz$$

$$k_{d(optimo)} = \left(2 \cdot \pi \cdot f_{d(optimo)}\right)^2 \cdot m_d = 66.963 \frac{kN}{m}$$

$$\omega_{d(optimo)} = \sqrt{\frac{k_{d(optimo)}}{m_d}} = 14.498 \frac{rad}{s}$$

$$\xi_{d\ (optimo)} = \sqrt{\frac{3(\frac{m_d}{m})}{8 \cdot \left(1 + \frac{m_d}{m}\right)^3}} = 0.043$$

$$C_{d\ (optimo)} = 2 \cdot \xi_{d\ (optimo)} \cdot \omega_{d(optimo)} \cdot m_d = 0.397 \frac{kN \cdot s}{m}$$

Con estos valores calculados se crean los elementos links de 2 nodos. Es importante que para que pueda ser reconocido por el software SAP2000 se debe ingresar el peso en las unidades fuerza (en este caso kN) y la masa del AMS en unidades fuerza-tiempo^2 por unidad de longitud, en este caso kN-s^2/m. En la tabla 26 se muestra el resumen de las propiedades a ingresar en el software considerando los valores μ planteados en el ítem 1.1

Tabla 26 Resumen de parámetros AMS

md/m	md (kN-s2/m)	Wd (kN)	fd optimo	K opt (kN/m)	wd optimo	ξ optimo	Cd optimo (kN-s/m)
0.005	0.319	3.125	2.307	66.963	14.498	0.043	0.397
0.02	1.274	12.501	2.274	260.031	14.285	0.084	3.061
0.04	2.549	25.001	2.230	500.252	14.010	0.115	8.246
0.06	3.823	37.502	2.188	722.329	13.746	0.137	14.445
0.08	5.097	50.003	2.147	927.765	13.491	0.154	21.224
0.1	6.371	62.503	2.108	1117.918	13.246	0.168	28.332

Estos datos son los que ingresaran finalmente en los elementos tipo Link. Como se vio en el capítulo 3.7.1, hay 3 casos de sistemas reforzados con dispositivos AMS. Debido al bajo Cd optimo, se ha considerado evaluar el sistema como el caso III (estructura principal amortiguada, AMS no amortiguado).

Para el modelamiento de los amortiguadores de masa asignar la masa con la propiedad “Join Masses” y los resortes como elementos links. Además, considerando

que se está controlando el movimiento vertical se debe restringir los grados de libertad horizontales traslacionales y rotacionales en el punto de asignación de masa.

Finalmente, el elemento link aplicado, para el caso de 1 AMS en la zona de máxima deflexión se muestra a en la Figura 52.

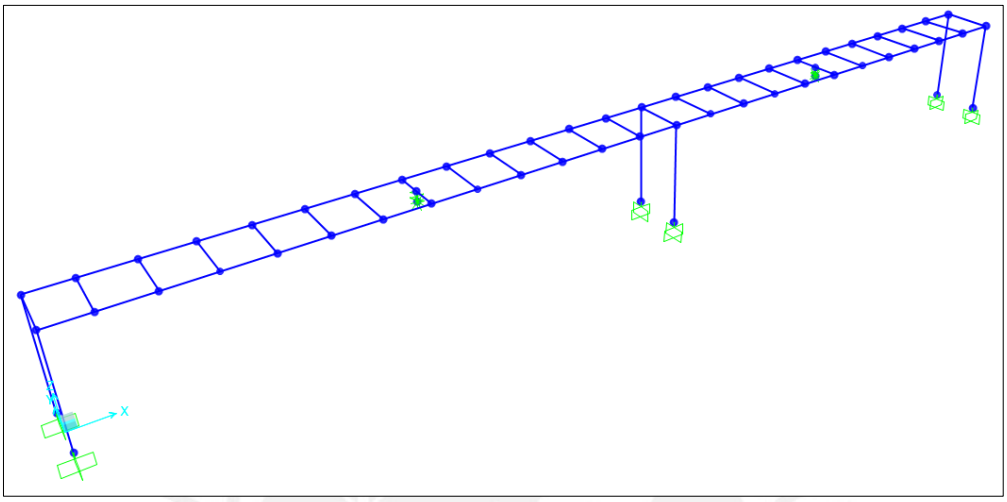


Figura 52 Modelo del puente Los Proceres para un dispositivo AMS

Se debe tener en cuenta que la ubicación de los dispositivos AMS debe ser respaldado constructivamente. Al colocarse debajo de las vigas, esto podría afectar el galibo del puente. Sin embargo, en el caso del puente Los Próceres, la ubicación de los AMS se puede ocultar con el peralte de las vigas, como en la Figura 53. En estructuras donde el espacio bajo la losa no sea suficiente se pueden considerar dispositivos incorporados exteriormente, fijados a las almas de las vigas.

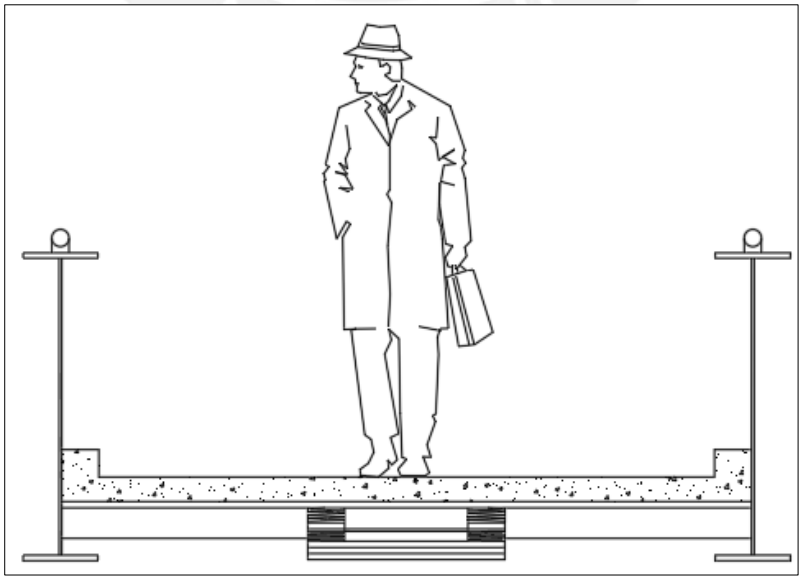


Figura 53 Esquema de ubicación de los dispositivos AMS

Se debe tener en cuenta que añadir una masa unida a un elemento link cambia el periodo fundamental de la estructura en cada modo de vibración por lo que se debe hacer el ajuste en el periodo de la señal.

5.3. Resultados

En este ítem se muestran los resultados para los modos verticales puros 1 y 3. Para cada modo se muestran las respuestas máximas en los centros de luz de cada vano (Nodos 20 y 40).

5.3.1. Modo 1

Tenemos el resumen de las respuestas máximas para el nodo 20 y 40, los cuales se muestran en las Tablas 27 y 28 respectivamente. Es importante señalar que estas respuestas máximas se producen para la máximas respuesta de la estructura las cuales se ven en el estado transitorio.

Tabla 27 Rpta. Máxima (m/s2) vs μ vs número de AMS – Modo 1 – Punto 20

Respuesta maxima (m/s2) Modo 1 - Punto 20						
md/m	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
0.005	5.187	2.196	2.294	2.117	2.097	2.047
0.02	5.187	1.864	1.840	1.714	1.683	1.588
0.04	5.187	1.595	1.536	1.412	1.374	1.264
0.06	5.187	1.409	1.335	1.210	1.171	1.056
0.08	5.187	1.265	1.183	1.061	1.020	0.905
0.1	5.187	1.147	1.063	0.943	0.903	0.789

Para interpretar estos datos, podemos graficar la respuesta en función del número de amortiguadores para cada razón de masas considerado (Figura 54). Además, se puede graficar la respuesta máxima para cada razón de masas (Figura 55).

