



Vigilada Mineducación

Comparación del método AASTHO y el SETRA en Evaluación del desempeño dinámico en pasarelas ante vibraciones inducidas por peatones.

Comparison of the AASTHO and the SETRA method in the evaluation of the dynamic performance of footbridges in response to pedestrian induced vibrations.

Tesis presentada a la Universidad EAFIT para optar al título de Maestría en Ingeniería modalidad de profundización.

POR : JOSE ANTONIO GUERRERO LOBO

Asesor: Luis Garza Vázquez

UNIVERSIDAD EAFIT

DEPARTAMENTOS DE INGENIERIA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA

MEDELLÍN

2022

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mi padre, Jose Antonio Guerrero F. por haber sido mi inspiración y modelo a seguir en mi carrera de ingeniería. Gracias a su amor por los estudios, pude descubrir mi pasión por esta disciplina y dedicarme con fervor a mi formación profesional.

Asimismo, quiero agradecer a mi esposa, María Corina, por su incansable apoyo en mi proceso de Maestría. Su incondicionalidad y fortaleza han sido un verdadero pilar en mi vida, y estoy eternamente agradecido por su presencia a mi lado en todo momento.

No puedo dejar de mencionar a mi asesor, el profesor Luis Garza Vázquez, cuya dedicación y exigencia han sido fundamentales para el éxito de este trabajo. Su guía desde el inicio hasta el final ha sido invaluable, y siempre estaré agradecido por su ayuda y consejos.

Por último, dedico este trabajo a mi hijo Maximiliano, quien es la razón de ser de todo lo que hago. Su amor y alegría son una fuente constante de motivación para mí, y espero seguir creciendo y mejorando para poder ser un buen ejemplo para él.

Una vez más, gracias a todos los que han hecho posible este logro, y espero seguir contando con su apoyo en el futuro

INDICE DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN	1
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
3. JUSTIFICACIÓN	4
4. OBJETIVOS	5
4.1 GENERAL	5
4.2 ESPECÍFICOS	5
5. MARCO TEÓRICO O MARCO CONCEPTUAL.....	5
5.1 La marcha y el caminar.....	5
5.2 Fuerzas de impacto creadas al caminar.....	6
5.3 Frecuencias típicas de caminata.....	9
5.4 Modelación de la fuerza del humano al caminar.	10
5.5 Efecto Aleatorio de varios peatones y multitudes.....	2
5.6 Sincronización vertical en multitudes.....	2
5.7 Sincronización Lateral en multitudes (Lock-in).	3
5.8 Percepción de las vibraciones	3
5.9 Amortiguamiento de la estructura.....	5
5.10 Frecuencias de riesgo en la literatura y códigos de diseños.....	6
5.11 Calculo Analítico de las frecuencias naturales, modos de vibracion y Maxima Aceleracion.	6
5.12 Metodología de la excitación de caminata o Método Murray.	7
6. Metodologia Setra para el analisis dinamico de pasarelas.	8
6.1 Metodología de diseño del Setra.....	9
6.1.1 Etapa 1: determinación de categoría de la pasarela.	9
6.1.2 Etapa 2: Definición del nivel de confort por el propietario.	10
6.1.3 Etapa 3: Determinación de la frecuencia natural y la necesidad de analizar los casos dinámicos.	10
6.1.4 Etapa 4: Análisis dinámico de los casos de cargas.	12
6.1.5 Etapa 5: Chequeo estructural ante cargas dinámicas.	15
6.1.5.1. Chequeo estados límites de servicio.....	15
6.1.5.2. Chequeo estados últimos de resistencia.	15
7. DESARROLLO DEL TRABAJO	16
7.1 Selecion de familias de pasarelas.....	16

7.1.1	Familia 1. Celosía de medio paso o tipo U.	17
7.1.2	Familia 2. Vigas compuestas de Vigas I.	17
7.1.3	Familia 3. Cajón Metálico compuesto.	18
7.1.4	Familia 4. Cajón de concreto Pretensado.	19
7.1.1	Familia 5. Celosía Tipo Pratt.	20
7.1	Evaluación del Desempeño Dinámico Paso A paso.	21
7.1.1	Verificación del Método AASTHO.	21
7.1.1	Verificación del Método Setra.	21
7.1.1.1.	Etapa 1 Determinar La clase del puente según Setra.	21
7.1.1.2.	Etapa 2 definición del nivel de confort según Setra.	21
7.1.1.3.	Etapa 3 Determinación de las frecuencias y casos de carga requeridos.	22
7.1.1.4.	Etapa 4 Análisis de los casos dinámicos.	23
7.1.1	Etapa 4 Análisis de los casos dinámicos Modelo computacional.	28
7.2	Analisis Dinamico de pasarelas.	38
7.2.1	Análisis dinámico Familia 1.	39
7.2.2	Análisis dinámico Familia 2.	40
7.2.3	Análisis dinámico Familia 3.	41
7.2.4	Análisis dinámico Familia 4.	42
7.2.5	Análisis dinámico Familia 5.	43
7.2.6	Análisis de resultados.	44
7.3	Analisis Dinamico Caso Real 1	45
7.3.1	Selección de la pasarela.	45
7.3.2	Metodología.	45
7.3.3	Levantamiento de la pasarela.	46
7.3.4	Descripción de la pasarela.	46
7.3.5	Resultados de pruebas de vibraciones ambientales.	50
7.3.6	Resultados de pruebas de vibraciones ambientales Rápida.	52
7.3.7	Etapa 1 Determinar La clase del Pasarela.	53
7.3.8	Etapa 2 definición del nivel de confort.	53
7.3.9	Etapa 3 Determinación de las frecuencias y casos de carga requeridos.	53
7.3.9.1.	Determinación de las frecuencias.	54
7.3.10	Etapa 4 Análisis de los casos dinámicos.	58

7.3.11	Etapa 5 Verificación del Nivel de Confort.	60
7.3.1	Análisis de Resultados.	60
7.4	Analisis Dinamico Caso Real 2	61
7.4.1	Selección de la pasarela.	61
7.4.1	Metodología.	62
7.4.1	Etapa 1 Determinar La clase del Pasarela.....	63
7.4.2	Etapa 2 definición del nivel de confort.....	63
7.4.3	Etapa 3 Determinación de las frecuencias y casos de carga requeridos.	63
7.4.3.1.	Determinación de las frecuencias.....	64
7.4.1	Etapa 4 Análisis de los casos dinámicos.....	65
7.4.1	Etapa 5 Verificación del Nivel de Confort.	68
7.4.1	Análisis de Resultados.	68
8.	CONCLUSIONES	69
9.	REFERENCIAS.....	71

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2-1</i>	<i>Requisitos de frecuencia y peso en pasarelas para el caso vertical. (AASTHO, 2012).</i>	3
<i>Figura 5-1</i>	<i>Ciclo del paso. (Pheasant, 1981).</i>	6
<i>Figura 5-2</i>	<i>Formas Típicas de una pisada en (a) Vertical, (b) Lateral y (c) longitudinal (Racic et al., 2009).</i>	7
<i>Figura 5-3</i>	<i>Formas Típicas de una pisada a distintos pasos</i>	7
<i>Figura 5-4</i>	<i>Formas Típicas de una pisada a distintos pasos (Wheeler, 1980),</i>	8
<i>Figura 5-5</i>	<i>Graficas de las fuerzas de caminata continua (a) Vertical, (b) Lateral y (c) longitudinal (Zivanovic et al., 2005).</i>	8
<i>Figura 5-6</i>	<i>Formas Típicas de una caminata continua (a) Vertical, (b) Lateral. (Fujino et al., 1993).</i>	9
<i>Figura 5-7</i>	<i>Distribución normal de la frecuencia del paso. (Matsumoto, 1978).</i>	9
<i>Figura 5-8</i>	<i>Componentes en el rango de la frecuencia de la fuerza del caminar para a) Vertical b) Lateral c) Longitudinal del DLF. (Bachmann & Walter Ammann, 1987).</i>	1
<i>Figura 5-9</i>	<i>Representación esquemática de la sincronización de multitudes en función de la densidad de flujo de peatones. (Venuti & Luca, 2009).</i>	2
<i>Figura 6-1</i>	<i>Rangos de aceleraciones verticales para los distintos niveles de confort. (Setra, 2006).</i>	10
<i>Figura 6-2</i>	<i>Rangos de frecuencias para dirección Vertical y longitudinal . (Setra, 2006).</i>	11
<i>Figura 6-3</i>	<i>Rangos de frecuencias para dirección transversal. (Setra, 2006).</i>	11
<i>Figura 6-4</i>	<i>Casos de cargas que deben ser analizados en función de la categoría y rango de frecuencias. (Setra, 2006).</i>	11

<i>Figura 6-5 Valor del factor Ψ (a) En el caso Vertical y longitudinal (b) en el caso transversal (Setra, 2006).</i>	12
<i>Figura 6-6 Fuerza distribuida a igual frecuencia y en fase con la dirección del modo de vibración (Setra, 2006).</i>	13
<i>Figura 6-7 Valor del factor Ψ (a) En el caso Vertical y longitudinal (b) en el caso transversal para el segundo armónico (Setra, 2006).</i>	15
<i>Figura 7-1 Modelo 3D-Celosía de medio paso o tipo "U".</i>	17
<i>Figura 7-2 Modelo 3D-Vigas Compuestas con perfiles "I".</i>	18
<i>Figura 7-3 Secciones transversales sección cajón metálico.</i>	18
<i>Figura 7-4 Modelo 3D- Cajón metálico compuesto.</i>	19
<i>Figura 7-5 Sección Transversal- Cajón de concreto pretensado.</i>	19
<i>Figura 7-6 Modelo 3D- Cajón de concreto pretensado.</i>	20
<i>Figura 7-7 Modelo 3D- Celosía tipo Pratt.</i>	20
<i>Figura 7-8 Valor del factor Ψ (a) En el caso Vertical y longitudinal (b) en el caso transversal (Setra, 2006).</i>	24
<i>Figura 7-9 Rangos de aceleraciones verticales para los distintos niveles de confort. (Setra, 2006).</i>	25
<i>Figura 7-10 Funciones Tiempo historia para el caso estático y las fuerzas cíclicas.</i>	30
<i>Figura 7-11 Función rampa de aplicación de las cargas estáticas.</i>	31
<i>Figura 7-12 Función cíclica de aplicación de las cargas de peatones, $D=0.5p/m^2$ y $f=2.34Hz$.</i>	31
<i>Figura 7-13 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones, aceleración máxima $2.5m/s^2$.</i>	32
<i>Figura 7-14 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones en el dominio de la frecuencia. $2.34 Hz$.</i>	32
<i>Figura 7-15 Función cíclica de aplicación de las cargas de peatones, $D=0.8p/m^2$ y $f=2.29Hz$.</i>	34
<i>Figura 7-16 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones, aceleración máxima $3.56m/s^2$.</i>	34
<i>Figura 7-17 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones en el dominio de la frecuencia. $2.29 Hz$.</i>	35
<i>Figura 7-18 Función cíclica de aplicación de las cargas de peatones, $D=1.0p/m^2$ y $f=2.26Hz$.</i>	36
<i>Figura 7-19 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones, aceleración máxima $11.54m/s^2$.</i>	37
<i>Figura 7-20 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones en el dominio de la frecuencia. $2.26 Hz$.</i>	37
<i>Figura 7-21 Planta puente peatonal sobre avenida Las Vegas. (Restrepo, J.C, 2017)</i>	47
<i>Figura 7-22 Vista tridimensional puente peatonal EAFIT sobre avenida Las Vegas.(Restrepo, J.C, 2017)</i>	47
<i>Figura 7-23 Sección Transversal de dovela monolítica. Elaboración propia.</i>	48
<i>Figura 7-24 Secciones típicas de la dovela prefabricada. Elaboración propia.</i>	49
<i>Figura 7-25 Cocientes Espectrales asociados a la prueba de vibración ambiental (Fernández L.D et al., 2020).</i>	51
<i>Figura 7-26 Registro de aceleraciones verticales y espectro de Fourier.</i>	52
<i>Figura 7-27 Modos con frecuencias, periodos y porcentajes de masas.</i>	54

INDICE DE TABLAS

Tabla 5-1 Frecuencias medias de caminata y desviación estándar .(Venuti & Luca, 2009).....	10
Tabla 5-2 Modelos de fuerza y valores DLF de varios autores .(Zivanovic et al., 2005).....	1
Tabla 5-3 Valores límites de aceleraciones verticales para el confort humano según estudios. (Commission et al., 2009).....	4
Tabla 5-4 Valores límites de aceleraciones verticales para el confort humano códigos internacional. (Commission et al., 2009).....	4
Tabla 5-5 Valores de amortiguamiento crítico para estructuras sometidas a vibraciones .(Euro-International Committee for Concrete, 1991).	6
Tabla 5-6 Valores de amortiguamiento crítico para estructuras sometidas a limites elásticos como vibraciones sísmicas .(Euro-International Committee for Concrete, 1991).....	6
Tabla 5-7 Frecuencias naturales de riesgo por resonancia en pasarelas peatonales. (Setra, 2006).	6
Tabla 5-8 Fórmula analítica de la frecuencia natural de una estructural. (Sfintesco & Soize, 1980).	7
Tabla 5-9. Fórmula analítica aceleración máxima de una viga con excitación forzada cíclica a todo lo largo de la viga .(service d'Études et al., 2006).	7
Tabla 6-1 Ecuaciones de fuerza por metro cuadrado en cada dirección de estudio, multitudes dispersas y densas. (Setra, 2006).	13
Tabla 6-2 Ecuaciones de fuerza por metro cuadrado en cada dirección de estudio, multitudes muy densas. (Setra, 2006).....	14
Tabla 6-3 Valores de amortiguamiento crítico para estructuras sometidas a limites elásticos como vibraciones sísmicas .(Euro-International Committee for Concrete, 1991).....	15
h. Amortiguamiento de la estructura metálica valor obtenido de la Tabla 7-1.	22
Tabla 7-2 Masas del modelo computacional sin peatones.	28
Tabla 7-3 Análisis Modal del modelo computacional sin peatones.	28
Tabla 7-4 Masas del modelo computacional con densidad dispersa $d=0.5 \text{ peat/m}$	29
Tabla 7-5 Análisis Modal del modelo computacional con densidad dispersa $d=0.5 \text{ peat/m}^2$	29
Tabla 7-6 Masas del modelo computacional con densidad dispersa $d=0.8 \text{ p/m}^2$	33
Tabla 7-7 Análisis Modal del modelo computacional con densidad dispersa $d=0.8 \text{ p/m}^2$	33
Tabla 7-8 Masas del modelo computacional con densidad dispersa $d=1.0 \text{ p/m}^2$	35
Tabla 7-9 Análisis Modal del modelo computacional con densidad dispersa $d=1.0 \text{ p/m}^2$	36
Tabla 7-10 Resultados Análisis dinámico Familia 1.	39
Tabla 7-11 Resultados Análisis dinámico Familia 2.	40
Tabla 7-12 Resultados Análisis dinámico Familia 3.	41
Tabla 7-13 Resultados Análisis dinámico Familia 4.	42
Tabla 7-14 Resultados Análisis dinámico Familia 5.	43
Tabla 7-15 datos técnicos obtenidos de la página web https://www.eafit.edu.co/sitionoticias/2017/el-nuevo-puente-peatonal-ya-esta-en-funcionamiento	47
Tabla 7-16 Frecuencia Modales. (Fernández L.D et al., 2020).	51

<i>Tabla 7-17 Coeficientes de amortiguamiento utilizando el método de semi-ancho de banda.(Fernández L.D et al., 2020)</i>	52
<i>Tabla 7-18 Modos con frecuencias, periodos y porcentajes de masas con calibración</i>	56
<i>Tabla 7-19 Modos con frecuencias, periodos y porcentajes de masas con calibración.</i>	57
<i>Tabla 7-20 Tabla de rangos de frecuencias del Setra.</i>	57
<i>Tabla 7-21 Tabla de casos de carga aplicables del Setra.</i>	58
<i>Tabla 7-22. Verificación de vibraciones tomada de la memoria de cálculo. (Cardona, Darline, 2013)</i>	62

INDICE DE FOTOGRAFIAS

<i>fotografía 7-1 Sección de Sección de dovela Prefabricada Ref (http://camilo-toro.squarespace.com/puente-peatonal-eafit/n7napp3384fnreq30ik4abi0dbuiq9)</i>	49
<i>fotografía 7-2 Lado a ancho de loseta lado B y visual inferior de losetas.</i>	50
<i>fotografía 7-3 Disposición de los acelerómetros en el puente peatonal (Fernández L.D et al., 2020)</i>	51
<i>fotografía 7-4 Izquierda junta diafragma- Derecha junta de Dovelas.</i>	55
<i>fotografía 7-5 Foto actual pasarela pan de azúcar.</i>	62

RESUMEN

Este trabajo de profundización está enfocado a determinar si la metodología propuesta por “*AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN OF PEDESTRIAN BRIDGES*” AASTHO,(2012) , que implementa una derivación de las ecuaciones propuestas por Allen & Murray (1993), para ser usadas cuando la frecuencia vertical no supera el rango inferior de 3Hz, son adecuadas para diseñar pasarelas que tengan niveles de confort aceptables ante vibraciones inducidas por peatones. Se verificara mediante la comparación de resultados entre la metodología del AASTHO,(2012) y la del Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements Setra,(2006).

La metodología del trabajo se basó, en el análisis analítico con comprobación mediante modelos matemáticos y dos casos reales. Se definieron cinco familias de pasarelas con tipologías de estructuras comúnmente utilizadas en Colombia y que presentan frecuencias en la zona de riesgo por resonancia. Por cada familia se definieron tres especímenes de igual estructura pero variando la longitud libre entre apoyos con una longitud promedio de 30 ml, de esta manera se logró obtener variaciones en las frecuencias naturales de las familias que permitieran observar su efecto en la respuesta dinámica. Posteriormente se hicieron las verificaciones requeridas por la metodología del AASTHO,(2012) y se les practico la evaluación del desempeño dinámico del Setra, (2006) para tres densidades de peatones realizando un total de 45 análisis.

De los resultados obtenidos de los análisis a las familias de pasarelas se determinó que; en algunos casos aun cumpliendo los requisitos del método de la AASTHO,(2012) las pasarelas tenían niveles de confort mínimos o inaceptables basados en el método Setra, por lo cual el método AASTHO no es confiables para el diseño de pasarelas ante vibraciones inducidas por peatones.

Adicionalmente se realizó la evaluación del desempeño dinámico ante vibraciones en dos casos reales; una que tiene niveles adecuados de confort, otra que presentó vibraciones excesivas y debió ser reforzada con un apoyo intermedio.

En el primer caso real, Pasarela de la universidad EAFIT, se determinó que; no cumplía con el límite inferior de la AASTHO,(2012) de 3hz ya que su frecuencia fundamental es de 2.32 Hz, por ello se evaluó con la ecuación (6-1) de la AASTO,(2012), obteniendo un valor incongruente ya que dio valores de frecuencias negativas, luego se evaluó la ecuación (6-2) de la AASTO,(2012), obteniendo que cumple el requisito y no debería presentar problemas de vibraciones. Posteriormente se realizó en análisis de desempeño dinámico siguiendo la metodología Setra, concluyendo que los niveles de confort son aceptables. En este caso tanto la metodología del AASTO,(2012), y Setra, (2006) coinciden con el comportamiento real de la estructura.

En el segundo caso real, pasarela metálica Pan de Azúcar, se determinó que; no cumplía con el límite inferior de la AASTO,(2012) de 3hz ya que su frecuencia fundamental es de 2.63 Hz, se evaluó con el con las ecuaciones (6-1), y (6-2) de la AASTO,(2012), cumpliendo en ambos casos por lo cual cumple el requisito y no debería presentar problemas de vibraciones. Posteriormente se realizó en análisis de desempeño dinámico siguiendo la metodología Setra, concluyendo que los niveles de confort son inaceptables. En este caso se evidencia que aun cumplimiento los requisitos de la AASTHO, el método del Setra predijo que los niveles de confort no serán adecuados, comportamiento que coincide con la respuesta real de la estructura durante su operación, la cual debió ser reforzada debido a problemas de vibraciones.

Se concluyo en esta investigación que la ecuaciones (6-1) y (6-2), de la AASTO,(2012), no son confiables para diseñar pasarelas que tengan niveles de confort aceptables ante vibraciones inducidas por peatones.

Palabras clave: desempeño dinámico en pasarelas, vibraciones inducidas por multitudes, vibraciones en puentes peatonales, vibraciones laterales, interacción humano estructura, Setra, AASHTO.

ABSTRACT

This deepening work is focused on determining if the methodology proposed by "AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN OF PEDESTRIAN BRIDGES" AASTHO,(2012), which implements a derivation of the equations proposed by Allen & Murray (1993), to be used when the vertical frequency does not exceed the lower range of 3Hz, are suitable for designing walkways that have acceptable levels of comfort against vibrations induced by pedestrians. It will be verified by comparing the results between the AASTHO methodology, (2012) and that of the Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements Setra, (2006).

The methodology of the work was based on the analytical analysis with verification through mathematical models and two real cases. Five families of footbridges were defined with typologies of structures commonly used in Colombia and that present frequencies in the zone of risk due to resonance. For each family, three specimens of the same structure were defined but varying the free length between supports with an average length of 30 ml, in this way it was possible to obtain variations in the natural frequencies of the families that allowed observing their effect on the dynamic response. Subsequently, the verifications required by the AASTHO methodology (2012) were made and the dynamic performance evaluation of the Setra (2006) for three pedestrian densities was carried out, performing a total of 45 analyses.

From the results obtained from the analysis of the gateway families, it was determined that; in some cases, even meeting the requirements of the AASTHO method, (2012) the walkways had minimal or unacceptable comfort levels based on the Setra method, for which the AASTHO method is not reliable for the design of walkways against vibrations induced by pedestrians .

Additionally, the evaluation of the dynamic performance against vibrations was carried out in two real cases; one that has adequate levels of comfort, another that presented excessive vibrations and had to be reinforced with an intermediate support.

In the first real case, Gateway of the EAFIT university, it was determined that; did not comply with the lower limit of the AASTHO,(2012) of 3hz since its fundamental frequency is 2.32 Hz, for this reason it was evaluated with the equation (6-1) of the AASTO,(2012), obtaining an incongruous value since which gave negative frequency values, then equation (6-2) of the AASTO (2012) was evaluated, obtaining that it meets the requirement and should not present vibration problems. Subsequently, a dynamic performance analysis was carried out following the Setra methodology, concluding that the comfort levels are acceptable. In this case, both the AASTO (2012) and Setra (2006) methodology coincide with the real behavior of the structure.

In the second real case, Pan de Azúcar metal footbridge, it was determined that; did not meet the lower limit of the AASTO, (2012) of 3hz since its fundamental frequency is 2.63 Hz, it was evaluated with the equations (6-1), and (6-2) of the AASTO, (2012), complying in both cases for which it meets the requirement and should not present vibration problems. Subsequently, a dynamic performance analysis was carried out following the Setra methodology, concluding that the comfort levels are unacceptable. In this case, it is evident that even meeting the AASTHO requirements, the Setra method predicted that the comfort levels will not be adequate, a behavior that coincides with the real response of the structure during its operation, which had to be reinforced due to problems. of vibrations.

It was concluded in this investigation that the equations (6-1) and (6-2), of the AASTO, (2012), are not reliable to design footbridges that have acceptable levels of comfort before vibrations induced by pedestrians.

Keywords: dynamic walkway performance, crowd-induced vibrations, pedestrian bridge vibrations, lateral vibrations, human-structure interaction, Setra, AASTHO.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de puentes inició desde la antigüedad con la colocación de troncos a través de arroyos. Luego se hicieron puentes elaborados con madera, piedras, cuerdas, pero siempre motivados por la necesidad de proveer movilidad de los habitantes de una sociedad. Estos puentes por lo general no se basaban en ninguna teoría o método de cálculo matemático, si no que se hacían basados en el conocimiento empírico de los artesanos, canteros, carpinteros y constructores.

Los conocimientos de la ingeniería estructural moderna fueron fundados en el siglo XVII por los científicos como Galileo Galilei que publicó *Discurso y demostración matemática, en torno a dos nuevas ciencias* Galilei (1638), en 1676 Robert Hooke declaró la Ley de Hooke que proporciona una comprensión científica de la elasticidad de los materiales y su comportamiento bajo cargas. A ellos los siguieron Isaac Newton, Gottfried Wilhelm Leibniz, Jacob Bernoulli and Leonhard Euler e innumerables científicos e ingenieros que han aportado en el conocimiento y el estado del arte en la materia.

Desde el siglo 19th el acero y el concreto se han convertido en los materiales predominantes en la construcción de puentes. Estos materiales han tenido una gran evolución técnica con la aparición de aceros de alta resistencia, cables, barras de refuerzo, concretos de alta resistencia y la técnica del pretensado. Todas ellas permitiendo hacer estructuras más grandes y a su vez económicas.

Desde el siglo pasado los puentes, incluyendo los peatonales, han migrado de la visión funcional de proveer movilidad, hacia hacerlos parte del paisaje construyéndose en ciudades, parques, aeropuertos, ríos, cañones, carreteras, entre edificaciones. Cada vez se plantean estructuras más atrevidas y elegantes que enaltecen las ciudades y países donde se construyen.

Las pasarelas o puentes peatonales carecen de los requerimientos de dimensiones, trazado y cargas que tienen los puentes vehiculares o de ferrocarriles, por lo que dan una gran flexibilidad al desarrollo de soluciones que se integren de mejor manera con los requerimientos del sitio. La colaboración entre arquitectos e ingenieros en estos diseños ha sido de gran importancia en la construcción de puentes, a diferencia de otras especialidades de la ingeniería, lo que ha resultado en la construcción de puentes monumentales que aparte de su función principal son obras de arte.

Los conocimientos de ingeniería, las características de materiales, el desarrollo de nuevas tecnologías, la implementación de softwares avanzados de diseño y la importancia estética de las estructuras han llevado a la construcción de pasarelas o puentes peatonales de geometrías complicadas, ligeros y de muy grandes luces.

Existen gran cantidad de investigaciones que hacen mención a fallas por vibraciones inducidas por peatones en pasarelas, como los trabajos de Fujino et al. (1993) ; Fujino & Siringoringo, (2016); Maraveas et al. (2015); Venuti & Luca, (2009); Zivanovic et al. (2005), y que especialmente destacan los casos emblemáticos del Pont de Solferino (1999) y London Millenium bridge (2001), los cuales después de su inauguración debieron ser cerrados al público debido a los desplazamientos excesivos producidos por la sincronización lateral, conocida como Lock-in (Dallard P, et al. (2001).

En numerosas investigaciones se ha determinado que los peatones caminando producen una carga dinámica con frecuencias dominantes alrededor de 2Hz en la dirección vertical y alrededor de 1Hz en la dirección lateral, o alternativamente, el 95% de los peatones caminan en un rango de 1.65 y 2.35 Hz (Bachmann et al., 1997).

Pasarelas con frecuencias naturales cercanas a las de las cargas inducidas por peatones están en riesgo de evidenciar vibraciones excesivas. En los casos donde las pasarelas tienen frecuencias naturales laterales cercanas a las frecuencias de caminata, se puede presentar el fenómeno de sincronización lateral entre los desplazamientos de la pasarela y los peatones (Fujino et al., 1993).

Las metodologías tradicionales para prevenir estos fenómenos se fundamentan en la premisa de diseñar una estructura tal que sus propiedades dinámicas permanezcan fuera de un cierto rango de frecuencias críticas del paso humano y definir un peso mínimo de la estructura para evitar grandes amplitudes de las vibraciones en el caso de que no se pueda cumplir con los rangos de frecuencias definidos. Entre estas se destacan AASTHO (2012); Eurocodigo 1, (1998); Eurocodigo 2, (2000); British Standard, (2003); entre otras.

Recientemente se han conformado unas nuevas metodologías en la aplicación analítica de las fuerzas dinámicas inducidas por los peatones en estructuras, donde dos tipos de modelos se pueden encontrar en la literatura: uno en dominio del Tiempo y otro en el dominio de la Frecuencia (Zivanovic et al., 2005), en el primer caso se encuentran los modelos determinísticos o probabilísticos de fuerza y el segundo caso modelos de densidad espectral siendo los primeros los más utilizados. La modelación con estas metodologías puede resultar complicada, ya que depende de muchas consideraciones inexactas, como la correlación entre el número de personas y el grado de sincronización, cual es difícil de generalizar. Aun así estos modelos han sido comprobados con excelentes resultados y son usados en el diseño actual de pasarelas peatonales ya que permiten predecir más acertadamente la interacción humano-estructuras de las pasarelas.

Algunos códigos y guías de diseños han empezado a considerar los modelos determinísticos o probabilísticos de fuerza como bases de análisis ante las fuerzas inducidas por peatones, donde se establecen los criterios de evaluación de la condición de servicio para la interacción humano-estructura en pasarelas peatonales entre las cuales destacan; Setra, (2006), International Organization for Standardization ISO 10137 Bases for design of structures-Serviceability of buildings and walkways against vibration (ISO 10137, 2007); Human-induced vibration of steel structures (Feldmann, 2010). Cada una de estas guías plantean una metodología donde se determina la importancia de la pasarela, el tráfico, el nivel de servicio, las frecuencias fundamentales de la estructura, la determinación de las fuerzas dinámicas y por último los rangos de aceleraciones para garantizar un nivel de confort adecuado y detectar el riesgo ante el efecto de sincronización lateral o Lock-in.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el año 2013, en convenio con Invias, la Asociación de Ingeniería Sísmica, AIS, desarrollo la nuevo Código Colombiano de Diseño de Puentes (AIS, 2014), basada en la especificaciones “LRFD Bridge Design Specification 6a edición 2012”(AASHTO, 2012) norma que a su vez referencia para el caso de puentes peatonales a el documento “AASHTO LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN OF PEDESTRIAN BRIGDES”. (AASHTO, 2012) En dicho documento, en el numeral 6 “Vibrations”, menciona que;

“La vibración de la estructura no debe causar incomodidad o preocupación a los usuarios de un puente peatonal. Excepto como se especifica en este documento, la frecuencia fundamental en un modo vertical del puente peatonal, sin carga viva, debe ser mayor que 3,0 Hz para evitar el primer armónico. En la dirección lateral, la frecuencia fundamental de la pasarela peatonal debe ser mayor que 1.3 Hz. Si la frecuencia fundamental no puede satisfacer dicha limitante , o el segundo armónico es una preocupación, se debe hacer una evaluación del desempeño dinámico”(AASHTO, 2012).

Este primer métodos que consiste en limitar las frecuencias fundamentales verticales y horizontales de la pasarela a un límite inferior de 3Hz y 1.3Hz respectivamente, lo que conlleva a que en algunos casos se realicen diseños poco eficientes, que pudieran ser optimizadas si se estudian basados en las nuevas metodologías, y en otros casos limitar la viabilidad de estructuras que contemplen arquitecturas innovadoras y sistemas estructurales especiales que no logre cumplir con dicho requerimiento.

Para los casos donde la frecuencia no logra satisfacer el límite inferior, ese mismo apartado menciona los criterios que debe considerar la evaluación del desempeño dinámico; *Magnitud y frecuencia de las cargas por peatones, la sincronización de las cargas por múltiples peatones en el puente al mismo tiempo incluyendo el fenómeno de sincronización lateral “lock-in”, estimación apropiada del amortiguamiento, límites de aceleración y velocidad en función de las frecuencias.* Aun así no define los lineamientos, parámetros, valores y rangos recomendados de cada uno de los criterios, por lo que deja al diseñador sin una metodología clara y uniforme para el desarrollo del análisis.

Como alternativa a la evaluación de desempeño dinámico el apartado propone una metodología derivada de las ecuaciones presentadas por Allen & Murray, (1993), donde se plantea el método de diseño mostrado en la figura 2-1, que deriva de una simplificación del problema considerando a una persona caminado en el medio del tramo de una viga simplemente apoyada que solo tiene un modo de vibración, lo cual pudiera ser poco preciso en pasarelas irregulares y complejas.

$$f \geq 2.86 \ln \left(\frac{180}{W} \right) \quad (6-1)$$

or

$$W \geq 180e^{(-0.35/f)} \quad (6-2)$$

where:

W = the weight of the supported structure, including only dead load (kip)

f = the fundamental frequency in the vertical direction (Hz)

Figura 2-1 Requisitos de frecuencia y peso en pasarelas para el caso vertical. (AASHTO, 2012).

Considerando lo anterior surge la siguiente pregunta de investigación: La metodología oficial en Colombia, partiendo de AASHTO (2012) es un método adecuado y confiable para diseños de pasarelas peatonales, que satisfagan los criterios de servicialidad por vibraciones.

3. JUSTIFICACIÓN

El método del control de vibraciones mediante la restricción de las frecuencias naturales en pasarelas peatonales, es un método sencillo y directo que ha dado buenos resultados pero que a su vez es muy limitado si se usa como un criterio absoluto sin considerar parámetros y requerimientos particulares de cada estructura.

Un parámetro que no se considera en esta metodología es la importancia del puente y densidad de peatones que puedan transitar simultáneamente por el mismo, lo que está llevando a diseñar con igual exigencia a pasarelas poco utilizadas en zonas remotas y pasarelas urbanas con alto tráfico como a las salidas de estaciones de transporte masivo.

Tampoco se considera los niveles de confort aceptables y no se estudian aceleraciones de respuesta antes cargas inducidas por peatones, limitándose a especificar sin un criterio claro *“La vibración de la estructura no debe causar incomodidad o preocupación a los usuarios de un puente peatonal”* (AASHTO, 2012), pudiéndose manejar rangos de tolerancia en niveles de aceleración para que sean imperceptibles, poco perceptibles y perceptibles pero tolerables, según los requerimientos del proyecto, el tipo de puente y su importancia.

