

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“RESPUESTA DINÁMICA DE PUENTES PEATONALES EN
LA DIRECCIÓN LATERAL FRENTE A CARGAS
PEATONALES”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

JULIO ALFREDO LEÓN DEZA

ASESOR

Dr. VICTOR SÁNCHEZ MOYA

LIMA- PERÚ

2018

© 2018, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

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

León Deza, Julio Alfredo

jleond@uni.pe

988887460 – 992547941 – 01 6088846

A mis padres.....
A mis tíos y tías.....
A mis primos y primas.....
A toda mi Familia.....

ÍNDICE

ÍNDICE	1
RESUMEN.....	4
ABSTRACT	5
PRÓLOGO	6
LISTA DE TABLAS	8
LISTA DE FIGURAS.....	11
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	16
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	18
1.1 GENERALIDADES.....	19
1.2 PROBLEMÁTICA.....	20
1.3 OBJETIVOS.....	21
1.3.1 Objetivo General	21
1.3.2 Objetivos Específicos.....	22
1.4 HIPÓTESIS.....	22
1.5 RESUMEN DE CAPÍTULOS	22
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	24
2.1 REVISIÓN DE LA LITERATURA.....	24
2.2 COMPORTAMIENTO DINÁMICO	30
2.2.1 Sistema de un grado de libertad (1gdl).....	31
2.2.2 Análisis numérico tiempo historia	34
2.2.3 Modelos de sistema peatón-puente.....	37
2.3 MEDICIONES EXPERIMENTALES	38
2.3.1 Vibración ambiental.....	39
2.4 EFECTOS DINÁMICAS INDUCIDOS POR CARGA PEATONAL.....	39
2.4.1 Antecedentes	39
2.4.2 Marco teórico	45
2.4.2.1 Vibraciones Lateral producidas por peatones	45

2.4.2.2	Clases de puentes peatonales (densidad peatonal)	49
2.4.2.3	Nivel de Confort.....	50
2.4.2.4	Amortiguamiento.	52
2.4.3	Control de los efectos dinámicos (Normativa)	54
2.4.3.1	Etapa de Diseño.....	55
2.4.3.2	Etapa de servicio.....	59
2.5	CARGAS PEATONALES	61
2.5.1	Características de carga de un solo peatón	62
2.5.2	Características de carga de grupo de personas	68
2.5.3	Características de carga vandálica (excitación deliberada).....	69
2.6	ANÁLISIS DE MODELOS DE CARGA PEATONAL	69
2.6.1	Modelo de carga peatonal 1 (MCP 1).....	72
2.6.1.1	Modelo de carga peatonal para un solo peatón.	76
2.6.1.2	Modelo de carga peatonal para un grupo de peatones.....	77
2.6.1.3	Modelo de carga peatonal para un flujo de peatones.	78
2.6.2	Modelo de carga peatonal 2 (MCP 2).....	79
2.6.2.1	Modelo de carga peatonal para un solo peatón.	82
2.6.2.2	Modelo de carga peatonal para un grupo de peatones.....	83
2.6.2.3	Modelo de carga peatonal para un Flujo continuo de peatones.	84
2.6.3	Modelo de carga peatonal 3 (MCP 3).....	86
2.6.3.1	Modelo de carga peatonal para un solo peatón.	87
2.6.3.2	Modelo de carga peatonal para grupos de peatones.	87
2.6.4	Modelo de carga peatonal 4 (MCP 4).....	90
2.6.4.1	Modelo de carga peatonal para un solo peatón.	91
2.6.4.2	Modelo de carga peatonal para grupos de peatones.	91
2.6.5	Modelo de carga peatonal 5 (MCP 5).....	93
2.6.5.1	Modelo de carga peatonal para un solo peatón.	94
2.6.5.2	Modelo de carga peatonal para un grupo de peatones.....	95

2.6.5.3	Modelo de carga peatonal para un flujo de peatones.	95
2.6.6	Análisis de Modelos de Carga.....	97
CAPÍTULO III: MEDICIONES EXPERIMENTALES.....		106
3.1	Descripción de la estructura en estudio.....	106
3.2	Descripción de la estructuración del puente peatonal en estudio	107
3.3	Metodología de medición	111
3.3.1	Equipo a utilizar.....	112
3.3.2	Análisis de modelo virtual.....	113
3.3.2.1	Modelamiento de elementos finitos del puente.	114
3.3.2.2	Resultados obtenidos del modelamiento por elementos finitos.....	118
3.3.3	Trabajo de campo	119
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS		122
4.1	Modelos de cargas peatonales.....	122
4.2	Mediciones.....	127
4.2.1	Primera etapa	127
4.2.2	Segunda etapa.....	130
4.2.3	Tercera etapa.....	140
CONCLUSIONES.....		145
RECOMENDACIONES.....		153
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		155
ANEXOS		159
ANEXO A:	NÚMERO CRÍTICO DE P. DALLARD (DALLARD).....	159
ANEXO B:	MANUAL STRAIN INDICATOR Y STRAININDICATOR.EXE	164
ANEXO C:	FACTORES DE CARGA DINÁMICA (DLFs) PARA DIFERENTES AUTORES	167
ANEXO D:	RESULTADOS DE MEDICIONES (DATOS)	168

RESUMEN

En las últimas décadas del siglo XX e inicios del siglo XXI numerosos puentes peatonales experimentaron desplazamientos excesivos en la dirección lateral, causando en los peatones dificultades para cruzar el puente y muy frecuentemente requiriendo caras reparaciones. Esta investigación estudia el problema de las vibraciones laterales producidas por el cruce de peatones en puentes peatonales a través de modelos matemáticos representativos usados en la literatura técnica, y su comparación con resultados reales de mediciones y análisis de vibración lateral de la pasarela adyacente al puente peatonal "Rayitos de Sol" que cruza en río Rímac cerca al centro de Lima. Este puente en particular presentaba excesivas vibraciones laterales desde su construcción en 2006 hasta el momento que fue desarrollada esta tesis en 2016. Esta situación particular constituyó un estado ideal para el desarrollo del trabajo experimental que es parte de esta tesis.

ABSTRACT

In the last decades of 20th century and beginning of 21st century numerous footbridges experienced excessive displacements in the lateral direction, causing the pedestrians, difficulties to cross over the footbridge and very often requiring expense repairs. This research studies the problem of the lateral vibrations produced by the pedestrian crossing in footbridges by means of mathematical models presently used in the technical literature, and its comparison with actual results of the measurement and analysis of the lateral vibration of a footbridge adjacent to the “Rayitos del Sol” footbridge that crosses the Rímac river next to the centre of Lima. This particular footbridge presented excessive lateral vibrations since its construction in 2006 until the time this thesis was developed in 2016. This particular situation constituted an ideal set up for the experimental work developed as part of this thesis, since it allowed to test and give support to some of the theories and models analyzed in this thesis.

PRÓLOGO

La presente tesis estudia un fenómeno particular de las cargas peatonales que no se consideraba un aspecto crítico en el análisis y diseño de los puentes peatonales. Nos referimos a la necesidad de considerar cargas peatonales en la dirección horizontal y referida a problemas de resonancia. Lo que era bastante conocido era el paso peatonal sincronizado en la dirección vertical, como el paso de soldados marchando, y lo cual se recomendaba evitar. Como resultado del problema ocurrido en Londres durante la inauguración del puente peatonal Millenium, un diseño innovador y de cierta espectacularidad, que comenzó a vibrar excesivamente en la dirección horizontal, y que originaba que los peatones perdieran el equilibrio. Esta ocurrencia de gran difusión a nivel mundial originó un gran interés en el campo de la ingeniería, con numerosos estudios e investigaciones tanto teóricas como experimentales, a fin de caracterizar las cargas horizontales dinámicas producidas en puentes peatonales tanto en magnitud como en frecuencias, relacionándolas con la densidad del tráfico peatonal.

Como resultado del interés del tesista en esta campo de investigación y la poca difusión del tema en el país, unido esto a un problema vibraciones conocido que estaba ocurriendo en una pasarela contigua al puente peatonal atirantado Rayitos del Sol que cruza la vía de Evitamiento, que consistía en vibraciones excesivas en la dirección horizontal del tipo de resonancia, es que se decidió en plantear y desarrollar la presente tesis.

Un primer aspecto importante desarrollado en la tesis, es la medición y análisis de vibraciones en el puente Rayitos del Sol y la pasarela contigua para diferentes condiciones de tráfico peatonal. Este trabajo fue realizado en forma conjunta con la empresa Tecnodinámica SRL y su Ing. Electrónico Percy Pariguana.

El siguiente trabajo importante fue el modelamiento del comportamiento dinámico de la estructura y su análisis numérico mediante el programa SAP2000, y la comparación de estos resultados con los resultados experimentales. Un primer cálculo comprendió la determinación de las frecuencias naturales y de los principales modos de vibración.

Otro resultado importante fue al modelar la estructura real para reproducir la condición de resonancia observada, aplicando los modelos de carga peatonal dinámica existentes en la literatura, ninguno de ellos permitía obtener la condición de resonancia medida experimentalmente, con resultados bastante alejados.

Considerando que las características dinámicas de la pasarela muestran que su frecuencia natural se encuentra dentro del rango no recomendado y lo cual explica se estén produciendo estos fenómenos de resonancia en el funcionamiento de la pasarela. Aprovechando esta condición de resonancia y de los resultados experimentales obtenidos, a manera de calibración, se puede hacer una propuesta de carga dinámica peatonal, que significaría incrementar la magnitud de las cargas propuestas equivalentes a un 10% del peso peatonal en un 37%, es decir equivalente al 13.7% del peso peatonal, y la frecuencia debería ser la frecuencia natural de la estructura, lo cual obviamente produciría la resonancia, pero en la práctica significaría, que para puentes peatonales cuya frecuencia natural se encuentra en el rango de frecuencias del paso peatonal, a medida que se incrementa la densidad peatonal, la frecuencia de esta se va sincronizando con la frecuencia natural del puente.