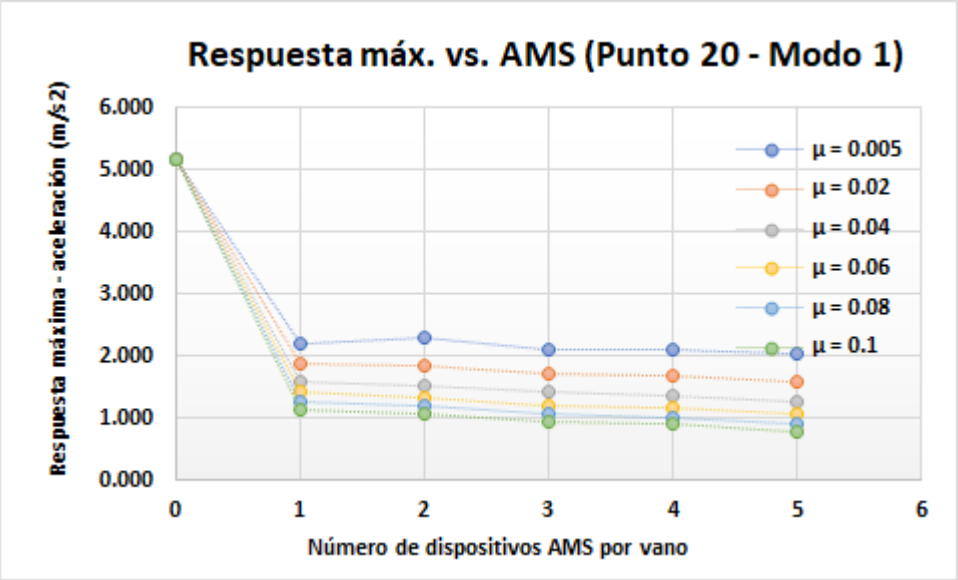


Figura 54 Curvas de rpta. maxima vs num. AMS – Modo 1 Punto 20 mara distintas relaciones de masa

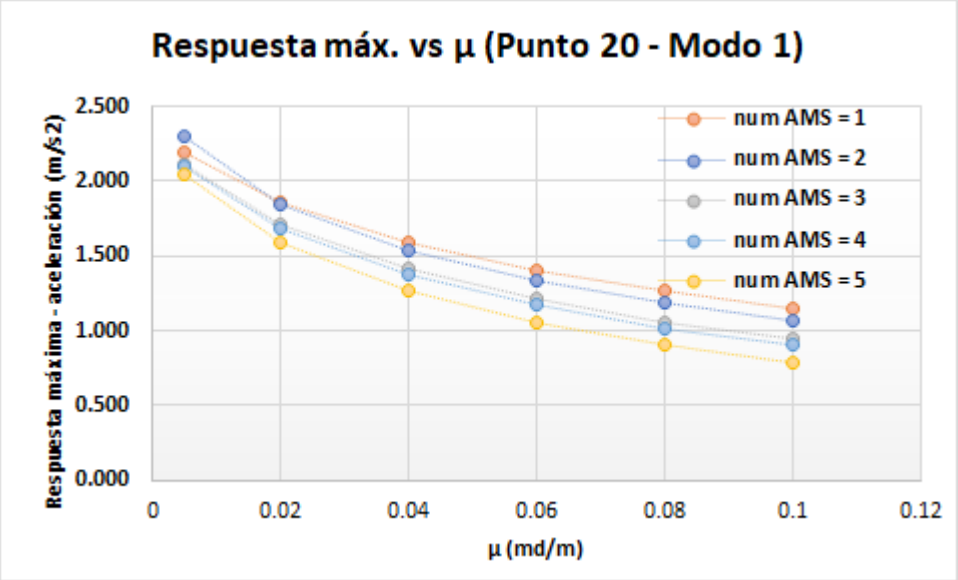


Figura 55 Curvas de rpta. maxima vs μ – M modo 1 – punto 20 para cada número de amortiguadores

Siguiendo el mismo criterio de graficas tenemos para el nodo 40 en el modo 1 la relación de respuestas máximas (Tabla 28), y las gráficas de respuesta máxima vs el número de amortiguadores (Figura 56), y la respuesta máxima vs μ (Figura 57).

Tabla 28 Rpta. Maxima vs μ vs num. AMS – M1-P40

Respuesta maxima (m/s2) Modo 1 - Punto 40						
md/m	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
0.005	3.174	1.356	1.425	1.299	1.304	1.250
0.02	3.174	1.161	1.180	1.056	1.062	0.968
0.04	3.174	1.001	1.008	0.871	0.875	0.771
0.06	3.174	0.888	0.890	0.747	0.751	0.643
0.08	3.174	0.799	0.799	0.656	0.657	0.552
0.1	3.174	0.727	0.725	0.583	0.584	0.481

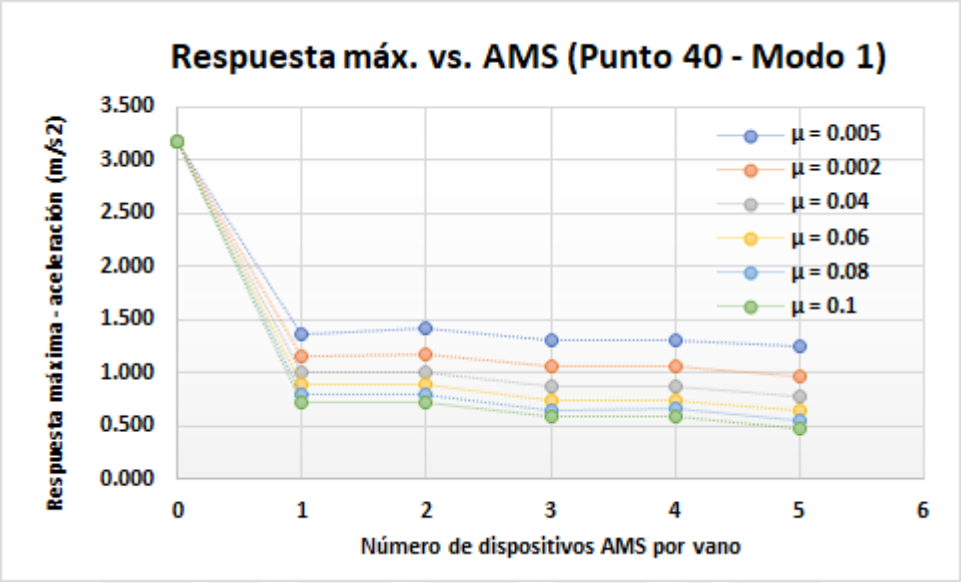


Figura 56 Curvas de rpta. maxima vs num. AMS – Modo 1 Punto 40

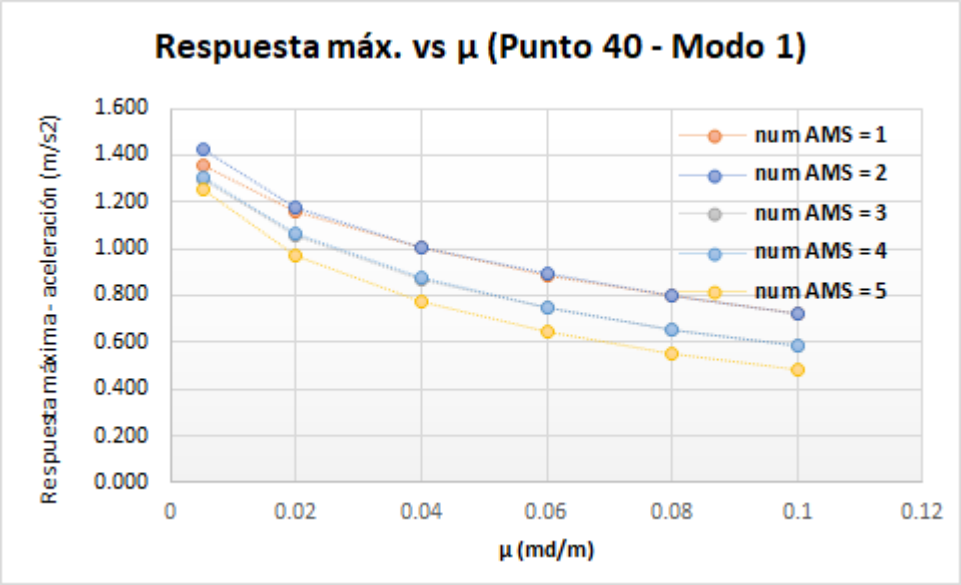


Figura 57 Curvas de rpta. maxima vs μ – M modo 1 – punto 40 para cada número de amortiguadores

5.3.1.1. Modo 3

Tenemos las respuestas máximas para el nodo 20 y 40, los cuales se muestran en las Tablas 29 y 30 respectivamente.