El no hacer análisis de desempeño dinámicos considerando la interacción humano estructura puede llevar a omisiones sobre el comportamiento real de la estructura, con el riesgo de posibles fallas de servicio por vibraciones o no detectar el riesgo ante el efecto de sincronización lateral o Lock-in, sincronización torsional y efectos por el segundo armónico de multitudes.

El método del control de vibraciones mediante la restricción de las frecuencias naturales en pasarelas peatonales, no considera todos los parámetros y condiciones que afectaran al comportamiento del puente ante cargas inducidas por peatones limitando al ingeniero a hacer predicciones poco acertadas y diseños poco eficientes.

El segundo método que corresponde al propuesto por Allen, D.E & Murray,(1993) es una simplificación del problema que solo considera la carga de un peatón en puentes de un tramo simplemente apoyados, por ende no considera los efectos en multitudes como densidad de peatones, sincronización, efecto “lock-in”, así como el comportamiento en puentes continuos, de geometrías irregulares ect.

Considerando que se cuenta con amplio conocimiento sobre la dinámica estructural y que se hayan desarrollado metodologías de análisis simples que nos permitan tener predicciones más precisas sobre el desempeño dinámico en pasarelas ante vibraciones inducidas por peatones, se sigan utilizando métodos que puedan tener algún grado de incertidumbre, lo que en algunos casos pueda resultar en diseños de estructuras poco eficientes y en otros casos aun cumpliendo con los criterios se puedan presentar vibraciones excesivas.

4. OBJETIVOS

4.1 GENERAL

Comparar analíticamente los resultados de la evaluación del desempeño dinámico en pasarelas ante vibraciones inducidas por peatones, por la metodología AASTHO, (2012) y la Metodología Setra, (2006) para determinar si la metodología si el primero es un método acertado, eficiente y confiable para el diseño dinámico de pasarelas peatonales. Se toma como metodo de calibración el SETRA, ya que considera variables tales como importancia, densidad de peatones, Rangos de frecuencias, rangos de aceleraciones o niveles de confort y tipo de estructura, que no considera el método simplificado de las AASTHO.

4.2 ESPECÍFICOS

- Escoger pasarelas peatonales típicas como referencia que tengan frecuencias naturales en riegos de resonancia.
- Verificar si las pasarelas cumplen con los límites del segundo método especificados por la AASTHO, (2012) .
- Analizar la respuesta dinámica de las pasarelas mediante la metodología Setra, (2006).
- Comparar resultados de ambos métodos.
- Hacer el estudio en dos casos reales de pasarelas ya construidas.

5. MARCO TEÓRICO O MARCO CONCEPTUAL

El problema de la interacción humano estructuras en pasarelas peatonales y la evaluación de los límites de servicio por vibraciones, tiene dos partes fundamentales; uno es la determinación de la respuesta de la estructura por las cargas inducidas por peatones en términos de aceleración o velocidad y los rangos tolerables de dicha respuesta (AISC, 11).

5.1 LA MARCHA Y EL CAMINAR.

Según la real academia de la lengua española se puede definir *marcha* como, movimiento seguido con que anda un ser animado, movimiento sucesivo de ambos pies al andar y manera de andar. De cualquier manera la palabra *marcha* en la literatura normalmente describe la manera o estilo de locomoción y no el proceso de locomoción, por lo tanto hace más sentido discutir las diferencias de la *marcha* entre dos individuos que la diferencia del caminar (racic et al., 2009).

El ciclo del paso corresponde al periodo de tiempo entre cualquier eventos idénticos en el proceso de caminar, la duración de un ciclo completo del paso está dividido en dos fases; fase de contacto cuando el pie está en el suelo e inicia cuando el talón impacta sobre el suelo y termina con el despegue del dedo. La fase de balanceo inicia con el despegue del dedo terminando con el impacto del talón opuesto, denota el tiempo que el pie se encuentra fuera del suelo Figura 5-1. (Racic et al., 2009).

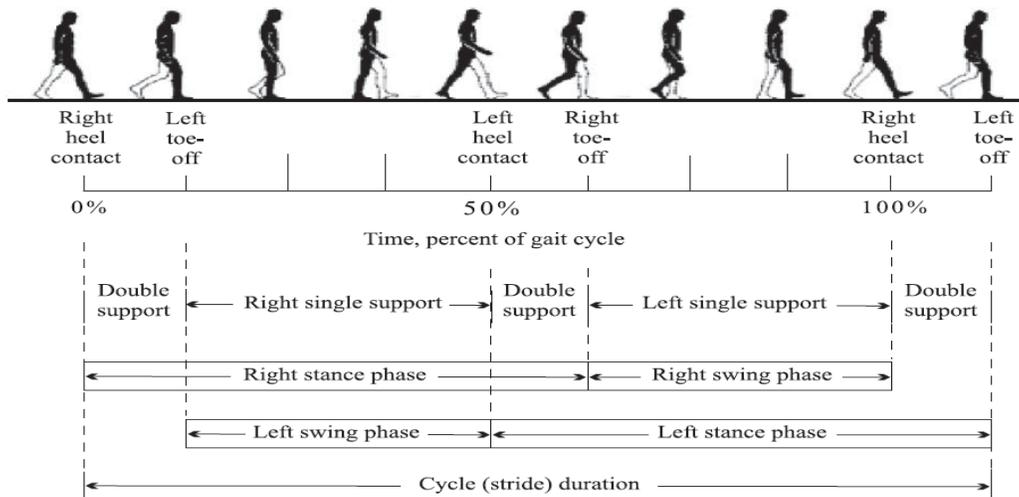


Figura 5-1 Ciclo del paso. (Pheasant, 1981).

Los parámetros usados para el análisis del paso relacionados con el espacio son; longitud del paso largo o zancada, longitud del paso corto, ancho del paso. La longitud del paso largo corresponde la distancia entre dos impactos del talón del mismo pie y coincide con el ciclo del paso. La longitud del paso corto corresponde a la distancia lineal desde el contacto inicial de un talón hasta el mismo evento de la otra extremidad. El ancho del paso corresponde a la separación del eje de movimiento de los dos pies y se mide la distancia entre dos impactos de talón consecutivos.

Los parámetros usados para el análisis del paso relacionados con el tiempo son; velocidad de caminata y frecuencia del paso. La velocidad de caminata corresponde al desplazamiento de la persona medida generalmente en metros sobre segundo. La frecuencia de caminar corresponde al número de pasos por segundo que hace la persona al caminar esta frecuencia puede corresponder al paso largo o al paso corto.

5.2 FUERZAS DE IMPACTO CREADAS AL CAMINAR.

La determinación y caracterización de las fuerzas ejercidas por los peatones al caminar o correr ha sido sujeto de numerosos estudios incluyendo Harper et al., (1961), con el ánimo de investigar la fricción y el deslizamiento en la superficie. En ese estudio se midió la fuerza horizontal y vertical de una pisada al caminar usando una placa de fuerza. La grafica de la fuerza vertical se puede ver en la fig.5-2. también se realizaron mediciones similares por Galbarith, & Barton, (1970); Blanchard et al., (1977) y

Las fuerzas de reacción representadas en la fig 5-2 corresponden a las producidas por una persona con un peso de 700 N. En la Fig 5-2(a) dirección vertical se evidencian unos valores máximos cercanos a los 800N y mayores al peso, ya que se incluye el efecto dinámico del cambio de dirección del desplazamiento del centro de masa en el balanceo de la caminata. En la Fig 5-2(b) las cargas laterales son bajas del orden de 40 N pero no pueden ser despreciadas debido al efecto

Lock-in o sincronización lateral. En la Fig 5-2 (c) se puede observar que la fuerza longitudinal son del orden de 160 N.

Como menciona Zivanovic et al., (2005) también se reportó que el incremento de la velocidad de caminata conlleva a un incremento de la longitud del paso y en la magnitud de la fuerza en el pico. En otras palabras el efecto dinámico de las fuerzas cambia en función de la velocidad.

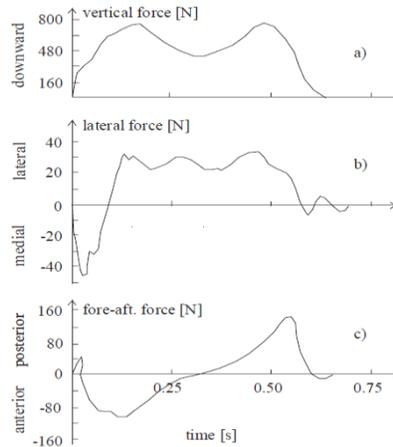


Figura 5-2 Formas Típicas de una pisada en (a) Vertical, (b) Lateral y (c) longitudinal (Racic et al., 2009).

La investigación de fuerzas relevantes para la excitación dinámica en pasarelas peatonales fue realizada por Wheeler, (1980), quien presentó las diferencias entre la caminata lenta y la carrera fig.5-3 , también estudió la dependencia de varios parámetros de la marcha , como longitud del paso, velocidad de caminata, fuerza pico y tiempo de contacto fig. 5-4. Se notó como era evidente que todos esos parámetros eran distintos en cada individuo pero se podría tener un conclusión generalizada.

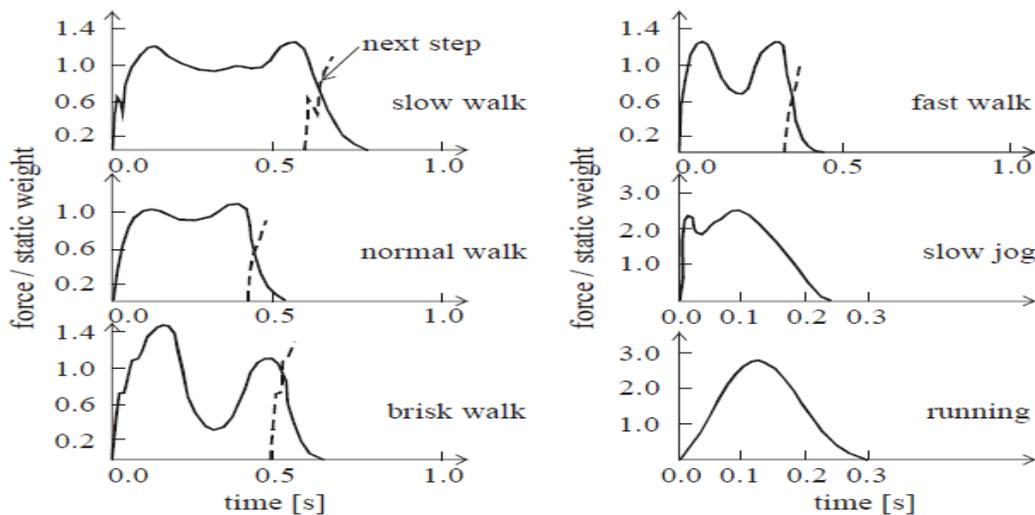


Figura 5-3 Formas Típicas de una pisada a distintos pasos .

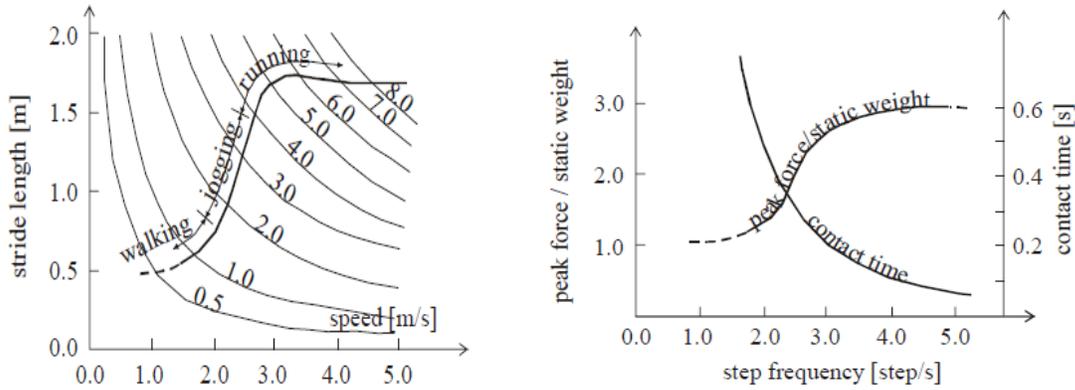


Figura 5-4 Formas Típicas de una pisada a distintos pasos (Wheeler, 1980),

La medición de fuerzas por pasos individuales al caminar fueron seguidas por mediciones más avanzadas e informativas de mediciones tiempo historia de la caminata continua de un ser humano considerando varios pasos, Blanchard et al., (1977) uso una máquina de caminar otros investigadores usaron una franja de piso calibrada y plataformas instrumentadas.

La medición tiempo historia concluyo que las fuerzas son periódicas e inversamente proporcional a la frecuencia del paso corto en el caso de las fuerzas verticales y la frecuencia de paso largo en el caso de las fuerzas horizontales

En la figura 5-5 se puede observar la variación de la fuerza vertical tiempo historia durante el contacto de cada pie en dos pasos cortos, el periodo corresponde al tiempo entre cualquier eventos idénticos en el proceso de caminar en esta gráfica, y lo consideran cuando ocurren las magnitudes máximas de la misma.

En la Fig 5-5(a) se puede ver una representación de la trayectoria vertical del centro de masa de la persona al caminar, la cual asemeja una oscilación valor absoluto donde se observan los picos de fuerza, en este caso un periodo de 0.5 s o frecuencia de 2 Hz.

En la figura 5-5(b) se puede observar la variación de la fuerza horizontal y el periodo corresponde al periodo de paso largo o zancada, es decir el tiempo que tarda el mismo pie en hacer contacto con el suelo o el tiempo entre dos valores máximos de fuerza en la misma dirección. En la figura 5-6 se puede ver una representación de la trayectoria del centro de masa de la persona al caminar, la cual asemeja una oscilación, en este caso un periodo de 1 s o frecuencia de 1Hz.

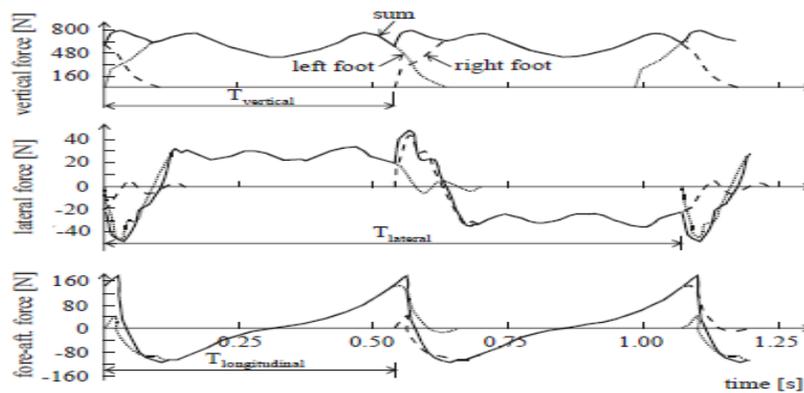


Figura 5-5 Graficas de las fuerzas de caminata continua (a) Vertical, (b) Lateral y (c) longitudinal (Zivanovic et al., 2005).

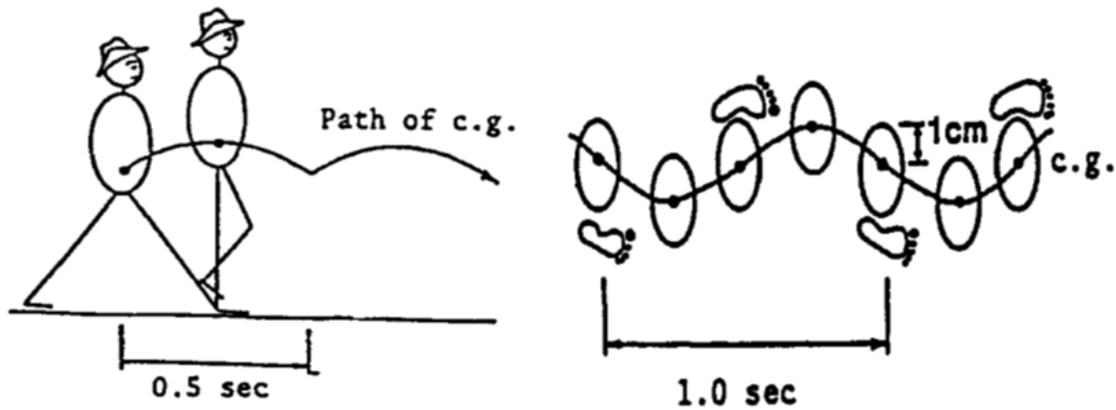


Figura 5-6 Formas Típicas de una caminata continua (a) Vertical, (b) Lateral. (Fujino et al., 1993).

5.3 FRECUENCIAS TÍPICAS DE CAMINATA.

Matsumoto, (1978) fue el primero en realizar una caracterización estadística de las frecuencias normales al caminar con una muestra de 505 personas Fig.5-7. El concluyo que las frecuencias seguían una distribución normal con una frecuencia media de 2 Hz y una desviación estándar de 0.173 Hz, Kerr, (1999) obtuvo una frecuencia media de 1.92 Hz pero de una investigación de solo 40 personas. Adicionalmente existen propuestas de rangos de frecuencias para los distintos tipo de actividades humanas (caminar, Correr, Saltar,) por ejemplo Bachmann et al., (1997) definió como frecuencias típicas 1.6-2.4Hz para caminar, 2.0-3.5Hz para correr, 1.8-3.4Hz para saltos.

Como ya se mencionó en el capítulo anterior la frecuencia longitudinal coincide con la frecuencia vertical y la frecuencia lateral es el doble.

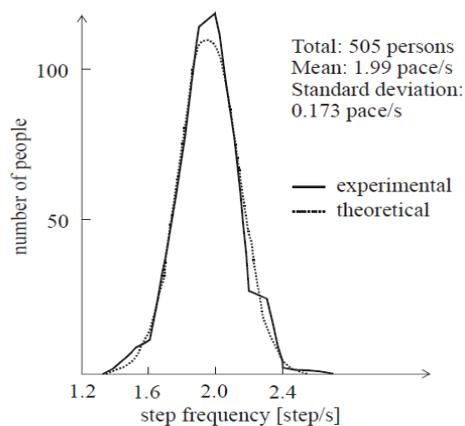


Figura 5-7 Distribución normal de la frecuencia del paso. (Matsumoto, 1978).

	$\mu_{f_{pv}}$ [Hz]	$\sigma_{f_{pv}}$ [Hz]	Sample [people]
Butz et al. [14]	1.84	0.126	n.a.
Kerr and Bishop [109]	1.9	n.a.	40
Matsumoto et al. [29]	2.0	0.173	505
Pachi and Ji [30]	2.0–1.83	0.135–0.11	800
Ricciardelli et al. [26]	1.835	0.172	116
Sanhaci and Kasperski [27]	1.82	0.12	251
Živanović et al. [110]	1.87	0.186	1976

Tabla 5-1 Frecuencias medias de caminata y desviación estándar .(Venuti & Luca, 2009).

5.4 MODELACIÓN DE LA FUERZA DEL HUMANO AL CAMINAR.

Con el objetivo de poder diseñar estructuras que satisfagan los criterios de servicio por vibraciones es necesario poder predecir de la manera más acertada su respuesta dinámica cuando sean ocupadas por peatones o multitudes. Para poder aplicar las cargas dinámicas es necesario modelarlas analíticamente, en la literatura se puede encontrar dos tipo de modelos: en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia (Zivanovic et al., 2005).

Los modelos en el dominio del tiempo son más comunes y adoptados tanto en códigos como guías de diseño razón por la cual se hará énfasis en este tipo de modelaciones. A su vez en el dominio del tiempo se han desarrollado dos tipos de modelos el determinístico y el probabilístico. El primero busca establecer un modelo general de fuerza para cada tipo de actividad humana sin buscar variaciones aleatorias entre la población humana y por ellos sigue un modelo uniforme para cada peatona individual, mientras la otra busca considerar parámetros con influencia en la fuerza humana, como el peso la frecuencia del caminar, variables aleatorias.

El modelo determinístico considera la relación entre la frecuencia del caminata y las frecuencias fundamentales de la estructura es un parámetro clave en el proceso de predecir como vibrará la estructura cuando sea ocupada y excitada dinámicamente (Racic et al., 2009). La vibración ocurre si la frecuencia fundamental de la estructura es cercana a la frecuencia de caminata. La vibración generada por la pisada es reforzada por la respuesta de las pisadas subsiguientes llevando a formarse una resonancia. También se puede formar resonancia cuando la estructura tiene frecuencias fundamentales que son múltiplos enteros de las frecuencias de caminata, fenómeno conocido como los armónicos de la fuerzas de caminata (Racic et al., 2009).

Bajo la premisa de que una persona caminando genera pisadas idénticas repetidas varias veces en un una frecuencia F , la fuerza del humano al caminar $F_p(t)$ puede representarse en el dominio del tiempo como una serie de Fourier:

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

Donde:

$F(t)$: Fuerza del caminar producida por el peatón

G_0 : Peso estático del peatón (700N)

G_1 : Amplitud del primer armónico.

G_i : Amplitud del armónico i .

f_m : Frecuencia del caminar.

Φ_i : Angulo de desfase para el armónico i .

n : Numero de armónicos considerados.

Muchos investigadores han intentado cuantificar el Factor de carga dinámica (DLF), basados en la descomposición de Fourier, donde resultan los modelos más básicos de fuerzas inducidas por peatones perfectamente periódicas. Blanchard et al, (1977) propuso un modelo de caminata simple basado en la resonancia considerando solo el primer armónico con un DLF igual a 0.257 y un peso de peatón de 700N, esto aplicaba solo para pasarelas peatonales con frecuencias menores a 4Hz. En pasarelas entre 4 Hz y 5 Hz se debe considerar el segundo armónico ya que esta frecuencia no puede ser excitada por el primer armónico del caminar.

Bachmann & Walter Ammann, (1987) especificaron los primero cinco armónicos para la dirección vertical, lateral y longitudinal de las fuerzas de caminata de un peatón. Para efectos de la guías de diseño del Setra, (2006), solo se estudian el primer armónico y en algunos casos el segundo armónico.

En la Fig.5-8 se pueden ver las amplitudes y frecuencias principales de las fuerzas de caminata producidas por peatones perfectamente periódicas. Se puede observar que la frecuencia del primer armónico vertical corresponde a 2 Hz y una magnitud del 37% del peso estático del peatón, las frecuencias del siguiente armónico son múltiplos enteros de la primera con diferentes amplitudes.

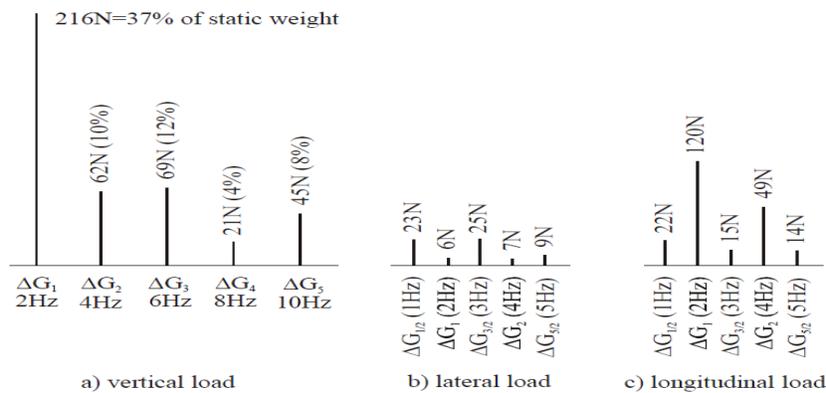


Figura 5-8 Componentes en el rango de la frecuencia de la fuerza del caminar para a) Vertical b) Lateral c) Longitudinal del DLF. (Bachmann & Walter Ammann, 1987).

En la Tabla 5-2 se pueden apreciar las amplitudes y frecuencias determinadas por distintos autores, para varios armónicos en distintas direcciones y tipo de actividad.

Author(s)	DLFs for considered harmonics	Comment	Type of activity and its direction
Blanchard et al. [50]	$\alpha_1 = 0.257$	DLF is less for frequencies from 4 to 5 Hz	Walking—vertical
Bachmann and Ammann [7]	$\alpha_1 = 0.4-0.5$	Between 2.0 Hz and 2.4 Hz	Walking—vertical
Schulze (after Bacmann and Ammann [7])	$\alpha_2 = \alpha_3 = 0.1$ $\alpha_1 = 0.37\alpha_2 = 0.10\alpha_3 = 0.12\alpha_4 = 0.04\alpha_5 = 0.08$ $\alpha_1 = 0.039\alpha_2 = 0.01\alpha_3 = 0.043\alpha_4 = 0.012\alpha_5 = 0.015$	At approximately 2.0 Hz	Walking—vertical
Rainer et al. [51]	$\alpha_{1/2} = 0.037\alpha_1 = 0.204\alpha_{3/2} = 0.026\alpha_2 = 0.083\alpha_{5/2} = 0.024$ $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ and α_4	DLFs are frequency dependent (Fig. 10)	Walking, running, jumping—vertical
Bachmann et al. [5]	$\alpha_1 = 0.4/0.5\alpha_2 = \alpha_3 = 0.1/-$ $\alpha_1 = \alpha_3 = 0.1$ $\alpha_{1/2} = 0.1\alpha_1 = 0.2\alpha_2 = 0.1$ $\alpha_1 = 1.6 \dots \alpha_2 = 0.7\alpha_3 = 0.2$	At 2.0/2.4 Hz At 2.0 Hz At 2.0 Hz	Walking—vertical Walking—lateral Walking—longitudinal
Kerr [44]	$\alpha_1, \alpha_2 = 0.07\alpha_3 = 0.06$	At 2.0-3.0 Hz	Running—vertical
Young [131]	$\alpha_1 = 0.37(f - 0.95) = 0.5$ $\alpha_2 = 0.054 + 0.0044f$ $\alpha_3 = 0.026 + 0.0050f$ $\alpha_4 = 0.010 + 0.0051f$	α_1 is frequency dependent (Fig. 11) These are mean values for DLFs	Walking—vertical
Bachmann et al. [5]	$\alpha_1 = 1.8/1.7\alpha_2 = 1.3/1.1\alpha_3 = 0.7/0.5$ $\alpha_1 = 1.9/1.8\alpha_2 = 1.6/1.3\alpha_3 = 1.1/0.8$ $\alpha_1 = 0.17/0.38\alpha_2 = 0.10/0.12\alpha_3 = 0.04/0.02$ $\alpha_1 = 0.5$	Normal jump at 2.0/3.0 Hz High jump at 2.0/3.0 Hz At 1.6/2.4 Hz At 0.6 Hz	Jumping—vertical Jumping—vertical Bouncing—vertical Body swaying while standing—lateral
Yao et al. [92]	$\alpha_1 = 0.7\alpha_2 = 0.25$	Free bouncing on a flexible platform with natural frequency of 2.0 Hz	Bouncing—vertical

Tabla 5-2 Modelos de fuerza y valores DLF de varios autores. (Zivanovic et al., 2005).

5.5 EFECTO ALEATORIO DE VARIOS PEATONES Y MULTITUDES.

Ya hemos analizado la modelación de un solo peatón al caminar, se determinaron las frecuencias típicas, las amplitudes para los distintos armónicos y direcciones, pero en la práctica las pasarelas peatonales esta sujetas a las acciones simultáneas de varias personas y multitudes lo que hace que la modelación de la excitación y la respuesta dinámica sea mucho más compleja. Cada peatón tiene distintas características (peso, velocidad, frecuencia) y dependiendo de la densidad de personas caminado simultáneamente en la pasarela, los peatones pueden tener comportamientos más o menos sincronizados produciendo desfases entre las fuerzas producidas por cada peatón.

Existe una dificultad muy grande en la modelación de multitudes debido al comportamiento humano y su capacidad de modificar la marcha en distintas maneras, debido a las condiciones externas en un momento dado. Este comportamiento es imposible de predecir y modelar.

El estudio experimental realizado por (Commission et al., 2009) estudió para distintas densidades de peatones de flujo de peatones, variando entre 1.2 y 3 peatones/m² los cuales caminaron sobre una pasarela de 30 m de longitud y 1.5 me de ancho, donde las frecuencias de los peatones fueron medidas con sensores de presión localizadas en los zapatos derechos, encontrando que la desviación estándar de las frecuencias para altas densidades era más baja que en aquellos casos de bajas densidades, indicando una correlación entre la densidad y el sincronización de la multitud como se puede apreciar en la fig 5-9. Lo que se traduce en que cuando hay poca densidad de peatones estos tienen más libertad al caminar pudiendo variar tanto la dirección como la velocidad de la marcha con facilidad, y en cambio cuando hay altas densidades de peatones las personas deben respetar la distancia con sus vecinos evitar tropezarse generando una sincronización automática.

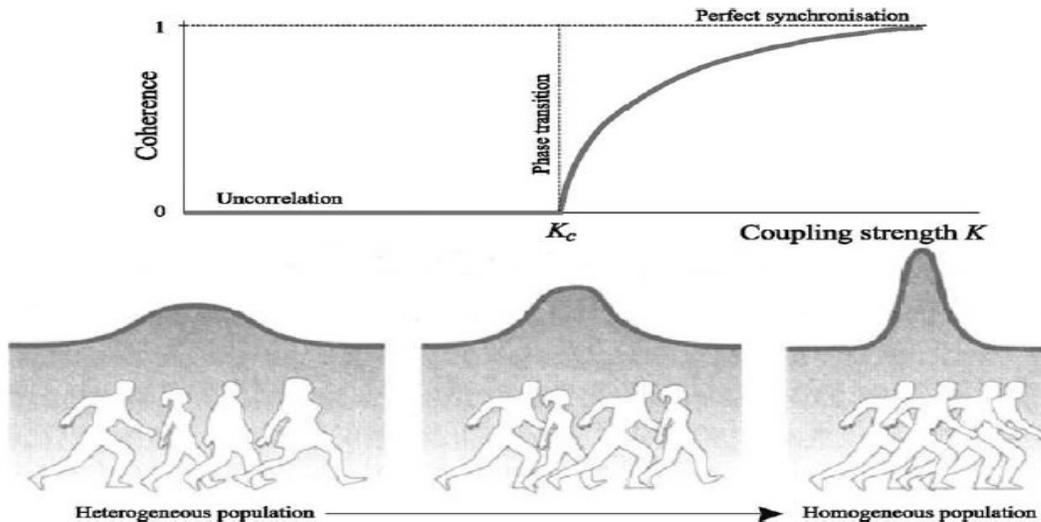


Figura 5-9 Representación esquemática de la sincronización de multitudes en función de la densidad de flujo de peatones. (Venuti & Luca, 2009).

5.6 SINCRONIZACIÓN VERTICAL EN MULTITUDES.

(Matsumoto, 1978) estimó la fuerza vertical debido al tráfico normal de peatones como la fuerza producida por un simple peatón multiplicada por un factor $\sqrt{N} = \sqrt{(\lambda * T)}$. Donde, N corresponde al número de personas sobre el puente simultáneamente, λ corresponde al caudal de peatones

expresado en peatones por segundo y T el tiempo que tardan en recorrer el puente en segundos. Si la respuesta debido a N peatones y aleatoriamente distribuidas es \sqrt{N} veces mayor a la respuesta de un solo peatón, significa que los peatones están generalmente desincronizados (Zivanovic et al., 2005). Esta propuesta de Matsumoto et al, no contempla la posibilidad de la sincronización entre personas en densas multitudes, un fenómeno que ha tenido mucha atención por parte de los investigadores desde la falla del Millennium Bridge en Londres en el año 2000.

SETRA, (2006) define el término de N_{eq} que corresponde al número equivalente de peatones, la cual propone un ajuste al factor \sqrt{N} en función de la densidad de peatones en la pasarela. En el caso de multitudes dispersas o densas (≤ 0.8 Peatones/m²) $N_{eq} = 10.8\sqrt{\zeta N}$ donde ζ corresponde al amortiguamiento de la estructura, para multitudes muy densas (> 0.8 Peatones/m²) $N_{eq} = 1.85\sqrt{N}$.

5.7 SINCRONIZACIÓN LATERAL EN MULTITUDES (LOCK-IN).

Este fenómeno ocurre cuando las personas cambian su marcha para adaptarse a la vibración excesiva de la estructura, fenómeno también conocido como sincronización humano -estructura o lock-in effect. Este efecto puede ser deliberado o inconsciente.

Como ya lo mencionamos bajo una multitud muy densa puede generar sincronización, y en especial la lateral debido al espacio limitado entre los peatones y la posibilidad de ver a los demás e igualar inconscientemente la marcha, interactuando entre si e igualando la velocidad, la frecuencia, el desfase, la distancia entre ellos independientemente del movimiento de la estructura que ocupan (Racic et al., 2009), la disminución de la velocidad hace que la frecuencia del paso corto disminuya y se acople a las frecuencias laterales de la pasarela.

A diferencia de la sincronización vertical, en el acaso lateral la resultante puede alcanzar la sumatoria de todas las fuerzas producidas por cada peatón en el grupo sincronizado. Las estructuras pueden volverse inestables cuando la carga viva en este caso representada por la masa del grupo de peatones, es importante en proporción a la masa de la pasarela.

5.8 PERCEPCIÓN DE LAS VIBRACIONES

El principal receptor de las vibraciones en puentes peatonales y quienes determinan si las vibraciones son aceptables o excesivas son los peatones en movimiento. Ya que los peatones en reposo pueden sentir el paso de los peatones caminando con mayor intensidad. Como menciona (Leonard, 1966) sería económicamente injustificable diseñar pasarelas peatonales donde las personas en reposo no sientan vibraciones.

La reacción humana a las vibraciones es muy compleja considerando el factor humano, todas las personas reaccionan de manera diferente a la misma vibración. En el caso de un solo individuo él puede reaccionar de manera distinta dependiendo de si está en reposo, parado, sentado o caminando, también puede tener distintas reacciones si se expone a la misma vibración en días distintos.