LISTA DE TABLAS

Tabla II-1 Datos del ejemplo de una viga simplemente apoyada.	34
Tabla II-2 Comparación de frecuencias.	35
Tabla II-3 Comparación de desplazamientos.	36
Tabla II-4 Comparación de respuestas dinámicas.	36
Tabla II-5 Clases de puentes Peatonales por densidad de personas según Sétra, 2006.	49
Tabla II-6 Clases de puentes Peatonales por densidad de personas según Research Fund for Coal and Steel, 2008.	50
Tabla II-7 Categorías de acuerdo a la investigación del FEUP.	51
Tabla II-8 Rango de aceleraciones (m/s^2) para vibración lateral (Sétra, 2006)...	51
Tabla II-9 Sensación de confort de acuerdo al ISO 10137.	52
Tabla II-10 Factores de Amortiguamiento Critico a ser tomado en cuenta (Sétra, 2006).	53
Tabla II-11 Factores de Amortiguamiento de acuerdo al material de construcción (Butz, 2008).	54
Tabla II-12 Factores de Amortiguamiento de acuerdo al material de construcción Eurocode (Butz, 2008).	54
Tabla II-13 Rango de frecuencia (Hz) para la vibración lateral. Rango 1: Máximo riesgo de resonancia; Rango 2: Medio riesgo de resonancia; Rango: Poco riesgo de resonancia para situaciones de carga estándar; Rango 4: Insignificante riesgo de resonancia (Sétra, 2006)	57
Tabla II-14 Aceleración máxima permisible EN 1990-2(2002).	59
Tabla II-15 Aceleraciones máximas según la clase de confort EN 1991-2 DK NA (2009).	59
Tabla II-16 Rangos Típicos de Frecuencia para diferentes tipos de Caminata (Bachmann et al., 2002).	66
Tabla II-17 Mediciones de la frecuencia de paso peatonal por varios autores (Kobayashi, 2011).	67
Tabla II-18 Ejemplo de un Puente peatonal simplemente apoyado.	70
Tabla II-19 Factor n' para diferentes casos de carga.	74
Tabla II-20 Parámetros para carga de un solo peatón.	76
Tabla II-21 Parámetros para carga de un grupo de peatones.	77
Tabla II-22 Parámetros para carga de un flujo de peatones.	78
Tabla II-23 Parámetros para carga de un solo peatón (MCP 2)	82

Tabla II-24 Parámetros para modelo de carga de un grupo de peatones (MCP 2)	83
Tabla II-25 Parámetros para modelo carga de un Flujo de peatones (MCP 2)...	84
Tabla II-26 DLFs para el MCP 3.	87
Tabla II-27 DLFs para el MCP 3.	91
Tabla II-28 DLFs para el MCP 5.	94
Tabla II-29 Casos para la aplicación de modelos de carga.	97
Tabla II-30 Respuesta dinámica del estado de carga de un solo peatón del MCP 1.	98
Tabla II-31 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.20 P/m^2$) del MCP 1.	98
Tabla II-32 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.60 P/m^2$) del MCP 1.	99
Tabla II-33 Respuesta dinámica del estado de carga de un Flujo de peatones ($d = 1.00 P/m^2$) del MCP 1.	99
Tabla II-34 Respuesta dinámica del estado de carga de un peatón del MCP 2.	100
Tabla II-35 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.20 P/m^2$) del MCP 2.	100
Tabla II-36 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.60 P/m^2$) del MCP 2.	101
Tabla II-37 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.20 P/m^2$) del MCP 3.	101
Tabla II-38 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.60 P/m^2$) del MCP 3.	102
Tabla II-39 Respuesta dinámica del estado de carga de un Flujo de peatones ($d = 1.00 P/m^2$) del MCP 3.	102
Tabla II-40 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.20 P/m^2$) del MCP 4.	103
Tabla II-41 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.60 P/m^2$) del MCP 4.	103
Tabla II-42 Respuesta dinámica del estado de carga de un Flujo de peatones ($d = 1.00 P/m^2$) del MCP 4.	104
Tabla II-43 Respuesta dinámica del estado de carga de un Flujo de peatones ($d = 1.00 P/m^2$) del MCP 5.	104

Tabla III-1 Propiedades de los materiales.....	115
Tabla IV-1 Datos medidos en campo.....	128
Tabla IV-2 Diferencia entre frecuencia medida y frecuencias simuladas.....	130
Tabla IV-3 Eventos de carga peatonal.....	131
Tabla IV-4 Parámetros de modelo de carga peatonal 1.....	133
Tabla IV-5 Forma de modelos de carga MCP 1 para eventos medidos.....	134
Tabla IV-6 Forma de modelos de carga MCP 2 para eventos medidos.....	135
Tabla IV-7 Forma de modelos de carga MCP 2 para eventos medidos.....	135
Tabla IV-8 Forma de modelos de carga MCP 3 para eventos medidos.....	136
Tabla IV-9 Forma de modelos de carga MCP 4 para eventos medidos.....	137
Tabla IV-10 Parámetros del MCP 5 para eventos medidos.....	138
Tabla IV-11 Forma de modelos de carga MCP 4 para eventos medidos.....	139
Tabla IV-12 Comparativo de frecuencias laterales de paso (Hz).....	140
Tabla IV-13 Aceleraciones (m/s ²) de la estructura medidas y simuladas.....	141
Tabla IV-14 Valores del factor de amplificación del modelo de carga propuesto.	144
Tabla D-1 Resultado de medición dirección Vertical.....	168
Tabla D-2 Resultado de medición dirección Lateral.....	171

LISTA DE FIGURAS

Figura N° II-1 Modelos de carga lateral de un peatón (propia autoría).....	28
Figura N° II-2 Modelo de carga lateral de un peatón, Heinemeyer y Feldman, 2008.	28
Figura N° II-3 Distribución del Modelo de carga peatonal (carga sinusoidal) en el tiempo según Heinemeyer y Feldman, 2008. (Propia autoría)	29
Figura N° II-4 Sistema masa-resorte-amortiguador.....	32
Figura N° II-5 Modelos de sistema Peatón – Puente. (a) modelo de movimiento de fuerza pulsante; (b) Modelo de movimiento de masa con fuerza pulsante; (c) Modelo de movimiento masa-resorte-amortiguador con fuerza pulsante.	37
Figura N° II-6 Advertencia junto al puente Albert de Londres, Fuente: https://en.wikipedia.org/wiki/Albert_Bridge,_London	40
Figura N° II-7 Puente Angers sobre el rio Maine, Francia. Fuente: https://www.alamy.com	40
Figura N° II-8 Puente Parque Toda, Puente peatonal atirantado de acero con luces de 45 m y 134 m, ubicado en la ciudad de Toda, Japón.	41
Figura N° II-9 Puente John A. Roebling, Puente peatonal colgante, su luz principal es de 322 m.....	41
Figura N° II-10 Vista del puente Solferino. Fuente: Sétra.....	42
Figura N° II-11 Vista del puente Millenium. Fuente: http://www.cambridge2000.com/gallery/html/P7217693.html	43
Figura N° II-12 Vista de la pasarela del puente Rayito de Sol, año 2016. Fuente: autoría propia.	44
Figura N° II-13 Vistas de puente peatonal en Autódromo de Oberá, Argentina. Izquierda puente original. Derecha, estructura reforzada. D. Brisson, 2014.....	45
Figura N° II-14 Aproximación del movimiento del centro de gravedad de una persona en una caminata.	46
Figura N° II-15 Vista esquemática de la relación entre la densidad promedio de la multitud y la distribución de la frecuencia de paso (Ingólfsson, 2011).....	48
Figura N° II-16 Metodología de análisis Dinámico de Puentes Peatonales	56
Figura N° II-17 Curva base de aceleración para vibración lateral ISO 10137.....	58
Figura N° II-18 Formas de movimiento, (a) caminar, (b) correr y (c) saltar.....	61
Figura N° II-19 Velocidad de caminata en función de la edad para hombres y mujeres (Ingólfsson, 2011).	62

Figura N° II-20 Formas típicas de la fuerza ejercida por un peatón al dar un paso en la dirección (a) vertical, (b) lateral y (c) longitudinal (Andriacchi et al., 1977).	63
Figura N° II-21 Patrones típicos de fuerza vertical para diferentes tipos de actividad humana, desde caminata lenta, normal, enérgica, rápida, trote lento y correr (Wheeler, 1982).....	64
Figura N° 0-22 Distribución Normal de pasos de Peatones (Matsumoto, 1978).	65
Figura N° II-23 Frecuencia de las Fuerzas Verticales y Laterales (Hauksson, 2005).	65
Figura N° II-24 Densidad de probabilidad de las Frecuencias de paso (Butz et al., 2008).	66
Figura N° II-25 Forma completa de la caminata en la dirección vertical, lateral y longitudinal.	67
Figura N° II-26 Aplicación de carga acorde a la configuración de la forma modal.	70
Figura N° II-27 Forma 1 de aplicación de Modelos de Carga.....	71
Figura N° II-28 Forma 2 de aplicación de Modelos de Carga.....	71
Figura N° II-29 Forma 3 de aplicación de Modelos de Carga.....	72
Figura N° II-30 Esquema de aplicación de los Modelos de Carga 1.....	72
Figura N° II-31 Aproximación de la velocidad de caminata en relación a la densidad peatonal (Butz et al., 2008).....	73
Figura N° II-32 Frecuencia lateral de la Estructuras vs. Coeficiente de reducción ψ (Heinemeyer y Feldman, 2008)	74
Figura N° II-33 Diagrama de flujo para la aplicación del Modelos de Carga 1....	75
Figura N° II-34 Comparación de estados de carga para el Modelo de carga peatonal 1.....	79
Figura N° II-35 Factor de Sincronización Lateral k_L vs. frecuencia de la estructura.....	80
Figura N° II-36 Diagrama de flujo para la aplicación del Modelos de Carga 2....	81
Figura N° II-37 Esquema de aplicación del modelos de carga de un grupo de peatones del MCP 2.	83
Figura N° II-38 Comparación de estados de carga para un peatón y grupo de peatones para el MCP 2.	85
Figura N° II-39 Estado de carga para un flujo continuo de peatones para el MCP 2.	85