Tabla 29 Rpta. Maxima vs μ vs num. AMS – M3-P20

Respuesta maxima (m/s2) Modo 3 - Punto 20						
md/m	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
0.005	0.793	0.758	0.694	0.756	0.762	0.755
0.02	0.793	0.744	0.671	0.739	0.722	0.730
0.04	0.793	0.727	0.645	0.724	0.700	0.729
0.06	0.793	0.711	0.627	0.704	0.684	0.709
0.08	0.793	0.702	0.612	0.690	0.668	0.707
0.1	0.793	0.694	0.600	0.705	0.658	0.710

De la Tabla 29 se obtienen las curvas de respuesta (Figuras 58 y 59)

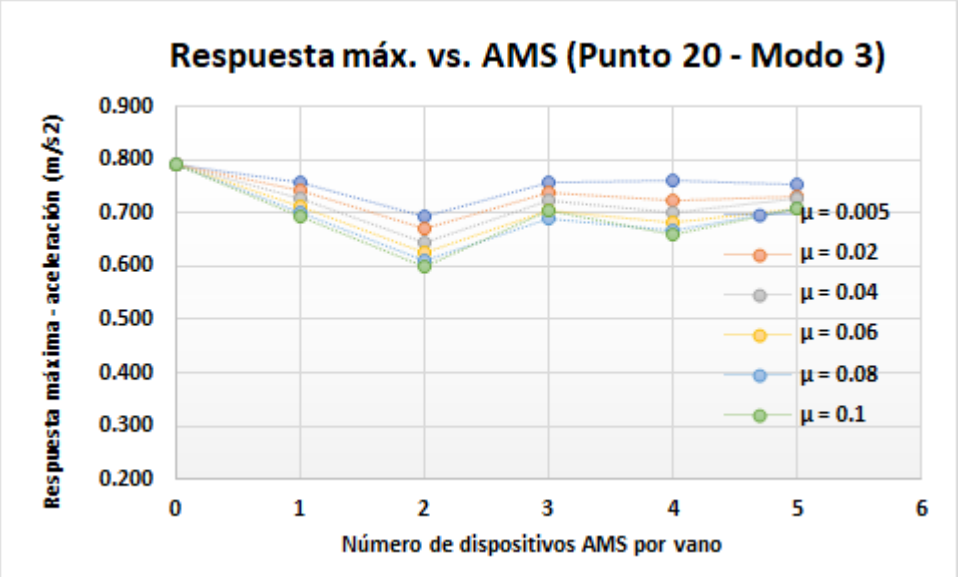


Figura 58 Curvas de rpta. maxima vs num. AMS – Modo 3 Punto 20

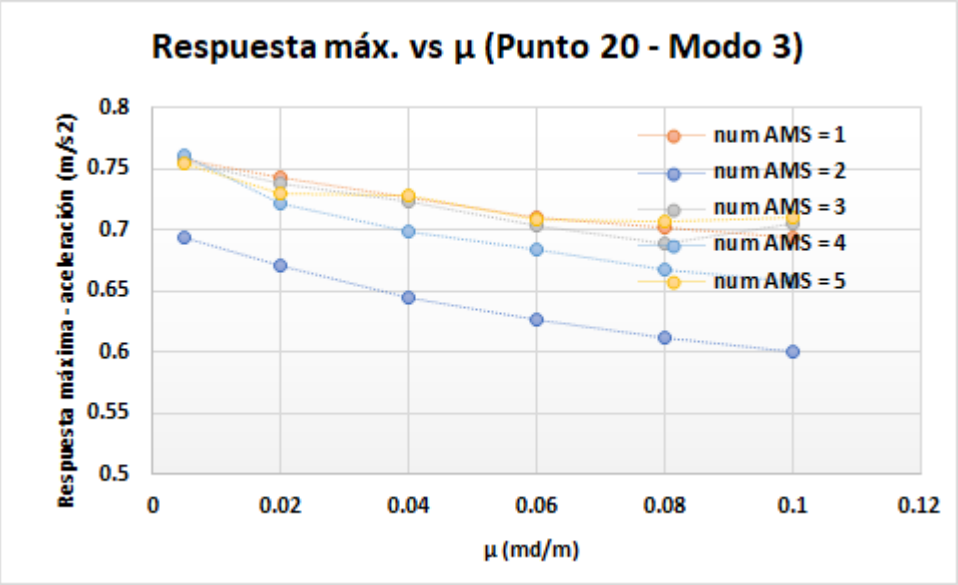


Figura 59 Curvas de rpta. maxima vs μ – Modo 3 – punto 20 para cada número de amortiguadores

De la misma manera tenemos para el nodo 40 la tabla de respuestas máximas (Tabla 30) y las curvas de respuesta (Figuras 60 y 61)

Tabla 30 Rpta. Maxima vs μ vs num. AMS – M3-P40

Respuesta maxima (m/s2) Modo 3 - Punto 40						
md/m	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
0.005	1.613	1.546	1.531	1.538	1.561	1.532
0.02	1.613	1.532	1.517	1.512	1.505	1.4770
0.04	1.613	1.517	1.499	1.493	1.490	1.472
0.06	1.613	1.499	1.493	1.456	1.482	1.427
0.08	1.613	1.496	1.488	1.453	1.471	1.420
0.1	1.613	1.493	1.485	1.455	1.473	1.425