Es claro y sumamente importante que se debe definir un límite máximo a las vibraciones para que los niveles de confort de los peatones sea adecuado, permitiendo alcanzar un criterio de servicialidad por lo general en magnitudes máximas de aceleraciones.

Muchos estudios se han realizado en relación a la percepción humana de las vibraciones. Estos se han enfocado en los efectos de vibraciones inducidas por maquinarias y por vibraciones inducidas por peatones. Estos estudios proveen una idea de los niveles aceptables de tolerancia de las personas a vibraciones en la tabla 5-3 se pueden apreciar las propuestas de rangos máximos. Otros estudios han concluido que la tolerancia a vibraciones laterales es aproximadamente un quinto de la tolerancia vertical.

Vertical Acceleration $a_{V,max}$ [m/s ²] based on Comfort Studies		
Source	Limit value	Description
Matsumoto [10]	1.0	Based on Study for accelerations on Human Body, not necessarily Bridge Structures
Wheeler [12]	$0.220 \cdot f^{0.6}$	1 – 2.57 Hz, Based on Study for accelerations on Human Body, not necessarily Bridge Structures
Leonard [11]	$0.181 \cdot f^{0.307}$	1 – 3 Hz, for Bridge Structures
Korenev [12]	0.4	1 – 10 Hz, based on Planning Regulations and Testing
Irwin [12]	0.071 1-2Hz $0.034 \cdot f^{1.06}$ >2Hz	For Bridge Structures
Grundmann [13]	0.7	For Bridge Structures
Bachmann [14]	0.5 - 1.0	

Tabla 5-3 Valores límites de aceleraciones verticales para el confort humano según estudios. (Commission et al., 2009).

A apartándonos de la academia y entrando en el mundo normativo, ya los distintos códigos internacionales han establecido los límites de aceleraciones permitidos en las pasarelas peatonales como se puede ver en la tabla 5-4. Por su parte el Setra, (2006) ha definido unos rangos de confort que serán estudiados en los siguientes capítulos.

Vertical acceleration $a_{V,max}$ [m/s ²] according to International Standards		
Source	Limit value	Description
AISC Guide 11 [6]	0,5	
Eurocode 1 (ENV 1991-3) [8]	$Min \begin{cases} 0,50\sqrt{f_h} \\ 0,70 \end{cases}$	for $f = 1$ to 3 Hz for $f = 3-5$ Hz: check dependant on case from $f = 5$ Hz: no check necessary
DIN Fachbericht 102 [7]	$0,5 \cdot \sqrt{f_1}$	for $f_i < 5$ Hz, $f_i =$ basic natural frequency of the bridge
SBA [4]	0.39	1 – 3 Hz
BS 5400-2/C [1]	$0,5 \cdot \sqrt{f_1}$	for $f_i < 5$ Hz, $f_i =$ basic natural frequency of the bridge
Ontario Bridge Code ONT83 [2]	$0,25 \cdot f_1^{0,78}$	$f_i =$ basic natural frequency of the bridge
Eurocode 5 (ENV 1995-2) [5]	0.7	
Japanese footbridge design code (1979) [3]	1.0	

Tabla 5-4 Valores límites de aceleraciones verticales para el confort humano códigos internacional. (Commission et al., 2009).

5.9 AMORTIGUAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Las estructuras reales disipan energía mientras son sometidas a deformaciones y vibraciones, la manera más común y práctica de modelar el efecto del amortiguamiento y la disipación de energía que ocurre es asumir que existen fuerzas de amortiguamiento viscoso. Si bien no describe el comportamiento real de la estructura es muy conveniente por su simplicidad. Estas fuerzas se asumen proporcionales a la magnitud de la velocidad pero actuando en dirección opuesta al movimiento (Paz & Kim, 2019). El factor de proporcionalidad se denomina coeficiente de amortiguamiento viscoso y se expresa matemáticamente como una fracción del amortiguamiento crítico del sistema $\xi = C/C_{cr}$.

Esta capacidad de disipar la energía es muy beneficiosa debido a que reduce la respuesta estructural a una excitación dinámica cercana a la resonancia. La condición cercana a la resonancia es relevante cuando se estudian la serviciabilidad de una pasarela peatonal debido a cargas inducidas por peatones. Por lo tanto es de suma importancia modelar el amortiguamiento de la estructura de la forma más precisa posible (Zivanovic et al., 2005).

En general, existen varios mecanismos de disipación de energía en las estructuras, la contribución individual son extremadamente difícil de estimar. Se pueden dividir en dos grupos: Mecanismos de Disipación que disipan la energía dentro de los límites de la estructura y Mecanismos de Dispersión que propagan la energía fuera de la estructura. El amortiguamiento global que ambos mecanismos producen es denominado Amortiguamiento Efectivo.

Es importante considerar que la masa y la rigidez de una estructura es muy fácil de modelar con alto grado de certeza pero el amortiguamiento es mucho más complejo. Los estudios generalmente usan coeficientes de amortiguamiento crítico entre 0.1% y 2.0% y es mejor no sobrestimar dicho factor ya que puede llevar a subdimensionar la estructura.

Las nuevas tecnologías de construcción han traído una reducción del amortiguamiento debido a que han eliminado significativamente la fricción que estaba presente en las antiguas estructuras, por lo cual las nuevas estructuras son más propensas a tener mayores respuestas dinámicas y vibraciones por el efecto de las cargas inducidas por peatones.

EICC (Euro-International Committee for Concrete, 1991), publicó un estudio sobre problemas de vibraciones en estructuras donde recomendó los valores de amortiguamiento crítico como se pueden ver en la tabla 5-5. Es importante mencionar que la guía de diseños Setra, (2006) recomienda estos valores para la verificación de serviciabilidad.

Type of deck	Critical damping ratio	
	Minimum value	Average value
Reinforced concrete	0.8%	1.3%
Prestressed concrete	0.5%	1.0%
Metal	0.2%	0.4%
Mixed	0.3%	0.6%
Timber	1.5%	3.0%

Tabla 5-5 Valores de amortiguamiento crítico para estructuras sometidas a vibraciones .(Euro-International Committee for Concrete, 1991).

Se diferenciar el tipo de excitación dinámica y las amplitudes de la vibración ya que cuando existen vibraciones de grandes amplitudes como sismos, el amortiguamiento crítico es mucho mayor debido a la fricción como se puede ver en la tabla 5-6.

Material	Critical damping ratio
Welded steel	2%
Bolted steel	4%
Prestressed concrete	2%
Non-reinforced concrete	3%
Reinforced concrete	5%
Reinforced elastomer	7%

Tabla 5-6 Valores de amortiguamiento crítico para estructuras sometidas a límites elásticos como vibraciones sísmicas .(Euro-International Committee for Concrete, 1991).

5.10 FRECUENCIAS DE RIESGO EN LA LITERATURA Y CÓDIGOS DE DISEÑOS

A continuación en la tabla 5-7, se expresan las frecuencias de riesgo o frecuencias límites de los diferentes códigos de diseño en el mundo para la dirección vertical.

Eurocode 2 (Ref. [4])	1.6 Hz and 2.4 Hz and, where specified, between 2.5 Hz and 5 Hz.
Eurocode 5 (Ref. [5])	Between 0 and 5 Hz
Appendix 2 of Eurocode 0	<5 Hz
BS 5400 (Ref. [6])	<5 Hz
Regulations in Japan (Ref. [30])	1.5 Hz – 2.3 Hz
ISO/DIS standard 10137 (Ref. [28])	1.7 Hz – 2.3 Hz
CEB 209 Bulletin	1.65 – 2.35 Hz
Bachmann (Ref. [59])	1.6 – 2.4 Hz

Tabla 5-7 Frecuencias naturales de riesgo por resonancia en pasarelas peatonales. (Setra, 2006).

5.11 CALCULO ANALITICO DE LAS FRECUENCIAS NATURALES, MODOS DE VIBRACION Y MAXIMA ACELERACION.

En la práctica los cálculos de las vibraciones naturales se hacen asistidos por software de computacionales de análisis estructural. Aun así en muchas ocasiones se pueden obtener mediante métodos analíticos simples que no permitan tener una orden de magnitud de las frecuencias naturales aun en casos de estructuras complejas Setra,(2006).

Del documento elaborado por Sfintesco & Soize, (1980), se obtuvieron las fórmulas analíticas que permiten calcular las frecuencias naturales de una estructura con masa, inercia y material constante a todo lo largo con distintas condiciones de apoyo ver tabla 5-8.

$$\lambda_r = \frac{\lambda}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{mL^4}} \quad (2a)$$

where

E modulus of elasticity (kj/m^2)

I moment of inertia of the cross section (m^4)

L length of the structure (m)

m mass per unit length of the structure (kg/m)

λ frequency coefficient of mode r as defined hereafter.

$r=1$	$r=2$	$r=3$	$r=4$	$r=5$

Tabla 5-8 Fórmula analítica de la frecuencia natural de una estructural. (Sfintesco & Soize, 1980).

Maximum acceleration	$\text{Acceleration}_{\max} = \frac{1}{2} \frac{4F}{\xi_n \pi \rho S}$
----------------------	--

Tabla 5-9. Fórmula analítica aceleración máxima de una viga con excitación forzada cíclica a todo lo largo de la viga. (service d'Études et al., 2006).

5.12 METODOLOGÍA DE LA EXCITACIÓN DE CAMINATA O MÉTODO MURRAY.

El criterio de la excitación de caminata, es un método para la estimación de las propiedades requeridas de un piso o pasarelas peatonales que tengan frecuencias fundamentales menores a 9Hz. Este criterio fue por primera vez propuesto por Allen & Murray, (1993).

El criterio de evaluación está basado en la respuesta dinámica de vigas de acero o sistemas de cerchas tipo joist ante las fuerzas de caminata, y puede ser utilizada para evaluar el sistema estructural de oficinas, centros comerciales, escuelas, puentes peatonales entre otras.

Se basa en que se puede simplificar el problema dinámico al considerar una persona caminando en el centro del tramo de una estructura simplemente apoyada que tiene un solo modo de vibración, donde su máxima respuesta dinámica ocurrirá cuando la frecuencia natural es igualada con la frecuencia de la excitación forzada.

$$F = P (1 + \sum \alpha_i \cos 2\pi i f t) \quad (1)$$

$$\frac{a}{g} = \frac{\alpha_i P}{0.5W} \times \frac{R}{2\beta} \times \cos 2\pi i f t = \frac{R\alpha_i P}{\beta W} \times \cos 2\pi i f t \quad (2)$$

Donde a/g corresponde a la aceleración máxima en fracciones de gravedad, α_i corresponde al DLF o dinamic load factor, W el peso propio de la estructura, R un factor de reducción que al autor propone 0.7 en pasarelas peatonales, y $1/(2\beta)$ el factor de amplificación dinámica.

$$\beta W \geq \frac{R\alpha_i P}{a_o/g} \quad (3)$$

De estas igualdades se despeja la ecuación:

$$\beta W \geq K \exp(-0.35f_o) \quad (4a)$$

$$f_o \geq 2.86 \ln \left[\frac{K}{\beta W} \right] \quad (4b)$$

Donde K es un factor que para pasarelas está definido por el autor en 1.8 Kips. Al despejar W y dividiendo el lado derecho entre el amortiguamiento de 0.1% se obtiene 180. Los que corresponde a la ecuación (6-1 y 6-2) de la AASTHO (2012).

6. METODOLOGIA SETRA PARA EL ANALISYS DINAMICO DE PASARELAS.

El Servicio de estudios sobre transporte, carreteras y su desarrollo o Sétra (anteriormente Servicio de estudios técnicos, carreteras y autopistas) es un servicio técnico francés con competencia nacional del Ministerio de Ecología Transición, supervisado por la Dirección General de Infraestructura, Transporte y el Mar. Trabaja en los campos de las carreteras, las estructuras de ingeniería y, más ampliamente, el transporte en Francia.

Desde el 31 de diciembre de 2013, Sétra se convierte en el Departamento de Infraestructura de Transporte y Materiales del Centro de Estudios y Pericias sobre Riesgos, Medio Ambiente, Movilidad y Planificación (CEREMA).

En el año 2006 el Setra publica el documento (Setra, 2006), el cual describen en la página web del instituto de la siguiente manera:

“Estas directrices completan el estado del conocimiento actual sobre el comportamiento dinámico de las pasarelas bajo carga peatonal. También se propone una metodología analítica y recomendaciones para guiar al diseñador de un nuevo puente peatonal al considerar los efectos dinámicos resultantes. La metodología se basa en el concepto de clasificación de la pasarela (en función del nivel de tráfico) y del nivel de confort requerido y se basa en la interpretación de los resultados obtenidos a partir de las pruebas realizadas en la pasarela Solferino y en una plataforma experimental. Estas directrices están dirigidas a Propietarios, diseñadores e ingenieros. Este documento cubre los siguientes temas: * una descripción de los fenómenos dinámicos específicos de las pasarelas e identificación de los parámetros que tienen un impacto en el dimensionamiento de dichas estructuras; * una metodología para el análisis dinámico de pasarelas basada en una clasificación según el nivel de tráfico; * una presentación de los métodos prácticos para el cálculo de frecuencias naturales y modos, así como la respuesta estructural a la carga; * recomendaciones

para la redacción de documentos de diseño y construcción. En los apéndices de la guía también se proporcionan datos teóricos complementarios (recordatorio de la dinámica estructural, modelado de carga de peatones) y prácticos (sistemas de amortiguación, ejemplos de pasarelas recientes, cálculos típicos).”

Como ya se había mencionado la norma de diseño que tiene validez para el diseño de pasarelas peatonales en Colombia es (AASTHO, 2012), y en sus comentarios referencia a la Setra (Setra, 2006) como una guía que presenta una metodología directa ante la problemática de vibraciones inducidas por multitudes a pasarelas peatonales.

6.1 METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL SETRA.

El Setra define 5 etapas en el diseño dinámico de pasarelas peatonales la etapa 1 corresponde a la determinación del tipo de pasarela peatonal basado en la importancia y niveles de tráfico proyectados, en la etapa 2 se definen los niveles de confort objetivo de tres tipos Máximo confort, medio confort y mínimo confort pero sin llegar a ser intolerantes, etapa 3 determinación de las frecuencias naturales y definición de los casos de cargas requeridos, etapa 4 análisis dinámico de la pasarela con los casos de cargas requeridos y etapa 5 modificación de la estructura en caso de no cumplir con los niveles de confort definidos en la etapa 2. La etapa 5 no será considerada en el desarrollo de este trabajo ya que corresponde a la modificación de la pasarela cuando no cumple los criterios de nivel de confort.

6.1.1 Etapa 1: determinación de categoría de la pasarela.

Se definen cuatro categorías de pasarelas peatonales en función de la importancia y los niveles de tráfico esperados durante la vida útil de la misma. Es el propietario de las pasarelas basadas en estudios de tráfico futuros de la pasarela quien debe definir el tipo de pasarela.

La decisión puede estar influenciada por otros criterios como un mayor control de vibraciones o por el contrario se puede seleccionar un tipo de menor categoría para disminuir costos y permitir arquitecturas más atrevidas, considerando el riesgo de que dicha pasarela bajo ciertas condiciones donde se excedan las cargas de diseño dinámico los usuarios pudieran sentirse incómodos.

Categoría V: no requiere ningún estudio dinámico por lo cual se pudieran diseñar pasarelas muy ligeras donde se pueden presentar grandes aceleraciones, por lo cual es aconsejable en estos casos usar como mínimo categoría III para garantizar algún control mínimo ante las vibraciones.

Categoría IV: Pasarelas poco utilizadas, que se construyen para conectar áreas poco pobladas o para asegurar la continuidad de peatones sobre carreteras y otras vías.

Categoría III: Pasarelas de uso estándar, que pueden ser cruzadas ocasionalmente por grandes grupos de peatones pero que nunca estarán cargadas en toda su superficie.

Categoría II: Pasarelas urbanas conectando áreas densamente pobladas, que están sujetas a alto tráfico de peatones y que ocasionalmente pueden estar cargadas en toda su superficie.

Categoría I: Pasarelas urbanas conectando zonas de alta densidad de peatones, como en las salidas de estaciones de transporte masivos, o que son constantemente utilizadas por densas multitudes como en áreas turísticas.

6.1.2 Etapa 2: Definición del nivel de confort por el propietario.

La definición del nivel del confort no corresponden a un criterio absoluto, el concepto de confort es sumamente subjetivo como ya se ha mencionado y depende de cada persona en particular. El nivel de confort elegido por lo general depende del nivel de importancia o categoría del puente. Es posible determinar un nivel de confort más exigente si se tiene previsto usuarios más sensibles a las vibraciones como niños, adultos mayores o personas con movilidad reducida y en otros caso se puede ser más tolerantes como en pasarelas cortas donde el peatón tenga tiempos de recorridos muy cortos y no alcance a sentir las vibraciones.

Máximo confort: Las aceleraciones existentes en la pasarela son prácticamente imperceptibles para los usuarios.

Medio confort: Las aceleraciones existentes en la pasarela son apenas perceptibles por los usuarios.

Mínimo confort: bajo algunas configuraciones de carga pueden existir aceleraciones en la estructura que son perceptibles por los usuarios, pero no se vuelven intolerables.

Basados en estos niveles de confort (service d'Études et al., 2006) definió unos rangos de aceleraciones verticales para cada nivel que se pueden ver en la fig. 6-1. En el caso de las aceleraciones horizontales se define como límite máximo 0.1m/s^2 en todos los caso para evitar el fenómeno de Lock-in.

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

Figura 6-1 Rangos de aceleraciones verticales para los distintos niveles de confort. (Setra, 2006).

6.1.3 Etapa 3: Determinación de la frecuencia natural y la necesidad de analizar los casos dinámicos.

Para pasarelas de categoría I a III, es necesario determinar la frecuencia de vibración natural de la pasarela en las tres direcciones, vertical, horizontal y longitudinal. Se deben tener dos consideraciones en la masa uno con la masa de la pasarela si cargas vivas y otra con una masa de peatones equivalente a un peatón de 700N cada metro cuadrado o una masa de 70 kg/m².

Para determinar los rangos máximos y mínimos de las frecuencias naturales y ver si están situados en zonas de riesgo por resonancia debido a cargas inducidas por peatones, en función a la categoría de la pasarela y las frecuencias naturales se deben analizar bajo unas casos de cargas dinámicas y con ellas verificar si cumplen con los requisitos de aceleraciones para en nivel de confort definido previamente.

Se definen cuatro rangos de frecuencias, son iguales para el caso vertical y longitudinal y para el caso transversal existen otros rangos.

Rango 1: Máximo riesgo de resonancia

Rango 2: Riesgo medio de resonancia.

Rango 3: Riesgo bajo de resonancia para situaciones de carga estándar.

Rango 4: riesgo despreciable de resonancia.

En la figura 6-2 se presentan los rangos para los casos verticales y longitudinales y en la figura 6-3 para el caso transversal.



Figura 6-2 Rangos de frecuencias para dirección Vertical y longitudinal . (Setra, 2006)

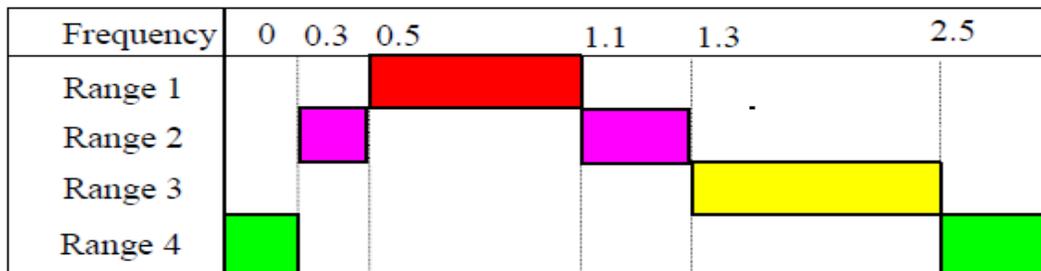


Figura 6-3 Rangos de frecuencias para dirección transversal. (Setra, 2006).

Basados en la categoría de la pasarela I, II o III y el rango de las frecuencias naturales de la misma se deben estudiar los casos de Cargas 1, 2 o 3 según se especifica en la figura 6-4.

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

Case No. 1: Sparse and dense crowd
Case No. 2: Very dense crowd

Case No. 3: Crowd complement (2nd harmonic)

Figura 6-4 Casos de cargas que deben ser analizados en función de la categoría y rango de frecuencias. (Setra, 2006).

6.1.4 Etapa 4: Análisis dinámico de los casos de cargas.

Si basados en las etapa 3 se determinó que se requiere el análisis dinámico de uno o varios casos de cargas se debe verificar lo siguiente”

- Verificar los niveles de confort definidos por los propietarios bajo las condiciones de servicio y bajo las cargas dinámicas para los casos de cargas definidos.
- Verificar la capacidad de la pasarela bajo las verificaciones de estados límites de servicio SLS y Capacidad ultima ULS.

Los casos de cargas han sido definidos para representar, en una manera simplificada y practica los efectos de pocos o muchos peatones en la pasarela. Se han modelado de manera que para cada modo de vibración, la frecuencia en la cual se ha identificado dentro de un rango de riesgo de resonancia.

Caso 1: Multitudes dispersas y densas.

Este caso se divide en dos densidades distintas de peatones, multitudes dispersas aplica en pasarelas categoría III con una densidad de $d=0.5$ Peatones/m² y multitudes densas aplica en pasarelas categoría II con una densidad de $d=0.8$ Peatones/m².

La multitud es considerada uniformemente distribuida por la superficie total de la pasarela siendo el número de peatones $N= S \times d$, donde S corresponde al área de la pasarela y d a la densidad que corresponda.

El número de peatones equivalente, correspondiente a la sincronización vertical de los peatones como se estudió en el capítulo 5.6, En el caso de multitudes dispersas o densas (≤ 0.8 Peatones/m²) $N_{eq} = 10.8\sqrt{\zeta N}$.

La carga que se tendrá en consideración esta modificada por un factor Ψ , que varía de 0 a 1 en función de las frecuencias fundamentales de la pasarela como se puede ver en la figura 6-5.

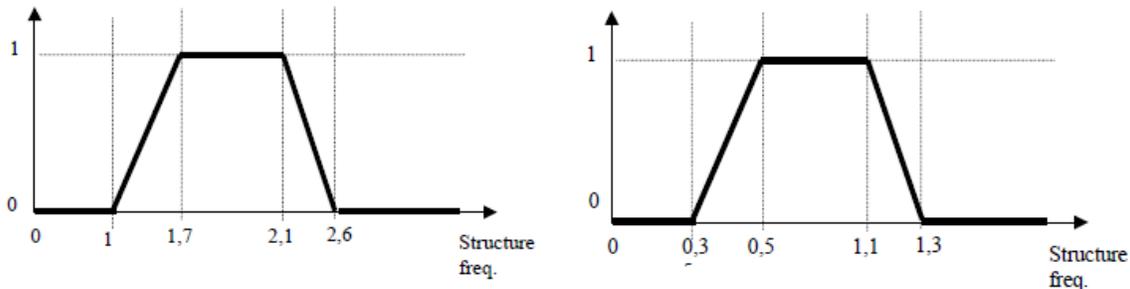


Figura 6-5 Valor del factor Ψ (a) En el caso Vertical y longitudinal (b) en el caso transversal (Setra, 2006).

La magnitud de las carga por unidad de área que debe ser aplicada al tablero de la pasarela peatonal por cada dirección de estudio dinámico de las vibraciones se puede ver en la Tabla 6-1. Donde corresponde a la densidad, ζ coeficiente de amortiguamiento crítico y n el número de peatones en la pasarela simultáneamente.

Direction	Load per m ²
Vertical (v)	$d \times (280\text{N}) \times \cos(2\pi f_v t) \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2} \times \psi$
Longitudinal (l)	$d \times (140\text{N}) \times \cos(2\pi f_l t) \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2} \times \psi$
Transversal (t)	$d \times (35\text{N}) \times \cos(2\pi f_t t) \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2} \times \psi$

Tabla 6-1 Ecuaciones de fuerza por metro cuadrado en cada dirección de estudio, multitudes dispersas y densas. (Setra, 2006).

Estas cargas deben ser aplicadas en toda la superficie de la pasarela, y el signo de la de la dirección de la fuerza debe alineado para producir el máximo efecto por lo que se debe hacer coincidir con la dirección del modo de vibración y debe ser invertida cada vez que el modo de vibración cambie de dirección ver figura 6-6.

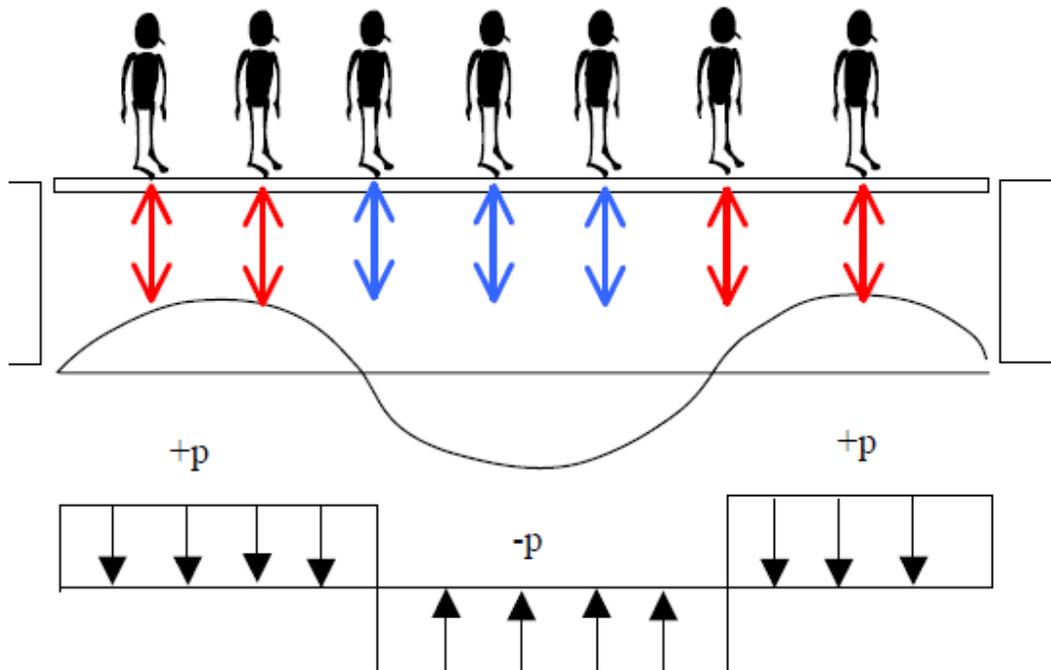


Figura 6-6 Fuerza distribuida a igual frecuencia y en fase con la dirección del modo de vibración (Setra, 2006).

En el uso de estas cargas se deben tener las siguientes consideraciones:

Consideración 1: estas cargas no se deben aplicar simultáneamente, la carga vertical debe ser aplicada para cada modo vertical en riesgo ajustando en cada caso la frecuencia de la carga a la frecuencia del modo, y lo mismo aplica para las demás direcciones en estudio.

Consideración 2: En las ecuaciones de la tabla 8 no se observa la porción estática de los peatones, G_0 , este componente no tiene influencia en las aceleraciones, aun así la masa y el peso de cada peatón debe estar incluido en el análisis previo a la aplicación de la carga dinámica.

Consideración 3: La carga Dinámica debe ser aplicada hasta que la aceleración máxima de resonación es alcanzada.

Caso 2: Multitudes Muy Densas.

Esta carga solo debe ser considerada en pasarelas categoría I, la densidad de multitud $d=1$ peatón/m² y se debe considerar uniformemente repartida sobre toda la superficie S de la pasarela.

Se considera que todos los peatones están a la misma frecuencia y tienen un desfase aleatorio. Para densidades mayores a 0.8 peatones /m² en $N_{eq} = 1.85\sqrt{N}$.

La carga que se tendrá en consideración esta modificada por un factor Ψ , que varía de 0 a 1 en función de las frecuencias fundamentales de la pasarela como se puede ver en la figura 6-7.

La magnitud de las carga por unidad de área que debe ser aplicada al tablero de la pasarela peatonal por cada dirección de estudio dinámico de las vibraciones se puede ver en la Tabla 6-2. Donde d corresponde a la densidad en este caso $d=1$ Peatones/m², ζ coeficiente de amortiguamiento crítico y n el número de peatones en la pasarela simultáneamente.

Direction	Load per m ²
Vertical (v)	$1.0 \times (280N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 1.85 (1/n)^{1/2} \times \psi$
Longitudinal (l)	$1.0 \times (140N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 1.85 (1/n)^{1/2} \times \psi$
Transversal (t)	$1.0 \times (35N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 1.85 (1/n)^{1/2} \times \psi$

Tabla 6-2 Ecuaciones de fuerza por metro cuadrado en cada dirección de estudio, multitudes muy densas. (Setra, 2006).

Caso 3: Efecto del Segundo armónico de las multitudes.

Este caso es similar a los casos 1 y 2, pero considera el segundo armónico causado por los peatones al caminar, localizado en promedio al doble de la frecuencia del primer armónico. Solo se debe tomar en cuenta en pasarelas de categoría I y II.

La densidad debe ser tomada $d=0.8$ Peatones/m². En pasarelas categoría II y $d=1$ peatón/m² en pasarelas categoría.

La carga de la multitud se considerar uniformemente distribuida, la fuerza individual de cada peatón es consecuente con las magnitudes del segundo armónico mostrados en la figura.9 70N Vertical, 7N transversal y 35 N longitudinal.

La carga que se tendrá en consideración esta modificada por un factor Ψ , que varía de 0 a 1 en función de las frecuencias fundamentales de la pasarela como se puede ver en la figura 6-7.

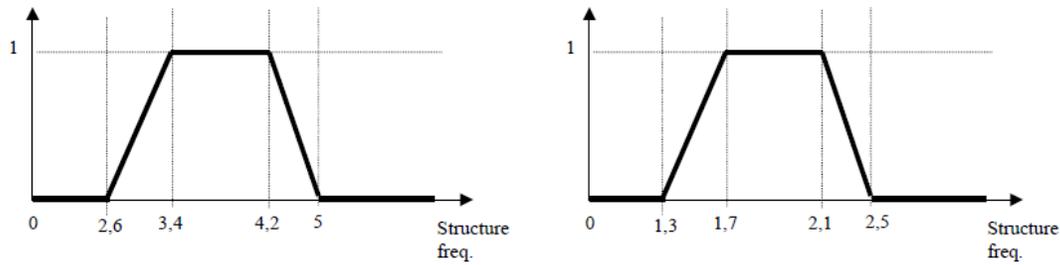


Figura 6-7 Valor del factor Ψ (a) En el caso Vertical y longitudinal (b) en el caso transversal para el segundo armónico (Setra, 2006).

6.1.5 Etapa 5: Chequeo estructural ante cargas dinámicas.

6.1.5.1. Chequeo estados límites de servicio.

Adicionalmente a las cargas de servicio y los chequeos bajos cargas de estados límites de servicios, se deben especificar combinaciones de cargas adicionales para considerar las cargas dinámicas.

- Se debe combinar el efecto de los esfuerzos y desplazamientos productos de las casos dinámicos del 1 al 4 con la carga estática de la carga correspondiente al número de peatones existente en la pasarela, usando una carga de 700N.

6.1.5.2. Chequeo estados últimos de resistencia.

Como se está verificando una condición de resistencia de la estructura, los niveles de esfuerzos se asumen cercanos a los límites elásticos del material, por ello la dinámica del material se debe hacer usando un amortiguamiento de la estructura dado en la tabla 6-3.

Material	Critical damping ratio
Welded steel	2%
Bolted steel	4%
Prestressed concrete	2%
Non-reinforced concrete	3%
Reinforced concrete	5%
Reinforced elastomer	7%

Tabla 6-3 Valores de amortiguamiento crítico para estructuras sometidas a límites elásticos como vibraciones sísmicas. (Euro-International Committee for Concrete, 1991).

De la misma manera que se procede en el caso de los estados límites de servicio, el estudio de capacidad ultima o de resistencia se deben hacer verificaciones adicionales a las requeridas por los códigos y reglamentos técnicos. Un caso de carga accidental se debe adicionar por caso de vandalismo o situaciones excepcionales de grandes demostraciones públicas. Este chequeo se debe realizar justo después de haber estudiado los niveles de confort para los distintos casos de cargas y frecuencias en rangos de riesgo. El caso de carga se debe estudiar similar que el caso de carga #1 con las siguientes modificaciones:

- La densidad de la multitud se debe tomar como 1 peatón/m²
- Adicional a las cargas permanentes, en la pasarela se deben considerar una carga estática distribuida de 700N/m².
- El efecto individual de los peatones se combina directamente, sin inversión de signos, $N_{eq}=N$ y $\Psi=1$.

Esta carga es extremadamente pesimista, ya que asume la perfecta combinación de todos los peatones de la multitud, y esto solo puede ocurrir en circunstancias bien excepcionales como demostraciones rítmicas, carreras y procesiones o bajo es caso de sincronización lateral Lock-in.

7. DESARROLLO DEL TRABAJO

7.1 SELECCION DE FAMILIAS DE PASARELAS.

El objetivo de la selección de pasarelas es poder llevar a cabo la metodología del Setra en distintas condiciones y poder comparar los resultados con los obtenidos por el método de la AASTHO.

EL criterio de la selección de las familias de pasarelas peatonales está basado en una selección de tipologías comúnmente utilizadas, no se buscó ninguna tipología en especial que tenga sensibilidades a las vibraciones inducidas por peatones ni se tiene por objetivo determinar cuál pasarela tiene una mejor respuesta que las otras.

Las estructuras de tipo atirantadas aunque por sus características de baja masa y gran esbeltes, pudieran ser susceptibles a las vibraciones inducidas por peatones, no fueron consideradas en la selección debido a que son menos comunes y de gran complejidad de análisis y modelación.