Figura N° II-40 Estado de carga para un grupo de peatones de 0.20 personas/m ² sincronizados $m = n$ y no sincronizados $m = \sqrt{n}$ para el MCP 3.	89
Figura N° II-41 Estado de carga para un peatón, grupo de peatones de 0.20 personas/m ² y grupo de peatones de 1.00 personas/m ² no sincronizados $m = \sqrt{n}$ para el MCP 3.....	89
Figura N° II-42 Estado de carga para un grupo de peatones de 1.00 personas/m ² sincronizados $m = n$ y no sincronizados $m = \sqrt{n}$ para el MCP 4.	92
Figura N° II-43 Estado de carga para un peatón, grupo de peatones de 0.20 personas/m ² y grupo de peatones de 1.00 personas/m ² no sincronizados $m = \sqrt{n}$ para el MCP 4.....	93
Figura N° II-44 DLF vs. Frecuencia de paso de 1024 mediciones. (Butz et al., 2008)	94
Figura N° II-45 Estado de carga para un grupo de peatones de 1.00 personas/m ² sincronizados y no sincronizados para el MCP 5.	96
Figura N° II-46 Estado de carga para un peatón, grupo de peatones de 0.20 personas/m ² y grupo de peatones de 0.60 personas/m ² no sincronizados DLF = 0.04 para el MCP 5.....	96
Figura N° III-1 Puente Rayito de Sol.....	106
Figura N° III-2 Ubicación del Puente Rayito de Sol.....	107
Figura N° III-3 Sección transversal de la pasarela de acceso, vigas pretensadas.	108
Figura N° III-4 Sección transversal de la pasarela de acceso, losa de concreto armado.	108
Figura N° III-5 conexión entre tramos de pasarela.	108
Figura N° III-6 Sección de pilar.	109
Figura N° III-7 Tramo Principal atirantado.	109
Figura N° III-8 Elevación de torre, espaciamiento vertical de cables.	110
Figura N° III-9 Sección transversal de puente en tramo atirantado.	110
Figura N° III-10 Sección transversal de puente en tramo atirantado en viga transversal.	111
Figura N° III-11 Izquierda: Equipo de medición "StrainIndicator"; Derecha superior: UPS batería para trabajo continuo de medición; Derecha inferior: Sensores de medición.	112
Figura N° III-12 Registro de Velocidades del "StrainIndicator.exe".....	113
Figura N° III-13 Modelo tridimensional del puente "Rayito de Sol".	114

Figura N° III-14 Elementos “link”.....	115
Figura N° III-15 Modelo de la sección de pilares en “Section Designer” del SAP2000.	115
Figura N° III-16 Diagrama momento-curvatura.	116
Figura N° III-17 Elementos “link”.....	117
Figura N° III-18 Vista de pasarela con pilares empotrado en terreno.	118
Figura N° III-19 Primer modo de vibración - 0.836 Hz, lateral en el tramo pasarela.....	118
Figura N° III-20 Segundo modo de vibración - 1.455 Hz, vertical en el tramo atirantado.....	118
Figura N° III-21 Tercer modo de vibración – 1.572 Hz, lateral en el tramo atirantado.....	119
Figura N° III-22 Sexto modo de vibración – 2.477 Hz, lateral y vertical en los dos tramos.	119
Figura N° III-23 Equipo de medición en sitio.	120
Figura N° III-24 Ubicación de puntos en el tramo de la pasarela.....	120
Figura N° III-25 Ubicación de puntos en el tramo atirantado.	121
Figura N° IV-1 Aceleración Vs frecuencia de la estructura (Densidad = 1 peatón)	122
Figura N° IV-2 Aceleración Vs frecuencia de la estructura (Densidad = 0.2 peatón/m ²).....	123
Figura N° IV-3 Aceleración Vs frecuencia de la estructura (Densidad = 0.6 peatón/m ²).....	123
Figura N° IV-4 Aceleración Vs frecuencia de la estructura (Densidad = 1.0 peatón/m ²).....	124
Figura N° IV-5 Aceleración Vs r (Densidad = 1.0 peatón/m ²).....	124
Figura N° IV-6 Mayores amplitudes de respuesta para diferentes tipo de caminata.....	126
Figura N° IV-7 Registro de velocidades medido (mm/s ²), vista de SeismoSignal.	127
Figura N° IV-8 Espectro de Fourier. Vista de SeismoSignal.....	127
Figura N° IV-9 Toma fotográfica de la densidad peatonal en el puente Rayito de Sol.	131
Figura N° IV-10 Disposición de la carga peatonal para el caso de carga distribuida.	131

Figura N° IV-11 Disposición de la carga peatonal para el caso de carga Puntual.	132
Figura N° IV-12 Respuesta medida de la estructura frente a carga peatonal. ...	141
Figura N° IV-13 Respuesta simulada de la estructura frente a carga peatonal. 141	
Figura N° IV-14 Aceleraciones (m/s ²) de la estructura medidas y simuladas ...	142
Figura N° IV-15 Aceleraciones (m/s ²) de la estructura simuladas	142
Figura N° IV-16 Aceleraciones (m/s ²) de la estructura Medidas	143
Figura N° IV-17 Esquema de aplicación de Modelo de propuesto.	143
Figura N° IV-18 Valores de A para Modelo propuesto.	144
Figura N° A-1 Aceleración lateral del puente Millenium respecto al número de peatones (P. Dallard et al., 2001).	163
Figura N° B-1 Equipo Strain Indicaor propiedad de Tecnodinámica S.R.L.	164
Figura N° B-2 Interface de StrainIndicator.exe	164
Figura N° B-3 Interface StrainIndicator.exe, Toma de muestras por segundo..	165
Figura N° B-4 Strain Indicator en inicio de pruebas.....	165
Figura N° B-5 Botón para mostrar gráficas.	166
Figura N° B-6 Interface de gráficas del StrainIndicator.exe	166

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

α_n	Factor de carga dinámica (DLF, en inglés Dynamic Load Factor) de la n -ésima armónica.
c	Factor de amortiguamiento
d	Densidad peatonal.
ξ	Amortiguamiento de la estructura.
f	Frecuencia de paso (Hz).
f_D	Fuerza de amortiguamiento
f_S	Fuerza elástica ejercida sobre la masa
F_0	Amplitud de la fuerza excitadora
f_I	Fuerza de inercia de la masa
$f(t)$	Fuerza aplicada externamente
G	Peso de una persona (N).
g	la gravedad
k	Rigidez
λ	Tasa media de peatones que pasan por el ancho del puente (personas / segundo).
m	Masa del sistema dinámico
MCP	Modelo de carga peatonal
NSYN	carga no sincronizada
$n = \lambda T_0$	Número de personas en el puente en cualquier instante de tiempo.
n'	Número de personas equivalentes en la superficie cargada S . dependerá de la densidad en cada caso de carga.
Q_{gl}	Carga armónica de un grupo de peatones en la dirección lateral (N)
Q_{pl}	Carga armónica de un peatón en la dirección lateral (N)
Ω	Frecuencia angular de la fuerza excitadora
Ω_L	Frecuencia de paso lateral
Ω_v	Frecuencia de paso vertical

S	Área Cargada (m^2).
SYN	carga sincronizada
TCn	Clase de tráfico "n"
$T_{lateral}$	Periodo de la caminata en la dirección lateral
$T_{vertica}$	Periodo de la caminata en la dirección vertical
$T_{longitudinal}$	Periodo de la caminata en la dirección longitudinal
T_0	Tiempo (seg) en necesario para cruzar un puente de longitud L a una velocidad v_s . según $T_0 = L/v_s$.
u	Desplazamiento del sistema
\dot{u}	Velocidad del sistema
\ddot{u}	Aceleración del sistema
V	Velocidad de paso

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas del siglo XX e inicios del siglo XXI el estudio del comportamiento dinámico de puentes peatonales ha sido de gran interés para la comunidad científica y especialmente para la Ingeniería Civil, esto debido a grandes acontecimientos ocurridos en donde puentes peatonales colapsaron o tuvieron que ser cerrados para su evaluación producto de que presentaban vibraciones excesivas en su dirección lateral. Por ejemplo el puente Toda (Fujino et al., 2015) que presento notables vibraciones laterales al paso de multitud de peatones, el puente Millennium (P. Dallard, 2001) que fue cerrado el día de su inauguración producto de vibraciones excesivas en la dirección lateral, etc. todas estas por la omisión y/o poco conocimiento sobre el fenómeno de vibración lateral del paso peatonal.

Por otro lado, la representación de una estructura real a través de modelos computacionales basados en modelos matemáticos, ha sido una práctica común para hacer más eficiente el cálculo estructural. Modelos de elementos finitos son elaborados para poder estimar las características dinámicas de estos puentes. No obstante, debido a la incertidumbre existente en las propiedades de los materiales y las simplificaciones realizadas durante el modelamiento, la fiabilidad de los resultados obtenidos son siempre cuestionables si no son comparados y validados con mediciones en campo de las vibraciones dinámicas. Dentro de las diversas técnicas, la medición de las vibraciones ambientales es una de las más simple y eficientes debido a que no necesita de una excitación artificial y su evaluación es relativamente rápida. Trabajos realizados por Chang et al. (2001), Ren y Peng (2004), Lu et al. (2006), Kibboua et al. (2008) han demostrado el acierto de estas mediciones en la determinación de las características dinámicas en puentes similares al de la presente investigación.

La presente investigación hace un estudio teórico experimental del fenómeno de vibración lateral en puentes peatonales, profundizando sobre el fenómeno y modelos de cargas peatonales, y estimando las características dinámicas del puente Rayitos del sol en base a la medición por vibración ambiental.

1.1 GENERALIDADES

Durante mucho tiempo las estructuras han sido sometidas por fuerzas dinámicas que producían en ellas comportamientos no deseados generando daño e incluso colapso de las mismas. Los orígenes más comunes de estas fuerzas dinámicas están en fenómenos naturales como el viento y los sismos, un famoso ejemplo de esto es el puente Tacoma Narrows que producto de fuerzas de vientos colapsó, también se encuentran en fuerzas artificiales como motores de equipos entre otros.

A su vez, con el pasar del tiempo se ha producido una tendencia de mayores demandas arquitectónicas en las estructuras, que acompañado de materiales de construcción con mejores características mecánicas, que en el pasado, han permitido a los ingenieros diseñar estructuras más esbeltas, más delgadas y más estéticas. En la medida en que las estructuras se vuelven más esbeltas y delgadas, también se vuelven más susceptibles a las vibraciones productos de fuerzas dinámicas.

De este manera las fuerzas dinámicas han sido estudiados por largos años, sin embargo las fuerzas dinámica producto de las cargas peatonales es un fenómeno relativamente nuevo en especial el producido para la dirección lateral.