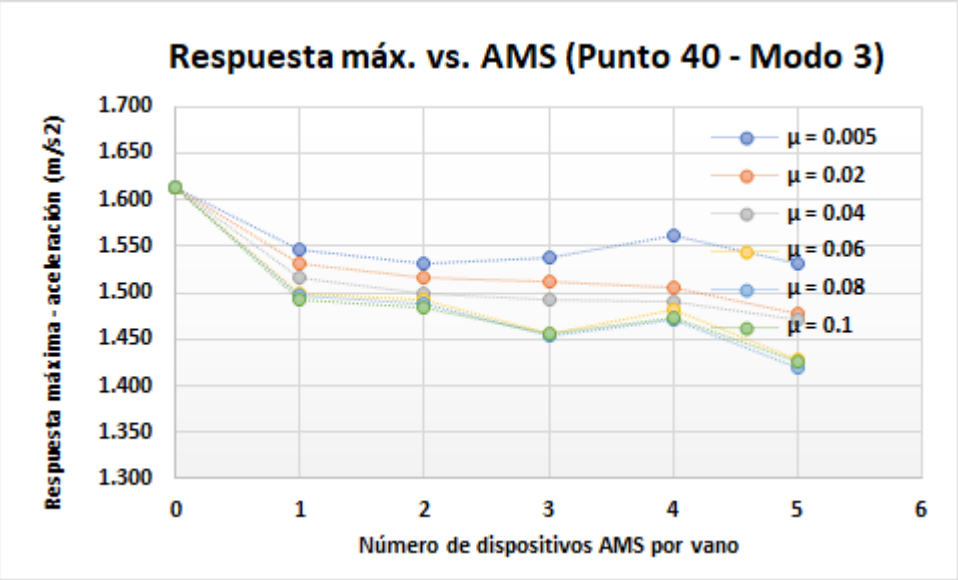


Figura 60 Curvas de rpta. maxima vs num. AMS – Modo 3 Punto 40

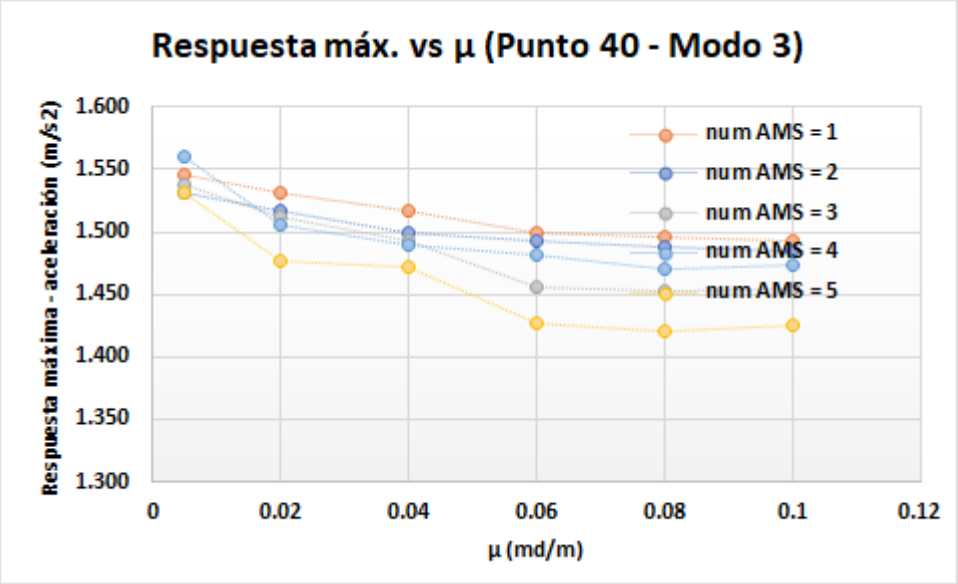


Figura 61 Curvas de rpta. maxima vs μ – M modo 3 – Punto 40 para cada número de amortiguadores

CAPÍTULO 6. DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LOS AMORTIGUADORES DE FLUIDO VISCOSO

6.1. Cálculo de los parámetros del amortiguador de fluido viscoso

El amortiguamiento de una estructura, en general, tiene tres componentes:

- Amortiguamiento estructural o inherente (ξ_I), que es el amortiguamiento propio de la estructura antes de que este desarrolle esfuerzos de fluencia.
- Amortiguamiento viscoso (ξ_V), propio de los dispositivos de amortiguamiento añadidos al sistema.
- Amortiguamiento Histérico (ξ_H), que se produce debido al comportamiento histerético del sistema y los dispositivos de amortiguamiento una vez pasado el punto de fluencia de los componentes estructurales.

Si consideramos que bajo cargas de servicio no se produce amortiguamiento histerético, es decir no se desarrolla la fluencia tenemos, para el modo m, que:

$$\xi_m = \xi_I + \xi_{Vm}$$

Así, para el predimensionamiento del amortiguador, se considerará el diseño del amortiguador linealmente debido a que no se considera el aporte histérico de las vigas del puente, sin embargo, se estudiará el comportamiento de los amortiguadores de manera no lineal iterando el parámetro alfa (exponente de amortiguamiento).

También sabemos que, para un sistema de 1 GDL, el amortiguamiento equivalente puede ser calculado como:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{So}}$$

Sin embargo, esta expresión puede extenderse a sistemas de varios grados de libertad.

$$\xi_{Vm} = \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_m}$$

Donde:

W_m: es la energía de deformación elástica máxima del modo m de vibración de la estructura en la dirección de movimiento debido al desplazamiento modal δ_{im}.

W_{mj}: es el trabajo realizado por el j-esimo disipador en un ciclo completo de respuesta dinámica correspondiente al modo m de vibración de la estructura en la dirección de interés debido al desplazamiento modal δ_{im}.

Sin embargo, la energía de deformación elástica es equivalente al trabajo realizado por la fuerza inercial (FEMA, 2010):

$$W_m = \frac{1}{2} \cdot \sum_i F_{im} \cdot \delta_{im}$$

Donde:

F_{im}: es la fuerza inercial del modo m-ésimo en el nivel i

δ_{im}: es el desplazamiento en el punto de análisis correspondiente al modo de vibración de la estructura.

Sin embargo, la norma FEMA-356 permite hacer una simplificación considerando solamente el primer modo fundamental partiendo de que cuando el amortiguamiento de es una estructura se incrementa, los modos de las frecuencias altas tienen a eliminarse. De esta manera la expresión anterior queda reducida a:

$$W = \frac{1}{2} \cdot \sum_i F_i \cdot \delta_i$$

$$\xi_V = \frac{\sum_j W_j}{4\pi W}$$

Así, la energía del amortiguador viscoso puede expresarse como:

$$\sum_j W_j = \sum_j \pi \cdot c_j \cdot {x_j}^2 \cdot \omega = \sum_j \pi \cdot c_j \cdot {x_j}^2 \cdot \omega_1 = \frac{2\pi^2}{T_1} \sum_j c_j \cdot {x_j}^2$$

Donde:

c_j: coeficiente de amortiguamiento del j-ésimo dispositivo viscoso

x_j: desplazamiento axial relativo entre los extremos del dispositivo

ω_1: frecuencia natural circular del primer modo

T_1: periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de análisis (vertical para el caso del puente Los próceres).

Además, el desplazamiento axial relativo puede obtenerse en función de la dirección de análisis:

$$x_j = A \cdot \Phi_{rj} \cdot cos\theta_j$$

Donde A es el desplazamiento del punto de análisis y Φ_{rj} es el desplazamiento horizontal relativo correspondiente a la forma del primer modo del disipador j-ésimo y θ_j es la inclinación.

Si reemplazamos esta última expresión en la energía de la expresión del amortiguador viscoso tenemos:

$$\sum_j W_j = \frac{2\pi^2}{T_1} \sum_j c_j \cdot \left[A \cdot \Phi_{rj} \cdot cos\theta_j\right]^2$$

$$W = \frac{1}{2} \cdot A^2 \cdot \Phi_1^T \cdot [K] \cdot \Phi_1$$

$$W = \frac{1}{2} \cdot A^2 \cdot \Phi_1^T \cdot \omega^2 \cdot [M] \cdot \Phi_1$$

$$W = \frac{1}{2} \cdot A^2 \sum_i \omega_1^2 m_i \Phi_1^2$$

Reemplazando en la expresión del amortiguamiento viscoso reducido a un modo de vibración tenemos:

$$\xi_V = \frac{\frac{2\pi^2}{T_1} \cdot A^2 \sum_j c_j \cdot {\Phi_{rj}}^2 \cdot cos^2\theta_j}{4 \cdot \pi \cdot \frac{2\pi^2}{T_1} \cdot A^2 \cdot \sum_i m_i \cdot \Phi_i^2}$$

$$\xi_V = \frac{T_1 \cdot \sum_j c_j \cdot {\Phi_{rj}}^2 \cdot cos^2\theta_j}{4 \cdot \pi \cdot \sum_i m_i \cdot \Phi_i^2}$$

De lo que finalmente se tiene que el amortiguamiento de una estructura:

$$\xi_{ef} = \xi_I + \xi_V = \xi_I + \frac{T_1 \cdot \sum_j c_j \cdot {\Phi_{rj}}^2 \cdot cos^2\theta_j}{4 \cdot \pi \cdot \sum_i m_i \cdot \Phi_i^2}$$

Se puede asumir que todos los amortiguadores del puente los próceres tienen el mismo coeficiente de amortiguamiento y en cada vano se planteara el mismo número de disipadores. Entonces la expresión del coeficiente de amortiguamiento queda expresada de la siguiente manera:

$$C_{total} = (n_{disp} \cdot n_{vano}) \cdot C = \left(\xi_{ef} - \xi_I\right) \cdot \frac{4 \cdot \pi \cdot \sum_i m_i \cdot \Phi_i^2}{T_1 \cdot \sum_j {\Phi_{rj}}^2 \cdot cos^2\theta_j}$$

Donde C es el número de dispositivos de cada amortiguador, n_{disp} es el número de amortiguadores por vano y n_{vano} es el número de vanos.