Las familias seleccionadas fueron las siguientes; Celosía de medio paso o tipo U, Celosía Tipo Pratt, Vigas compuestas de Vigas I, Cajón Metálico compuesto, Cajón de concreto Pretensado.

Para el estudio se consideró como luz principal 30 m, la cual es una longitud muy común en pasarelas peatonales ya que corresponde a una vía con 6 carriles de 3.65 m, dos antejardines de 1.5 m, dos andenes de 1.5 m y una división central de 2 m para un total de 29.9m. Adicionalmente de cada familia se hicieron 2 variantes de luces entre 26m y 33m para comparar el efecto de las luces en sus propiedades dinámicas y la respuesta ante vibraciones inducidas por peatones.

Para el dimensionamiento de dichas pasarelas se considerando los requisitos básicos de la CCP14 en relación a cargas muertas y vivas, sus respectivas combinaciones de carga se resistencia y servicio con la finalidad de obtener secciones del puente coherentes con las luces de análisis y las cargas peatonales.

No se realizó un diseño definitivo con cargas de viento y sismo, tampoco diseños complementarios como conexiones, conectores de corte, fatiga y diferentes chequeos que exige la norma.

La condición de apoyo corresponde a puentes de un solo tramo simplemente apoyados sobre apoyos flexibles lateralmente restringidos. No se consideraron las subestructura, fundaciones ni interacción suelo estructura.

No se consideraron la variación de las propiedades mecánicas en el tiempo como el Creep/ Shrinkage ni la variación de la resistencia según las normas CEB-FIT(2010) , tampoco se consideraron las etapas constructivas.

7.1.1 Familia 1. Celosía de medio paso o tipo U.

Es una tipología muy usada en pasarelas peatonales debido a que garantiza el máximo galibo y las celosías sirven de barrera peatonal. La altura de la cercha en este caso es de 1.75m, se consideró una losa de concreto sobre steeldeck de 10 cm de espesor equivalente, no se consideró el efecto del tablero en la rigidez de la estructura.

De la familia 1 hay tres especímenes que serán codificados de la siguiente manera, F1-26.4, F1-28.8 y F1-31.2, el segundo término del código corresponde a la luz libre entre apoyos de la cercha.

La luz básica de diseño corresponde a F1-31.2, las secciones determinadas son las de 1:203x60x4mm, 2:barra 1", 3:200x200x5 mm, 4:200x200x7 mm, 5:203x60x5mm, la ubicación de los perfiles se pueden ver en la figura 8-1.

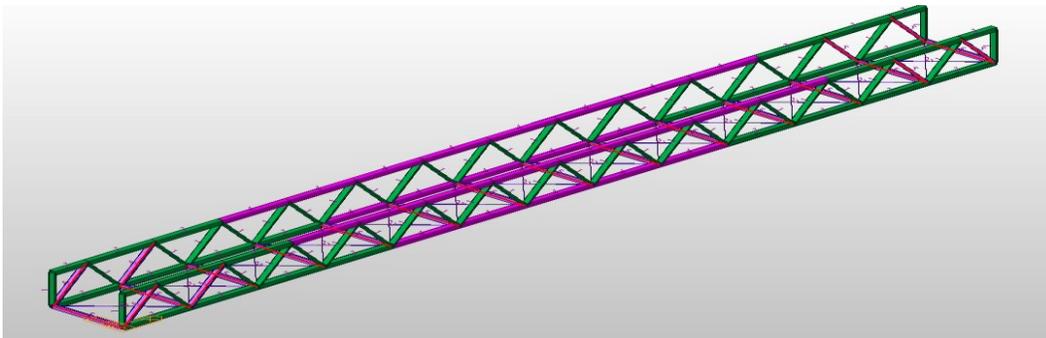


Figura 7-1 Modelo 3D-Celosia de medio paso o tipo "U".

7.1.2 Familia 2. Vigas compuestas de Vigas I.

Es una tipología muy usada en pasarelas peatonales debido su sencillez en el diseño y la construcción, la sección compuesta considera la losa de concreto en análisis obteniendo soluciones muy eficientes.

De la familia 2 hay tres especímenes que serán codificados de la siguiente manera, F2-28, F2-30 y F2-32, el segundo término del código corresponde a la luz libre entre apoyos de la cercha.

La luz básica de diseño corresponde a F2-30, la sección compuesta corresponde a dos vigas I armadas 3: del alma 950x12.7mm, patín superior de 400x25 m, patín inferior de 300x50mm, 2: del alma 950x12.7mm, patín superior de 400x25 m, patín inferior de 300x25mm, 4: del alma 950x12.7mm, patín superior de 400x25 m, patín inferior de 300x38mm, las vigas son arriostradas entre si mediante riostras tipo k de ángulos 1: T 100x100x5mm y cada una con una losa de 150 x 1750mm de concreto con 4000Psi, las vigas se pueden ver en la figura 8-2.

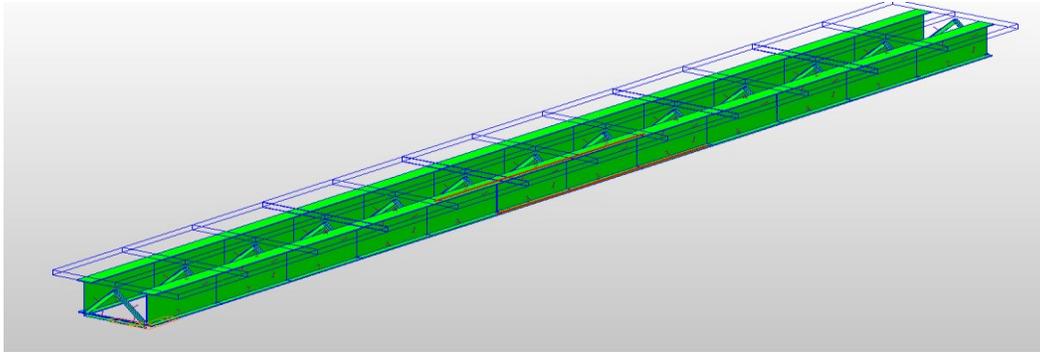


Figura 7-2 Modelo 3D-Vigas Compuestas con perfiles "I".

7.1.3 Familia 3. Cajón Metálico compuesto.

Es una tipología muy usada en pasarelas peatonales debido su sencillez en el diseño y la construcción, la sección compuesta considera la losa de concreto en análisis obteniendo soluciones muy eficientes.

De la familia 3 hay tres especímenes que serán codificados de la siguiente manera, F3-28, F3-30 y F3-32, el segundo término del código corresponde a la luz libre entre apoyos de la cercha.

Las propiedades de la sección varían a lo largo del tramo como se ve en la figura 8-3, el concreto de la losa es considerado de 4000 psi.

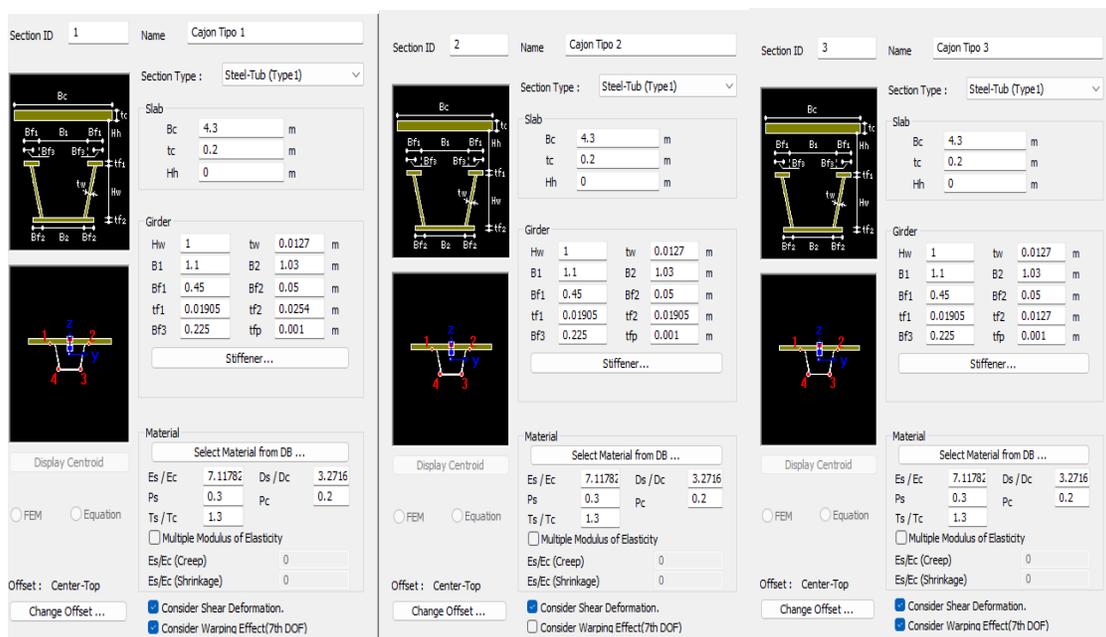


Figura 7-3 Secciones transversales sección cajón metálico.

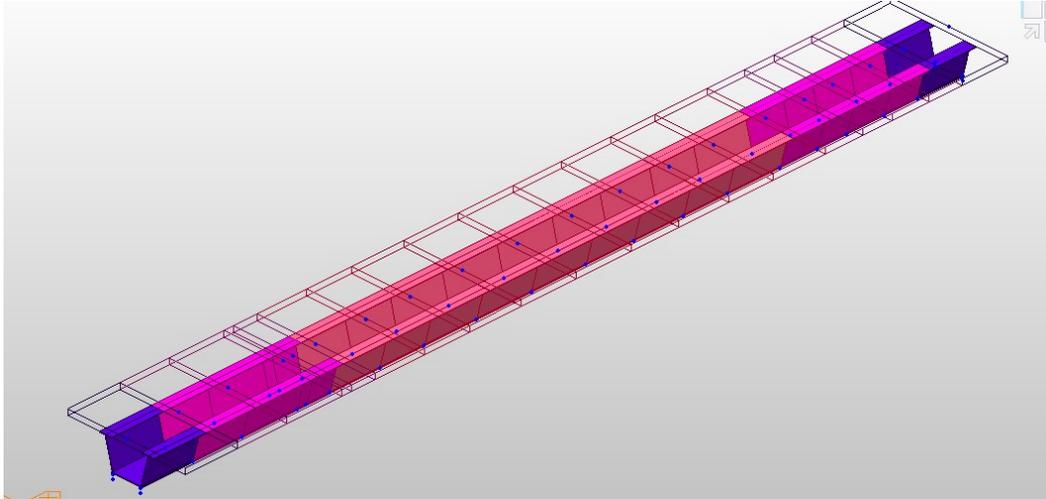


Figura 7-4 Modelo 3D- Cajón metálico compuesto.

7.1.4 Familia 4. Cajón de concreto Pretensado.

Es una tipología muy usada en puentes y en la ciudad de Medellín las pasarelas peatonales del sistema Metro tienen esta tipología con sección cajón postensada. La sección varía a lo largo del tramo, el tablero efectivo es de 3 m de ancho y contempla las cargas muertas de las barandas en concreto.

De la familia 4 hay tres especímenes que serán codificados de la siguiente manera, F4-28, F4-30 y F4-32, el segundo término del código corresponde a la luz libre entre apoyos de la cercha.

Las propiedades de la sección varían a lo largo del tramo como se ve en la figura 8-4, el concreto de la losa es considerado de 4000 psi

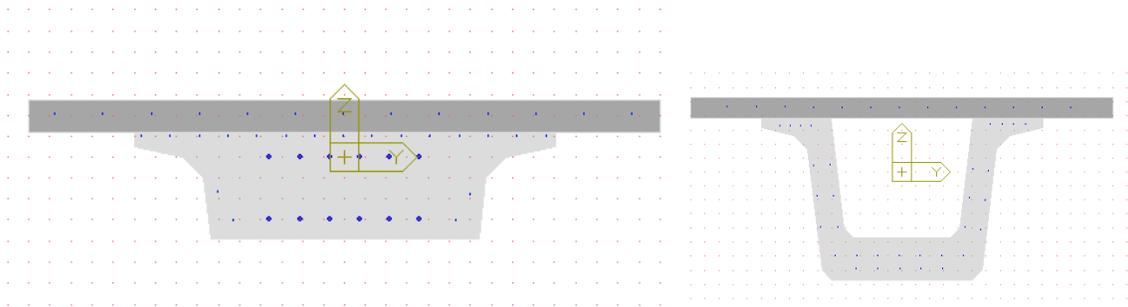


Figura 7-5 Sección Transversal- Cajón de concreto pretensado.

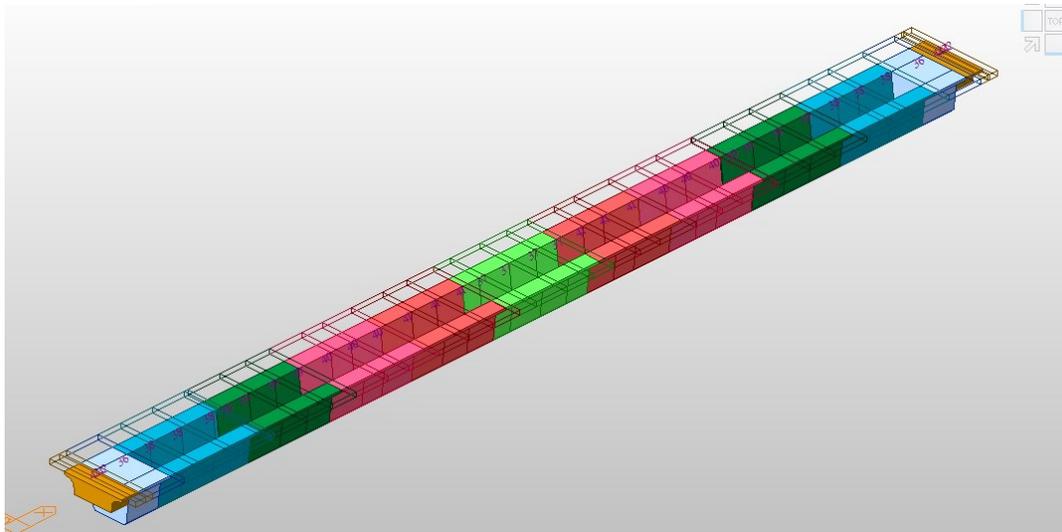


Figura 7-6 Modelo 3D- Cajón de concreto pretensado.

7.1.1 Familia 5. Celosía Tipo Pratt.

Es una tipología muy usada en pasarelas peatonales debido a que garantiza el máximo galibo, las celosías sirven cerramiento y cubierta. La altura de la cercha en este caso es de 3.8m, se consideró una losa de concreto sobre steeldeck de 10 cm de espesor equivalente, no se consideró el efecto del tablero en la rigidez de la estructura.

De la familia 5 hay tres especímenes que serán codificados de la siguiente manera, F5-26.7, F5-30,1 y F5-33.3, el segundo término del código corresponde a la luz libre entre apoyos de la cercha.

La luz básica de diseño corresponde a F5-30.2, las secciones determinadas son las de 1:203x60x6mm, 2:220x220x7.1mm, 3:chs101.6x5mm, 4: chs152x5mm, la ubicación de los perfiles se pueden ver en la figura 8-5.

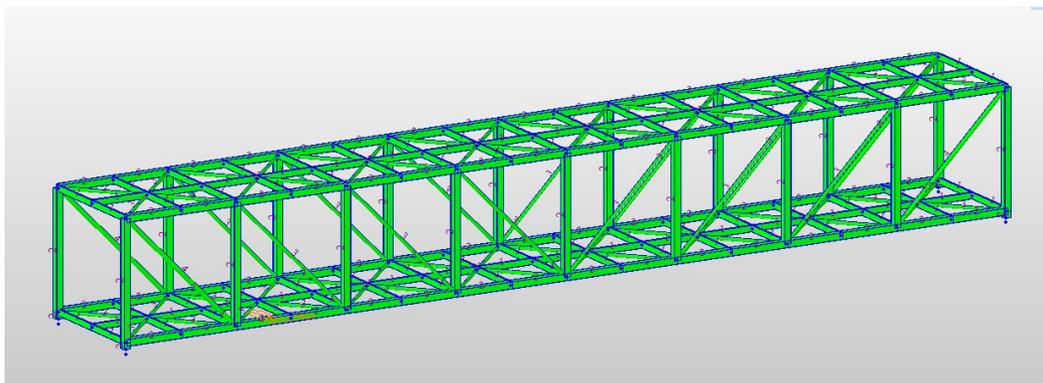


Figura 7-7 Modelo 3D- Celosía tipo Pratt.

7.1 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DINÁMICO PASO A PASO.

A continuación se realizara de manera ilustrativa la evaluación del desempeño dinámico paso a paso de la pasarela f1-31.2, la evaluación tendrá como alcance hasta la etapa 4 de la metodología SETRA que consiste en el análisis de los casos dinámicos y verificación de los niveles de confort resultantes. La evaluación se hará solo para el caso vertical.

La evaluación se hará por dos métodos de cálculo distintos; un método analítico mediante ecuaciones de frecuencias y aceleraciones máximas en vigas con cargas dinámicas uniformemente distribuidas y el otro mediante modelos computacionales en el Software Midas Civil, donde se aplican cargas cíclica en casos de carga Tiempo historia.

7.1.1 Verificación del Método AASTHO.

Debido a que la frecuencia fundamental de la pasarela descargada $F=2.36\text{Hz}$ no cumple el límite inferior de la frecuencia vertical de 3 Hz, el código menciona que se debe hacer el análisis dinámico o en su defecto dimensionar la pasarela para que se cumplan uno de los dos criterios de las ecuaciones (6-1 y 6-2) derivadas del método (Allen & Murray, 1993).

Se verifica mediante la ecuación (6-1) que la pasarela cumple el criterio de la frecuencia determinado que la pasarela cumple ambas condiciones del método alternativo.

$$f \geq 2.86 \ln\left(\frac{180}{W}\right) \quad f := 2.86 \ln\left(\frac{180 \text{ kip}}{Mcm \cdot g}\right) = 2.356 \quad f := \frac{9.87}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho s}} = 2.36 \text{ Hz}$$

Se verifica mediante la ecuación (6-2) que la pasarela cumple el criterio de la Masa.

$$W \geq 180e^{(-0.35f)} \quad W := \frac{180 \cdot e^{-.35 \cdot 2.36} \cdot \text{kip}}{g} = 35744.646 \text{ kg} \quad Mcm := 35825 \cdot \text{kg}$$

7.1.1 Verificación del Método Setra.

7.1.1.1. Etapa 1 Determinar La clase del puente según Setra.

Para este estudio no se consideraran la clase de la pasarela debido a que se analizaran para todos los casos con el objetivo de comparar los resultados en cada caso.

Aun así como lo menciona el documento del Setra esta etapa es importante que se realice con la información del tráfico estimado en las condiciones presentes y futuras de la pasarela. A partir de la definición de la clase del puente dependen los casos de cargas que deben ser estudiados.

7.1.1.2. Etapa 2 definición del nivel de confort según Setra.

Para este estudio no se definirá un nivel de confort aceptable ya que el objetivo es analizar la respuesta dinámica de las familias a cada uno de los casos de cargas existentes. Aun así se considera un límite de 0.1 m/s en la dirección lateral para evitar el efecto de lock in o sincronización lateral.

7.1.1.3. Etapa 3 Determinación de las frecuencias y casos de carga requeridos.

- a. La luz del tablero tomada entre apoyos.

$$L := 31.2 \text{ m}$$

- b. Ancho efectivo del tablero sobre la cual pueden caminar peatones

$$a := 2.5 \text{ m}$$

- c. Superficie del tablero sobre la cual pueden caminar peatones

$$S := L \cdot a = 78 \text{ m}^2$$

- d. Masa de la pasarela descargado solo considerando el peso propio de la estructura y las cargas muertas adicionales como, superficies acabados, barandas , ducterías, postes de iluminación y cualquier otro elemento que genere masa en la pasarela.

$$M_{cm} := 35825 \cdot \text{kg}$$

- e. Densidad lineal de masa pasarela descargada, corresponde a la masa total entre la longitud del tramo.

$$\rho_s := \frac{M_{cm}}{L} = 1148.237 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- f. Inercia de la pasarela, es la inercia efectiva o equivalente de la sección o de la estructura idealizada como si fuera una viga.

$$I_{yy} := 0.1195 \text{ m}^4$$

- g. Elasticidad del material en este caso acero estructural.

$$E := 2.1 \cdot 10^9 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

- h. Amortiguamiento de la estructura metálica valor obtenido de la Tabla 7-1.

$$\xi := .004$$

- i. Determinación de la frecuencia de la pasarela descargada.

$$f := \frac{9.87}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_s}} = 2.36 \text{ Hz}$$

La frecuencia de 2.36 Hz se encuentra en el rango 2 de frecuencias , con ello se determinan los casos de carga dinámica que deben ser analizados.

Pasarelas Clase III no requiere estudio Caso 1 para densidades de 0.5 peatones/m².

Pasarelas Clase II Requiere estudio Caso 1 para densidades de 0.8 peatones/m².

Pasarelas Clase I Requiere estudio Caso 2 para densidades de 1.0 peatones/m².

- j. Determinación de la frecuencia pasarela con una densidad de 1.0 peatones/m².

$$d1 := \frac{1}{\text{m}^2}$$

$$M1.0 := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot d1 = (5.46 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$n1 := S \cdot d1 = 78$$

$$M1 := M_{cm} + M1.0 = (4.129 \cdot 10^4) \text{ kg} \quad \rho_{s1} := \frac{M1}{L} = (1.291 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$f1 := \frac{9.87}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_{s1}}} = 2.23 \text{ Hz}$$

La frecuencia de 2.23 Hz se encuentra también en el rango 2 de frecuencias, por lo cual aplican los mismo casos de cargas que para la pasarela descargada. Esta doble verificación debe hacerse ya que como pudimos apreciar la masa del peatón afecta las frecuencias lo que pudiera cambiar los rangos de frecuencias y por ende los casos dinámicos que deben estudiarse.

7.1.1.4. Etapa 4 Análisis de los casos dinámicos.

Aunque en el paso 3 se determinó que debido a los rangos de frecuencia solo se deberían estudiar los casos 1 categoría II y caso 2 categoría I, por motivo académico y de manera demostrativa se hará la evaluación de todos los casos.

Por ello se analizarán el caso 1 para densidades de multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m² que aplica para pasarelas categoría III, multitudes densas $d=0.8$ peatones/m² que aplica para pasarelas categoría II, el caso 2 multitudes muy densas $d=1$ peatones/m² que aplica solo en pasarelas de categoría I.

El caso 3 correspondiente al segundo armónico no será analizado debido a la similitud del procedimiento y que las familias de pasarelas escogidas son de un solo tramo por lo que el segundo armónico tiene poca relevancia.

- a. Densidad de peatones multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m² para el caso 1 categoría 3

$$d.5 := \frac{0.5}{\text{m}^2}$$

- b. Numero de peatones Superficie por densidad

$$n.5 := S \cdot d.5 = 39$$

- c. Masa de los peatones.

$$M0.5 := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot d.5 = (2.73 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

- d. Masa de la pasarela con una densidad multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m.

$$M3 := M_{cm} + M0.5 = (3.856 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

- e. Masa de la pasarela con una densidad multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m.

$$\rho_{s3} := \frac{M3}{L} = (1.204 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- f. Determinación de la frecuencia pasarela con una densidad multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m.

$$f_3 := \frac{9.87}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho s_3}} = 2.28 \text{ Hz}$$

- g. Determinación del factor Psi ψ .

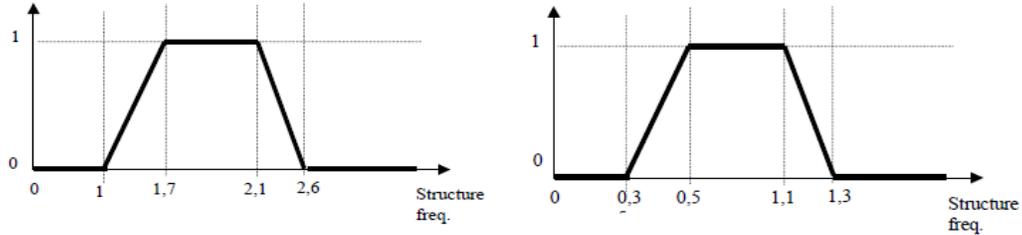


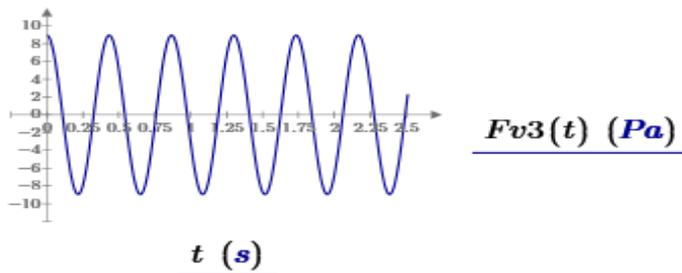
Figura 7-8 Valor del factor Ψ (a) En el caso Vertical y longitudinal (b) en el caso transversal (Setra, 2006).

$$\psi_3 := \begin{cases} \text{if } f_3 \leq 1 \text{ Hz} \\ \parallel \\ 0 \\ \text{else if } f_3 \leq 1.7 \text{ Hz} \\ \parallel \\ \frac{f_3 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f_3 \leq 2.1 \text{ Hz} \\ \parallel \\ 1 \\ \text{else if } f_3 \leq 2.6 \text{ Hz} \\ \parallel \\ \frac{f_3 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} \\ \parallel \\ 0 \end{cases} = 0.585$$

- h. Determinación de la fuerza para el caso 1 categoría 3.

$$F_{v3} := d \cdot 5 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n \cdot 5}\right)} \cdot \psi_3 = 8.961 \frac{1}{m^2} \cdot N$$

$$F_{v3}(t) := d \cdot 5 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n \cdot 5}\right)} \cdot \psi_3 \cdot \cos(2 \pi \cdot f_3 \cdot t)$$



i. Determinación de la aceleración máxima para el caso 3.

$$a_{v3} := \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{4 \cdot F_{v3} \cdot a}{\pi \cdot \rho s^3} = 2.962 \frac{m}{s^2}$$

j. Determinación del nivel de confort.

En este caso para la f1-31.2, con una densidad multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m, el nivel de confort es no aceptable ya que su respuesta son vibraciones con niveles de aceleración incomfortables.

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

Figura 7-9 Rangos de aceleraciones verticales para los distintos niveles de confort. (Setra, 2006).

- k. Se repiten todos los pasos para el caso 1 categoría 2 densidad de peatones multitud densa $d=0.8$ peatones/m² multitudes densas.

$$d.8 := \frac{0.8}{\text{m}^2} \quad n.8 := S \cdot d.8 = 62.4 \quad \psi2 := \begin{cases} \text{if } f2 \leq 1 \text{ Hz} \\ 0 \\ \text{else if } f2 \leq 1.7 \text{ Hz} \\ \frac{f2 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f2 \leq 2.1 \text{ Hz} \\ 1 \\ \text{else if } f2 \leq 2.6 \text{ Hz} \\ \frac{f2 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} \\ 0 \end{cases} = 0.683$$

$$M0.8 := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot \frac{0.8}{\text{m}^2} = (4.368 \cdot 10^3)$$

$$M2 := M_{cm} + M0.8 = (3.919 \cdot 10^4)$$

$$\rho s2 := \frac{M2}{L} = (1.256 \cdot 10^3)$$

$$f2 := \frac{9.87}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho s2}} = 2.26$$

$$Fv2 := d.8 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.8}\right)} \cdot \psi2 = 13.222 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{N}$$

$$Fv2(t) := d.8 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.8}\right)} \cdot \psi2 \cdot \cos(2 \pi \cdot f2 \cdot t)$$



$t \text{ (s)}$

$Fv2(t) \text{ (Pa)}$

$$av2 := \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{4 \cdot Fv2 \cdot a}{\pi \cdot \rho s2} = 4.19 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

En este caso para la fl-31.2, con una densidad multitud dispersa $d=0.8$ peatones/m, el nivel de confort es no aceptable ya que su respuesta son vibraciones con niveles de aceleración inconfortables.

1. Se repiten todos los pasos para el caso 2 categoría 1 densidad de peatones multitud muy densa $d=1$ peatones/m² multitudes densas y considerando la ecuación del caso 2.

$$d1 := \frac{1}{m^2} \quad n1 := S \cdot d1 = 78 \quad \psi1 := \begin{cases} \text{if } f1 \leq 1 \text{ Hz} \\ \parallel \\ 0 \\ \text{else if } f1 \leq 1.7 \text{ Hz} \\ \parallel \\ \frac{f1 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f1 \leq 2.1 \text{ Hz} \\ \parallel \\ 1 \\ \text{else if } f1 \leq 2.6 \text{ Hz} \\ \parallel \\ \frac{f1 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} \\ \parallel \\ 0 \end{cases} = 0.744$$

$$M1 := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot d1 = (5.46 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

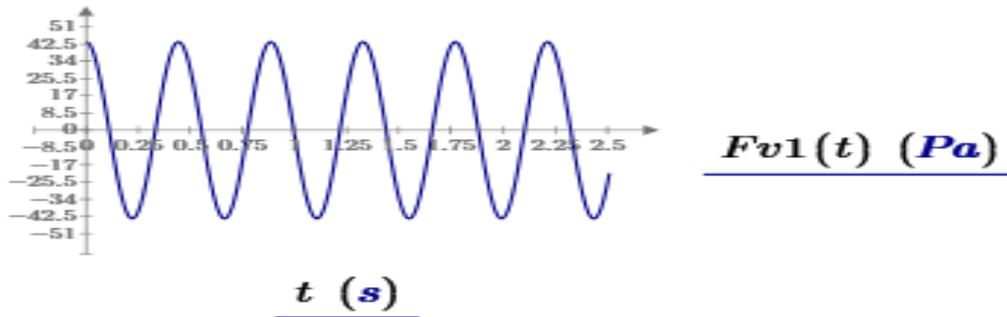
$$M1 := M_{cm} + M1 = (4.029 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$\rho_{s1} := \frac{M1}{L} = (1.291 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$f1 := \frac{9.87}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_{s1}}} = 2.23 \text{ Hz}$$

$$Fv1 := d1 \cdot 280 \text{ N} \cdot 1.85 \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{n1}\right)} \cdot \psi1 = 43.654 \frac{1}{m^2} \cdot \text{N}$$

$$Fv1(t) := d1 \cdot 280 \text{ N} \cdot 1.85 \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{n1}\right)} \cdot \psi1 \cdot \cos(2 \pi \cdot f2 \cdot t)$$



$$av1 := \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{4 \cdot Fv1 \cdot a}{\pi \cdot \rho_{s1}} = 13.45 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

En este caso para la $f1=31.2$, con una densidad multitud dispersa $d=1.0$ peatones/m, el nivel de confort es no aceptable ya que su respuesta son vibraciones con niveles de aceleración inconfortables.

7.1.1 Etapa 4 Análisis de los casos dinámicos Modelo computacional.

La pasarela que se analizara corresponde fl-31.2 primero se hará el análisis con modelos computacionales realizados mediante el software Midas Civil.

Para este estudio se analizaran el caso 1 para densidades de multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m² que aplica para pasarelas categoría III y multitudes densas $d=0.8$ peatones/m² que aplica para pasarelas categoría II. Se analizara el caso 2 multitudes muy densas $d=1$ peatones/m² que aplica solo en pasarelas de categoría I. El caso 3 correspondiente al segundo armónico no será analizado debido a la similitud del procedimiento y que las familias de pasarelas escogidas son de un solo tramo por lo que el segundo armónico tiene poca relevancia.

a. Determinación de la Masa Mcm

Node	Nodal Mass (N/g)	Load To Masses (N/g)	Structure Mass (N/g)	Sum (N/g)
Total	0.0000	28001.8560	6874.2303	34876.0863

Tabla 7-2 Masas del modelo computacional sin peatones.

b. Determinación de la frecuencia vertical f.