Hasta el inicio del nuevo milenio, todo este tema de investigación no había ganado mucho interés público, incluso en guías y normas internacionales se basaban en métodos simples para la verificación de la capacidad de servicio del puente peatonal, a pesar que ya habían sido publicadas diversas investigaciones sobre el problema de vibración de puentes peatonales como: Fujino et al. (1993), y otros autores. Solo hasta lo ocurrido con el puente Millennium, el cual tuvo que ser cerrado después de su inauguración por problemas de vibraciones excesivas, una nueva rama de investigaciones empezó con el fin de entender el efecto negativo de las multitudes de peatones en puentes peatonales con frecuencias cercanas a la frecuencia de caminata de las personas.

De hecho, muchas estructuras modernas las cuales son diseñadas para el uso cotidiano están propensas a vibraciones debido a que una o más frecuencias

naturales están dentro del rango de frecuencias de la típica actividad humana, como caminar, correr, trotar o saltar. Estas estructuras son típicamente puentes peatonales, oficinas abiertas, escaleras, gimnasios o tribunas.

Ingólfsson (2011), menciona que las vibraciones causadas por las personas son en la mayoría de los casos una cuestión de comodidad, mas no de integridad estructural. Aun así esto llega a ser destacable debido a que el ser humano tiene una baja tolerancia a este tipo de vibraciones perceptibles (Pretlove y Rainer, 1995), por lo que el diseño enfocado a la servicialidad debería ser una disciplina cada vez más importante en la ingeniería civil.

Adicional a esto la finalidad de una estructura civil (puente, edificación, carretera, etc.) es de dar solución a un problema del ser humano frente a la naturaleza, por lo tanto una estructura, como debe ser diseñada para soportar efectos de carga propia y de la naturaleza, también debe de asegurar que en su vida útil el ser humano pueda hacer uso de ella sin ningún tipo de temor o duda. Este estudio se justifica por la necesidad de brindar a los ingenieros civiles que diseñan puentes peatonales el conocimiento de este fenómeno y que puedan verificar la servicialidad de la estructura a partir del confort de las personas en la etapa de diseño.

1.2 PROBLEMÁTICA

De acuerdo a códigos nacionales e internacionales y la poca información acerca del fenómeno de vibración lateral peatonal, el diseño de puentes peatonales ha estado basado solamente en la verificación de cargas estáticas. Sin embargo, especialmente en estructuras esbeltas con un amortiguamiento bajo, estas estructuras muestran deformaciones y aceleraciones significativas, tanto vertical como lateralmente, debido a la excitación casi periódica inducida por peatones que los cruzan.

Esta no evaluación de los efectos dinámicos de la carga peatonal en la etapa de diseño, puede producir en algunos casos consecuencias como la incomodidad de los peatones producto de las vibraciones y vaivenes perceptibles, haciendo que el puente pierda servicialidad y en casos extremos queden inutilizables, por lo cual se generarían futuros gastos para la corrección de estos problemas.

Existen varias guías de cálculo y normativas en las que se incluyen diversos modelos de cargas producidas por humanos, y entre ellos se encuentran aquéllos que modelan un flujo o tránsito de peatones continuo, que es el estado de carga más representativo. Estos modelos aunque se emplean en el dimensionamiento de las estructuras, en general no se confían demasiado en ellos ya que no existen muchos ejemplos de verificación en estructuras ya construidas. Por tanto, es interesante comprobar cómo se comportan estos modelos en estructuras reales en servicio.

En el caso de la realidad peruana, en el Manual de diseño de puentes del Ministerios de Transportes y Comunicaciones, este fenómeno no es mencionado y se limita a exigir cargar al puente con carga estática distribuida. Por lo que este vacío en la normativa nacional puede involucrar consecuencias negativas en futuros diseños.

Para la presente investigación, el puente Rayitos de Sol fue elegido como estructura de estudio debido a la preocupación de la comunidad frente a los movimientos excesivos en la dirección transversal de la estructura, específicamente en la zona llamada pasarela, que ocurrían desde su inauguración en 2006 hasta la fecha en que se desarrolló esta investigación en 2016, lo cual hacía sospechar de la ocurrencia del fenómeno de vibración lateral producido por el cruce de peatones. Después de una inspección preliminar se reconoció como un sitio apropiado para el estudio del fenómeno objeto de la presente.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Esta investigación tiene como objetivo estudiar la respuesta dinámica teórica y experimental de puentes peatonales frente a cargas peatonales en la dirección lateral a través del estudio de modelos de cargas peatonales laterales existentes en la literatura.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Evaluar y analizar la normativa nacional e internacional sobre los efectos dinámicos de cargas peatonales en puentes peatonales para describir el fenómeno.
- Evaluar y analizar la normativa nacional e internacional de modelos de cargas peatonales provenientes de mediciones.
- Comparar los efectos dinámicos de los diferentes modelos de carga estudiados.
- Evaluar los modelos de cargas peatonales a través de las mediciones de las vibraciones de la pasarela del puente "Rayitos de sol" durante las horas de máximo tránsito.
- Establecer metodologías de aplicación de las cargas estudiadas para la verificación de los efectos dinámicos y elección del tipo de carga que mejor se adecue a la estructura a verificar.

1.4 HIPÓTESIS

La forma de aplicación de las cargas laterales que simula la caminata peatonal es un aspecto importante en la respuesta dinámica del puente peatonal. Las mediciones experimentales proporcionarán información adicional respecto a la estructura.

1.5 RESUMEN DE CAPÍTULOS

La presente tesis cuenta con cuatro capítulos, además de las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y los anexos respectivos.

En el Capítulo I se describe la problemática y motivación para el desarrollo de esta tesis, dando los lineamientos y objetivos que precederán a los capítulos siguientes.

En el Capítulo II se presenta el estudio teórico base para la presente tesis, se discute los aportes de diferentes autores sobre tema, los fundamentos de dinámica estructural que han sido considerados en la investigación y se estudia al fenómeno objeto de la presente. Los modelos de cargas peatonales estudiados en la literatura existente, mostrando las consideración que se tomaron en cuenta para su aplicación.

El Capítulo III presenta la metodología usada para las mediciones experimentales, los datos de la estructura en estudio y los detalles del modelo 3D.

En el Capítulo IV se presentan los resultados obtenidos y las comparaciones con los resultados teóricos.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones más relevantes de la tesis.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

En este capítulo se trata los conceptos y definiciones básicas que han sido necesarias conocer para el desarrollo de la presente tesis. Primero se presenta la revisión de la literatura realizada para luego dar paso a las definiciones y antecedente de los puentes peatonales, luego se describe conceptos básicos de dinámica estructural con la cual se representa de manera simple una estructura de puente peatonal frente a cargas laterales, por último se analizan el marco teórico usado en los modelos de carga de la caminata peatonal y en las mediciones experimentales.

2.1 REVISIÓN DE LA LITERATURA

En la revisión de la literatura se discutirá los aportes de diferentes autores en relación al tema de la presente tesis. Mencionando los objetivos de sus investigaciones y los aportes más relevantes que hasta la fecha se ha podido conocer en relación a esta investigación.

CARGAS PEATONALES

Desde mucho tiempo atrás el estudio del ser humano y su comportamiento físico motor ha conllevado a realizar numerosas investigaciones al respecto. Avances significativos en este estudio fueron hechos transcurrida la segunda guerra mundial, causados por la necesidad de incrementar el conocimiento del movimiento humano para tratamientos a veteranos de guerra y el desarrollo de prótesis (Andriacchi et al., 1977). Andriacchi et al. realizaron mediciones para determinar la correlación entre la velocidad de caminata peatonal y las anormalidades presentes en el caminar humano (posibles enfermedades, lesiones, etc.). Durante su investigación pudieron describir cuantitativamente la forma del paso de una persona en sus tres direcciones ortogonales para diferentes velocidades de caminata. Logrando obtener curvas para pacientes en su estado normal (sano), y comparaciones con pacientes con problemas. Este estudio no llega a describir a la fuerza peatonal para más de un peatón.

Matsumoto et al. describen en su investigación, titulada “Análisis dinámico de puente peatonales debido a paso de peatones”, las características dinámicas de la carga peatonal tras llevar a cabo numerosos ensayos en cinco puentes de Tokio. Su principal aporte fue el de cuantificar la frecuencia de paso para cada

persona que cruce un puente peatonal, la cual se encuentra dividiendo el número de pasos realizados durante el cruce por el tiempo de cruce. Este estudio llegó a la conclusión de que las frecuencias de la fuerza vertical para peatones tiene la forma de una distribución normal como se ve en la Figura N° II-22, con una frecuencia media de 2.0 Hz y una desviación estándar de 0.173 Hz (Matsumoto et al. 1978). A su vez Matsumoto et al. proponen un modelo de carga para un solo peatón (Función seno) con la finalidad de describir la vibración en un modelo experimental, logrando obtener las respuestas del modelo y aplicando una de las soluciones más comunes para este tipo de problemas, amortiguadores. Esta investigación solo se limitó al estudio de la dirección vertical de la carga peatonal, pero aun así dio bastantes avances en relación al fenómeno de vibración en estudio.

EFFECTOS DINÁMICOS INDUCIDOS POR CARGA PEATONAL

En las últimas décadas, muchas investigaciones se han realizado en relación a los efectos dinámicos inducidos por cargas peatonales. Estos hechos se acrecentaron tras los eventos ocurridos en junio del 2000 durante la inauguración del puente Millennium en Londres. En donde movimientos laterales fueron percibidos por los peatones que cruzaban dicha estructura.

P. Dallard et al. en 2001 describió el fenómeno y descubrió que el movimiento del puente Millennium fue claramente causado por la gran carga lateral peatonal, la cual no había sido anticipada durante el diseño. Para ese entonces, existían pocos reportes del fenómeno lateral, ya que el fenómeno en dicha dirección es de probabilidad muy baja. P. Dallard et al. lograron resolver el problema a través de tres pasos. Primero, compararon las propiedades dinámicas de la estructura construida con la de los modelos analíticos a través de mediciones de frecuencia y amortiguamiento. Segundo, cuantificaron la fuerza peatonal ejercida por los peatones a la estructura, a través de varios ensayos en donde las personas circulaban al azar. Se puede destacar que los ensayos lograron mostrar que la fuerza lateral generada por un peatón es aproximadamente proporcional a la velocidad del puente. Por último el tercer paso fue el de proponer la solución a las vibraciones existentes, incorporando a la estructura amortiguadores que disminuyeran los movimientos laterales de la misma. Un aspecto importante en esta investigación fue el de cuantificar el número de peatonas a partir del cual la

respuesta del puente era de notable malestar para los usuarios, este número está ligado a las características dinámicas de la estructura. P. Dallar et al. llegaron a proponer modelos de carga para la dirección lateral y vertical, pero este modelo depende de un factor que es único para cada puente, por lo que se limita a puentes ya construidos.