Sin embargo, esta formulación de 1 modo considera que el amortiguador influye directamente en el punto que se quiere controlar el desplazamiento. En el caso del puente Los próceres esta formulación debe ajustarse considerando que el los dispositivos se colocan en los extremos del puente. Identificando las condiciones de contorno se obtiene que vano es una viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro. Esto se puede obtener de la ecuación de la deformada y obteniendo el factor correspondiente a partir de dividir la deflexión en el punto de conexión del amortiguador y la deflexión máxima. También se puede obtener dividiendo los desplazamientos modales en el punto de

Así se tiene el factor de corrección por geometría de:

$$f_{geo} = \frac{0.0507}{0.1958} = 0.258$$

Como se puede observar, hay una pérdida en la eficiencia del amortiguador por geometría. Incluyendo este factor en el cálculo del coeficiente de amortiguamiento se tiene:

$$C_{total} = (n_{disp} \cdot n_{vano}) \cdot C = \left(\xi_{ef} - \xi_I\right) \cdot \frac{4 \cdot \pi \cdot \sum_i m_i \cdot \Phi_i^2}{T_1 \cdot \sum_j {f_{geo}}_j^2 {\Phi_{rj}}^2 \cdot cos^2\theta_j}$$

6.1.1. Rigidez axial del brazo metálico

Como se observó en el Capítulo 3 la rigidez del brazo metálico del amortiguador se calcula mediante la siguiente formula:

de

$$K = \frac{E \cdot A}{L}$$

Donde:

E: Modulo de elasticidad de acero

A: Área de la sección transversal

L: Longitud del brazo mecánico

Para el modelamiento del puente los próceres se consideró un valor de K =300 MN/m partir de los catálogos de Taylor.

6.2. Procedimiento iterativo

Para evaluar la respuesta dinámica del puente Los Próceres se consideró el mismo modelo utilizado para para en análisis de la respuesta considerando la carga dinámica de SETRA. No se consideró el comportamiento lineal del amortiguador, esto permitió que no se cambiaran las propiedades dinámicas de la estructura como los modos de vibración. En su lugar se consideró un análisis no lineal tabulando el exponente de velocidad α y el coeficiente de amortiguamiento C. Para el análisis de este puente en particular, se consideró un amortiguador en la unión de cada viga con la columna, es decir 4 amortiguadores por vano como se observa en la Figura 62.

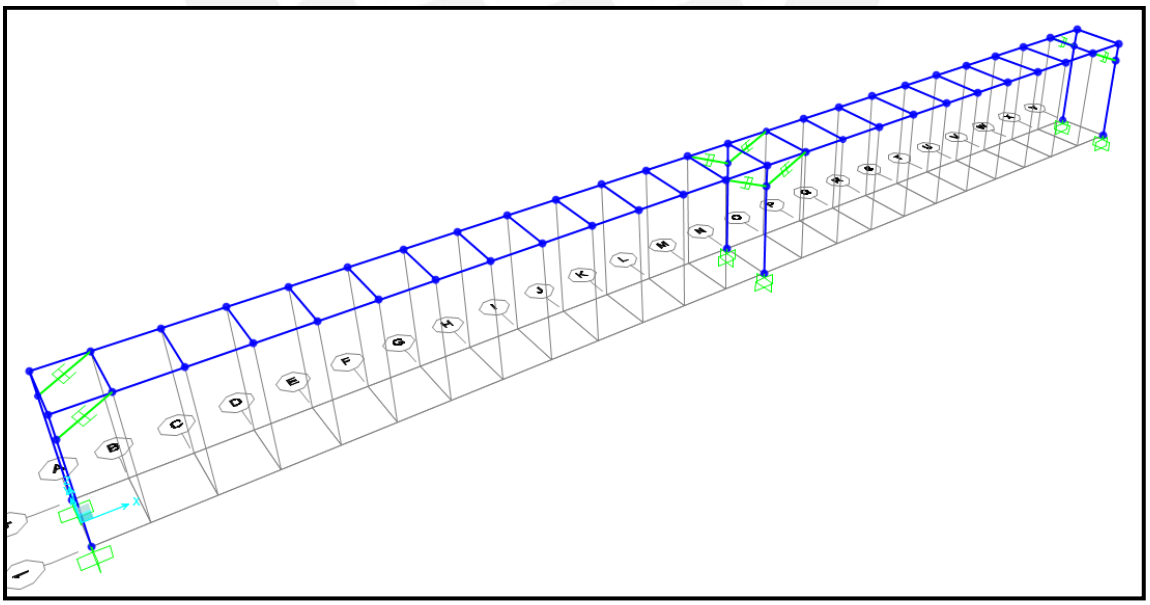


Figura 62 Modelo con dispositivos de amortiguamiento viscoso

Con la finalidad de obtener los amortiguadores óptimos se tabularon los valores de α para 0.25, 0.50 y 1 y para cada uno de estos se consideraron los mismos valores de C. Lo valores de C considerados se pueden observar en la Tabla 32.

Tabla 31 Tabulación de parametros de amortiguador

Nombre del Modelo	**α**	**C: kN(s/m)$^{\alpha}$**
Carga Dinámica SETRA	Sin amortiguador	
C 1 a 0.25	0.25	1
C 5 a 0.25		5
C 10 a 0.25		10
C 20 a 0.25		20
C 50 a 0.25		50
C 100 a 0.25		100
C 1 a 0.25	0.50	1
C 5 a 0.25		5
C 10 a 0.25		10
C 20 a 0.25		20
C 50 a 0.25		50
C 100 a 0.25		100
C 1 a 0.25	1.0	1
C 5 a 0.25		5
C 10 a 0.25		10
C 20 a 0.25		20
C 50 a 0.25		50
C 100 a 0.25		100

Estas combinaciones de valores de C y el exponente alfa se ingresan en el software SAP2000. En la Figura 63 se observan los valores para el modelo “C 50 a 0.25”.

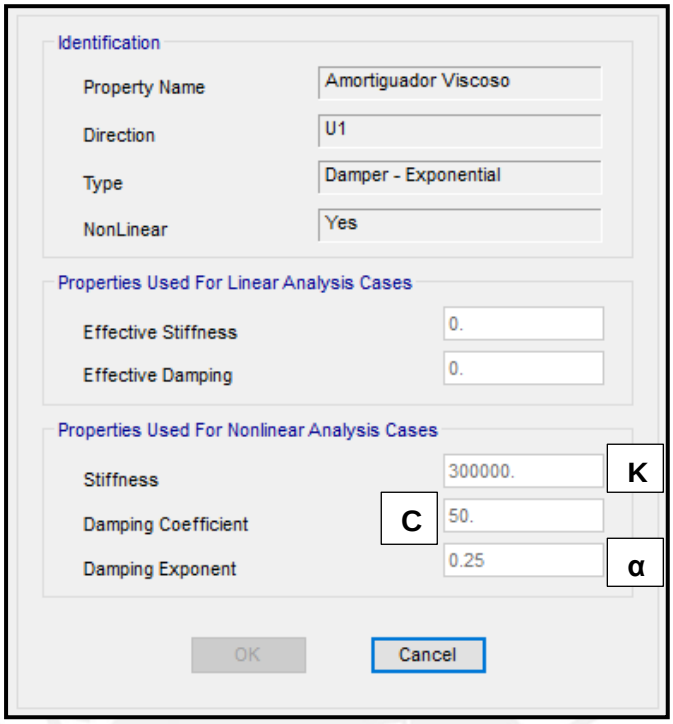


Figura 63 Ingreso de datos para el modelo “C 50 a 0.25”

Se ha analizado la respuesta máxima en términos de aceleración para los modos 1 y 3 (modos verticales puro). En las Figuras 64 y 65 tenemos la respuesta máxima para los puntos centrales de cada vano en función del coeficiente de amortiguamiento.