Podemos observar que la frecuencia es aproximadamente igual a la obtenida por métodos numéricos 2.4Hz

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	15.339503	2.441358	0.409608	2.7206e-027								
	2	18.369033	2.923522	0.342053	2.7206e-027								
	3	51.869894	8.255350	0.121134	2.7206e-027								
	4	55.123238	8.773136	0.113984	2.7206e-027								
	5	99.505671	15.836819	0.063144	2.7206e-027								
	6	102.293345	16.280492	0.061423	2.7206e-027								
	7	149.868150	23.852257	0.041925	2.7206e-027								
	8	152.015591	24.194033	0.041333	2.7206e-027								
	9	199.081671	31.684832	0.031561	2.7206e-027								
	10	200.844949	31.965466	0.031284	2.7206e-027								
	11	246.598929	39.247439	0.025479	2.7206e-027								
	12	248.343405	39.525081	0.025300	2.7206e-027								
	13	291.360043	46.371391	0.021565	2.7206e-027								
	14	293.015689	46.634895	0.021443	2.7206e-027								
	15	330.780263	52.645314	0.018995	2.7206e-027								
	16	332.515312	52.921456	0.018896	4.1856e-025								
	17	363.850677	57.908634	0.017269	3.1177e-022								
	18	365.635864	58.192755	0.017184	4.4298e-022								
	19	390.498498	62.149766	0.016090	7.8659e-019								
	20	392.228510	62.425108	0.016019	6.6407e-020								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	0.00	0.00	76.05	76.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	76.05	75.15	75.15	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	76.05	0.00	75.15	49.18	49.18	0.00	0.00
	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	76.05	0.09	75.24	0.00	49.18	0.00	0.00

Tabla 7-3 Análisis Modal del modelo computacional sin peatones.

c. Determinación Masa con una densidad multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m

Node	Nodal Mass (N/g)	Load To Masses (N/g)	Structure Mass (N/g)	Sum (N/g)
Total	0.0000	30942.0509	6874.2303	37816.2812

Tabla 7-4 Masas del modelo computacional con densidad dispersa $d=0.5$ peat/m.

d. Frecuencia de la pasarela con una densidad multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m. Podemos observar que la frecuencia es aproximadamente igual a la obtenida por métodos numéricos 2.34Hz

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	14.743829	2.346553	0.426157	2.3214e-027								
	2	17.655638	2.809982	0.355874	2.3214e-027								
	3	49.828390	7.930435	0.126096	2.3214e-027								
	4	52.953478	8.427808	0.118655	2.3214e-027								
	5	95.568802	15.210247	0.065745	2.3214e-027								
	6	98.243656	15.635963	0.063955	2.3214e-027								
	7	143.913872	22.904604	0.043659	2.3214e-027								
	8	145.973455	23.232397	0.043043	2.3214e-027								
	9	191.107665	30.415730	0.032878	2.3214e-027								
	10	192.799494	30.684993	0.032589	2.3214e-027								
	11	236.626644	37.660300	0.026553	2.3214e-027								
	12	238.300969	37.926777	0.026367	2.3214e-027								
	13	279.428723	44.472462	0.022486	2.3214e-027								
	14	281.017877	44.725384	0.022359	2.3214e-027								
	15	317.053856	50.460688	0.019817	2.3214e-027								
	16	318.718334	50.725598	0.019714	1.4209e-025								
	17	348.588816	55.479633	0.018025	9.4607e-023								
	18	350.300051	55.751985	0.017937	1.3490e-022								
	19	373.903056	59.508520	0.016804	2.2161e-019								
	20	375.559260	59.772113	0.016730	1.9483e-020								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	0.00	0.00	75.96	75.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 7-5 Análisis Modal del modelo computacional con densidad dispersa $d=0.5$ peat/m².

e. Cálculo de la fuerza dinámica producida por los peatones.

$$f_3 := 2.34 \text{ Hz}$$

$$\psi_3 := \begin{cases} \text{if } f_3 \leq 1 \text{ Hz} & 0 \\ \text{else if } f_3 \leq 1.7 \text{ Hz} & \frac{f_3 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f_3 \leq 2.1 \text{ Hz} & 1 \\ \text{else if } f_3 \leq 2.6 \text{ Hz} & \frac{f_3 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} & 0 \end{cases} = 0.52$$

$$Fv_3 := d.5 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.5}\right)} \cdot \psi_3 = 7.963 \frac{1}{m^2} \cdot N$$

$$Fv_3(t) := d.5 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.5}\right)} \cdot \psi_3 \cdot \cos(2 \pi \cdot f_3 \cdot t)$$

Para aplicar la fuerza en el modelo se debe multiplicar por el área y dividir entre el número de nodos. En este caso 28 quedando una fuerza

$$Fv3nodal := \frac{Fv3 \cdot S}{28} = 22.181 \text{ N}$$

f. Modelación del caso de carga tiempo historia para el análisis dinámico.

Primero se define un caso de carga para la carga muerta estática y el peso de los peatones, no lineal, modal con una duración de 5 segundos, con intervalos de 0.01 segundos y un método de amortiguamiento dependiente de la masa y rigidez de 0.99 el amortiguamiento al 99% con el objetivo de que converga a la situación de reposo rápidamente.

Posteriormente se define un caso de carga no lineal, modal para aplicar la función de la fuerza de excitación dinámica sobre la estructura, este segundo caso inicia en orden de secuencia posterior al de caso estático con resultados acumulativos para considerar la carga y masas estáticas en el análisis tiempo historia dinámico. En este segundo caso se pone una duración de 160 segundos con el objetivo que la respuesta dinámica se estabilice. El amortiguamiento en este caso de carga corresponde al de una estructura metálica 0.004.

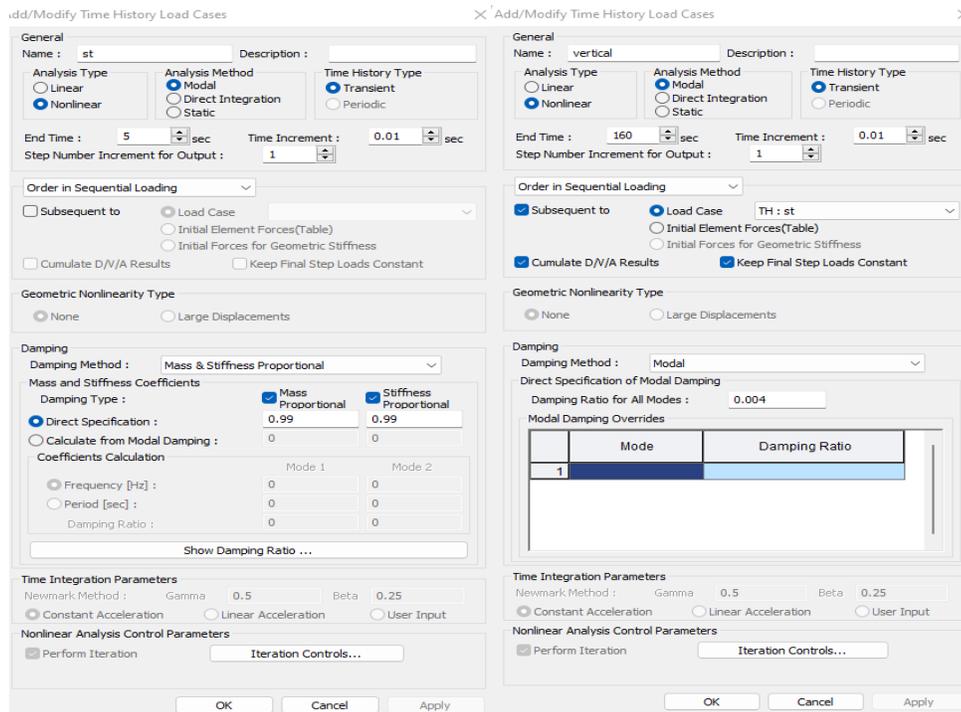


Figura 7-10 Funciones Tiempo historia para el caso estático y las fuerzas cíclicas.

Grafica Configuración casos de carga tiempo historia.

Posteriormente se define una función tiempo historia tipo rampa que servira para aplicar las cargas estaticas progresivamente.

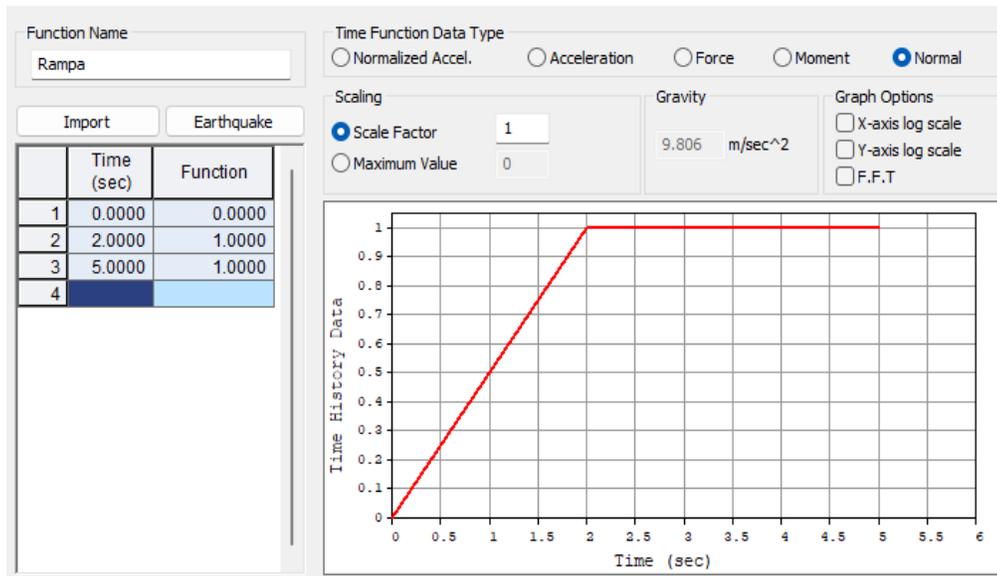


Figura 7-11 Función rampa de aplicación de las cargas estáticas.

Se define la carga en función del tiempo de la fuerza de excitación dinámica que se asignaran a los 28 nodos de la estructura. Esta es la misma función que la obtenida por las fórmulas del Setra para el caso 1 con densidad de multitud dispersa con $d=0.5$ peatones/m² con la diferencia que esta transformada de N/m² a N/nodo.

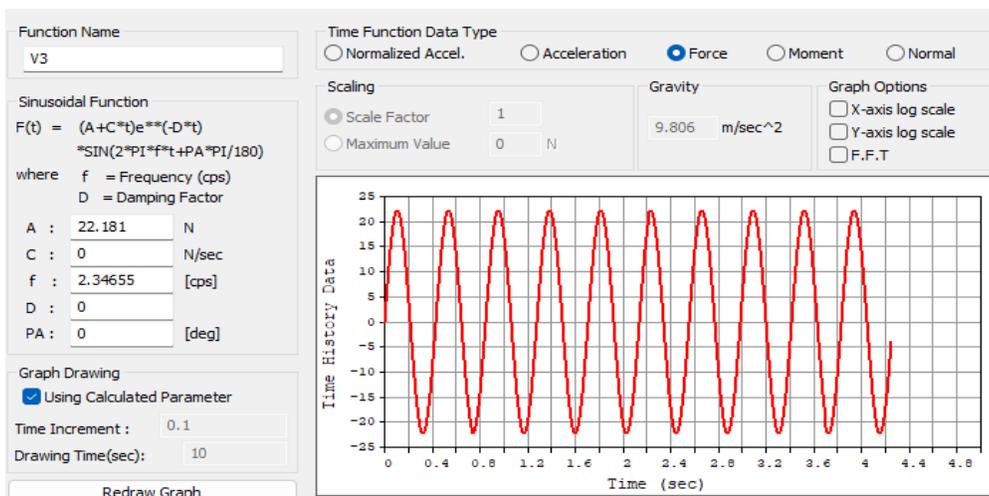


Figura 7-12 Función cíclica de aplicación de las cargas de peatones, $D=0.5$ p/m² y $f=2.34$ Hz.

g. Respuesta dinámica.

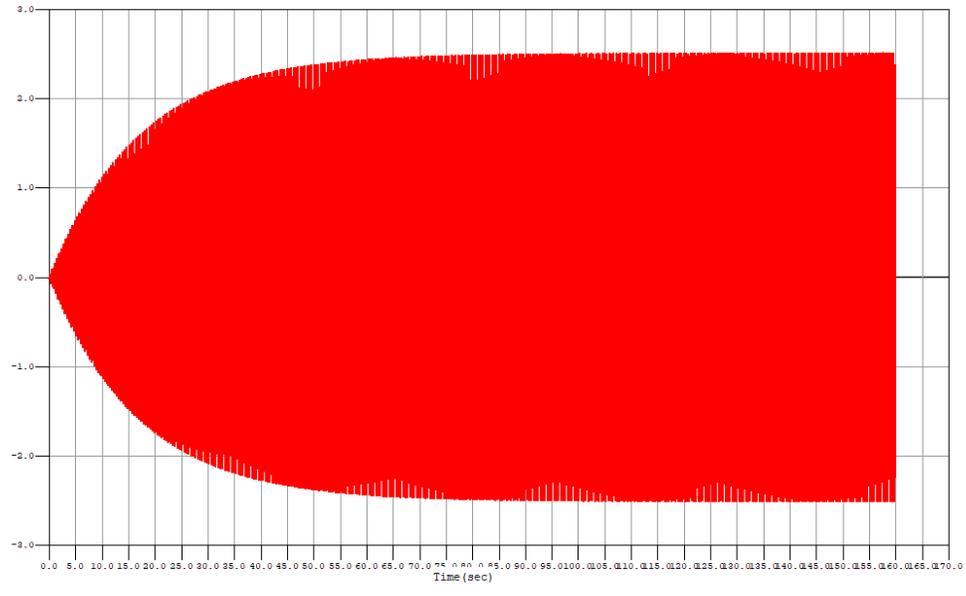


Figura 7-13 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones, aceleración máxima 2.5m/s^2 .

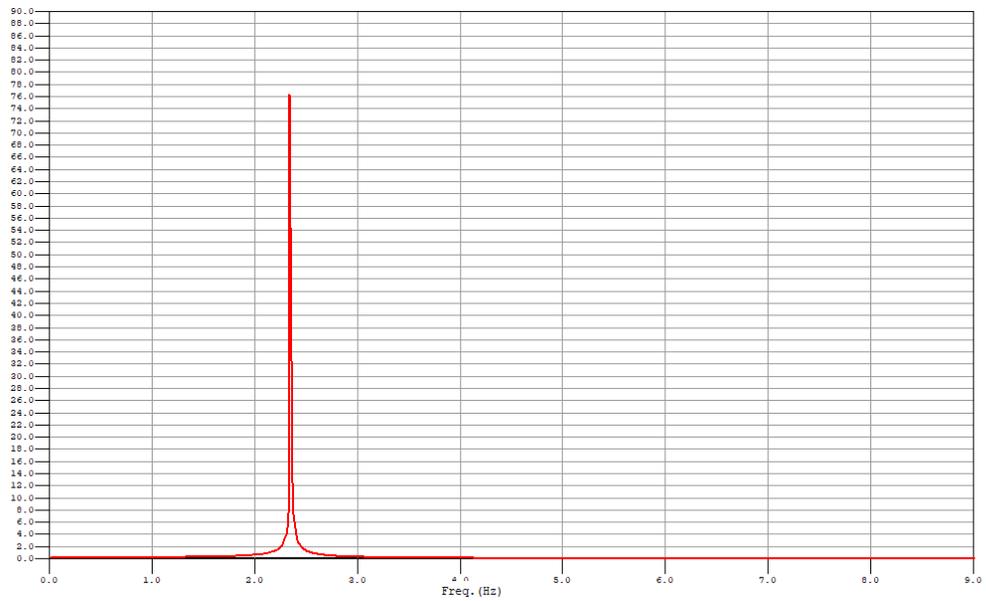


Figura 7-14 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones en el dominio de la frecuencia. 2.34 Hz.

h. Determinación del nivel de confort.

En este caso para la fl-31.2, con una densidad multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m, el nivel de confort es no aceptable ya que su respuesta son vibraciones con niveles de aceleración inconfortables. Con una aceleración de 2.5m/s^2 un poco inferior a la obtenida por métodos numéricos de 2.9m/s^2 igual sobrepasa el nivel aceptable.

i. Se repiten todos los pasos para el caso 1 categoría 2 densidad de peatones multitud densa $d=0.8$ peatones/m² multitudes densas.

Node	Nodal Mass (N/g)	Load To Masses (N/g)	Structure Mass (N/g)	Sum (N/g)
Total	0.0000	32706.1678	6874.2303	39580.3981

Tabla 7-6 Masas del modelo computacional con densidad dispersa $d=0.8$ p/m².

La masa coincide con la masa obtenida por métodos numéricos

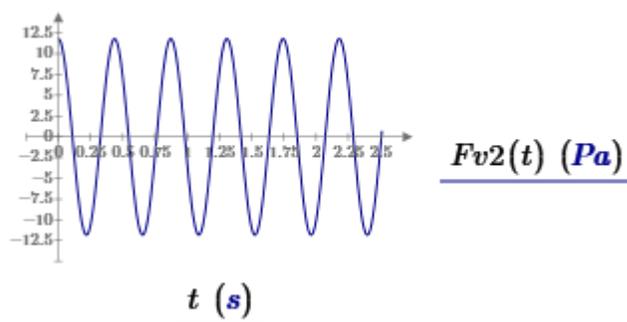
Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance								
	1	14.418095	2.294711	0.435785	2.1226e-027								
	2	17.265533	2.747895	0.363915	2.1226e-027								
	3	48.713404	7.752979	0.128983	2.4741e-018								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	0.00	0.00	75.91	75.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	75.91	75.02	75.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	75.91	0.00	75.02	49.01	49.01	0.00	0.00

Tabla 7-7 Análisis Modal del modelo computacional con densidad dispersa $d=0.8$ p/m².

La frecuencia coincide con la masa obtenida por métodos numéricos 2.29Hz

$$\psi_2 := \begin{cases} \text{if } f_2 \leq 1 \text{ Hz} \\ 0 \\ \text{else if } f_2 \leq 1.7 \text{ Hz} \\ \frac{f_2 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f_2 \leq 2.1 \text{ Hz} \\ 1 \\ \text{else if } f_2 \leq 2.6 \text{ Hz} \\ \frac{f_2 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} \\ 0 \end{cases} = 0.611$$

$$Fv_2(t) := d \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.8}\right)} \cdot \psi_2 \cdot \cos(2 \pi \cdot f_2 \cdot t)$$



$$Fv_{2nodal} := \frac{Fv_2 \cdot S}{28} = 32.945 \text{ N}$$

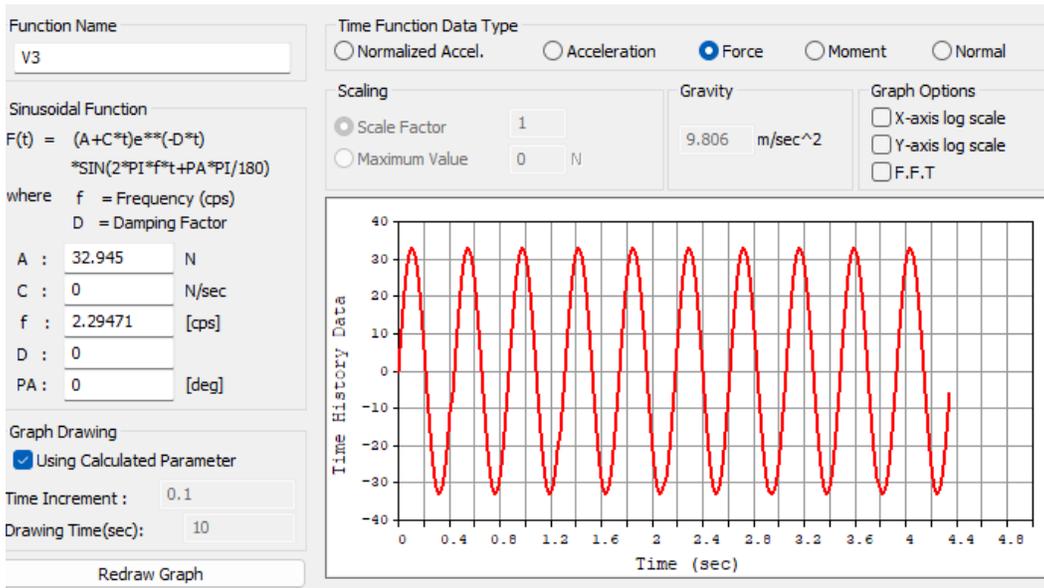


Figura 7-15 Función cíclica de aplicación de las cargas de peatones, $D=0.8p/m^2$ y $f=2.29Hz$.

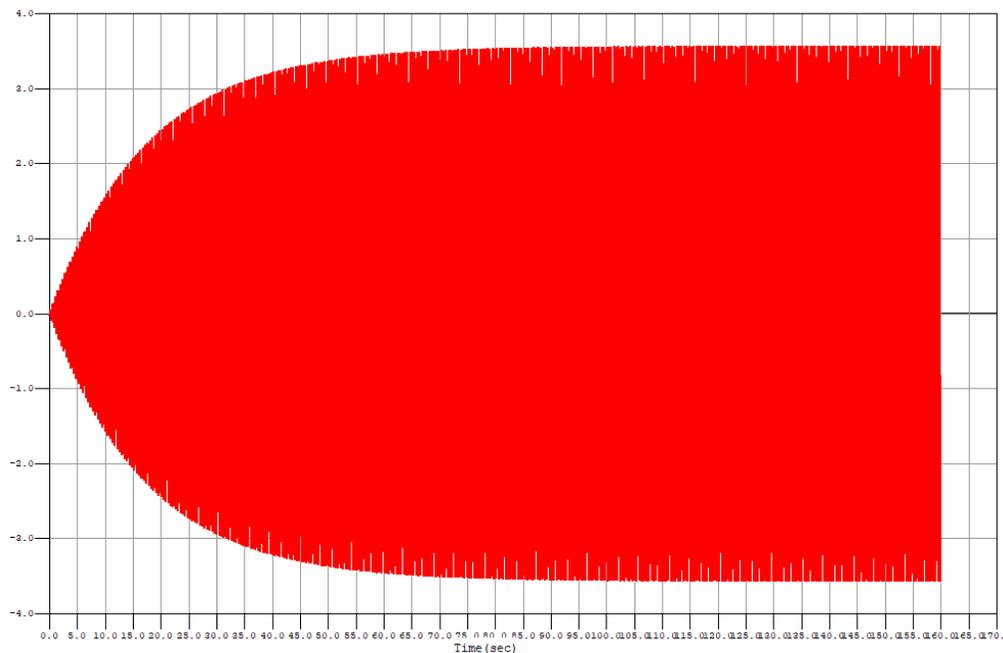


Figura 7-16 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones, aceleración máxima $3.56m/s^2$.

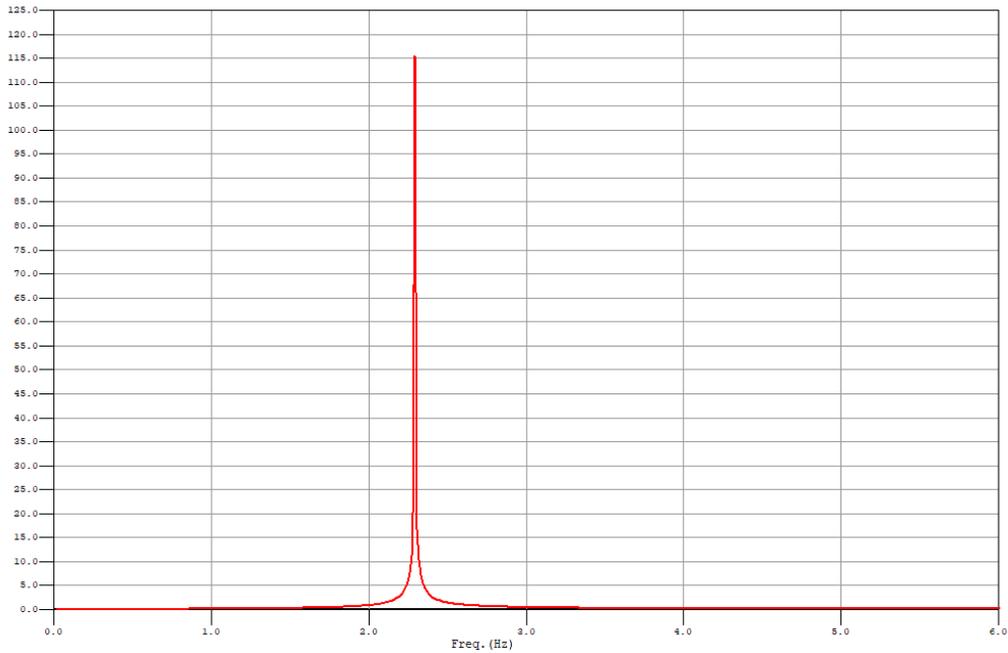


Figura 7-17 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones en el dominio de la frecuencia. 2.29 Hz.

j. Determinación del nivel de confort.

En este caso para la f1-31.2, con una densidad multitud densa $d=0.8$ peatones/m, el nivel de confort es no aceptable ya que su respuesta son vibraciones con niveles de aceleración inconfortables. Con una aceleración de 3.56m/s^2 un poco inferior a la obtenida por métodos numéricos de 4.19m/s^2 igual sobrepasa el nivel aceptable de 2.5m/s^2 .

k. Se repiten todos los pasos para el caso 2 categoría 1 densidad de peatones multitud muy densa $d=1$ peatones/m² multitudes densas.

Node	Nodal Mass (N/g)	Load To Masses (N/g)	Structure Mass (N/g)	Sum (N/g)
Total	0.0000	33882.2458	6874.2303	40756.4760

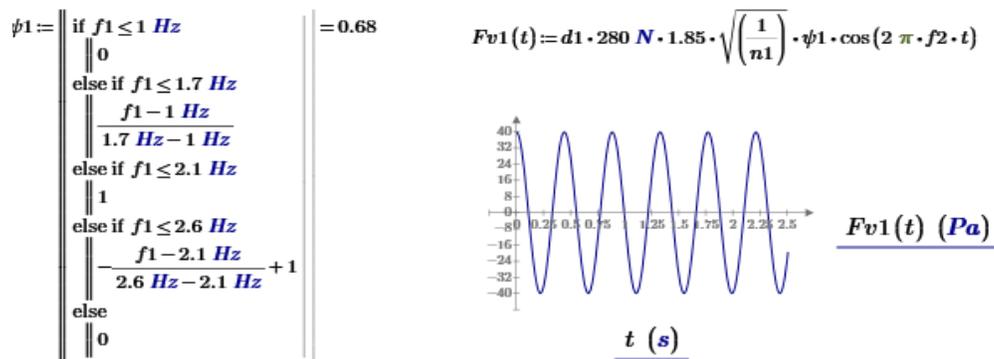
Tabla 7-8 Masas del modelo computacional con densidad dispersa $d=1.0$ p/m²

La masa coincide con la masa obtenida por métodos numéricos

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	14.212562	2.261999	0.442087	2.0039e-027								
	2	17.019384	2.708719	0.369178	2.0039e-027								
	3	48.010354	7.641085	0.130871	2.4409e-018								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTI-X		ROTI-Y		ROTI-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	0.00	0.00	75.89	75.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	75.89	74.99	74.99	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	75.89	0.00	74.99	48.98	48.98	0.00	0.00

Tabla 7-9 Análisis Modal del modelo computacional con densidad dispersa $d=1.0 \text{ p/m}^2$.

La frecuencia coincide con la masa obtenida por métodos numéricos 2.26Hz



$$Fv1nodal := \frac{Fv1 \cdot S}{28} = 111.104 \text{ N}$$

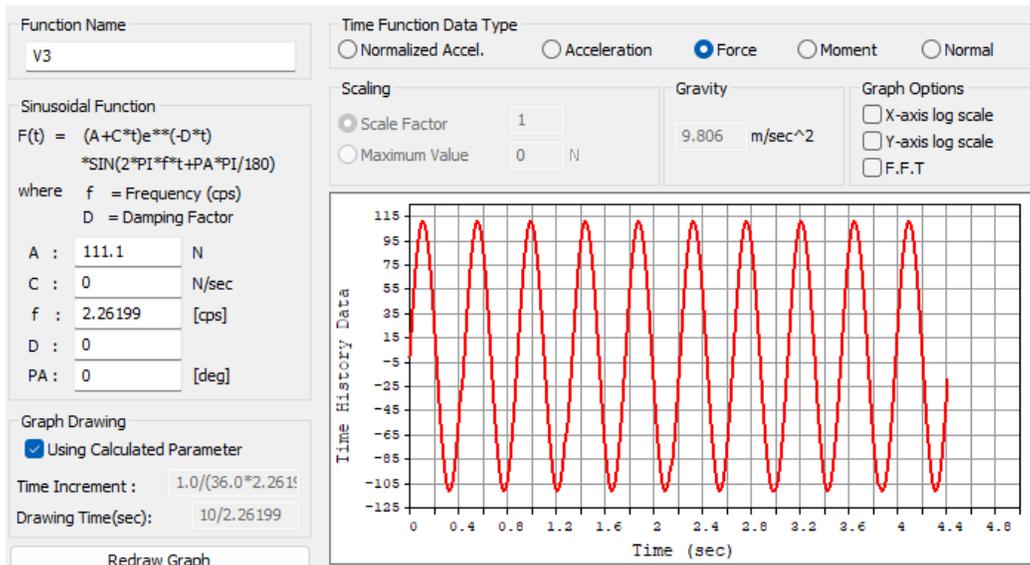


Figura 7-18 Función cíclica de aplicación de las cargas de peatones, $D=1.0 \text{ p/m}^2$ y $f=2.26 \text{ Hz}$.

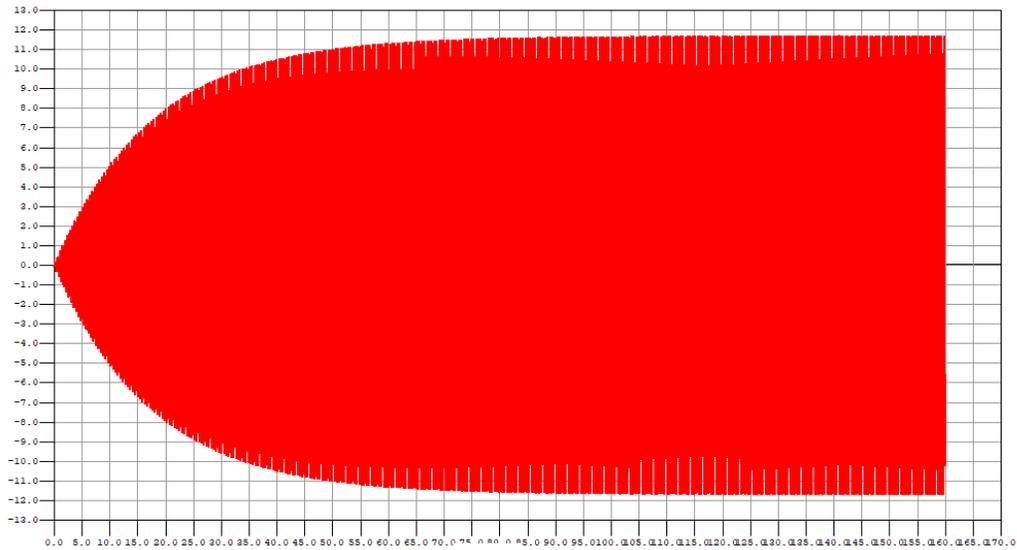


Figura 7-19 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones, aceleración máxima 11.54m/s².

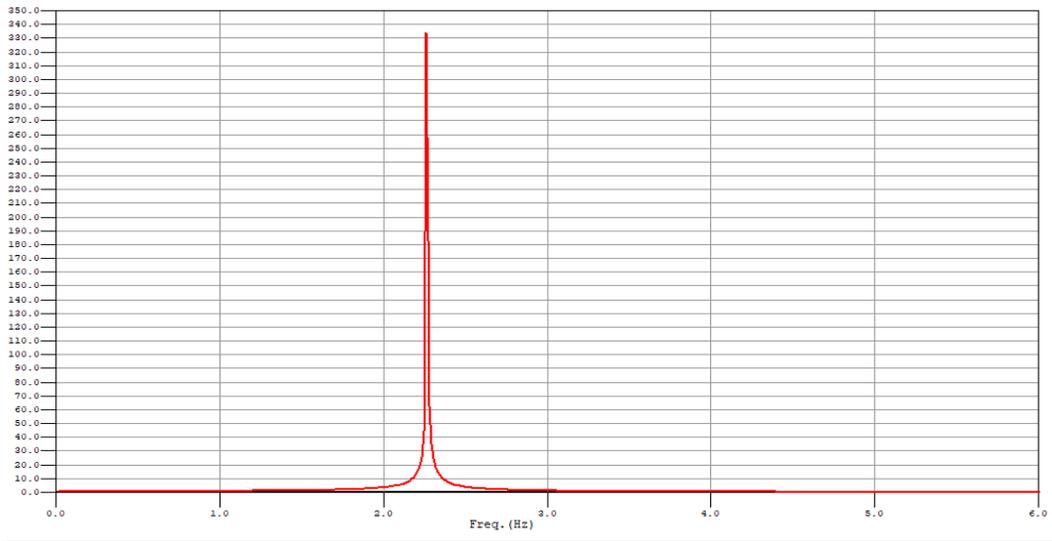


Figura 7-20 Respuesta dinámica de la pasarela ante la carga de peatones en el dominio de la frecuencia. 2.26 Hz.

I. Determinación del nivel de confort.

En este caso para la $f_1=31.2$, con una densidad multitud muy densa $d=1$ peatones/m, el nivel de confort es no aceptable ya que su respuesta son vibraciones con niveles de aceleración incomfortables. Con una aceleración de 11.54m/s^2 un poco inferior a la obtenida por métodos numéricos de 13.45m/s^2 igual sobrepasa el nivel aceptable de 2.5m/s^2 .

7.2 ANALISIS DINAMICO DE PASARELAS.

A continuación se presentan los resultados de los análisis dinámicos, se hicieron mediante el método analítico y modelos computacionales para comparar los resultados de ambos métodos. Se analiza el desempeño dinámico cada familia de pasarelas, tanto por la metodología (Setra, 2006) como la (AASTHO, 2012).

Se presentan los resultados por medio de tablas, en la primera tabla se presentan las propiedades de cada uno de los especímenes de las familias, incluyendo la longitud, ancho, superficie, la masa para cada uno de los casos de carga, la densidad de carga y las inercias efectivas.

En la segunda tabla se presentan las frecuencias horizontales y transversales obtenidas mediante el método analítico y el modelo midas. Luego se saca el cociente de las frecuencias para observar la diferencia entre ambos métodos.

En la tercera tabla se calculan los Factores ψ , en función de las frecuencias, con ellas se procede a calcular las fuerzas cíclicas por metro cuadrado y para cada densidad de peatones.

En la cuarta tabla se presentan los resultados de la respuesta dinámica de aceleraciones calculadas mediante el método analítico y el modelo de midas y se comparan con los rangos de aceleraciones para los distintos niveles de confort definidos por el (Setra, 2006).

En la quinta tabla se verifica el método alternativo propuesto por la (AASTHO, 2012) para la dirección vertical y se verifica el cumplimiento de dicho método para compararlo con los niveles de confort obtenidos con el método del (Setra, 2006).