Por otro lado, tras el incremento del interés del fenómeno de vibración, muchos autores realizaron diversas recopilaciones sobre el tema con el fin de generar un estado del arte más claro. Fujino y Dionysius, en su trabajo del 2015, logran hacer una recopilación de las investigaciones realizadas desde décadas atrás, donde mencionan los casos más emblemáticos relacionados al efecto dinámico de las cargas peatonales. Además logran dar a conocer los modelos de carga existentes que representan a la caminata peatonal. A su vez en el 2005 Zivanovic et al. también lograron hacer una recopilación sobre el tema, más vinculada hacia el lado técnico, es decir, sus principales aportes están por el lado de modelos de carga peatonales para simular la caminata peatonal, mediciones en estructuras reales, estudio de las características dinámicas de las estructuras sometidas a estos efectos, y soluciones a las vibraciones percibidas. Aun así estos estudios se limitan a la presentación de los diversos acontecimientos, pero no profundizan en áreas importantes como la simulación de los modelos de carga peatonal, o en su defecto, resaltan el poco conocimiento de los efectos dinámicas en la dirección lateral.

MODELOS DE CARGA PEATONAL

En la búsqueda de los modelos de carga peatonal existentes hasta la fecha, se pudo reconocer muchas investigaciones, que tras varios ensayos tuvieron como resultados la propuesta de un Modelo de carga peatonal que simula la caminata peatonal.

Como se mencionó antes P. Dallar et al. tras estudiar el fenómeno ocurrido en el puente Millenium propusieron un modelo de carga con el cual se puede simular la caminata peatonal, este modelo depende de un factor que solo se puede obtener de puentes ya construidos, por lo que aún no es posible aplicarlo para la etapa de diseño de un puente cualquiera. En el mismo caso se encuentra el modelo de carga propuesto por Nakawara en 2004, que similar al de P. Dallard et al.

encuentra relación directa entre la fuerza y la velocidad de la estructura. Este modelo de carga también depende de un factor real de la estructura.

Otros modelos de carga son los mencionados la norma BS 5400, que en su apéndice B propone una carga dinámica de un peatón que camina a una velocidad constante. Zoltowski en 2004 propone un modelo de carga el cual es una serie de senos, y que depende del peso peatonal y de la frecuencia de paso. Seiler et al. ,en cooperación con el CISMID en 2007, propusieron un modelo de carga representado por la sumatoria de cuatro cosenos de amplitudes obtenidas tras diversos ensayos. Todos estos modelos se limitan al estudio de la caminata peatonal en su dirección vertical.

La literatura y normativa exponen en su mayoría tres tipos de estados de carga para representar la carga peatonal más eficientemente. Tenemos los siguientes:

- Modelo de carga de un solo peatón,
- Modelos de carga de un grupo de peatones, que de acuerdo a cada autor varía entre más de un peatón hasta una densidad de un peatón por metro cuadrado.
- Modelos de carga para una multitud de peatones, normalmente mayor a una densidad de un peatón por metro cuadrado.

A su vez existen diversos tipos de carga, y cada carga tiene sus propias formas de ser aplicada para simular de la mejor manera este efecto. Como ejemplo se muestra en la Figura N° II-1 la comparación entre la forma de la carga lateral de la pisada de un solo peatón según Bachmann y Ammann.

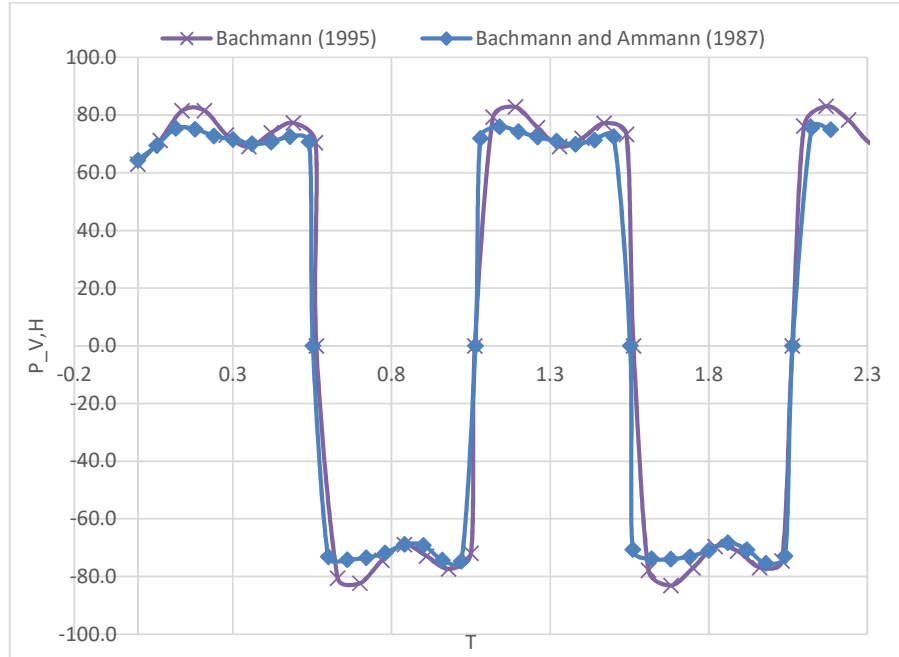


Figura N° II-1 Modelos de carga lateral de un peatón (propia autoría).

Donde la parte positiva de la Figura N° II-1 representa la fuerza aplicada en función del tiempo de uno de los pies, mientras que la parte negativa representa lo mismo pero del otro pie (Izquierda y derecha).

Otros tipos de carga son las presentadas por Heinemeyer y Feldman, 2008, en donde la carga se basa en la función seno, como se muestra en la Figura N° II-2, para describir el aumento y disminución progresiva de la fuerza a través del tiempo, como se muestra en la Figura N° II-3 la parte derecha del eje del tiempo representa la fuerza ejercida por el pie derecho desde el inicio del contacto hasta el cambio de pie (cambio de dirección de la fuerza).

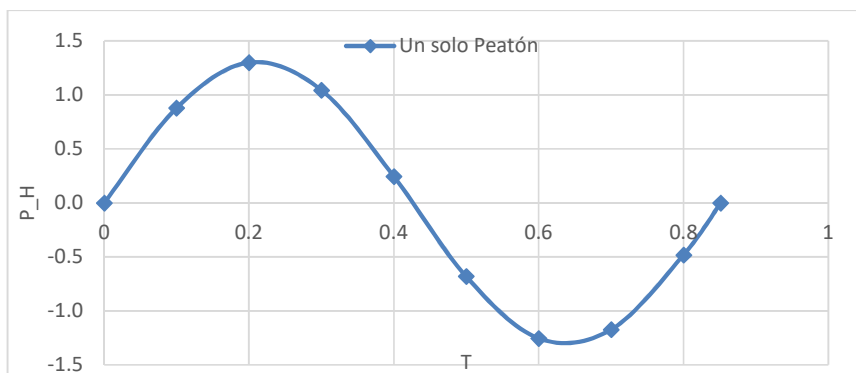


Figura N° II-2 Modelo de carga lateral de un peatón, Heinemeyer y Feldman, 2008.

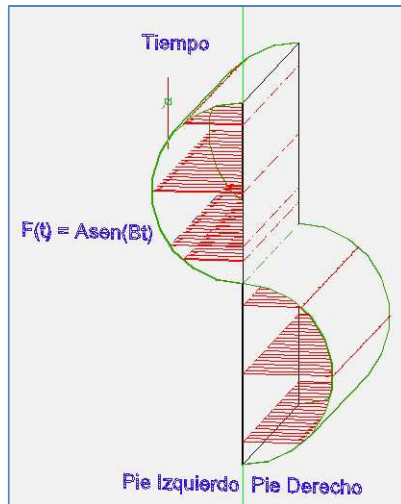


Figura N° II-3 Distribución del Modelo de carga peatonal (carga sinusoidal) en el tiempo según Heinemeyer y Feldman, 2008. (Propia autoría)

NORMATIVA

Durante la revisión de la literatura acerca del tema de esta investigación se pudo notar que diversas normas contienen recomendaciones para abordar el problema de vibración producto de la carga peatonal, pero se vio un gran vacío en lo que respecta a efectos dinámico en la dirección lateral.

El caso más notorio es el de Manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y comunicaciones (2003), el cual no hace referencia a la verificación de los efectos dinámico de la carga peatonal. No habiéndose encontrado más información al respecto en el entorno nacional, salvo algunas investigaciones universitarias que aparecen la sección de bibliografía de la presente.

En códigos internacionales se encuentran recomendaciones para la verificación del fenómeno, podemos citar varios de ellos. Por ejemplo, Sétra de Francia (service d'Études techniques des routes et autoroutes) que es la guía técnica – evaluación del comportamiento vibratorio de puentes peatonales bajo la carga de peatones, esta logra darnos un completo panorama acerca del fenómeno, resaltando los criterios recomendados para controlar las vibraciones, tanto verticales como laterales, a través de límites de aceleración y frecuencia de la estructura. Otra normativa a mencionar es el EUROCODE, el cual define también los valores máximos aceptables, en términos de aceleración, para que el puente sea confortable para el usuario.

La norma ISO 10137, que es un conjunto de guías desarrolladas por la Organización Internacional de la Normalización, la cual presenta las bases de diseño de estructuras y evaluación de severidad tanto para edificios y puentes con respecto a vibraciones, hace mención que para puentes peatonales con frecuencia natural lateral menores que aproximadamente 1.3 Hz se requiere una verificación de este fenómeno.

En la guía AASHTO LRFD especificaciones para el diseño de puentes peatonales menciona que las vibraciones de la estructura no deben causar malestar o preocupación a los usuarios. Esta norma especifica que la frecuencia fundamental en la dirección vertical del puente peatonal sin carga viva deberá ser superior a 3.0 Hz para evitar la ocurrencia del fenómeno en esa dirección. Para la dirección lateral, la frecuencia fundamental del puente peatonal deberá ser mayor que 1.3 Hz. Esta norma hace mención a la guía del Sétra, mas no hace mención a límites de aceleraciones.