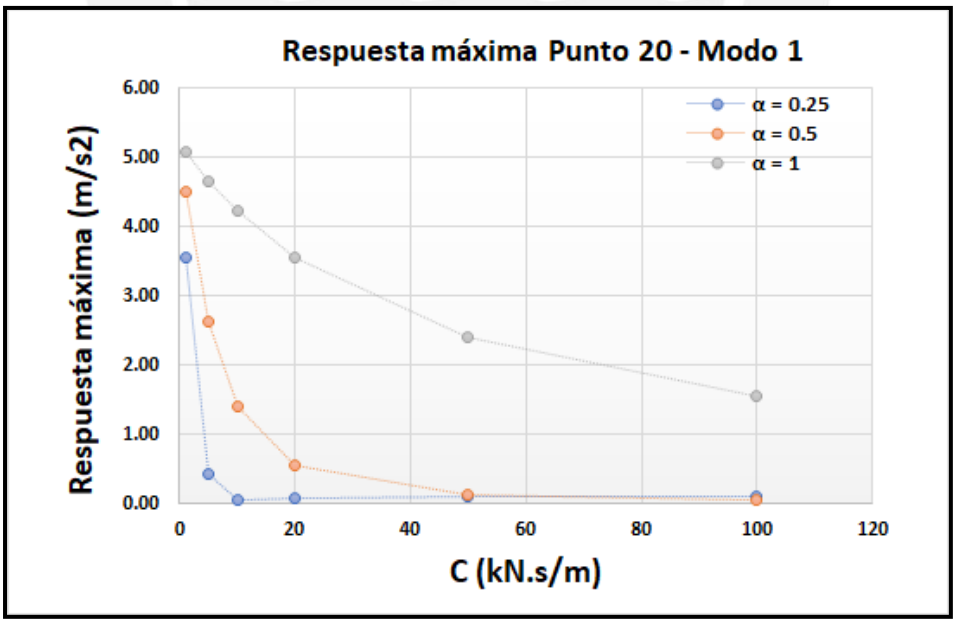


Figura 64 Respuesta máxima Punto 20 – Modo 1 para α = 0.25, 0.50, 1.0

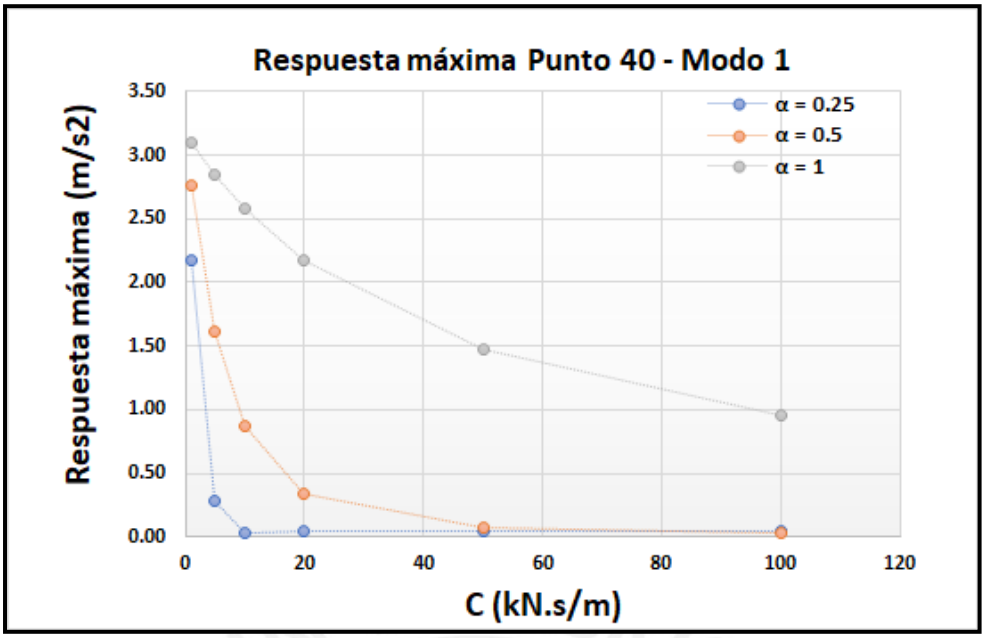


Figura 65 Respuesta máxima Punto 40 – Modo 1 para α = 0.25, 0.50, 1.0

Del mismo modo se tiene para el modo 3 las respuestas de aceleración máxima en función de valores de C, para el punto 20 (Figura 66) y punto 40 (Figura 67).