7.2.1 Análisis dinámico Familia 1.

Propiedades													
Geometría Tablero				Masa Kg				Masa lineal kg/ml				Rigidez	
Ltramo	ancho	s		M	M3	M2	M1	ps M	ps M3	ps M2	ps M1	Eiv Nx _{m2}	Eih Nx _{m2}
F1-	26.4 ml	2.5 ml	66 m2	30097	32626	34139	35147	1140	1236	1293	1331	2510342743	1809971439
F1-	28.8 ml	2.5 ml	72 m2	30780	33301	34813	35821	1069	1156	1209	1244	2510342743	1809971439
F1-	31.2 ml	2.5 ml	78 m2	35826	37829	39594	40770	1116	1212	1269	1307	2510342743	1809971439

		Frecuencias verticales Hz				Frecuencias horizontales Hz				
		L	fv	fv3	fv2	fv1	fh	fh3	fh2	fh1
cálculo	F1- 26.4 ml		3.34	3.21	3.14	3.09	2.84	2.73	2.67	2.63
	F1- 28.8 ml		2.90	2.79	2.73	2.69	2.46	2.37	2.32	2.28
	F1- 31.2 ml		2.42	2.32	2.27	2.24	2.05	1.97	1.93	1.90
modelo medidas	F1- 26.4 ml		3.34	3.21	3.14	3.10	2.84	2.72	2.65	2.61
	F1- 28.8 ml		2.82	2.71	2.66	2.62	2.41	2.31	2.25	2.21
	F1- 31.2 ml		2.42	2.33	2.27	2.24	2.05	1.96	1.92	1.89
Ratio	F1- 26.4 ml		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01
	F1- 28.8 ml		1.03	1.03	1.03	1.03	1.02	1.03	1.03	1.03
	F1- 31.2 ml		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01

fuerzas verticales										
Clase III Setra v				Clase II Setra v				Clase I Setra v		
	Fv3	ψv3	Fuerza x area	Fv2	ψv2	Fuerza x area	fv1	ψv1	Fuerza x area	
cálculo	F1- 26.4 ml	3.21	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.14	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.09	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F1- 28.8 ml	2.79	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.73	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.69	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F1- 31.2 ml	2.32	0.56	8.52 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.27	0.66	12.80 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.24	0.73	42.6 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
modelo	F1- 26.4 ml	3.21	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.14	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.10	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F1- 28.8 ml	2.71	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.66	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.62	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F1- 31.2 ml	2.33	0.54	8.33 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.27	0.66	12.78 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.24	0.71	41.8 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2

Fuerzas Verticales										
Clase III Setra v				Clase II Setra v				Clase I Setra v		
	Fv3	ψv3	Fuerza x area	Fv2	ψv2	Fuerza x area	fv1	ψv1	Fuerza x area	
cálculo	F1- 26.4 ml	3.21	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.14	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.09	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F1- 28.8 ml	2.79	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.73	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.69	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F1- 31.2 ml	2.32	0.56	8.52 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.27	0.66	12.80 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.24	0.73	42.6 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
modelo	F1- 26.4 ml	3.21	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.14	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.10	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F1- 28.8 ml	2.71	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.66	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.62	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F1- 31.2 ml	2.33	0.54	8.33 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.27	0.66	12.78 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.24	0.71	41.8 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2

Respuesta vertical					Respuesta Horizontal							
	Av3	CFL3	Av2	CFL2	Av1	CFL1	Ah3	CFL3	Ah2	CFL2	Ah1	CFL1
cálculo	F1- 26.4 ml	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2
	F1- 28.8 ml	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2
	F1- 31.2 ml	2.80 m/s2 No ok		4.20 m/s2 No ok		13.99 m/s2 No ok		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2
modelo medidas	F1- 26.4 ml	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2
	F1- 28.8 ml	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2
	F1- 31.2 ml	2.54 m/s2 No ok		3.12 m/s2 No ok		11.09 m/s2 No ok		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2

	M Kg	Fv Hz	f>=2.86Ln(180/w)	w>=180e^-0.35.f KG	2 Metodo	Av3	Av2	Av1	N Confort CFL3	N Confort CFL2	N Confort CFL1
F1-	26.4 ml	30097	3.34	2.85	25379.94 CUMPLE	0.00 m/s2	0.00 m/s2	0.00 m/s2			
F1-	28.8 ml	30780	2.90	2.79	29625.72 CUMPLE	0.00 m/s2	0.00 m/s2	0.00 m/s2			
F1-	31.2 ml	35826	2.42	2.36	35076.03 CUMPLE	2.80 m/s2	4.20 m/s2	13.99 m/s2 No ok		No ok	No ok

Tabla 7-10 Resultados Análisis dinámico Familia 1.

En la Familia 1 tenemos que el espécimen F1-26.4 es el único que cumple con el límite inferior de frecuencias de las AASTHO y el método alternativo, adicionalmente no se aplicaron cargas dinámicas por que los rangos de frecuencias estaban lejos de las frecuencias de los peatones.

El espécimen F1-28.8 no cumple con el límite inferior de 3Hz, si cumple con el método alternativo no se aplicaron cargas dinámicas por que los rangos de frecuencias.

El espécimen F1-31.2 no cumple con el límite inferior de 3Hz, si cumple con el método alternativo, pero los niveles de confort superan los de no aceptables siendo mayores a 2 m/s2

7.2.2 Análisis dinámico Familia 2.

Propiedades													
Geometria Tablero				Masa tonf/g				Masa lineal kg/ml				Rigidez	
Ltramo	ancho	s		M	M3	M2	M1	ps M	ps M3	ps M2	ps M1	Eiv Nxm2	Eih Nxm2
F2-	28.0 ml	3.5 ml	98 m2	77891	81423	83581	84955	2782	2908	2985	3034	4647956223	1497362814
F2-	30.0 ml	3.5 ml	105 m2	83385	87188	89439	90940	2780	2906	2981	3031	4647956223	1497362814
F2-	32.0 ml	3.5 ml	112 m2	89021	92999	95427	97021	2782	2906	2982	3032	4647956223	1497362814

		Frecuencias verticales Hz				Frecuencias horizontales Hz				
		L	fv	fv3	fv2	fv1	fh	fh3	fh2	fh1
cálculo	F2- 28.0 ml		2.59	2.53	2.50	2.48	1.47	1.44	1.42	1.41
	F2- 30.0 ml		2.26	2.21	2.18	2.16	1.28	1.25	1.24	1.23
	F2- 32.0 ml		1.98	1.94	1.92	1.90	1.13	1.10	1.09	1.08
modelo midas	F2- 28.0 ml		2.59	2.54	2.50	2.48	1.47	1.44	1.42	1.41
	F2- 30.0 ml		2.27	2.22	2.19	2.17	1.33	1.30	1.29	1.28
	F2- 32.0 ml		2.00	1.95	1.93	1.92	1.20	1.18	1.17	1.16
Ratio	F2- 28.0 ml		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	F2- 30.0 ml		0.99	0.99	0.99	1.00	0.96	0.96	0.96	0.96
	F2- 32.0 ml		0.99	0.99	0.99	0.99	0.94	0.93	0.93	0.93

Fuerzas Verticales												
Clase III Setra v				Clase II Setra v				Clase I Setra v				
		Fv3	ψv3	Fuerza x area	Fv2	ψv2	Fuerza x area	Fv1	ψv1	Fuerza x area		
cálculo	F2- 28.0 ml	2.53	0.13	2.2 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.50	0.20	4.2 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.48	0.24	12.6 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F2- 30.0 ml	2.21	0.79	12.7 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.18	0.84	17.2 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.16	0.88	44.4 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F2- 32.0 ml	1.94	1.00	15.65 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.92	1.00	19.80 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.90	1.00	48.9 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
modelo	F2- 28.0 ml	2.54	0.13	2.1 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.50	0.20	4.2 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.48	0.23	12.1 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F2- 30.0 ml	2.22	0.76	12.2 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.19	0.81	16.6 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.17	0.86	43.5 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F2- 32.0 ml	1.95	1.00	15.65 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.93	1.00	19.80 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.92	1.00	48.9 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		

Fuerzas Horizontales													
Clase III Setra h				Clase II Setra h				Clase I Setra h					
		L	Fh3	ψh3	Fuerza x area	Fh2	ψh2	Fuerza x area	Fh1	ψh1	Fuerza x area		
cálculo	F2- 28.0 ml	1.44	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.42	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.41	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2			
	F2- 30.0 ml	1.25	0.24	1.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.24	0.32	1.4 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.23	0.37	3.8 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2			
	F2- 32.0 ml	1.10	0.99	1.95 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.09	1.00	2.47 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.08	1.00	6.1 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2			
modelo	F2- 28.0 ml	1.44	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.42	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.41	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2			
	F2- 30.0 ml	1.30	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.29	0.06	0.6 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.28	0.11	2.1 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2			
	F2- 32.0 ml	1.18	0.60	1.52 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.17	0.66	2.01 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.16	0.71	5.2 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2			

Respuesta vertical						Respuesta Horizontal							
		Av3	CFL3	Av2	CFL2	Av1	CFL1	Ah3	CFL3	Ah2	CFL2	Ah1	CFL1
cálculo	F2- 28.0 ml	0.29 m/s2	MAX	0.53 m/s2	Mean	1.54 m/s2	MIN	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F2- 30.0 ml	1.62 m/s2	MIN	2.14 m/s2	MIN	5.07 m/s2	No ok	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F2- 32.0 ml	2.00 m/s2	MIN	2.47 m/s2	MIN	6.00 m/s2	No ok	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
modelo	F2- 28.0 ml	0.23 m/s2	MAX	0.44 m/s2	MAX	1.20 m/s2	MIN	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F2- 30.0 ml	1.34 m/s2	MIN	1.71 m/s2	MIN	4.13 m/s2	No ok	0.00 m/s2		0.07 m/s2	MAX	0.21 m/s2	Lock in Risk
	F2- 32.0 ml	1.53 m/s2	MIN	2.15 m/s2	MIN	5.12 m/s2	No ok	0.16 m/s2	Lock in Risk	0.20 m/s2	Lock in Risk	0.52 m/s2	Lock in Risk

w Kg	f Hz	f=2.86Ln(180/w)	w>=180e^0.35.8f KG	2 Metodo	Av3	Av2	Av1	N Confort CFL3	N Confort CFL2	N Confort CFL1
F2- 28.0 ml	77891	2.59		33051.39 CUMPLE	0.29 m/s2	0.53 m/s2	1.54 m/s2	MAX	Mean	MIN
F2- 30.0 ml	83385	2.26		37135.05 CUMPLE	1.62 m/s2	2.14 m/s2	5.07 m/s2	MIN	MIN	No ok
F2- 32.0 ml	89021	1.98		40874.96 CUMPLE	2.00 m/s2	2.47 m/s2	6.00 m/s2	MIN	MIN	No ok

Tabla 7-11 Resultados Análisis dinámico Familia 2.

En la Familia 2 ningún espécimen cumple con el límite de la frecuencia vertical, cumplen con el límite de frecuencia horizontal, también cumplen con el método alternativo y los niveles de confort se encuentra en todos los rangos en función del caso de carga y el espécimen. En la dirección transversal podemos observar que en El espécimen F2-30 tiene rangos de confort entre máximos para el caso 1 y riesgo de sincronización lateral en los demás casos, el espécimen F2-32 tiene riesgo de sincronización lateral en todos los casos.

Es importante destacar que la fórmula de la frecuencia mínima el método alternativa pierde validez cuando la masa de la estructura se acerca o sobrepasa los 180 Kips, también que aun cumpliendo con la fórmula de la masa mínima, cuando se verifican los rangos de aceleraciones estos clasifican en algunos casos con Mínimo y no aceptables.

7.2.3 Análisis dinámico Familia 3.

Propiedades													
Geometría Tablero				Masa tonf/g				Masa lineal kg/ml				Rigidez	
Ltramo	ancho	s		M	M3	M2	M1	ps M	ps M3	ps M2	ps M1	Eiv Nx/m2	Eih Nx/m2
F3-	28.0 ml	4.3 ml	120 m2	101632	105597	107910	109480	3630	3771	3854	3910	4908102112	25299562526
F3-	30.0 ml	4.3 ml	129 m2	108793	113011	115562	117230	3626	3767	3852	3908	4908102112	25299562526
F3-	32.0 ml	4.3 ml	138 m2	114188	120663	123312	125078	3568	3771	3853	3909	4908102112	25299562526

	L	Frecuencias verticales Hz				Frecuencias horizontales Hz			
		fv	fv3	fv2	fv1	fh	fh3	fh2	fh1
cálculo	F3- 28.0 ml	2.33	2.29	2.26	2.24	5.29	5.19	5.13	5.10
	F3- 30.0 ml	2.03	1.99	1.97	1.96	4.61	4.52	4.47	4.44
	F3- 32.0 ml	1.80	1.75	1.73	1.72	4.08	3.97	3.93	3.90
modelo	F3- 28.0 ml	2.33	2.29	2.26	2.25	5.29	5.19	5.13	5.10
	F3- 30.0 ml	2.03	1.99	1.97	1.96	4.81	4.72	4.67	4.64
	F3- 32.0 ml	1.79	1.76	1.74	1.73	4.53	4.44	4.40	4.36
Ratio	F3- 28.0 ml	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	F3- 30.0 ml	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	0.96	0.96	0.96
	F3- 32.0 ml	1.01	0.99	0.99	0.99	0.90	0.89	0.89	0.90

Fuerzas Verticales										
Clase III Setra v			Clase II Setra v				Clase I Setra v			
	Fv3	ψv3	Fuerza x area	Fv2	ψv2	Fuerza x area	Fv1	ψv1	Fuerza x area	
cálculo	F3- 28.0 ml	2.29	0.63	9.5 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.26	0.68	12.9 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.24	0.71	33.5 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F3- 30.0 ml	1.99	1.00	14.6 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.97	1.00	18.4 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.96	1.00	45.6 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F3- 32.0 ml	1.75	1.00	14.12 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.73	1.00	17.86 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.72	1.00	44.2 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
modelo	F3- 28.0 ml	2.29	0.62	9.4 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.26	0.68	13.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.25	0.71	33.5 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F3- 30.0 ml	1.99	1.00	14.6 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.97	1.00	18.4 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.96	1.00	45.6 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F3- 32.0 ml	1.76	1.00	14.12 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.74	1.00	17.86 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	1.73	1.00	44.2 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2

Fuerzas Horizontales										
Clase III Setra h			Clase II Setra h				Clase I Setra h			
	L	Fh3	ψh3	Fuerza x area	Fh2	ψh2	Fuerza x area	Fh1	ψh1	Fuerza x area
cálculo	F3- 28.0 ml	5.19	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	5.13	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	5.10	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F3- 30.0 ml	4.52	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	4.47	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	4.44	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F3- 32.0 ml	3.97	0.00	0.00 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.93	0.00	0.00 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.90	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
modelo	F3- 28.0 ml	5.19	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	5.13	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	5.10	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F3- 30.0 ml	4.72	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	4.67	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	4.64	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F3- 32.0 ml	4.44	0.00	0.00 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	4.40	0.00	0.00 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	4.36	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2

Respuesta vertical						Respuesta Horizontal						
	Av3	CFL3	Av2	CFL2	Av1	CFL1	Ah3	CFL3	Ah2	CFL2	Ah1	CFL1
cálculo	F3- 28.0 ml	1.15 m/s2 MIN		1.53 m/s2 MIN		3.91 m/s2 No ok	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F3- 30.0 ml	1.77 m/s2 MIN		2.18 m/s2 MIN		4.97 m/s2 No ok	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F3- 32.0 ml	1.71 m/s2 MIN		2.11 m/s2 MIN		5.15 m/s2 No ok	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
modelo	F3- 28.0 ml	1.05 m/s2 MIN		1.40 m/s2 MIN		3.64 m/s2 No ok	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F3- 30.0 ml	1.50 m/s2 MIN		1.68 m/s2 MIN		4.23 m/s2 No ok	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F3- 32.0 ml	1.56 m/s2 MIN		1.88 m/s2 MIN		4.77 m/s2 No ok	0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	

	M Kg	Fv Hz	f=2.86Ln(180/w)	w>=180e^(-0.35*Fv) KG	2 Metodo	Av3	Av2	Av1	N Confort CFL3	N Confort CFL2	N Confort CFL1
F3-	28.0 ml	101632	2.33	-0.63	36199.93 CUMPLE	1.15 m/s2	1.53 m/s2	3.91 m/s2 MIN	MIN		No ok
F3-	30.0 ml	108793	2.03	-0.82	40198.85 CUMPLE	1.77 m/s2	2.18 m/s2	4.97 m/s2 MIN	MIN		No ok
F3-	32.0 ml	114188	1.80	-0.96	43590.34 CUMPLE	1.71 m/s2	2.11 m/s2	5.15 m/s2 MIN	MIN		No ok

Tabla 7-12 Resultados Análisis dinámico Familia 3.

En la Familia 3 ningún espécimen cumple con el límite de la frecuencia vertical, cumplen con el límite de frecuencia horizontal, también cumplen con el método alternativo y los niveles de confort se encuentra en todos los rangos en función del caso de carga y el espécimen.

Al igual que en la familia 2 los especímenes cumplen con la fórmula de la masa mínima y aun así los niveles de confort obtenidos son “MINIMO” con densidades de 0.5 y 0.8p/m2 y “NO ACEPTABLE” en densidades de 1p/m2.

7.2.4 Análisis dinámico Familia 4.

Propiedades													
Geometría Tablero				Masa tonf/g				Masa lineal kg/ml				Rigidez	
Ltramo	ancho	s		M	M3	M2	M1	ps M	ps M3	ps M2	ps M1	Eiv Nxm2	Eih Nxm2
F4-	28.0 ml	3.0 ml	84 m2	110796	113740	115464	116641	3957	4062	4124	4166	8346935714	40369876498
F4-	30.0 ml	3.0 ml	90 m2	118840	121938	123802	125078	3961	4065	4127	4169	8346935714	40369876498
F4-	32.0 ml	3.0 ml	96 m2	126353	129786	131748	133122	3949	4056	4117	4160	8346935714	40369876498

		Frecuencias verticales Hz				Frecuencias horizontales Hz				
		L	fv	fv3	fv2	fv1	fh	fh3	fh2	fh1
cálculo	f4- 28.0 ml		2.91	2.87	2.85	2.84	6.40	6.32	6.27	6.24
	f4- 30.0 ml		2.53	2.50	2.48	2.47	5.57	5.50	5.46	5.43
	f4- 32.0 ml		2.23	2.20	2.18	2.17	4.90	4.84	4.80	4.78
modelo	f4- 28.0 ml		2.91	2.88	2.85	2.83	6.40	6.31	6.26	6.23
	f4- 30.0 ml		2.54	2.51	2.49	2.48	5.61	5.54	5.49	5.47
	f4- 32.0 ml		2.23	2.20	2.18	2.17	4.94	4.87	4.83	4.80
Ratio	f4- 28.0 ml		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	f4- 30.0 ml		1.00	0.99	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99
	f4- 32.0 ml		1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	1.00

Fuerzas Verticales												
Clase III Setra v				Clase II Setra v				Clase I Setra v				
		Fv3	ψv3	Fuerza x area	Fv2	ψv2	Fuerza x area	Fv1	ψv1	Fuerza x area		
cálculo	F4- 28.0 ml	2.87	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.85	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.84	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F4- 30.0 ml	2.50	0.20	4.5 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.48	0.24	6.7 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.47	0.26	14.2 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F4- 32.0 ml	2.20	0.80	17.43 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.18	0.83	22.96 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.17	0.85	45.2 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
modelo	F4- 28.0 ml	2.88	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.85	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.83	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F4- 30.0 ml	2.51	0.17	3.9 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.49	0.21	6.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.48	0.24	13.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F4- 32.0 ml	2.20	0.80	17.46 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.18	0.84	23.19 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.17	0.86	45.5 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		

Fuerzas Horizontales												
Clase III Setra h				Clase II Setra h				Clase I Setra h				
		L	Fh3	ψh3	Fuerza x area	Fh2	ψh2	Fuerza x area	Fh1	ψh1	Fuerza x area	
cálculo	F4- 28.0 ml	6.32	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	6.27	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	6.24	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F4- 30.0 ml	5.50	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	5.46	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	5.43	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F4- 32.0 ml	4.84	0.00	0.00 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	4.80	0.00	0.00 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	4.78	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
modelo	F4- 28.0 ml	6.31	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	6.26	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	6.23	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F4- 30.0 ml	5.54	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	5.49	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	5.47	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		
	F4- 32.0 ml	4.87	0.00	0.00 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	4.83	0.00	0.00 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	4.80	0.00	0.0 Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2		

Respuesta vertical														
		L	Av3	CFL3	Av2	CFL2	Av1	CFL1	Ah3	CFL3	Ah2	CFL2	Ah1	CFL1
cálculo	F4- 28.0 ml		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F4- 30.0 ml		0.21 m/s2 MAX		0.31 m/s2 MAX		0.61 m/s2 Mean		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F4- 32.0 ml		0.82 m/s2 Mean		1.06 m/s2 MIN		2.07 m/s2 MIN		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
modelo	F4- 28.0 ml		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F4- 30.0 ml		0.17 m/s2 MAX		0.26 m/s2 MAX		0.55 m/s2 Mean		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	
	F4- 32.0 ml		0.72 m/s2 Mean		0.93 m/s2 Mean		1.80 m/s2 MIN		0.00 m/s2		0.00 m/s2		0.00 m/s2	

Respuesta Horizontal												
		M.Kg	Fv Hz	f>=2.86Ln(180/w)	w>=180e^-0.35.8f.KG	2 Metodo	Av3	Av2	Av1	N Confort CFL3	N Confort CFL2	N Confort CFL1
F4-	28.0 ml	110796	2.91	-0.87	29548.12	CUMPLE	0.00 m/s2	0.00 m/s2	0.00 m/s2			
F4-	30.0 ml	118840	2.53	-1.07	33709.41	CUMPLE	0.21 m/s2	0.31 m/s2	0.61 m/s2	MAX	MAX	Mean
F4-	32.0 ml	126353	2.23	-1.25	37483.08	CUMPLE	0.82 m/s2	1.06 m/s2	2.07 m/s2	Mean	MIN	MIN

Tabla 7-13 Resultados Análisis dinámico Familia 4.

En la Familia 4 ningún espécimen cumple con el límite de la frecuencia vertical, cumplen con el límite de frecuencia horizontal, también cumplen con el método alternativo y los niveles de confort se encuentra en todos los rangos en función del caso de carga y el espécimen.

los especímenes cumplen con la fórmula de la masa mínima y obtenemos niveles de confort desde máximos hasta mínimos.

7.2.5 Análisis dinámico Familia 5.

Propiedades													
Geometría Tablero			Masa tonf/g				Masa lineal kg/ml				Rigidez		
Ltramo	ancho	s	M	M3	M2	M1	ps M	ps M3	ps M2	ps M1	Eiv Nx _{m2}	Eih Nx _{m2}	
F5-	26.7 ml	4.0 ml	107 m2	121982	126059	128511	130146	4575	4728	4820	4882	8886698836	10700920846
F5-	30.1 ml	4.0 ml	120 m2	128413	132533	134986	136643	4266	4403	4485	4540	10194003372	11607807220
F5-	33.3 ml	4.0 ml	133 m2	151476	156470	159511	161473	4544	4694	4785	4844	11923083403	12236397695

	L	Frecuencias verticales Hz				Frecuencias horizontales Hz			
		f _v	f _{v3}	f _{v2}	f _{v1}	f _h	f _{h3}	f _{h2}	f _{h1}
cálculo	F5- 26.7 ml	3.08	3.03	3.00	2.98	3.38	3.32	3.29	3.27
	F5- 30.1 ml	2.68	2.64	2.61	2.60	2.86	2.82	2.79	2.77
	F5- 33.3 ml	2.29	2.25	2.23	2.22	2.32	2.28	2.26	2.25
modelo	F5- 26.7 ml	3.08	3.03	2.99	2.97	3.38	3.31	3.28	3.25
	F5- 30.1 ml	2.68	2.64	2.61	2.60	2.86	2.82	2.79	2.77
	F5- 33.3 ml	2.29	2.25	2.23	2.21	2.32	2.28	2.25	2.28
Ratio	F5- 26.7 ml	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01
	F5- 30.1 ml	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	F5- 33.3 ml	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99

Fuerzas Verticales													
	Clase III Setra v			Clase II Setra v			Clase I Setra v						
	Fv3	ψv3	Fuerza x area	Fv2	ψv2	Fuerza x area	f _{v1}	ψv1	Fuerza x area				
cálculo	F5- 26.7 ml	3.03	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.00	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.98	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F5- 30.1 ml	2.64	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.61	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.60	0.00	0.2	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F5- 33.3 ml	2.25	0.69	8.12	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.23	0.74	10.92	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.22	0.76	34.3	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
modelo	F5- 26.7 ml	3.03	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.99	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.97	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F5- 30.1 ml	2.64	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.61	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.60	0.01	0.3	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F5- 33.3 ml	2.25	0.70	8.20	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.23	0.74	10.96	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.21	0.78	35.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2

Fuerzas Horizontales													
	Clase III Setra h			Clase II Setra h			Clase I Setra h						
	L	Fh3	ψh3	Fuerza x area	Fh2	ψh2	Fuerza x area	f _{h1}	ψh1	Fuerza x area			
cálculo	F5- 26.7 ml	3.32	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.29	0.00	3.3	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.27	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F5- 30.1 ml	2.82	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.79	0.00	2.8	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.77	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F5- 33.3 ml	2.28	0.00	0.00	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.26	0.00	2.25	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.25	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
modelo	F5- 26.7 ml	3.31	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.28	0.00	3.3	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	3.25	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F5- 30.1 ml	2.82	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.79	0.00	2.8	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.77	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2
	F5- 33.3 ml	2.28	0.00	0.00	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.25	0.00	2.28	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2	2.28	0.00	0.0	Cos(2*Pi*Fv*t)*N/m2

Respuesta vertical												Respuesta Horizontal			
	L	Av3	CFL3	Av2	CFL2	Av1	CFL1	Ah3	CFL3	Ah2	CFL2	Ah1	CFL1		
														cálculo	F5- 26.7 ml
F5- 30.1 ml	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2	MAX	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2		
F5- 33.3 ml	1.10	m/s2	MIN	1.45	m/s2	MIN	4.50	m/s2	No ok	0.00	m/s2	0.00	m/s2		
modelo	F5- 26.7 ml	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2		
	F5- 30.1 ml	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2		
	F5- 33.3 ml	0.98	m/s2	Mean	1.41	m/s2	MIN	3.30	m/s2	No ok	0.00	m/s2	0.00	m/s2	

	M Kg	Fv Hz	f>=2.86Ln(180/w)	w>=180e^-0.35.8f KG	2 Metodo	Av3	Av2	Av1	N Confort CFL3	N Confort CFL2	N Confort CFL1				
F5-	26.7 ml	121982	3.08	-1.15	27840.68	CUMPLE	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2			
F5-	30.1 ml	128413	2.68	-1.30	32024.21	CUMPLE	0.00	m/s2	0.00	m/s2	0.00	m/s2			
F5-	33.3 ml	151476	2.29	-1.77	36708.52	CUMPLE	1.10	m/s2	1.45	m/s2	4.50	m/s2	MIN	MIN	No ok

Tabla 7-14 Resultados Análisis dinámico Familia 5.

Los especímenes F5-26.7, F5-30.1 no cumplen el criterio del límite de la frecuencia vertical, si cumplen el criterio alternativo y no tienen frecuencias dentro de los rangos con riesgo de resonancia.

El espécimen F5-33.1 no cumplen el criterio del límite de la frecuencia vertical, si cumplen el criterio alternativo, los niveles de confort son mínimos para el caso con densidad de peatones con 0.5 y 0.8 p/m2 y no aceptable para el caso de 1.0p/m2

7.2.6 Análisis de resultados.

- Se definieron 5 familias con 3 especímenes para cada familia y a cada espécimen se le realizaron los análisis dinámicos para cada caso de carga y densidades de peatones Caso 1 con 0.5 p/m², Caso 1 con 0.8 p/m² y Caso 2 con 1.0 p/m² obteniendo un total 45 análisis, el Caso 3 que considera el efecto del segundo armónico no se evaluó como ya se explicó anteriormente.
- De los 15 especímenes solo dos casos su frecuencia fundamental cumplía con el límite inferior de la AASTHO 3 HZ el espécimen F1-26.4 y F5-26.7, los restantes 13 especímenes tenían frecuencias verticales menores a 3 Hz.
- En la dirección vertical la frecuencias estaban en un rango de (1.72-3.34 Hz), de los 45 casos de análisis solo 9 obtuvieron aceleraciones verticales mayores a 2.5m/s² lo que equivale a un nivel de confort inaceptables, el resto clasificaron de la siguiente manera; 17 obtuvieron un nivel de confort máximo, 2 un nivel de confort medio y 15 un nivel de confort mínimo.
- En la dirección horizontal las frecuencias estaban en un rango (1.08-6.24Hz, de los 45 casos solo en 4 obtuvieron aceleraciones mayores a 0.1m/s² lo que es inaceptable por el riesgo de sincronización lateral o Lock-in Effect.
- A cada espécimen se le realizó la verificación del cumplimiento del método alternativo de la AASTHO, o método Allen-Murray el cual debe cumplir una de las dos ecuaciones la de la frecuencia (6-1) y la de la masa (6-2).
- La ecuación de la frecuencia no nos dio buenos resultados ya que cuando la masa de la estructura es alta y se acerca o sobrepasa los 180 Kips los valores de la frecuencia son cercanos a cero o negativos.
- La ecuación de la Masa (6-2) cumplió para todos los casos por lo cual todos los especímenes cumplían basados este método, aun cumpliendo con la ecuación (6-2), 15 especímenes clasificaron en un nivel de confort mínimo y 9 casos clasificaron en nivel de confort inaceptable, es decir 24 casos tienen aceleraciones mayores a 1 m/s² con un máximo de 13 m/s².
- Los resultados del método analítico y el modelo computacional aproximadamente iguales, lo que valida ambos métodos como válidos para el análisis de vibraciones inducidas por peatones.

7.3 ANALISIS DINAMICO CASO REAL 1

7.3.1 Selección de la pasarela.

El puente seleccionado para el caso real corresponde a la pasarela peatonal de la universidad de EAFIT, ubicado en la ciudad de Medellín, Colombia. Dicho puente hace paso sobre la avenida las Vegas y une el Campus principal, con el parque los Guayabos y el bloque 1 de idiomas.

Se optó por esta pasarela debido a sus grandes luces y amplia superficie pudiera tener frecuencias fundamentales dentro de los rangos susceptibles a vibraciones inducidas por peatones.

De igual manera, se selecciona gracias al trabajo que los estudiantes de postgrado de ingeniería sismorresistente, en la materia de dinámica estructural, dirigida por el profesor Juan Carlos Botero, donde como parte de la cátedra se incluye el levantamiento dinámico mediante pruebas de vibraciones ambientales.

Debido a estas pruebas que se adelantan todos los semestres, se tiene gran cantidad de data donde se han determinado la caracterización dinámica de las frecuencias fundamentales y el amortiguamiento de la misma, también se han redactado artículos de referencia como el de Fernández L.D et al., (2020) el cual hace una excelente descripción de las pruebas, análisis de la data y registro de resultados.

Una de las conclusiones que se repiten en muchos de los informes de las pruebas ambientales es que la frecuencia fundamental vertical en el segundo tramo del puente que tiene una luz de 43 m es de $f_v=2.33$ Hz. También se ha mencionado en dichos informes que no cumple con los requisitos de la (AASHTO, 2012) y por ende se puede intuir que la pasarela pudiera presentar vibraciones excesivas e incómodas para los peatones. Estas conclusiones solo se basan en la frecuencia fundamental de la pasarela, sin que se hayan documentado reportes de peatones que sientan molestia por vibraciones excesivas.

Otra razón es que dicha pasarela es emblemática por ser una de las primeras en Colombia y la región en utilizar concreto de ultra alto desempeño (UHPC) en un sistema de dovelas prefabricadas postensadas, con resistencias de compresión en el concreto $F'_c=150$ MPa y módulos de elasticidades de 39 GPa lo que la hace más interesante como caso de estudio.

La información que se utilizó para la elaboración del análisis, se obtuvo de información pública de la página web de la universidad y cementos argos, levantamiento geométrico en campo, resultados de pruebas de vibraciones ambientales, informes y artículos técnicos que hablan sobre ella. No se cuenta con información de planos, ni memorias de cálculo del grupo profesional responsable de los diseños estructurales.

7.3.2 Metodología.

Se planteó una metodología experimental y levantamiento de la información como se haría en un caso real donde no se tiene acceso a la documentación de diseño como planos y memorias de cálculo, caso que cada vez es menos común pero pudiera presentarse en la vida profesional de un ingeniero. Adicionalmente se quería comprobar que es posible llegar a resultado muy acertados mediante esta metodología.

El primer paso fue el de hacer un levantamiento de la estructura donde se hicieron mediciones de las dimensiones de las columnas sus alturas, mediciones de dovelas, anchos de tableros y cualquier otra característica y/o hallazgos.

Se buscó información disponible en noticias, páginas web de la universidad, cementeras y constructoras, protocolo de la prueba de carga estática entre otros. A través de fotografías ver Fotografía 1 y 2, donde se pudieron extrapolar dimensiones de las dovelas en especial las internas de los vacíos que no fue posible en la medición en campo ya que no se tiene acceso.

Con la secciones transversales y el levantamiento se obtuvieron las propiedades de las secciones, y cargas muertas de la estructura que nos permitan analizar y modelar la pasarela peatonal.

Se analizaron los resultados de los de los estudios de vibraciones ambientales en cuanto al amortiguamiento y frecuencias naturales de la pasarela.

Con los datos se realiza el análisis dinámico con la metodología del Setra al igual que se hizo en el capítulo 8.1 análisis dinámico paso a paso y se elabora un modelo computacional para comparar resultados.