Además del BRO (Suecia), BS 5400 (Inglaterra), AISC, ONT83, DIN (Alemania), etc. Pero, como se mencionó líneas arriba, la mayoría de estos solo mencionan los efectos en la dirección vertical.

2.2 COMPORTAMIENTO DINÁMICO

La dinámica estructural describe el comportamiento de una estructura sometido a cargas dinámicas. Estas cargas dinámicas son aplicadas a la estructura como una función del tiempo, resultando en respuestas de la estructura que varían con el tiempo. Por ejemplo, desplazamientos, velocidades y aceleraciones.

Para obtener las respuestas de la estructura un análisis dinámico es realizado con el objetivo de resolver la ecuación de equilibrio entre la fuerza de inercia, amortiguamiento y fuerza de rigidez con la fuerza aplicada externamente:

$$f_I + f_D + f_S = f(t) \quad (II.1)$$

Donde f_I es la fuerza de inercia de la masa y está relacionado a la aceleración de la estructura según $f_I = m \ddot{u}$, f_D es la fuerza de amortiguamiento y está

relacionada a la velocidad de la estructura según $f_D = c \dot{u}$, f_S es la fuerza elástica ejercida sobre la masa y está relacionada al desplazamiento de la estructura según $f_S = ku$, donde k es la rigidez, c es el factor de amortiguamiento y m es la masa del sistema dinámico. Además, $f(t)$ es la fuerza aplicada externamente. (Hauksson, 2005).

Al sustituir estas expresiones en la ecuación (II.1) tenemos la ecuación (II.2) que es la ecuación de movimiento.

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + ku = f(t) \quad (II.2)$$

Para resolver problemas dinámicos, es necesario conocer la solución de estas ecuaciones como modelos matemáticos. Las estructuras dinámicamente se modelan por medio de masas que al moverse generan fuerzas de inercia importantes. Estos modelos pueden ser sistemas de un grado de libertad (SDOF, por sus siglas en inglés) o estructura modelada con sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF, por sus siglas en inglés).

Para nuestro caso se estudiara el sistema de un grado de libertad, el cual representa razonablemente el comportamiento dinámico de un puente peatonal simplemente apoyado en sus respuestas laterales.

El caso más simple de este tipo de comportamientos, es el que se da cuando una estructura experimenta vibración libre, que es cuando la estructura es perpetuada de su posición de equilibrio estático y después se deja vibrar sin ninguna excitación dinámica externa. Al establecer en la ecuación (II.2) que $f(t) = 0$, se obtiene la ecuación diferencial (II.3) que rige la vibración libre del sistema.

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + ku = 0 \quad (II.3)$$

2.2.1 Sistema de un grado de libertad (1gdl)

La utilidad del sistema de un grado de libertad reside en que permite establecer de manera muy directa y sencilla diversos conceptos útiles en la comprensión de sistemas dinámicos más complejos. Así mismo muchas estructuras simples

pueden ser representadas razonablemente como un sistema de un grado de libertad.

El sistema de un grado de libertad clásico es el sistema masa-resorte-amortiguador el cual puede ser esquematizado como la Figura N° II-4 (a), a su vez se puede ver el equilibrio dinámico, descrito anteriormente en la ecuación (II.2), en la Figura N° II-4 (b).

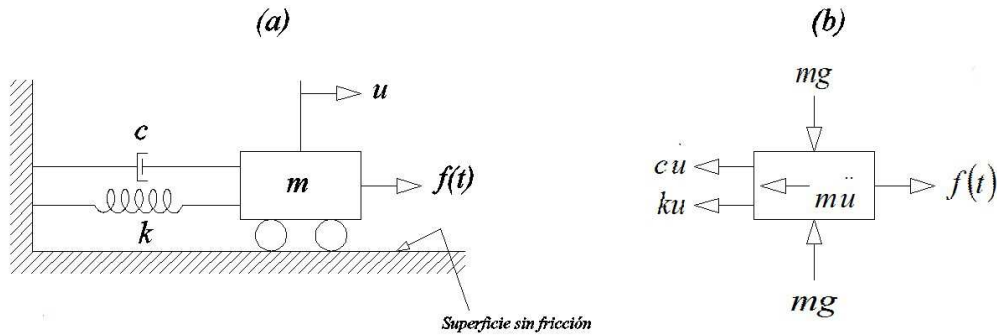


Figura N° II-4 Sistema masa-resorte-amortiguador.

La solución a la ecuación (II.2) consta de dos partes: una solución homogénea u_h , que corresponde a la solución general de la vibración libre, más la solución particular u_p , que es cualquier solución que satisfaga la ecuación diferencial y que por lo general corresponde a una que tiene la misma forma matemática que la función excitadora

$$u = u_p + C \operatorname{sen} \omega \times t + D \operatorname{cos} \omega \times t \quad (\text{II.4})$$

Para el caso de la caminata peatonal, los modelos de carga estudiados son cargas armónicas y periódicas que para el estudio de la dinámica estructural es un tema clásico. En el estudio realizado, se han encontrado que se usan mayormente cargas sinusoidales como modelo de la caminata peatonal. Por lo que la ecuación diferencial que controla la respuesta de los sistemas de un grado de libertad para cargas sinusoidales es:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + ku = F_0 \operatorname{sen} \Omega t \quad (\text{II.5})$$

Se considerara que esta ecuación estará bajo las condiciones iniciales:

$$u = u(0) \quad \dot{u} = \dot{u}(0) \quad (II.6)$$

La solución particular de esta ecuación diferencial es:

$$u_p(t) = C \operatorname{sen} \Omega t + D \operatorname{cos} \Omega t \quad (II.7)$$

donde

$$C = \frac{F_0}{k} \left(\frac{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2\right)^2 + 4\beta^2 \frac{\Omega^2}{\omega^2}} \right) \quad (II.8)$$

$$D = \frac{F_0}{k} \left(\frac{-2\beta \frac{\Omega}{\omega}}{\left(1 - \frac{\Omega^2}{\omega^2}\right) + 4\beta^2 \frac{\Omega^2}{\omega^2}} \right) \quad (II.9)$$

La solución homogénea de la ecuación (II.5) es la respuesta en vibración libre, dada por la ecuación (II.4).

$$u_c(t) = e^{-\beta\omega_n t} (A \operatorname{cos} \omega_D t + B \operatorname{sen} \omega_D t) \quad (II.10)$$

donde

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \beta^2} \quad (II.11)$$

Por lo que la solución completa de la ecuación (II.5) es

$$u(t) = e^{-\beta\omega_n t} (A \operatorname{cos} \omega_D t + B \operatorname{sen} \omega_D t) + C \operatorname{sen} \Omega t + D \operatorname{cos} \Omega t \quad (II.12)$$

donde

$$A = -D \quad (II.13)$$

$$B = \frac{\beta\omega A - \Omega B}{\omega_D} \quad (II.14)$$

De esto se puede deducir las ecuaciones (II.15) de velocidad $\dot{u}(t)$ y (II.16) de aceleración $\ddot{u}(t)$

$$\dot{u}(t) = -\beta\omega_n e^{-\beta\omega_n t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) + e^{-\beta\omega_n t} \omega_D (B \cos \omega_D t - A \sin \omega_D t) + C\Omega \cos \Omega t - D\Omega \sin \Omega t \quad (II.15)$$

$$\ddot{u}(t) = \beta^2 \omega_n^2 e^{-\beta\omega_n t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) - e^{-\beta\omega_n t} \omega_D^2 (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) - 2\beta\omega_n \omega_D e^{\beta\omega_n t} (B \cos \omega_D t - A \sin \omega_D t) - C\Omega^2 \sin \Omega t - D\Omega^2 \cos \Omega t \quad (II.16)$$

2.2.2 Análisis numérico tiempo historia

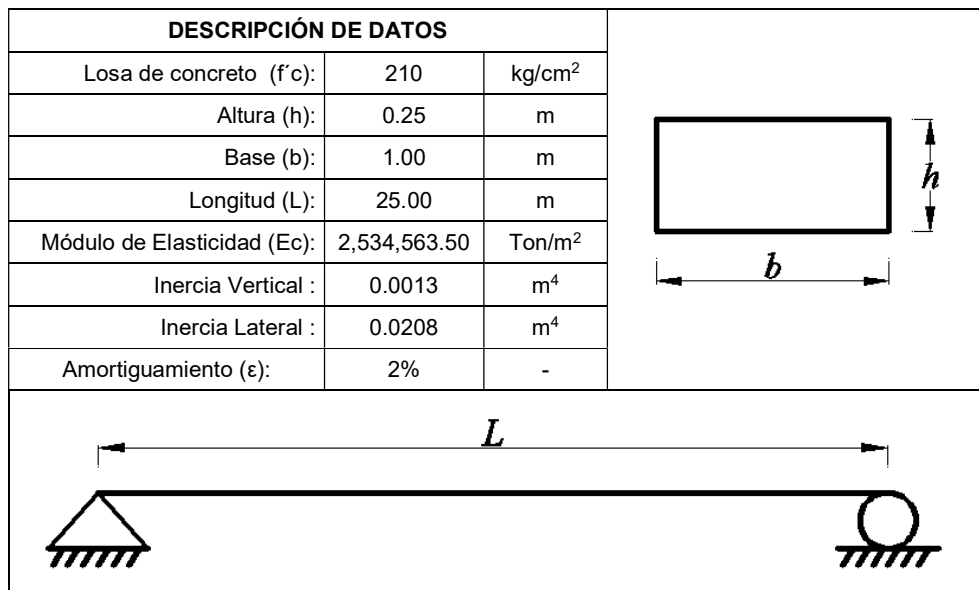
Para la aplicación de los modelos de carga que simulan la caminata peatonal se utilizó del programa SAP2000, con éste se realizaron los análisis tiempo historia y las comparaciones con los valores obtenidos del cálculo manual y las mediciones reales.

Con el fin de comprobar que la metodología a usar para el modelamiento de las cargas que simulan la caminata peatonal sea el adecuado, se realizó comparaciones entre los resultados obtenidos de forma manual (hojas de cálculo) y los del programa.

Para la primera se hizo uso de un modelo de viga simplemente apoyada, sometida a carga distribuida y a carga puntual en el centro del vano. Los datos son los que se muestran en la Tabla II-1.

Tabla II-1 Datos del ejemplo de una viga simplemente apoyada.