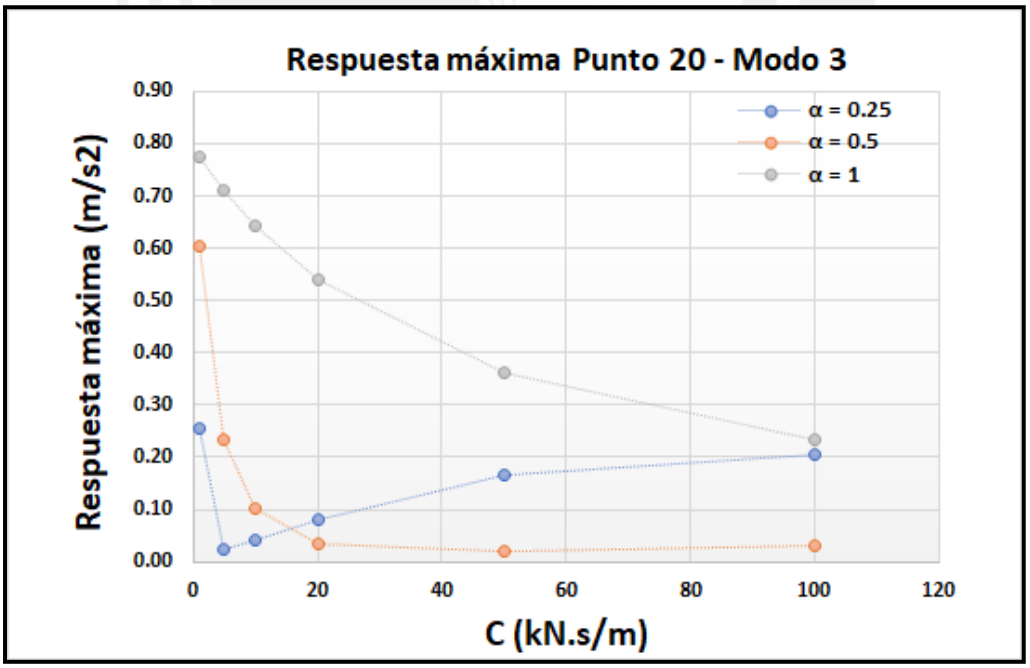


Figura 66 Respuesta máxima Punto 20 – Modo 3 para α = 0.25, 0.50, 1.0

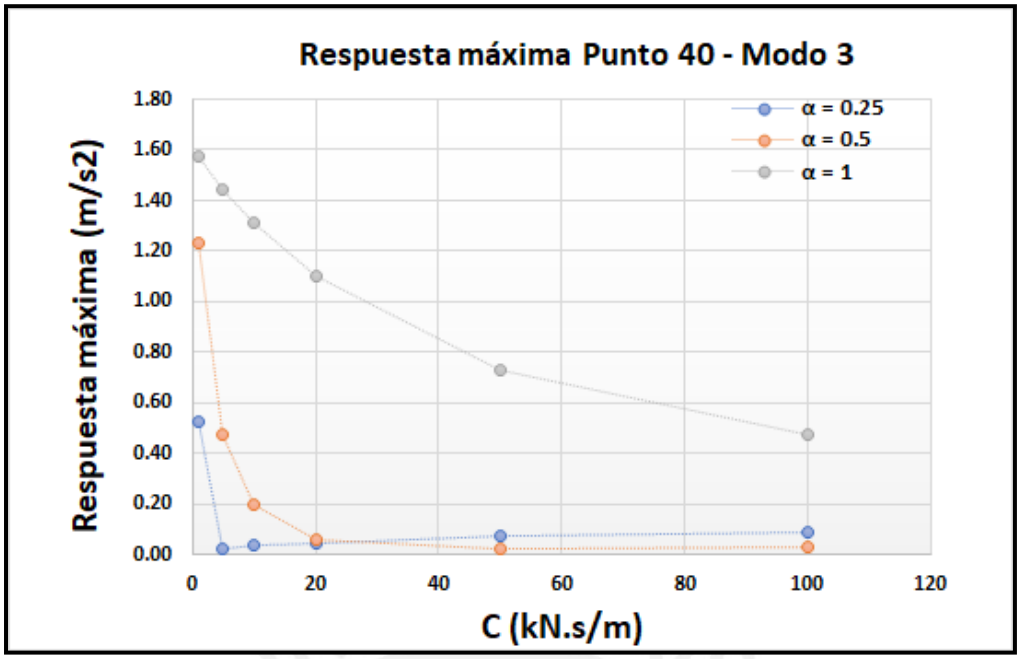


Figura 67 Respuesta máxima Punto 40 – Modo 3 para α = 0.25, 0.50, 1.0

6.3. Interpretación de la respuesta máxima

Se observa que hay una tendencia de una mejora en la respuesta del sistema, la cual se hace más significativa cuando se utilizan amortiguadores no lineales. También se observa que, para un comportamiento no lineal, la respuesta de la estructura tiende hacia un valor mínimo de aceleración más allá de un valor bajo de C (20 kN-s/m). Que la respuesta máxima de un sistema no mejore más allá de un valor de C puede atribuirse a una misma respuesta máxima en términos de velocidad en el punto de conexión del amortiguador viscoso para esos modelos. Al no haber cambio en la velocidad tampoco habría variación en la fuerza en el disipador. Si consideramos un disipador como un sistema en serie resorte – amortiguador, puede deducirse que, debido a la poca velocidad por la cercanía al punto de apoyo, el dispositivo tiende a comportarse como un puntal. Para comprobar esta suposición se evalúa el mismo modelo, reemplazando el dispositivo por un elemento frame de K = 300 000 kN/m y liberando los grados de libertad a giro (Figura 66).

Para este nuevo modelo la respuesta máxima fue en el modo 1 y en el punto 20 de 0.0116 m/s^2, una respuesta baja y comparable con las respuestas para valores más allá de C = 20 kN-s/m. Esto demuestra que, para este tipo de sistemas, con amortiguadores alejados del punto que se desea controlar el amortiguador tiene un comportamiento similar al de un puntal con rigidez EA/L sin cambiar las propiedades dinámicas de la

estructura (periodo y frecuencia), por lo que el dispositivo no se comportaría como un disipador de fluido viscoso.

Sin embargo, también se debe mencionar que en caso de usarse puntal si cambiaria el periodo fundamental del puente por lo que se debería realizar un ajuste en la señal aplicada en las vigas del puente, como se realizó en el Capítulo 4.

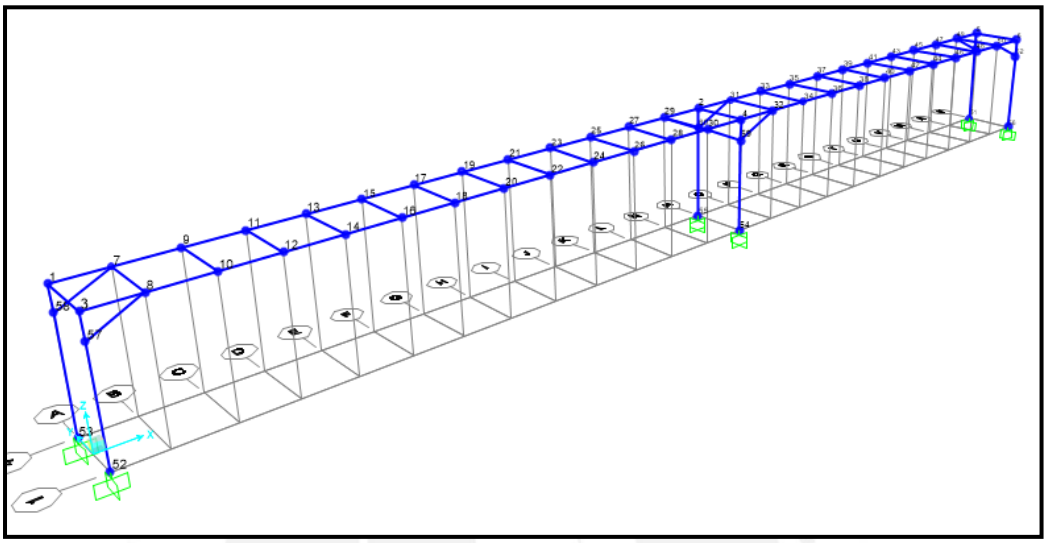


Figura 68 Modelo reforzado con puntal K = 300 MN/m

Si hacemos ese ejercicio y no consideramos un aporte en amortiguamiento del puntal se tendría una respuesta de 1.465 m/s^2, es decir el aporte en rigidez de un puntal sin considerar incremento de amortiguamiento.

Debido a esto se puede observar que los amortiguadores de fluidos viscoso no son los dispositivos más óptimos para el control de vibración vertical. Si bien, teóricamente, aportan amortiguamiento al sistema, el estar alejado del punto que se quiere controlar sugiere la posibilidad de que tienda a comportarse como un puntal.

CAPÍTULO 7. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

7.1. Análisis de los amortiguadores de masa

Como se puede observar, basta colocar 1 amortiguador con una relación de masas de μ = 0.005 y se reduce la respuesta a un 42.3% y si se considera solo 1 dispositivo, pero aumentando 4 veces la masa (μ = 0.02) la respuesta se reduce a un 35.9%.

También se observa que para una misma masa total es mejor colocar 1 solo amortiguador en donde se produce la deflexión máxima que colocar varios amortiguadores. En la Tabla 27 se observa que al colocar 1 amortiguador con μ = 0.06 se obtiene una respuesta máxima de 1.409 m/s2 y al colocar 3 amortiguadores de μ = 0.02 se obtiene una respuesta de 1.714 m/s2. De esto se puede observar que incrementar el número de amortiguadores 3 veces para una misma masa total, produce un aumento de la respuesta máxima en 17.8 %, es decir no necesariamente mejora la respuesta. No siempre colocar más amortiguadores tiene un mejor desempeño.

Se observa en los modos verticales que no necesariamente colocar más dispositivos AMS conllevan a un gran cambio en la respuesta de la estructura. Como se ve en las curvas de respuesta, el cambio generado por colocar más de 2 amortiguadores ya no justifica la inclusión de más dispositivos. Podría concluirse que un número adecuado de dispositivos AMS es 1 o 2. Se puede observar que para el punto 20, en el modo 1, a partir de 2 amortiguadores, para una razón de masas de 0.005, un incremento del 50% en el número de amortiguadores solamente reduce en 7.8% la respuesta máxima. Este dato es muy importante si se quiere analizar costos finales de reforzamiento de la estructura. Este porcentaje disminuye a medida que se aumenta la razón de amortiguamiento.