Para finalizar, con los resultados de los de los estudios de vibraciones ambientales en cuanto al amortiguamiento y frecuencias naturales de la pasarela se hace la calibración del análisis y el modelo computacional con el comportamiento real de la pasarela.

7.3.3 Levantamiento de la pasarela.

El levantamiento del puente tuvo tres fuentes de información, las primeras mediciones en campo de la estructura, el segundo el informe del protocolo de la prueba de carga estática donde se hace descripción de la estructura y el tercero la página web de la universidad donde se encuentra datos técnicos de la misma

En el levantamiento físico del puente con el uso de cinta métrica y distanciómetro laser, con ellas se obtuvieron las medidas de la sección transversal externa de las dovelas, la longitud de cada dovela, la longitud de las dovelas vaciadas en sitio, el espesor de las losas prefabricadas del tablero, el ancho variable del tablero, la distancia entre apoyos, la altura de los apoyos.

7.3.4 Descripción de la pasarela.

La estructura del puente corresponde a un puente continuo de 4 tramos, la superestructura del puente es de dovelas sección cajón prefabricadas en concreto de ultra alto desempeño UHPC, postensadas, apoyadas sobre columnas de 80x100cm y sobre unos estribos en el extremo del apoyo 5. Fue diseñado para cargas vivas de 450 kgf/m².

El primer Tramo entre el estribo y el apoyo 2 tiene 7 dovelas de 3.45m con luz de 24 metros, el segundo tramo tiene 12 dovelas de 3.45m con luz de 43 m, el tercer tramo tiene 5 dovelas de 3.45m con luz de 19 m y el cuarto tramo 5 dovelas de 3.45m con luz de 19 m (Referencia prueba de carga). Sobre cada apoyo existe una dovela que varían en longitud desde 1.30 m hasta 1.50m y corresponden dovelas monolíticas vaciadas en sitio.

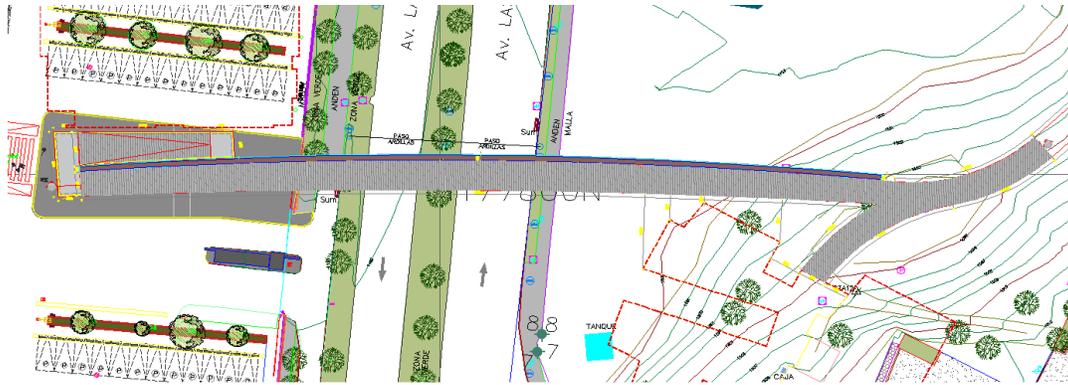


Figura 7-21 Planta puente peatonal sobre avenida Las Vegas. (Restrepo, J.C, 2017)

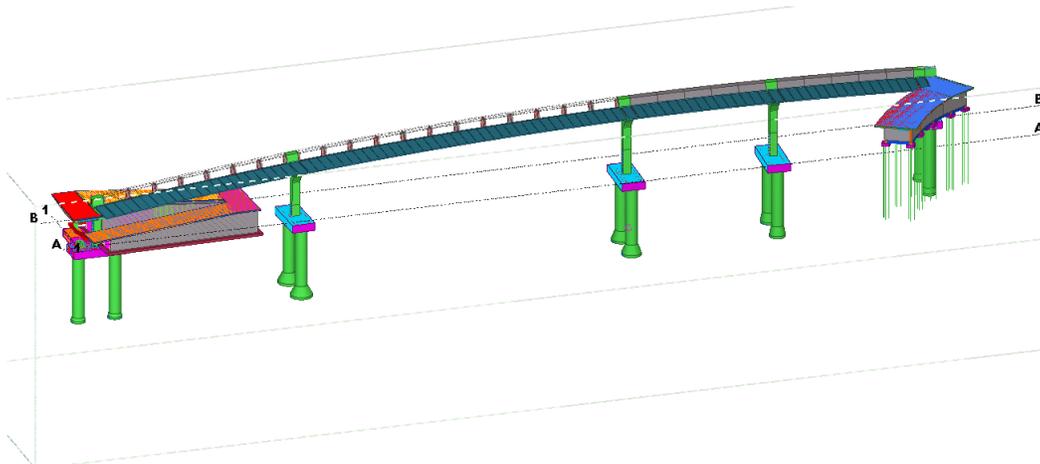


Figura 7-22 Vista tridimensional puente peatonal EAFIT sobre avenida Las Vegas. (Restrepo, J.C, 2017)

- Longitud: 110 metros lineales
- Luz principal: 43 metros
- Número de apoyos: 5
- Elementos prefabricados: 29 dovelas tipo cajón asimétrico
- Peso de los elementos prefabricados: 10 toneladas
- Peso de la súper estructura: 300 toneladas
- Volumen de concreto avanzado: 110 metros cúbicos
- Resistencia por metro cuadrado: 450 kilogramos
- Resistencia a compresión: $f'c = 150$ MPa (7 veces más que el concreto convencional).
- Resistencia a tracción directa: $ft = 5$ MPa (50 veces más que el concreto convencional).
- Resistencia a Flexión: 18 MPa (5 veces más que el concreto convencional).
- Módulo Elástico: $E = 38$ GPa (2 veces el de un concreto convencional).

Tabla 7-15 datos técnicos obtenidos de la página web <https://www.eafit.edu.co/sitionoticias/2017/el-nuevo-puente-peatonal-ya-esta-en-funcionamiento>

De la superestructura de la pasarela trabaja como una viga sección cajón con una estructura que de vigas y losas perpendiculares que vuelan del cajón. De esta estructura se definieron 3 secciones tipo, que se describen a continuación.

La primera cual corresponde al Diafragma, es una dovela monolítica que se encuentra en todos los apoyos y la misma es vaciada in situ después de la colocación de las dovelas prefabricadas, actúa como la unión de empotramiento de las dovelas con el apoyo. Tiene un área de 1.65 m^2 , inercia I_{yy} de 0.48468 m^4 , inercia I_{xx} de 0.107 m^4 y se muestra a continuación:

SECCION DIAFRAGMA VACIADA INSITU

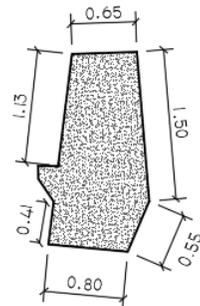


Figura 7-23 Sección Transversal de dovela monolítica. Elaboración propia.

La sección I corresponde a una dovela típica de cierre que se encuentra en ambos extremos de la dovela prefabricada, de donde salen una vigas perpendiculares al cajón que soportan la losa nervada de la sección tipo C. tiene un engrosamiento en la zona hueca donde pasan los cables del postensado.

La sección contempla una loseta con nervaduras de $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$ en la dirección longitudinal que se apoyan sobre la sección I, en la punta tienen una vigueta invertida que da soporte a la losa prefabricada. Si bien la sección real es así se consideró que no hay aporte de rigidez alrededor del eje y debido a la discontinuidad que existen entre las dovelas en el voladizo lateral donde no se dispusieron conectores de cortante ver fotografía 7-1.

La sección tiene un área de 2.23 m^2 , inercia I_{yy} de 0.6485 m^4 , inercia I_{xx} de 2.54 m^4 corresponde a una dovela típica considerada como la sección idealizada o efectiva para el análisis en la dirección longitudinal. Tiene un área de 0.64 m^2 , inercia I_{yy} de 0.2553 m^4 inercia I_{xx} de 0.07537 m^4 .

La sección II corresponde a una dovela típica que contempla una loseta con nervaduras de $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$ en la dirección longitudinal que se apoyan sobre la sección I, en la punta tienen una vigueta invertida que da soporte a la losa prefabricada.

La sección tiene un área de 0.89 m^2 , inercia I_{yy} de 0.3291 m^4 inercia I_{xx} de 1.33 m^4 .

SECCIONES PREFABRICADAS PASARELA PEATONAL INSTALACIONES UNIVERSIDAD EAFIT

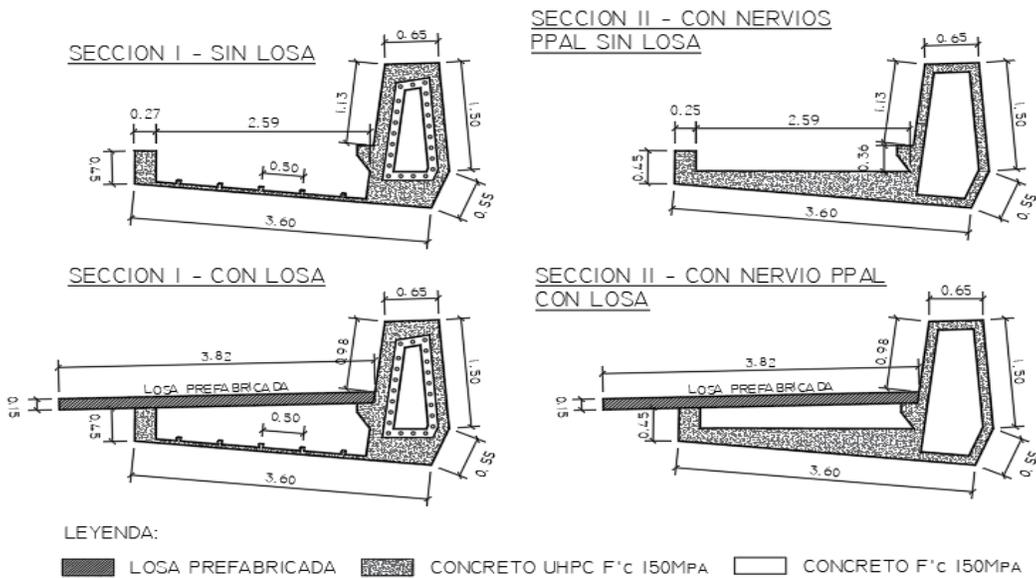


Figura 7-24 Secciones típicas de la dovela prefabricada. Elaboración propia.



fotografía 7-1 Sección de Sección de dovela Prefabricada Ref (<http://camilo-toro.squarespace.com/puente-peatonal-eafit/n7napp3384fnreq30ik4abi0dbuiq9>).

En la fotografía 7-1 se puede observar que la dovela tiene uniones o conectores de corte en forma de ranura solo en la zona de viga cajón. Luego de haber colocado las dovelas en posición y haber hecho los ajustes pertinentes son vaciadas con morteros que genera la continuidad de la sección que junto a las fuerzas de compresión axial del postensado mantienen unidas las dovelas.

Al no tener conectores de corte, ni cables postensados en la zona del tablero en voladizo podemos considerar que no hace parte de la sección transversal efectiva y no aporta rigidez I_{yy} , en la viga aportando solo el soporte perpendicular del tablero.

Al no considerar la losa transversal como parte de la sección de la viga las propiedades son área de 0.64 m^2 , inercia I_{yy} de 0.2553 m^4 inercia I_{xx} de 0.07537 m^4 .



fotografía 7-2 Lado a ancho de loseta lado B y visual inferior de losetas.

7.3.5 Resultados de pruebas de vibraciones ambientales.

El análisis de señales provenientes de las vibraciones o pruebas de vibraciones ambientales de las estructuras se establece como una serie de pruebas experimentales de la dinámica estructural que posibilitan la identificación de las propiedades dinámicas de las estructuras sometidas a algún tipo de excitación. Este procedimiento presenta, además de una posibilidad de comprender el comportamiento real de las estructuras y una forma de corroborar las suposiciones del diseño, una manera de verificar si la estructura ha evidenciado daños que afectan su comportamiento estructural debido a eventos sísmicos u otro tipo de afectaciones.(Henao, David, 2013).

Mediante el análisis de señales provenientes de las vibraciones se pueden obtener las frecuencias fundamentales, las formas modales y el amortiguamiento de la misma, las señales se registran mediante de acelerógrafos de alta resolución que luego son procesadas con el uso de espectros de potencia, análisis de Fourier y otras herramientas matemáticas especializadas en el procesamiento de señales.

De la prueba registrada en el documento se tomaron los resultados de la pruebas de vibraciones ambientales de la pasarela peatonal de eafit. La prueba consistió en la medición de vibraciones ambientales empleando 3 acelerómetros modelo GPSe012, sincronizados mediante señal de GPS entiendo real a una central CUSP_Me. En una primera fase de la prueba se tomaron registros de vibraciones ambientales por 30 minutos y luego en una segunda etapa se obtuvo el registro de la respuesta generada por el salto de 20 estudiantes en el centro de la luz del tramo 2.



fotografía 7-3 Disposición de los acelerómetros en el puente peatonal (Fernández L.D et al., 2020).

Para el procesamiento de las señales los ingenieros utilizaron el software Dinámica Estructural botero, (2010) , donde se implementó el filtrado de señales y posteriormente obtuvieron los espectro de Fourier para cada uno de los acelerómetros y las tres direcciones.

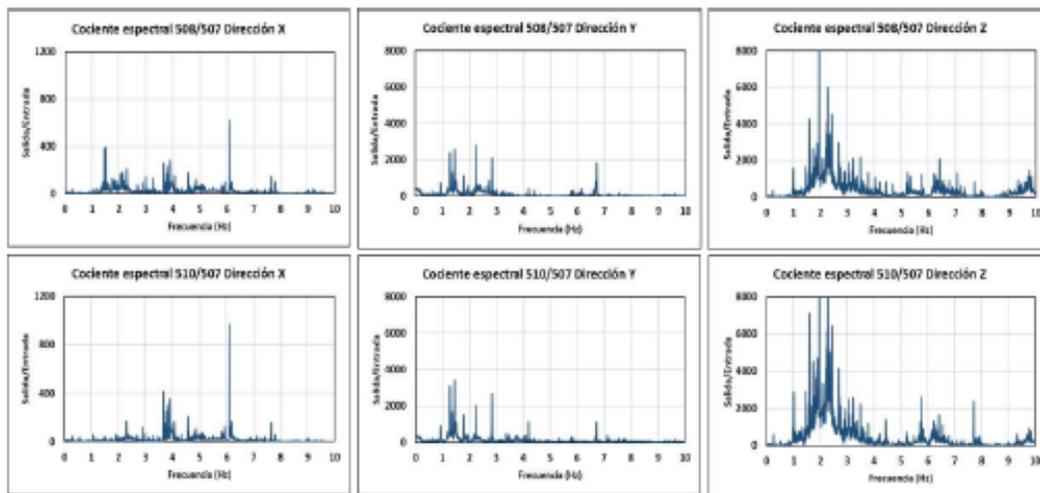


Figura 7-25 Cocientes Espectrales asociados a la prueba de vibración ambiental (Fernández L.D et al., 2020).

Concluyeron que las frecuencias fundamentales en el tramo 2 son las presentadas en la tabla 8-11, donde la dirección X corresponde al sentido longitudinal y está fuera del rango de frecuencias susceptibles a tener vibraciones excesivas, la dirección Y corresponde al sentido transversal que tampoco se encuentra en el rango de frecuencias susceptibles a tener vibraciones excesivas y por ultimo dirección Z que si se encuentra en el rango probable de tener vibraciones excesivas.

Frecuencia modal	Dirección X	Dirección Y	Dirección Z
Primer modo	4.0 Hz	1.41 Hz	2.33 Hz
Segundo modo	No se identificó	No se identificó	5.5 Hz

Tabla 7-16 Frecuencia Modales. (Fernández L.D et al., 2020).

Por ultimo estimaron los valores de amortiguamiento ζ mediante el método de semi ancho de banda y también bajo el método del decrecimiento logarítmico y obtuvieron valores que oscilan entre el

2% y 2.9% que son valores altos para el caso de cargas dentro del rango elástico, para el caso de concreto pretensado la bibliografía y el Setra menciona el 1%.

Estos valores de amortiguamiento probablemente la implementación de concretos de UHPC este aumentando el amortiguamiento.

Registro	Amplitud máxima	Amplitud máxima/ $\sqrt{2}$	F ₁	F ₂	ξ
20508z	20.223	14.300	2.246 Hz	2.381 Hz	0.029
20510z	29.587	20.921	2.246 Hz	2.370 Hz	0.027

Registro	U ₁	U ₂	ξ
20508z	0.0261	0.0223	0.025
20510z	0.0415	0.0366	0.020

Tabla 7-17 Coeficientes de amortiguamiento utilizando el método de semi-ancho de banda. (Fernández L.D et al., 2020).

7.3.6 Resultados de pruebas de vibraciones ambientales Rápida.

Adicionalmente para corrobora los resultados presentados por (Fernández L.D et al., 2020), se realizó una medición con un teléfono celular que cuenta con acelerógrafo y la aplicación phyphox, el mismo fue colocado sobre la pasarela en el medio del tramo dos con el objetivo de determinar la frecuencia natural vertical, registrando las aceleraciones con un intervalo de 0.01seg o una resolución de 100 muestras por segundo.

Para el procesamiento de las señales se utilizó el software Dinámica Estructural (botero, 2010), donde se implementó, la corrección de la línea base, se escaló el registro por 981 gal/m/s², además se implementó el filtrado de señales con el algoritmo pasa banda 0.1-10Hz y posteriormente obtuvieron los espectro de Fourier para el acelerogramas de la dirección vertical.

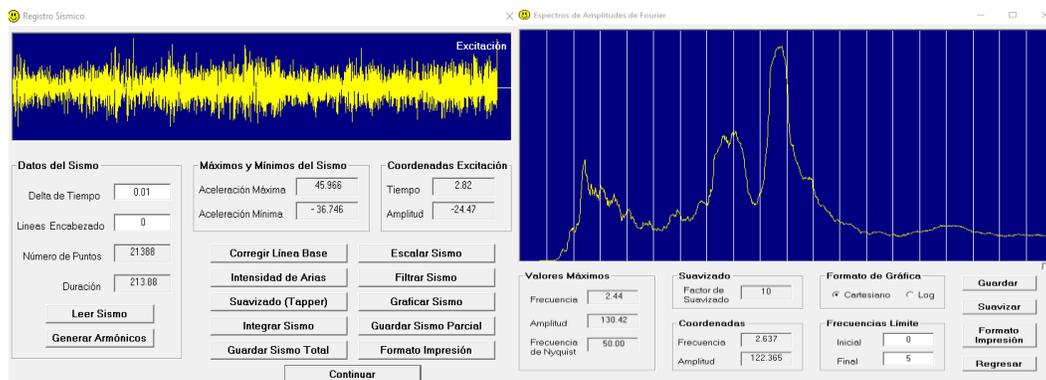


Figura 7-26 Registro de aceleraciones verticales y espectro de Fourier.

Como se puede observar en la figura 8-14, la frecuencia vertical principal de la pasarela en el tramo dos corresponde a 2.44 Hz, un poco mayor a 2.33Hz (tabla 8-11) obtenida en las mediciones realizadas en las pruebas de vibraciones ambientales realizadas por (Fernández L.D et al., 2020), esta diferencia podría explicarse dado a la menor resolución y sensibilidad que puede tener un celular versus los acelerografos especiales para este tipo de mediciones los cuales tienen

una resolución de 200 registros por segundo o intervalos de 0.005, lo que significa el doble que el celular, esto es muy importante en los análisis de vibraciones ambientales ya que permite registrar mejor las aceleraciones de la estructura.

7.3.7 Etapa 1 Determinar La clase del Pasarela.

Para la clasificación de la pasarela según los niveles de tráfico se analizara cada caso buscando el que más se ajuste a las necesidades de la comunidad universitaria.

Clase IV: pasarelas poco utilizadas que conectan zonas poco pobladas y sirven para asegurar la conectividad superando vías o accidentes geográficos. Esta clase de pasarela se ajusta a las necesidades de la comunidad universitaria pero no considera los casos donde pudieran haber concentración de estudiantes por graduaciones o cualquier clase de evento que se realice en las instalaciones.

Clase III: pasarelas de uso estándar, que ocasionalmente pueden ser cruzadas por grandes multitudes pero que nunca serán ocupadas en toda su superficie. Esta clase si considera los casos donde pudieran haber concentración de estudiantes por graduaciones o cualquier clase de evento que se realice en las instalaciones.

Clase II: pasarelas urbanas que conectan zonas pobladas que pueden estar sujetas a alto tráfico y que ocasionalmente pueden estar ocupadas en toda su superficie. Considerando que la superficie de la pasarela es de 418 m² es poco probable que en algún caso sea ocupada por 418 peatones o estudiantes.

Clase I: pasarelas urbanas que conectan zonas densamente pobladas como salidas de estaciones de transporte masivos, zonas turísticas entre otras. No aplica para que solo da servicio a una comunidad cerrada.

Se selecciona clase III para el estudio.

7.3.8 Etapa 2 definición del nivel de confort.

Se selecciona un nivel de confort máximo para esta pasarela en la dirección vertical y en la dirección lateral se considera un límite de 0.1 m/s en la dirección lateral para evitar el efecto de lock in o sincronización lateral.

7.3.9 Etapa 3 Determinación de las frecuencias y casos de carga requeridos.

Para pasarelas clasificadas entre Clase I y Clase III se deben verificar las frecuencias con dos suposiciones de masa una con el puente vacío y otra con una densidad de un peatón por m² o 70kg/m². Las frecuencias obtenidas luego son comparadas para determinar los casos de carga que deben ser analizados .

7.3.9.1. Determinación de las frecuencias.

Considerando que se tienen las frecuencias fundamentales obtenidas mediante las pruebas de vibraciones se obtendrán las frecuencias para el caso descargado a partir del método analítico por ecuaciones y en el modelo computacional, los cuales serán calibrados para hacerlas coincidir con las frecuencias reales.

A continuación se calcula las frecuencias por el método analítico obteniendo una frecuencia vertical de 2.78Hz 1.193 veces mayor que 2.33Hz obtenida en las pruebas ambientales.

$$L := 43 \text{ m} \quad a := 3.8 \text{ m}$$

$$S := L \cdot a = 163.4 \text{ m}^2$$

$$M_{cm} := \left(\left(\frac{(2 \cdot 2.8 \text{ m}^2 \cdot .25 \cdot \text{m} + 1.472 \text{ m}^2 \cdot 2.9 \cdot \text{m})}{3.4 \cdot \text{m}} \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} + 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) L = (2.007 \cdot 10^5) \text{ kg} \right)$$

$$\rho_s := \frac{M_{cm}}{L} = 4668.235 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$I_{yy} := .2553 \text{ m}^4$$

$$E := 3.8 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \xi := .02$$

$$f = \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_s}} = 2.78 \text{ Hz}$$

$$f = \frac{22.4}{(2 \cdot \pi)} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_s \cdot L^4}} = 2.78 \text{ Hz}$$

En el método de modelo computacional obtenemos en el modo 1 en dirección transversal 1.49Hz un valor aproximado a 1.41Hz obtenido en las pruebas de vibraciones ambientales, en el caso de la dirección vertical el modo 2 coincide con el método analítico 2.78 Hz, según se aprecia en la siguiente figura:



Figura 7-27 Modos con frecuencias, periodos y porcentajes de masas.

Esta mayor rigidez vertical del método analítico y/o el modelo computacional con respecto al comportamiento real obtenido por la pruebas de vibraciones, puede deberse a una sumatoria de consideraciones que no se han tomado encuentra en el alcance de este estudio pero nos recuerda la necesidad de calibrar nuestros diseños con el comportamiento real de las estructuras.

Existen variables como el Creep el shrinkage, las pérdidas de postensado, el flujo plástico, relajación del acero, fisuración en el concreto o algún comportamiento de las dovelas prefabricadas o entre otros. Particularmente en el levantamiento de la estructura se pudo registrar que en la unión de las dovelas diafragma con las dovelas prefabricadas existían agrietamientos en la juntas que no se evidenciaron en la unión de las dovelas del tramo ver fotografía 5, una hipótesis puede ser que esta fisura logro haber ocasionado alguna rotación no contemplada en los análisis por lo cual no se tendría un apoyo 100% rígido o empotramiento perfecto.



fotografía 7-4 Izquierda junta diafragma- Derecha junta de Dovelas.

Para calibrar la formulación analítica y el modelo computacional con el comportamiento real, se determinó que haciendo una disminución de la rigidez I_{yy} al 70 % nos converge con una frecuencia de la pasarela vacía de 2.33Hz.

$$L := 43 \text{ m} \quad a := 3.8 \text{ m}$$

$$S := L \cdot a = 163.4 \text{ m}^2$$

$$M_{cm} := \left(\left(\frac{(2 \cdot 2.8 \text{ m}^2 \cdot .25 \cdot \text{m} + 1.472 \text{ m}^2 \cdot 2.9 \cdot \text{m})}{3.4 \cdot \text{m}} \right) \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) + 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L = (2.007 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

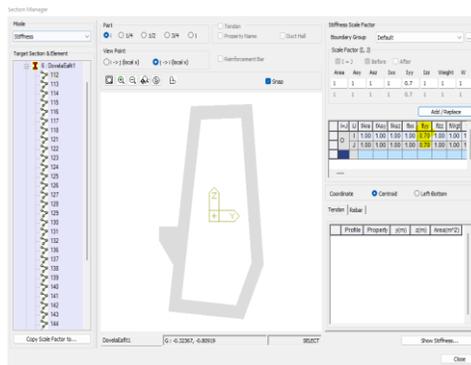
$$\rho_s := \frac{M_{cm}}{L} = 4668.235 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$I_{yy} := .2553 \text{ m}^4 \cdot 0.7$$

$$E := 3.8 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \xi := .02$$

$$f = \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_s}} = 2.326 \text{ Hz}$$

$$f = \frac{22.4}{(2 \cdot \pi)} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_s \cdot L^4}} = 2.326 \text{ Hz}$$



Node	Mode	UX	UY	UZ			
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency		Period			
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	9.371815	1.491571	0.670434			
	2	14.704441	2.340285	0.427298			
	3	17.695060	2.816256	0.355081			
	4	19.430481	3.092457	0.323367			
	5	25.261113	4.020431	0.248730			
MODAL PARTICIPATION MASS							
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	27.85	27.85	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00	27.85	27.66	27.66
	3	0.00	0.00	26.63	54.48	0.00	27.66
	4	0.00	0.00	18.01	72.49	0.00	27.66
	5	0.00	0.00	0.00	72.49	0.00	27.66

Tabla 7-18 Modos con frecuencias, periodos y porcentajes de masas con calibración

Después de haber calibrado los modelos con el comportamiento dinámico real se procede con el estudio de la pasarela con una masa de un peatón por metro cuadrado o 70 kg/m^2

Por el método analítico obtenemos 2.26 Hz

$$d1 := \frac{1}{\text{m}^2} \quad n1 := S \cdot d1 = 163.4 \quad M1 := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot d1 = (1.144 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$M1 := M_{cm} + M1 = (2.122 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$\rho_{s1} := \frac{M1}{L} = (4.934 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$f1 := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_{s1}}} = 2.26 \text{ Hz}$$

En el modelo computacional se obtiene el mismo valor 2.27Hz, según se aprecia a continuación:

Node	Mode	UX	UY	UZ			
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency		Period			
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	9.116767	1.450979	0.689190			
	2	14.304281	2.276597	0.439252			
	3	17.231734	2.742516	0.364629			
	4	18.907576	3.009234	0.332310			
	5	24.573359	3.910971	0.255691			
MODAL PARTICIPATION MASSE							
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	27.89	27.89	0.00	0.00
	2	0.00	0.00	0.00	27.89	27.69	27.69
	3	0.00	0.00	26.58	54.46	0.00	27.69
	4	0.00	0.00	18.01	72.47	0.00	27.69
	5	0.00	0.00	0.00	72.47	0.00	27.69

Tabla 7-19 Modos con frecuencias, periodos y porcentajes de masas con calibración.

A continuación se revisan los rangos

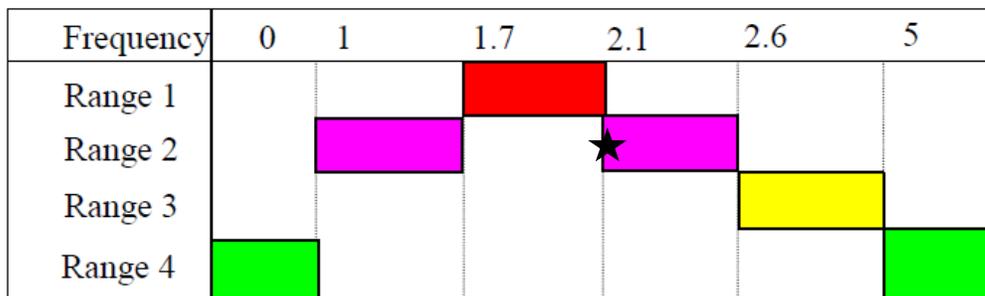


Table 2.3: Frequency ranges (Hz) of the vertical and longitudinal vibrations

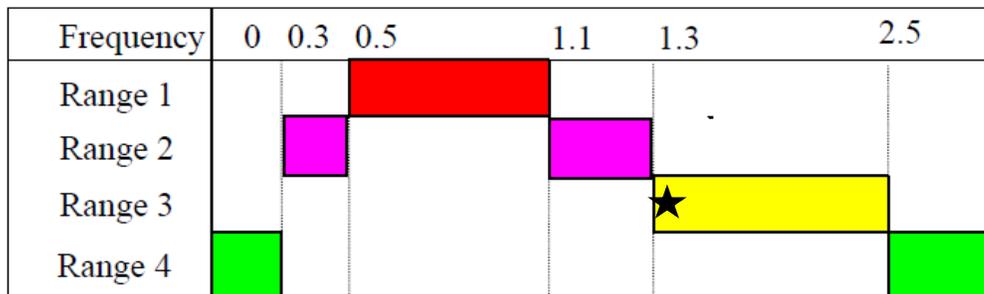


Table 2.4: Frequency ranges (Hz) of the transverse horizontal vibrations

Tabla 7-20 Tabla de rangos de frecuencias del Setra.

Lo que nos resulta un rango 2 para el caso vertical y un rango 3 para el caso transversal.

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

Case No. 1: Sparse and dense crowd
Case No. 2: Very dense crowd

Case No. 3: Crowd complement (2nd harmonic)

Tabla 7-21 Tabla de casos de carga aplicables del Setra.

Siendo la estructura Clase III y teniendo el rango de frecuencias verticales en rango 2 y las transversales en rango 3 no se requiere ningún análisis dinámicos por vibraciones aun así se realizaran los estudios de Caso 1 para densidades de 0.5 Peatones/m² y 0.8 Peatones/m², así como también caso 2 con una densidad 1 Peatones/m². En el caso transversal no se realizara el análisis ya que la frecuencia de 1.41Hz tiene un factor $\psi = 0$ por lo que no se aplicaría fuerza

7.3.10 Etapa 4 Análisis de los casos dinámicos.

Para este estudio se analizaran el caso 1 para densidades de multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m² que aplica para pasarelas categoría III y multitudes densas $d=0.8$ peatones/m² que aplica para pasarelas categoría II. Se analizara el caso 2 multitudes muy densas $d=1$ peatones/m² que aplica solo en pasarelas de categoría I. El caso 3 correspondiente al segundo armónico no será analizado debido a la similitud del procedimiento y que no existe riesgo de resonancia por el segundo armónico.