DESCRIPCIÓN DE DATOS		
Losa de concreto (f'c):	210	kg/cm ²
Altura (h):	0.25	m
Base (b):	1.00	m
Longitud (L):	25.00	m
Módulo de Elasticidad (Ec):	2,534,563.50	Ton/m ²
Inercia Vertical :	0.0013	m ⁴
Inercia Lateral :	0.0208	m ⁴
Amortiguamiento (ε):	2%	-



El diagrama muestra una viga horizontal simplemente apoyada. El apoyo izquierdo es un apoyo fijo (triángulo invertido sobre una línea horizontal con hachuras debajo). El apoyo derecho es un apoyo móvil (círculo sobre una línea horizontal con hachuras debajo). La longitud total de la viga está etiquetada como 'L'. Una sección transversal rectangular de la viga se muestra a la derecha, con su base etiquetada como 'b' y su altura como 'h'.

El módulo de elasticidad usado es el que por defecto el SAP2000 maneja. Se hizo uso de la ecuación (II.22) para hallar las frecuencias y de acuerdo al tipo de carga (distribuida o puntual) se usaron, la ecuación (II.17) para carga distribuida y la ecuación (II.18) para carga puntual en el centro del vano; para hallar las rigideces tanto verticales como laterales.

$$K_{V,L} = \frac{384EI_{V,L}}{5L^3} \quad (II.17)$$

$$K_{V,L} = \frac{48EI_{V,L}}{L^3} \quad (II.18)$$

En la tabla se muestran los resultados del cálculo obtenido de las frecuencias naturales por el programa y por cálculo manual.

Tabla II-2 Comparación de frecuencias.

	CARGA DISTRIBUIDA		CARGA PUNTUAL		
	VERTICAL	LATERAL	VERTICAL	LATERAL	
Rigidez (K):	16.22	259.54	10.14	162.21	Kg/m
Masa participativa (m):	1.23	1.23	1.45	1.45	Kg
Frecuencia (manual):	0.58	2.31	0.42	1.68	Hz
Frecuencia (SAP):	0.58	2.33	0.42	1.68	Hz

Para el cálculo de los desplazamientos estáticos se usó las ecuaciones (II.19) y (II.20) para los casos de carga distribuida y puntual respectivamente.

$$\delta_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (II.19)$$

$$\delta_{\max} = \frac{qL^3}{48EI} \quad (II.20)$$

En la tabla se muestra los resultados de desplazamiento debido a cargas unitarias tanto distribuida como puntual.

Tabla II-3 Comparación de desplazamientos.

	CARGA DISTRIBUIDA			CARGA PUNTUAL		
	VERTICAL	LATERAL		VERTICAL	LATERAL	
Carga (q):	0.21	1	Kg/m	1	1	Kg
Desplazamiento (manual):	0.32	0.96	m	0.99	0.62	m
Desplazamiento (SAP):	0.32	0.97	m	0.99	0.62	m

Para la segunda comparación se hizo uso de la misma viga simplemente apoyada con las mismas características según la Tabla II-1. Para esta se hizo uso de las ecuaciones (II.8), (II.9), (II.11), (II.12), (II.13), (II.14), (II.15) y (II.16) y se comparan los efectos dinámicos bajo cargas sinusoidales. En este caso solo se hizo las comparaciones en la dirección lateral materia de presente tesis (ver Tabla III-4).

$$F = F_0 \text{sen} \Omega t \quad (\text{II.21})$$

Tabla II-4 Comparación de respuestas dinámicas

	CARGA DISTRIBUIDA		CARGA PUNTUAL	
(Amplitud) F_0 :	0.05452000	Ton/m	0.0071360	Ton
Ω :	14.5007000	rad/s	10.567400	rad/s
ω :	14.5007000	rad/s	10.567400	rad/s
ω_D :	14.4978000	rad/s	10.565300	rad/s
A :	0.0052516	-	0.0010994	-
B :	0.0001051	-	0.0000200	-
C :	0.0000000	-	0	-
D :	-0.0052516	-	-0.0010994	-
Desplazamiento (manual) :	0.0049940	m	0.0109800	m
Desplazamiento (SAP) :	0.0050180	m	0.0110400	m
Velocidad (manual) :	0.0735010	m/s	0.0116080	m/s
Velocidad (SAP) :	0.0735200	m/s	0.0116300	m/s
Aceleración (manual) :	1.0754860	m/s ²	0.1226640	m/s ²
Aceleración (SAP) :	1.0760000	m/s ²	0.1226000	m/s ²

Estos resultados son similares, las pequeñas diferencias se explican a factores internos del programa, como por ejemplo, no se ha modificado el valor de la gravedad que usa el SAP2000, otro factor es el tratamiento que el programa realiza para distribuir la masa de la estructura. Por tanto se puede afirmar que la metodología de aplicación de cargas es la adecuada.

2.2.3 Modelos de sistema peatón-puente

Para poder representar la caminata peatonal muchos autores tomaron como referencia los siguientes modelos de sistemas de carga, los cuales representan la mayor y la menor condición dinámica. Se presentan en la Figura N° II-5 los modelos con carga vertical para un mejor entendimiento, pero se entiende que la componente lateral de la caminata peatonal se comporta de manera similar.

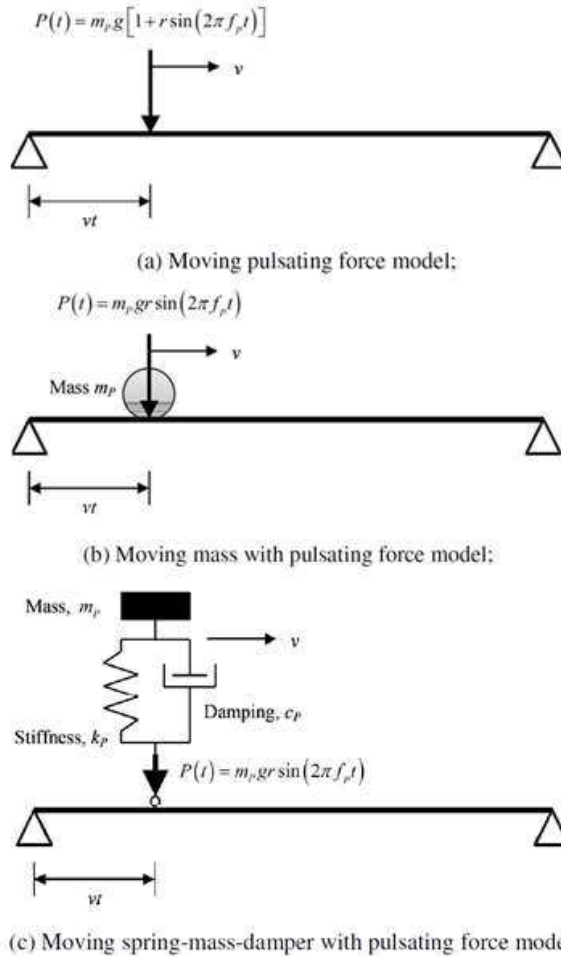


Figura N° II-5 Modelos de sistema Peatón – Puente. (a) modelo de movimiento de fuerza pulsante; (b) Modelo de movimiento de masa con fuerza pulsante; (c) Modelo de movimiento masa-resorte-amortiguador con fuerza pulsante.

Para los Modelos de movimiento de fuerza pulsante, Figura N° II-5 (a), se considera que el peso del peatón o peatones forma parte de la fuerza actuante en el puente y su masa no se considera ligada a la estructura, por lo que no modifica su frecuencia de vibración.

Mientras que para los Modelo de movimiento de masa con fuerza pulsante, Figura N° II-5 (b), el peso no es parte de la fuerza actuante, sino que se adiciona a la estructura como masa, por lo que este tipo de modelo de movimiento modificará la frecuencia de la estructura (al aumentar la masa de la estructura, esto se entiende de mejor forma viendo la ecuación (II.22)).

$$f_e = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{II.22})$$

El caso de carga que muestra la Figura N° II-5 (c) es un modelo de movimiento que representa al cuerpo humano, no se han encontrado autores que hayan estudiado o hecho mediciones apoyados en este tipo de modelo de movimiento, aun así este sistema representaría de manera más precisa los efectos debido a la caminata peatonal.

En secciones posteriores se observará que los modelos de carga que simulan la caminata peatonal toman como referencia los modelos de movimiento que muestra la Figura N° II-5 (a) y Figura N° II-5 (b) en su mayoría.

2.3 MEDICIONES EXPERIMENTALES

Actualmente existen tres tipos de pruebas experimentales para determinar las características dinámicas de las estructuras en escala real. Una de ellas basada en vibraciones del tránsito de vehículos, del empuje del viento y del uso de la estructura, denominada prueba de vibración ambiental (PVA). Otra metodología son las pruebas de vibración forzada (PVF), en la cual la estructura es excitada por una vibración constante con uno o más motores de vibración que tienen un control de velocidad preciso. Otro método, denominado prueba con registros sísmicos (PRS), consiste en registrar por medio de acelerógrafos los movimientos provocados por los sismos (Carrillo, 2009).

La principal diferencia de estos tipos de mediciones radica en la inversión económica a realizar, debido a factores como el equipo a utilizar, la cantidad de instrumentos y el tiempo de medición requerido. Se puede estimar que una prueba de vibración ambiental es, en comparación con las otras dos, la más económica.

2.3.1 Vibración ambiental

Un método simple para la determinación de las características dinámicas de la estructura es a través de mediciones de vibración ambiental. Como su nombre lo indica, la respuesta de la estructura es debido a la acción de agentes ambientales (o del ambiente) como el viento, el tráfico, microsismos, etc., es decir, sin requerir la acción de una fuerza externa aplicada artificialmente, que eventualmente podría dañar la estructura.

Este tipo de mediciones pueden llevarse a cabo sin la necesidad de interrumpir el normal uso de la estructura, la cual es una de sus grandes ventajas. Trabajos como el de Chang et al. (2001), Kung-Chun Lu et al. (2006), Kibboua et al. (2008) y Ortiz (2013) muestran lo amigable de este método de medición, permitiendo medir en diferentes situaciones, con diferentes equipos de medición, diferente distribución en los puntos de captación de datos, y en estructuras similares a la estudiada en la presente investigación.