También se observa que, para cualquier número de amortiguadores, la respuesta siempre mejora a medida que se aumenta la razón de masas, sin embargo, más allá de una razón de μ=0.04 a 0.06 ya no se producen cambios significativos en la estructura. Este dato debe tenerse en cuenta en el diseño, aunque no tenga demasiada influencia en el costo final del dispositivo. En este tipo de dispositivos, el costo final está más influenciado por el número de dispositivos más que un ligero incremento en la masa.

Se puede observar en las tablas de respuesta máxima que para un mismo valor de masa total es mejor colocar menos amortiguadores cerca al punto de máxima deflexión. Es decir, tiene un mejor comportamiento 1 amortiguador en el centro de luz o en el punto

de deflexión máxima que colocar varios amortiguadores cuya masa total iguale a colocar un amortiguador.

7.2. Análisis de los amortiguadores de fluido viscoso

Los amortiguadores de fluido viscoso tienen una aparente eficiencia en la respuesta debido a los valores bajos de coeficiente de amortiguamiento que necesitan. Sin embargo, más allá de un valor de C = 20 kN-s/m no hay cambios significativos en la respuesta máxima.

En el Capítulo 6.3 se observa que, para valores altos de C, el comportamiento del dispositivo de fluido viscoso tiene a acercarse a un elemento biela o puntal (comportamiento en tracción o compresión). Esto se produce porque los puntos de apoyo del dispositivo de fluido viscoso están muy cerca a punto de apoyo, al no haber mucho desplazamiento se tiene una baja velocidad y casi invariable (por el orden de magnitud) a medida que se aumenta los valores de C Es decir colocar valores altos de C acercaría el dispositivo al comportamiento de biela mencionado. Esto descarta económicamente uso de estos dispositivos además de cambios en la geometría del puente.

CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Durante la evaluación de campo del puente Los Próceres determinó que tiene vibraciones que son fácilmente perceptibles por los peatones provocando sensación de inseguridad y posible colapso.

Si se analiza el puente considerando la normativa AASHTO se concluye que la frecuencia fundamental del puente en el modo vertical (2.334 Hz, sin considerar la carga viva) es inferior al valor mínimo requerido por la norma de 3 Hz. Es decir, el puente no cumple el primer criterio de evaluación de AASHTO. Sin embargo, sí cumple el segundo criterio de AASHTO (revisión del peso en función de la frecuencia). Esto sugiere que no necesariamente cumplir los criterios de AASHTO para carga peatonal estática no necesariamente excluye al puente de futuros problemas de vibración.

Durante la inspección visual del puente se observó una plataforma de un tipo de madera que aparentemente sirve de interfaz entre la losa de concreto y las vigas transversales. Se recomienda no usar esta tipología de puentes. Lo más acertado sería considerar un sistema de vigas compuesto (viga de acero + losa de concreto) y garantizar la interacción entre ambos materiales con conectores de corte, esto aumentaría la rigidez del sistema.

Del Capítulo 2, se observa que a partir Bachmann los problemas de vibración aparecen en puentes de longitud mayor a de 25 m en concreto y 35 m en acero. Sin embargo, del puente Los Próceres se sugiere que puentes de acero mayores a 25m deberían revisarse con el criterio de confort de la normativa SETRA.

Cuando se refuerza con AMS, se observa en los modos verticales que no necesariamente colocar más dispositivos resultan en un gran cambio en la respuesta de la estructura. Como se ve en las curvas de respuesta, el cambio generado por colocar más de 2 amortiguadores ya no justifica la inclusión de más dispositivos. Se concluye que un número adecuado de dispositivos AMS es 1 o 2.

Respecto a la razón de masas, también se observa que, para cualquier número de amortiguadores, la respuesta mejora a medida que se aumenta la razón de masas, sin embargo, más allá de una razón de μ=0.04 a 0.06 ya no se producen cambios significativos en la estructura.

Se puede observar en las tablas de respuesta máxima que para un mismo valor de masas es mejor colocar menos amortiguadores lo más cercano posible al punto de máxima deflexión. Es decir, tiene un mejor comportamiento 1 amortiguador de μ=0.06 en el centro de luz o en el punto de deflexión máxima que 3 amortiguadores con μ=0.02 a pesar que alcanza la misma masa total. Esto es importante para ahorrar costos el proceso de mejoramiento.

Colocar amortiguadores viscosos no es tan efectivo para controlar el movimiento vertical. Mas allá de C = 20 kN-s/m, la poca velocidad en los puntos de apoyo lleva al amortiguador a comportarse más como un puntal (aportando rigidez) que como un amortiguador (ingresando amortiguamiento al sistema).

Tampoco es muy efectivo colocar amortiguadores viscosos debido al cambio en la geometría que genera. Es decir, el espacio que ocuparía finalmente podría interferir con peatones en la zona de escalera y con vehículos, en la zona del pilar central.

De lo expuesto anteriormente, se concluye que usar amortiguadores de masa es más efectivo y produce menos cambios en la estructura que utilizar amortiguadores viscosos.

CAPÍTULO 9. BIBLIOGRAFÍA

Bachmann, H., Ammann, W. J., Deischl, F., Eisenmann, J., Floegl, I., Hirsch, G. H., & Nussbaumer, H. (2012). Vibration problems in structures: practical guidelines. Birkhäuser. Zurich, Suiza.

Breman, C., Stuit, H. G., Snijder, H. H., & Bakker, M. C. M. (2008). Effect of a tuned mass damper in footbridge design. In conference; Third international conference on Footbridge 2008-Footbridges for urban renewal, 2-4 july 2008, Porto Portugal; 2008-06-23; 2008-06-25 (pp. 309-310). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

Casado, M., de Sebastián, J., Muñoz, I. Poncela, A., Lorenzana, I., (2011). Control de vibraciones en pasarelas peatonales. Tecnología de la construcción - 3305.06 Ingeniería Civil, Madrid, España.

Chopra, A. K. (2014). Dinámica de estructuras. Pearson Educación, 4a edición. California, Estados Unidos.

Connor, J. (2008) INTRODUCTION TO STRUCTURAL MOTION CONTROL, Massachusetts, Estados Unidos.

Fuentes Sadowski, J. C. (2015). Análisis sísmico de una edificación con disipadores de fluido viscoso (tesis de pregrado), Lima, Perú.

Guindo, L. M. (2015). COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE PASARELAS PEATONALES (tesis de maestría). Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

Huergo, Ivan. (2016). CONTROL DE VIBRACIONES VERTICALES EN PUENTES PEATONALES MEDIANTE AMORTIGUADORE DE MASA SINTONIZADOS (tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.

Lara Valencia, L. A., Vital de Brito, J. L., & Ávila, S. M. (2010) Control de vibraciones en una viga gerber utilizando amortiguadores de masa sintonizados, Brasilia, Brasil.

Ortiz, P. A. (2013). EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO VIBRATORIO DE PUENTES PEATONALES BAJO CARGA PEATONAL (tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

Ottazi, G (2014). APUNTES DEL CURSO DE ANALISIS ESTRUCTURAL I. Pontificia Universidad Católica del Perú (8a edición, pp 11). Lima, Perú.

Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). Seismic design and retrofit of bridges. John Wiley & Sons.

Tilly, G. P., Cullington, D. W., & Eyre, R. (1984). Dynamic behavior of footbridges. IABSE surveys, (5-26), 13-24.

Tsai, H. C., & Lin, G. C. (1993). Optimum tuned-mass dampers for minimizing steady-state response of support-excited and damped systems. Earthquake engineering & structural dynamics, 22(11), 957-973. Taipei, Taiwan.

Sétra, F. (2006). Assessment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading. Technical guide SETRA, Paris, France.

Symans, M. D., & Constantinou, M. C. (1998). Passive fluid viscous damping systems for seismic energy dissipation. ISET Journal of Earthquake Technology, 35(4), 185-206.

Živanović, S., Pavic, A., & Reynolds, P. (2005). Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. Journal of sound and vibration, 279(1-2), 1-74.