Caso 1 Densidad 0.5 peatón/m²

$$L := 43 \text{ m} \quad a := 3.8 \text{ m} \quad S := L \cdot a = 163.4 \text{ m}^2$$

$$M_{cm} := \left(\left(\frac{2 \cdot 2.8 \text{ m}^2 \cdot 25 \cdot \text{m} + 1.472 \text{ m}^2 \cdot 2.9 \cdot \text{m}}{3.4 \cdot \text{m}} \right) \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) + 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad L = (2.007 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$\rho_s := \frac{M_{cm}}{L} = 4668.235 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$I_{yy} := .2553 \text{ m}^4 \cdot 0.7 \quad E := 3.8 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \xi := .02$$

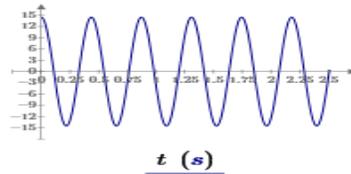
$$f := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_s}} = 2.326 \text{ Hz} \quad f := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi)} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_s \cdot L^4}} = 2.326 \text{ Hz}$$

$$d.5 := \frac{0.5}{\text{m}^2} \quad n.5 := S \cdot d.5 = 81.7 \quad M0.5 := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot d.5 = (5.719 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$M3 := M_{cm} + M0.5 = (2.065 \cdot 10^5) \text{ kg} \quad f3 := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_{s3}}} = 2.293 \text{ Hz}$$

$$\psi_3 := \begin{cases} \text{if } f3 \leq 1 \text{ Hz} \\ 0 \\ \text{else if } f3 \leq 1.7 \text{ Hz} \\ \frac{f3 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f3 \leq 2.1 \text{ Hz} \\ 1 \\ \text{else if } f3 \leq 2.6 \text{ Hz} \\ \frac{f3 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} \\ 0 \end{cases} = 0.614$$

$$Fv3(t) := d.5 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.5}\right)} \cdot \psi_3 \cdot \cos(2 \pi \cdot f3 \cdot t)$$



$$Fv3 := d.5 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.5}\right)} \cdot \psi_3 = 14.521 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{N} \quad av3 := \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{4 \cdot Fv3 \cdot a}{\pi \cdot \rho_s} = 0.37 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Caso 1 Densidad 0.8 peatón/m²

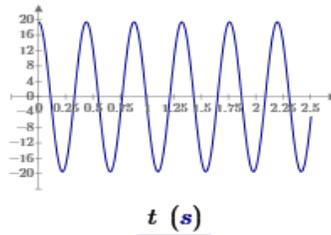
$$d.8 := \frac{0.8}{\text{m}^2} \quad n.8 := S \cdot d.8 = 130.72 \quad M0.8 := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot \frac{0.8}{\text{m}^2} = (9.15 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$M2 := M_{cm} + M0.8 = (2.099 \cdot 10^5) \text{ kg} \quad \rho_{s2} := \frac{M2}{L} = (4.881 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$f2 := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_{s2}}} = 2.27 \text{ Hz}$$

$$\psi_2 := \begin{cases} \text{if } f2 \leq 1 \text{ Hz} \\ 0 \\ \text{else if } f2 \leq 1.7 \text{ Hz} \\ \frac{f2 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f2 \leq 2.1 \text{ Hz} \\ 1 \\ \text{else if } f2 \leq 2.6 \text{ Hz} \\ \frac{f2 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} \\ 0 \end{cases} = 0.651$$

$$Fv2(t) := d.8 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.8}\right)} \cdot \psi_2 \cdot \cos(2 \pi \cdot f2 \cdot t)$$



$$Fv2 := d.8 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.8}\right)} \cdot \psi_2 = 19.494 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{N} \quad av2 := \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{4 \cdot Fv2 \cdot a}{\pi \cdot \rho_{s2}} = 0.48 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Caso 2 Densidad 1 peatón/m²

$$d1 := \frac{1}{m^2} \quad n1 := S \cdot d1 = 163.4 \quad M1 := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot d1 = (1.144 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

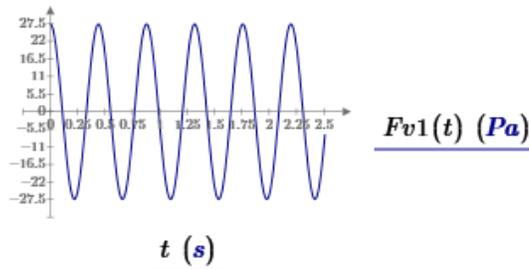
$$M1 := M_{cm} + M1 = (2.122 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$\rho_{s1} := \frac{M1}{L} = (4.934 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$f1 := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_{s1}}} = 2.26 \text{ Hz}$$

$$\psi1 := \begin{cases} \text{if } f1 \leq 1 \text{ Hz} & 0 \\ \text{else if } f1 \leq 1.7 \text{ Hz} & \frac{f1 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f1 \leq 2.1 \text{ Hz} & 1 \\ \text{else if } f1 \leq 2.6 \text{ Hz} & \frac{f1 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} & 0 \end{cases} = 0.676$$

$$F_{v1}(t) := d1 \cdot 280 \text{ N} \cdot 1.85 \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{n1}\right)} \cdot \psi1 \cdot \cos(2 \pi \cdot f2 \cdot t)$$



$$F_{v1} := d1 \cdot 280 \text{ N} \cdot 1.85 \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{n1}\right)} \cdot \psi1 = 27.396 \frac{1}{m^2} \cdot \text{N} \quad a_{v1} := \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{4 \cdot F_{v1} \cdot a}{\pi \cdot \rho_{s1}} = 0.67 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

7.3.11 Etapa 5 Verificación del Nivel de Confort.

En la etapa 4 se obtuvo unas aceleraciones de 0.37m/s² para el caso 1 con una densidad de 0.5peatones/m², de 0.48ms² para el caso 1 con una densidad de 0.8Peatones/m² ambas cumpliendo con el requisito de confort máximo. Para el Caso 2 la aceleración es de 0.67 m/s² que corresponde a un nivel de confort medio.

7.3.1 Análisis de Resultados.

- Se realizó un levantamiento riguroso de la pasarela en campo donde se determinó su geometría, longitud de los tramos, altura de las columnas, dimensiones de las dovelas, espesores de losas condiciones de apoyo. de registros fotográficos y documentos se logró determinar la geometría interna de las dovelas, los cambios en la sección y otras observaciones que nos permitieron comprender el diseño estructural.
- De la Pagina web de la universidad EAFIT se pudo obtener especificaciones técnicas como resistencia del concreto y el módulo de Elasticidad del Concreto UHPC usado en las dovelas.
- Se definieron las secciones transversales de las dovelas se calcularon las propiedades de las secciones, masa, cargas muertas y cargas vivas.
- Basados en análisis de vibraciones ambientales realizados se determinó las frecuencias fundamentales de la pasarela y el amortiguamiento.

- Se realizó un análisis rápido de vibraciones ambientales con la ayuda de un celular y se confirmó la frecuencia vertical determinada en los estudios previos.
- Basándonos en la información levantada se procedió a realizar el cálculo analítico de las frecuencias del segundo tramo de la pasarela y a la par se realizó un modelo matemático en el Software MidasCivil2022, en ambos procedimientos se obtuvieron las mismas frecuencias verticales de 2.78HZ, posteriormente se procedió a comparar dicha frecuencia con las frecuencias obtenidas en los análisis de vibraciones ambientales realizadas a la pasarela, que para el segundo tramo y en la dirección vertical es de 2.33 Hz, equivalente a un 83% de la frecuencia calculada, dado este resultado de frecuencia se procedió a calibrar los modelos disminuyendo las inercias efectivas I_e al 70% de la inercia bruta I_g , consiguiendo converger el modelo con los resultados de las pruebas ambientales $F_v=2.33$ Hz.
- Se realizaron los análisis dinámicos para cada caso de carga y densidades de peatones Caso 1 con 0.5 p/m², Caso 1 con 0.8 p/m² y Caso 2 con 1.0 p/m² obteniendo unas aceleraciones de 0.37m/s² para el caso 1 con una densidad de 0.5peatones/m², de 0.48m/s² para el caso 1 con una densidad de 0.8Peatones/m² ambas cumpliendo con el requisito de confort máximo. Para el Caso 2 la aceleración es de 0.67 m/s² que corresponde a un nivel de confort medio.
- Los resultados del método analítico que solo contempla el segundo tramo y el modelo computacional que contempla toda la estructura de la pasarela son aproximadamente iguales, lo que confirma ambos métodos como válidos para el análisis de vibraciones inducidas por peatones.

7.4 ANALISIS DINAMICO CASO REAL 2

7.4.1 Selección de la pasarela.

El puente seleccionado corresponde a la pasarela peatonal doble calzada Pan de azúcar, ubicado en la ciudad de Caldas, Colombia. Dicho puente hace paso sobre la vía 25 y une el estadio municipal con la cancha auxiliar. La pasarela tiene una tipología de cercha tipo Virendel, la cual no tiene diagonales que aporten rigidez y se conoce que tienen a ser más flexibles que otros tipos de cerchas, la luz principal de la misma es de 30 m y un ancho de tablero de 2.8 m.

Se seleccionó esta pasarela porque es conocido que tuvo problemas por vibraciones y se necesitó la intervención de la misma con un apoyo central en el separador vial para poder resolver el problema de vibraciones excesivas, en la actualidad la pasarela está en funcionamiento y tienen niveles de confort adecuados. Para este trabajo se consideró la información de las memorias de cálculo del diseño antes de la modificación.

De las memorias se pudo observar que si bien no cumplía con el límite inferior de la AASTO,(2012) de 3hz ya que su frecuencia fundamental es de 2.63 Hz, se evaluó con él con las ecuaciones (6-1), y (6-2) de la AASTO,(2012), cumpliendo en ambos casos por lo cual cumple el requisito y no debería presentar problemas de vibraciones (Cardona, Darline, 2013). Aun así cuando fue construida y puesta en servicio presentó vibraciones excesivas.

Lo que se busca con este caso es determinar cuál es el nivel de confort de la estructura al analizarla con el método Setra, (2006), considerando los mismos parámetros que utilizó el ingeniero diseñador, y ver si se pudo haber previsto en la etapa de diseño los problemas de vibraciones que se presentaron en la estructura una vez construida.

En este caso no se cuenta con las mediciones de aceleraciones antes de haberse reforzado y en la actualidad se conoce que sus niveles de confort son adecuados.



fotografía 7-5 Foto actual pasarela pan de azúcar.

7.4.1 Metodología.

Se planteó una metodología analítica donde se verificó la pasarela con el método Setra, considerando las propiedades mecánicas y dinámicas tal cual se presenta en la memoria de cálculo del diseño original. En el mismo trabajo se presenta la verificación en de vibraciones que se puede observar en la Tabla 7-22, en la cual se cumple con la ecuación (6-1) y (6-2) de la AASTHO, (2012).

Calculo de vibraciones para puente peatonales			
L:	30000 mm		
B:	2800 mm		
Peso propio:	140 kN		
qD:	2.70 kN/m ²		
qL:	4.15 kN/m ²		
Δ_{DL}	46 mm		
Δ_{DL+LD}	93 mm	ok!!!	
Frecuencia fundamental:		2.63 Hz	Según la "Guide Specifications for Design of Pedestrian Bridges", lo deseable es que $f \geq 3$ Hz, incluso cuando el puente esta expuesto a personas que saltan y corren $f \geq 5$ Hz
$f \geq 2.86 \ln(180/W)$		2.23 Hz	ok!!!
W:	367 kN		
W _{min} :	319 kN	ok!!! < 451 kN	

Tabla 7-22. Verificación de vibraciones tomada de la memoria de cálculo. (Cardona, Darline, 2013)

7.4.1 Etapa 1 Determinar La clase del Pasarela.

Para la clasificación de la pasarela según los niveles de tráfico se analizará cada caso buscando el que más se ajuste a las necesidades de la comunidad universitaria.

Clase IV: pasarelas poco utilizadas que conectan zonas poco pobladas y sirven para asegurar la conectividad superando vías o accidentes geográficos

Clase III: pasarelas de uso estándar, que ocasionalmente pueden ser cruzadas por grandes multitudes pero que nunca serán ocupadas en toda su superficie.

Clase II: pasarelas urbanas que conectan zonas pobladas que pueden estar sujetas a alto tráfico y que ocasionalmente pueden estar ocupadas en toda su superficie.

Clase I: pasarelas urbanas que conectan zonas densamente pobladas como salidas de estaciones de transporte masivos, zonas turísticas entre otras. No aplica para que solo da servicio a una comunidad cerrada.

Se selecciona clase II para el estudio, ya que aunque durante la mayoría del tiempo no se prevé un tráfico de pasajeros denso, durante eventos deportivos se pudiera ocupar la pasarela en toda su superficie.

7.4.2 Etapa 2 definición del nivel de confort.

Se selecciona un nivel de confort Medio para esta pasarela en la dirección vertical y en la dirección lateral se considera un límite de 0.1 m/s en la dirección lateral para evitar el efecto de lock in o sincronización lateral.

7.4.3 Etapa 3 Determinación de las frecuencias y casos de carga requeridos.

Para pasarelas clasificadas entre Clase I y Clase III se deben verificar las frecuencias con dos suposiciones de masa una con el puente vacío y otra con una densidad de un peatón por m^2 o $70kg/m^2$. Las frecuencias obtenidas luego son comparadas para determinar los casos de carga que deben ser analizados.

7.4.3.1. Determinación de las frecuencias.

Considerando que se tienen las frecuencias fundamentales obtenidas mediante de la memoria de cálculo obtendrá la frecuencia para el caso descargado a partir del método analítico por ecuaciones y se verificara el cumplimiento del método AASTHO con las ecuaciones (6-1) y (6-2).

$$L := 30 \text{ m} \quad a := 2.8 \text{ m} \quad S := L \cdot a = 84 \text{ m}^2 \quad M_{cm} := 14250 \text{ kg} + S \cdot 270 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = (3.693 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$\rho_s := \frac{M_{cm}}{L} = 1231 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad I_{yy} := 0.26 \text{ m}^4 \quad E := 2.1 \cdot 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \xi := .004$$

$$f_m := 2.86 \ln \left(\frac{180 \cdot \text{kip}}{(3.693 \cdot 10^4) \text{ kgf}} \right) \cdot \text{Hz} = 2.269 \text{ Hz} \quad (6-1)$$

$$W := 180 \cdot e^{-(0.35 \cdot 2.63)} \cdot \text{kip} = (3.252 \cdot 10^4) \text{ kgf} \quad (6-2)$$

$$f := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_s}} = 2.638 \text{ Hz} \quad f := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi)} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_s \cdot L^4}} = 2.638 \text{ Hz}$$

Se puede observar que se cumple el requisito de la ecuación (6-1) ya que la frecuencia mínima requerida es 2.269Hz y la frecuencia fundamental de la pasarela es 2.638Hz, también se cumple con el requisito de la ecuación (6-2), ya que la masa mínima debe ser 32520 kg y la masa del puente es 36930 kg.

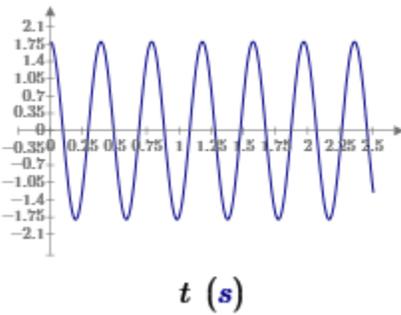
7.4.1 Etapa 4 Análisis de los casos dinámicos.

Para este estudio se analizarán el caso 1 para densidades de multitud dispersa $d=0.5$ peatones/m² que aplica para pasarelas categoría III y multitudes densas $d=0.8$ peatones/m² que aplica para pasarelas categoría II. Se analizará el caso 2 multitudes muy densas $d=1$ peatones/m² que aplica solo en pasarelas de categoría I. El caso 3 correspondiente al segundo armónico no será analizado debido a la similitud del procedimiento y que no existe riesgo de resonancia por el segundo armónico.

Caso 1 Densidad 0.5 peatón/m²

$$M_{0.5} := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot d = (2.94 \cdot 10^3) \text{ kg} \quad M_3 := M_{cm} + M_{0.5} = (3.987 \cdot 10^4) \text{ kg} \quad \rho_{s3} := \frac{M_3}{L}$$

$$f_3 := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho_{s3}}} = 2.539 \text{ Hz}$$

$$\psi_3 := \begin{cases} \text{if } f_3 \leq 1 \text{ Hz} \\ 0 \\ \text{else if } f_3 \leq 1.7 \text{ Hz} \\ \frac{f_3 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f_3 \leq 2.1 \text{ Hz} \\ 1 \\ \text{else if } f_3 \leq 2.6 \text{ Hz} \\ -\frac{f_3 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} \\ 0 \end{cases} = 0.122 \quad Fv_3(t) := d \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.5}\right)} \cdot \psi_3 \cdot \cos(2 \pi \cdot f_3 \cdot t)$$


$$Fv_3 := d \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.5}\right)} \cdot \psi_3 = 1.801 \frac{1}{m^2} \cdot N$$

$$av_3 := \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{4 \cdot Fv_3 \cdot a}{\pi \cdot \rho_{s3}} = 0.6 \frac{m}{s^2}$$

Caso 1 Densidad 0.8 peatón/m²

$$d.8 := \frac{0.8}{\text{m}^2} \quad n.8 := S \cdot d.8 = 67.2$$

$$M0.8 := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot \frac{0.8}{\text{m}^2} = (4.704 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

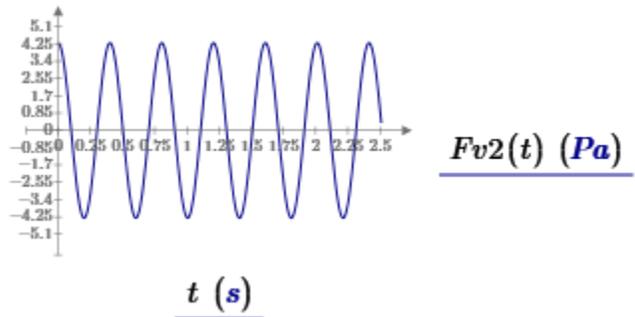
$$M2 := M_{cm} + M0.8 = (4.163 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$\rho s2 := \frac{M2}{L} = (1.388 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$f2 := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho s2}} = 2.48 \text{ Hz}$$

$$\psi2 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } f2 \leq 1 \text{ Hz} \\ 0 \\ \text{else if } f2 \leq 1.7 \text{ Hz} \\ \frac{f2 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f2 \leq 2.1 \text{ Hz} \\ 1 \\ \text{else if } f2 \leq 2.6 \text{ Hz} \\ -\frac{f2 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} \\ 0 \end{array} \right\} = 0.231$$

$$Fv2(t) := d.8 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.8}\right)} \cdot \psi2 \cdot \cos(2 \pi \cdot f2 \cdot t)$$



$$Fv2 := d.8 \cdot 280 \text{ N} \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{\xi}{n.8}\right)} \cdot \psi2 = 4.307 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{N}$$

$$av2 := \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{4 \cdot Fv2 \cdot a}{\pi \cdot \rho s2} = 1.38 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Caso 2 Densidad 1.0 peatón/m²

$$d1 := \frac{1}{m^2} \quad n1 := S \cdot d1 = 84$$

$$M1 := 70 \text{ kg} \cdot S \cdot d1 = (5.88 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

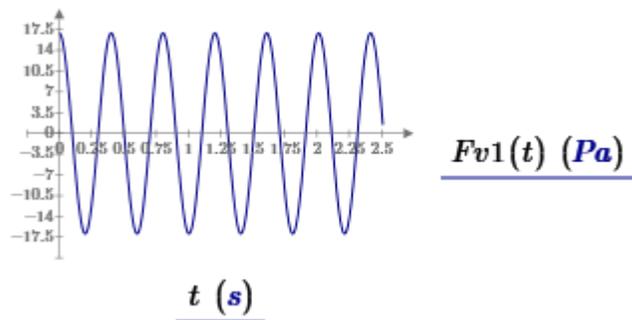
$$M1 := M_{cm} + M1 = (4.281 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$\rho s1 := \frac{M1}{L} = (1.427 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$f1 := \frac{22.4}{(2 \cdot \pi) L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{yy}}{\rho s1}} = 2.45 \text{ Hz}$$

$$\psi1 := \begin{cases} \text{if } f1 \leq 1 \text{ Hz} \\ 0 \\ \text{else if } f1 \leq 1.7 \text{ Hz} \\ \frac{f1 - 1 \text{ Hz}}{1.7 \text{ Hz} - 1 \text{ Hz}} \\ \text{else if } f1 \leq 2.1 \text{ Hz} \\ 1 \\ \text{else if } f1 \leq 2.6 \text{ Hz} \\ \frac{f1 - 2.1 \text{ Hz}}{2.6 \text{ Hz} - 2.1 \text{ Hz}} + 1 \\ \text{else} \\ 0 \end{cases} = 0.3$$

$$Fv1(t) := d1 \cdot 280 \text{ N} \cdot 1.85 \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{n1}\right)} \cdot \psi1 \cdot \cos(2 \pi \cdot f2 \cdot t)$$



$$Fv1 := d1 \cdot 280 \text{ N} \cdot 1.85 \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{n1}\right)} \cdot \psi1 = 16.928 \frac{1}{m^2} \cdot \text{N}$$

$$av1 := \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{4 \cdot Fv1 \cdot a}{\pi \cdot \rho s1} = 5.29 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

7.4.1 Etapa 5 Verificación del Nivel de Confort.

En la etapa 4 se obtuvo unas aceleraciones de 0.60m/s^2 que corresponde a un nivel de confort medio, para el caso 1 con una densidad de 0.5peatones/m^2 , de 1.38 ms^2 que corresponde a un nivel de confort mínimo, para el caso 1 con una densidad de 0.8 Peatones/m^2 , para el Caso 2 una densidad de 1.0 Peatones/m^2 la aceleración es de 5.29 m/s^2 que corresponde a un nivel de confort inaceptable.

7.4.1 Análisis de Resultados.

- Se analizó la pasarela considerando las propiedades mecánicas y dinámicas tal cual se presenta en la memoria de cálculo del diseño original y se verificaron nuevamente el cumplimiento de las ecuaciones (6-1) y (6-2).
- Se realizó el análisis de desempeño dinámico siguiendo la metodología del Setra, para las 3 densidades de peatones verificando los niveles de confort para cada caso.
- Considerando que la pasarela se definió como clase 2 solo se debía revisar los niveles de confort para el caso 1 con densidad $0.8\text{ Peatones por metro cuadrado}$ y el caso 3 correspondiente para el segundo armónico que no se consideró por ser una pasarela de un solo tramo.
- El nivel de confort para el caso 1 con densidad de $0.8\text{ Peatones por metro cuadrado}$, resultó en una aceleración de 1.38 ms^2 , califica en un nivel de confort Mínimo que puede ser percibido por algunos peatones.
- Aunque por ser una pasarela definida como clase 2, no se requiere la verificación del caso 2 con densidades de $1.0\text{ peatones por metro cuadrado}$, su resultado de 5.29 m/s^2 , pudo haber alertado al diseñador de que la pasarela es susceptible a resonancia y debían tomarse medidas para evitar la posibilidad de ocurrencia.

8. CONCLUSIONES

Los principales aportes de este trabajo de profundización se pueden resumir de la siguiente manera:

- Basados en el análisis de resultados del apartado 7.2.6, el métodos de la (AASTHO, 2012), de limitar las frecuencias fundamentales verticales y horizontales de la pasarela a un límite inferior de 3Hz y 1.3Hz respectivamente, podemos concluir que es un método eficaz para diseñar pasarelas peatonales con niveles de confort máximos y aceleraciones imperceptibles para el peatón. De esta manera se garantiza que las frecuencias fundamentales de la pasarela y el peatón tengan un factor de $\beta=1.5$, lo que en un sistema con amortiguamiento viscoso en el rango de $\xi=(0.004-0.01)$, produce que la respuesta dinámica se retrase a la excitación y la amplificación dinámica sea menor a la unidad $A(\beta)=0.8$ obteniendo amplitudes de aceleraciones menores a la respuesta estática.
- Este método si bien es eficaz no es eficiente económicamente, ya que no considera ni la clase de pasarela en función del nivel de tráfico como lo hace el Setra, ni considera los rangos de aceleraciones para los distintos niveles de confort como se definen en el Setra, esto obliga aun teniendo condiciones distintas de tráfico e importancia a diseñar todas las pasarelas con un mismo criterio, impidiendo diseñar pasarelas menos rígidas que sus frecuencias estén en los rangos con riesgo de resonancia y aun así tengan niveles de confort adecuados el nivel de tráfico esperado, por lo cual no permite tener diseños que se ajusten a las necesidades específicas del proyecto..
- Se analizaron las 5 familias y 3 especímenes por familias, determinando con la ecuación (6-1) , que solo en la Familia 1 se obtuvieron resultados en el rango frecuencias adecuados para pasarelas, en el resto de las familias se obtuvieron frecuencias cercanas a cero o negativas, En relación a la ecuación (6-2) que es el despeje de la (6-1) masa en función de frecuencia todos los especímenes cumplen el límite inferior de masa aun así 15 especímenes clasificaron en un nivel de confort mínimo y 9 casos clasificaron en nivel de confort inaceptable, es decir 24 casos tienen aceleraciones mayores a 1 m/s^2 con un máximo de 13 m/s^2 . Por lo anterior se puede concluir que las ecuaciones propuestas por la AASTHO, no son eficaces para diseñar pasarelas peatonales con niveles de confort adecuados peatón y pudiera dar un falso positivo en el diseño.
- En el caso real 2, se pudo observar que la pasarela cumplía los requisitos de las ecuaciones (6-1) y (6-2), pero cuando fue analizado con el método del Setra se evidenciaron niveles de confort mínimos para el caso 1 con 0.8 peatón por metro cuadrado e inaceptables para el caso de 1 peatón por metro cuadrado, valores coherentes con el comportamiento real de la estructura que debió ser reforzada con un apoyo intermedio para mantener los niveles de confort adecuados.
- Se observó que las ecuaciones (6-1) y (6-2), derivadas del método Allen & Murray (1993), fueron planteadas considerando un amortiguamiento crítico del $\xi=1.0\%$, valor que en casos de estructuras metálicas y mixtas es del orden del 0.2% y 0.4%, separándose así el método de las propiedades reales de las estructuras. También se observó que, cuando la masa de la estructura se acerca a los 180Kips, las ecuación (6-1) pierde coherencia y da como resultados frecuencias cercanas a cero o negativas cuando la masa sobrepasa los 180 Kips. En esos mismos casos cuando se evalúa la ecuación (6-2) el rango inferior de la masa

siempre es menor que la masa real de la estructura por lo cual se cumpliría la condición resultando en casos de falsos positivos.

- Es relevante mencionar que cuando se analizó el caso real 1 cuyo amortiguamiento es $\xi = 2.0\%$, valor superior al considerado en las ecuaciones de Allen & Murray (1993), el comportamiento de las estructuras fue adecuado y no se presentaron niveles de vibraciones excesivas, en cambio en el caso real 2 donde el amortiguamiento de la estructura $\xi = 0.4\%$, se evidenciaron vibraciones excesivas tanto en los análisis con la metodología Setra como en el comportamiento real de la estructura.
- Es relevante se analicen en futuras investigaciones las razones por las cuales en algunos casos las ecuaciones dan valores coherentes y las pasarelas tienen niveles de confort adecuados, en otros casos las ecuaciones cumplen pero las pasarelas no tienen niveles de confort adecuados y en otros casos las ecuaciones dan resultados que no tienen coherencia física.
- En los casos donde en el diseño se presenten frecuencias fundamentales menores al límite de frecuencias establecido por la AASTHO, se recomienda usar análisis dinámicos detallados como el Setra, que permite identificar la respuesta dinámica por lo cual se pudiera tomar mejores decisiones en cuanto a una posible optimización o si se requiere hacer modificaciones en las etapas de diseño para que se cumplan con el nivel de confort requerido.
- La comparación entre el método analítico y la respuesta de los modelos computacionales podemos afirmar que; el método analítico de cálculo de frecuencias y aceleraciones máximas expuesto en el apartado 5.11, permite de manera rápida realizar análisis dinámicos en pasarelas con diferentes condiciones de apoyo, estas fórmulas permiten evaluar la metodología del Setra, sin necesidad de utilizar softwares y modelos complejos. Se recomienda implementar este método en etapas tempranas del diseño, para hacer ajustes rápidos y como elemento de redundancia para corroborar resultados.
- Como se pudo observar en el caso real 1, correspondiente a pasarela EAFIT, tanto analíticamente y con la modelación computacional de la pasarela, se obtuvieron frecuencias mayores a las obtenidas en pruebas de vibraciones ambientales, lo que nos recuerda la importancia que tienen los parámetros a largo plazo en la modelación y sus efectos en los resultados de las frecuencias, pudiendo llegar a tener conclusiones erradas en cuanto a si la pasarela se encuentra dentro de las frecuencias de riesgo o tiene niveles de confort adecuado. Es por ello que es muy importante que el ingeniero considere las hipótesis de modelación más realistas posibles en especial condiciones de apoyo, efectos a corto y mediano como fisuración en el concreto, flujo plástico, retracción, relajación en el acero y otras condiciones.
- Es común que luego de la construcción de pasarelas peatonales se realicen pruebas de cargas estáticas y de vibración forzada. Adicionalmente a estos ensayos o en sustitución de la prueba de vibración forzada recomendamos la implementación de análisis de vibraciones ambientales debido tanto a su simplicidad como confiabilidad de resultados, con la cual se pueden identificar las propiedades dinámicas y corroborar el comportamiento real de la misma obteniendo las frecuencias fundamentales y el amortiguamiento. Con esta información el ingeniero podrá corroborar si sus hipótesis de modelación fueron adecuadas y hacer ajustes para los futuros trabajos.

9. REFERENCIAS

- AASHTO. (2012). *LRFD guide specifications for the design of pedestrian bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- Allen & Murray. (1993). Design Criterion for Vibrations Due to Walking,. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 30, 117-129.
- asociacion colombiana de ingenieria sismica. (2014). *Norma Colombiana de diseno de puentes CCPI4*.
- Bachmann, H., Ammann, W. J., Deischl, F., Eisenmann, J., Floegl, I., Hirsch, G. H., Klein, G. K., Lande, G. J., Mahrenholtz, O., Natke, H. G., Nussbaumer, H., Pretlove, A. J., Rainer, J. H., Saemann, E.-U., Steinbeisser, L., & Birkh??user (Firm). (1997). *Vibration problems in structures: Practical guidelines*.
- Bachmann, H., & Walter Ammann. (1987). *VIBRATION IN STRUCTURES induced by men and machines*. IABSE.
- Blanchard, J., Davies, B. L., & Smith, J. W. (1977). *Design criteria and analysis for dynamic loading of footbridges*.
- British Standard. (2003). *Code of practice for the design and construction of steel, concrete and composite bridges*. British Standard.
- Cardona, Darline. (2013). *MEMORIAS DE CÁLCULO Puente Doble Calzada Pan de Azúcar L = 30.0m Rev. 2*.
- Comité Europeo de Normalizacin. (2000). *Eurocodigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón Parte 4: Depósitos y estructuras de contención*. AENOR. <https://books.google.com.co/books?id=cgtBjwEACAAJ>
- Comité Europeo de Normalización. (1998). *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. UNE-ENV 1991-2-3: Acciones en estructuras, cargas de nieve*. AENOR. <https://books.google.com.co/books?id=dxfuwwEACAAJ>
- Commission, E., Research, D.-G. for, Innovation, Feldmann, M., Heinemeyer, C., & Butz, C. (2009). *Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges*. Publications Office.
- Dallard P, Low and R.M, Ridsdill Smith, S. Le Bourva, A.J. Fitzpatric, & A. Flint. (2001). The London Millennium footbridge. *Struct. Engineer*, 79, 17-33.
- Euro-International Committee for Concrete (Ed.). (1991). *Vibration problems in structures: Practical guidelines*. Comité Euro-International du Béton.
- Feldmann, M. (Ed.). (2010). *Human-induced vibration of steel structures (Hivoss)*. Off. for Official Publ. of the European Communities.
- Fernández L.D, Gómez F, & Monroy A. (2020). *Análisis de Vibraciones Puente Peatonal Eafit A.M.Y L.D.F. EAFIT*.
- Fujino, Y., Pacheco, B. M., Nakamura, S.-I., & Warnitchai, P. (1993). Synchronization of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22(9), 741-758. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290220902>
- Fujino, Y., & Siringoringo, D. M. (2016). A Conceptual Review of Pedestrian-Induced Lateral Vibration and Crowd Synchronization Problem on Footbridges. *Journal of Bridge Engineering*, 21(8), C4015001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000822](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000822)

- F.W Galbarith, M. V Barton. (1970). *Cround Loading from Footsteps*.
- Galilei, G. (1638). *Discurso y demostración matemática, en torno a dos nuevas ciencias*.
- Harper, F. C., Warlow, W. J., & Clarke, B. L. (1961). *The forces applied to the floor by the foot in walking*. National Building Studies, London.
- Henaó, David. (2013). *IDENTIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UNA ESTRUCTURA SOMETIDA A VIBRACIÓN AMBIENTAL EMPLEANDO ANÁLISIS ESPECTRAL*. Univerdsidad EAFIT.
- ISO 10137. (2007). *International Organization for Standardization ISO 10137 Bases for design of structures-Serviceability of buildings and walkways against vibration*.
- Kerr, S. C. (1999). *Human induced loading on staircases*. University of London, University College London (United Kingdom).
- Leonard, D. R. & Road Research Laboratory. (1966). *Human Tolerance Levels for Bridge Vibration*. Road Research Laboratory. <https://books.google.com.co/books?id=yFz5HAAACAAJ>
- Maraveas, C., Fasoulakis, Z., & Tsavdaridis, K. (2015). A Review of Human Induced Vibrations on Footbridges. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 8. <https://doi.org/10.3844/ajeassp.2015.422.433>
- Matsumoto, y. (1978). *Dynamic design of footbridges*.
- Paz, M., & Kim, Y. H. (2019). *Structural Dynamics: Theory and Computation* (6th ed. 2019). Springer International Publishing : Imprint: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-94743-3>
- Pheasant, S. T. (1981). A Review of: "Human Walking". By V. T. INMAN, H.J. RALSTON and F. TODD. (Baltimore, London: Williams & Wilkins, 1981.) [Pp.154.]. *Ergonomics*, 24(12), 969-976. <https://doi.org/10.1080/00140138108924919>
- Racic, V., Pavic, A., & Brownjohn, J. M. W. (2009). Experimental identification and analytical modelling of human walking forces: Literature review. *Journal of Sound and Vibration*, 326(1), 1-49. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2009.04.020>
- Restrepo, J.C. (2017). "DESARROLLO PROTOCOLO DE CARGA PUENTE PEATONAL EAFIT - 257-EAFIT-UHPC-CARGA".
- service d'Études, techniques, des routes, & Setra. (2006). *Setra Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*.
- Setra. (2006). *Footbridges-Assessment of dynamic behaviour under the action of pedestrian* (Sétra, Ed.).
- Sfintesco, D., & Soize, C. (1980). ECCS-RECOMMENDATIONS FOR THE CALCULATION OF WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES. En J. E. CERMAK (Ed.), *Wind Engineering* (pp. 1319-1325). Pergamon. <https://doi.org/10.1016/B978-1-4832-8367-8.50122-4>
- Venuti, F., & Luca, B. (2009). Crowd-structure interaction in lively footbridges under synchronous lateral excitation: A literature review. *Physics of Life Reviews*, 6, 176-206. <https://doi.org/10.1016/j.plrev.2009.07.001>
- Wheeler, J. (1980). *Pedestrian induced vibrations in footbridges*. 10(3).
- Zivanovic, S., Pavic, A., & Reynolds, P. (2005). Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: A literature review. *Journal of Sound and Vibration*, 279, 1-74. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2004.01.019>