2.4 EFECTOS DINÁMICAS INDUCIDOS POR CARGA PEATONAL

2.4.1 Antecedentes

Los fenómenos de inestabilidad en puentes peatonales debidos a efectos resonantes son conocidos, al menos, desde que a mediados del siglo XIX se produjera el colapso del puente de Broughton, en Manchester, mientras una tropa de 74 soldados lo cruzaba marcando el paso (Moya, 2015). Esto se puede explicar a que al marchar los soldados sincronizan su paso en un gran nivel (casi ideal), produciendo que las fuerzas individuales sean aplicadas casi al mismo tiempo a la estructura, en este caso en el puente peatonal. Este evento fue el que provocó el famoso aviso en un considerable número de puentes con la advertencia de que las tropas deben romper el paso cuando crucen sobre estos, como se ve en la Figura N° II-6.

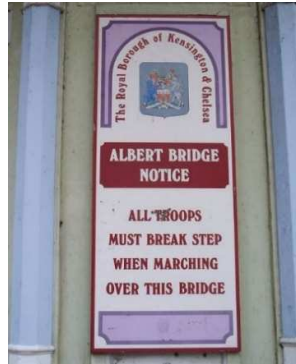


Figura N° II-6 Advertencia junto al puente Albert de Londres, Fuente:

https://en.wikipedia.org/wiki/Albert_Bridge,_London.

También fue el caso del puente Anger sobre el río Maine en Angers, Francia. El puente colgante de 102 metros colapso en abril de 1850 cuando soldados cruzaron marcando el paso. En la Figura N° II-7 se muestra uno de los reportes de la época donde dan a conocer el incidente.



Figura N° II-7 Puente Angers sobre el río Maine, Francia. Fuente: <https://www.alamy.com>.

La mayor parte de las patologías registradas se asociaban, sin embargo, a cargas dinámicas verticales, las cuales representan aproximadamente el 40% del peso del peatón. Por el contrario, las cargas laterales, de magnitud alrededor de una décima parte de las verticales (sobre plataforma inmóvil), se suponían aleatorias y tendentes a anularse en una multitud, con escasa repercusión sobre el funcionamiento de la estructura (Moya, 2015).

Sin embargo, en 1989 fue observado un tipo peculiar de vibración lateral en el puente de Toda, ver Figura N° II-8, durante el paso de multitud congestionada, aproximadamente de 1.0 a 1.5 personas por metro cuadrado. Cientos de peatones caminaban en forma sincronizada entre sí y con la estructura, creando notable vibración lateral (Fujino et al., 2015). Se llegaron a medir una máxima amplitud lateral de 10 mm en la plataforma lateral, 300 mm en los cables y una frecuencia de vibración lateral de 0.9 Hz.



Figura N° II-8 Puente Parque Toda, Puente peatonal atirantado de acero con luces de 45 m y 134 m, ubicado en la ciudad de Toda, Japón.

En los estados Unidos, el Cincinnati Enquirer publicó un artículo el 22 de noviembre de 1990 sobre la acción policial de regular el número de peatones en el Puente colgante John A. Roebling, ver Figura N° II-9, durante los grandes eventos en el cercano estadio Riverfront. El artículo menciona que había habido quejas sobre el puente cuando había demasiadas personas, y eso podría representar un peligro cuando las personas alarmadas innecesariamente quieran salir de prisa del puente.



Figura N° II-9 Puente John A. Roebling, Puente peatonal colgante, su luz principal es de 322 m.

Un caso más reciente tuvo lugar la noche del 14 de agosto del 2003 durante el apagón eléctrico en la ciudad de New York, se informó que el puente de Brooklyn comenzó a balancearse mientras multitudes los cruzaban. El apagón forzó a los oficiales de la ciudad cerrar el puente al tráfico vehicular y abrirlo en su totalidad a peatones. Durante este masivo escenario, varios peatones reportaron que el puente estaba vibrando por lo que les causaba gran ansiedad (Fujino et al., 2015). Casos más conocidos son los de dos puentes peatonales en el centro de París y Londres (Solferino, Figura N° II-10 y Millennium, Figura N° II-11 respectivamente), los cuales se cerraron poco después de su inauguración, por que mostraron oscilaciones laterales cuando circulaba una multitud de peatones, lo que dio lugar a la necesidad de investigaciones minuciosas y estudios de su comportamiento bajo carga de peatones.



Figura N° II-10 Vista del puente Solferino. Fuente: Sétra.

El caso del puente Millennium, el cual fue abierto al público el 10 de junio del 2000. Tiene una estructura de acero y aluminio con longitudes de 81 metros al norte, 144 metros al centro y 108 metros al sur, sobre el río Támesis. El sistema estructural de este puente es similar al de un puente colgante con poca profundidad en sus cables, de tal manera que quedarán ubicados por debajo del nivel del tablero del puente liberando la visión de los peatones desde el tablero. El puente está conformado por dos grupos de cuatro cables de bobina de 120 milímetros de diámetro tomando una forma como se muestra en la Figura N° II-11.



Figura N° II-11 Vista del puente Millenium. Fuente:

<http://www.cambridge2000.com/gallery/html/P7217693.html>.

Durante el día de inauguración inesperados movimientos laterales ocurrieron cuando los peatones cruzaban el puente. La fuerza lateral ejercida por los peatones sobre la plataforma se encontró que está relacionada con el movimiento.

Se hicieron gran cantidad de estudios con el fin de poder explicar los eventos de este día. Estos estudios incluyeron ensayos en el mismo puente peatonal y confirmó la existencia de un fenómeno que ya se había observado antes, y que permaneció desconocido para los científicos y la comunidad técnica (Sétra, 2006).

El fenómeno de vibración lateral producido por el cruce de peatones por puentes peatonales expresa el fenómeno por el cual una multitud de peatones, con frecuencias al azar y con cambios de fase al azar, poco a poco coordinan frecuencias comunes con la del puente peatonal y entran en fase con el movimiento del puente (Sétra, 2006).

Los estudios concluyeron que el fenómeno de vibración lateral producido por el cruce de peatones por puentes peatonales se caracteriza por generarse a partir de un número crítico de peatones o bien al superar un cierto valor de aceleración crítica (Casado et al., 2011). P. Dallard et al. (2001) en su investigación en el puente Millenium dio a conocer una fórmula para determinar el número critico de peatones a partir del cual las aceleraciones sufren un aumento significativo sin la necesidad de incorporar más peatones, estos resultados dependían de las

características del puente y de un factor “k” que es único para cada puente peatonal estudiado. (ANEXO A:)

Finalmente se concluyó que los movimientos del puente Millennium fueron causados por el considerable efecto de carga lateral el cual no había sido anticipado durante la etapa de diseño.

En el Perú existían también casos de ese tipo, un ejemplo de esto fue el puente “Rayito de Sol”, que une la alameda Chabuca Granda con la Vía de Evitamiento cruzando el río Rímac, cuando se presentaba mucha afluencia de peatones se apreciaba el balanceo de la estructura, ver Figura N° II-12, autoridades informan que estructuralmente no existía peligro, pero estos movimientos afectaban el confort de los peatones. Para este caso en particular, se realizaron intervenciones para mejorar su servicialidad, lo cual contemplo un costo adicional.

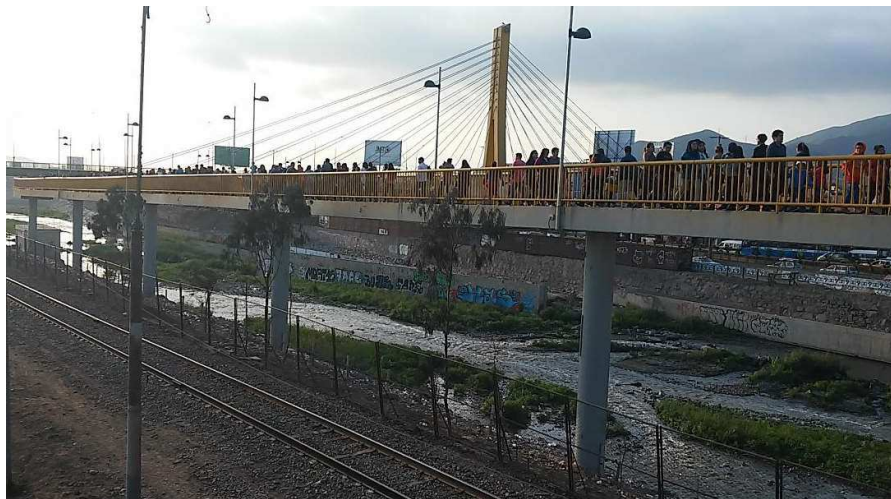


Figura N° II-12 Vista de la pasarela del puente Rayito de Sol, año 2016. Fuente: autoría propia.

Otros casos de este tipo de fenómeno lo encontramos en el puente peatonal del autódromo de Oberá en Argentina en donde se observaron vibraciones laterales ante la acción del paso peatonal este fenómeno fue estudiado por el Ing. Daniel Bressan de la UNaM, 2014. Esta respuesta era más evidente en la medida que mayor era el tráfico sobre la misma.

Para el paso de pocos peatones el movimiento era prácticamente imperceptible en la medida que crecía la acción perturbadora se volvía desagradable al paso. Durante el evento se limitó el tráfico mediante un adecuado control en los accesos. Este mismo fenómeno se reflejó semanas posteriores en otro evento, por lo que se procedió al estudio del mismo a efectos de proponer alguna solución. Para este

caso particular se optó por rigidizar la estructura como se aprecia en la Figura N° II-13.



Figura N° II-13 Vistas de puente peatonal en Autódromo de Oberá, Argentina. Izquierda puente original. Derecha, estructura reforzada. D. Brisson, 2014.

En un intento de explicar los fenómenos, se han llevado a cabo numerosos experimentos en puentes reales o sobre modelos de laboratorio a escala y se han propuesto varios modelos para capturar el fenómeno. Entre ello, los aspectos más interesantes son la formulación de la fuerza peatonal lateral, mecanismo de excitación, ¿que define la condición crítica?, propuestas guías de diseño y contramedidas (Fujino et al., 2015).

2.4.2 Marco teórico

2.4.2.1 Vibraciones Lateral producidas por peatones

La explicación más extendida del fenómeno de vibración lateral producida por el cruce de peatones sobre puentes peatonales afirma que esta se debe, esencialmente, a la sincronización del paso de los peatones con el movimiento del puente, de modo que estos inducirán una fuerza lateral con frecuencia igual a la frecuencia de la estructura (resonancia) y en fase con la velocidad. El grado de acoplamiento, o dicho de otra forma, la probabilidad de que una cierta fracción de los peatones ajuste su paso al balanceo del puente, aumentaría con la amplitud(o la velocidad) de las oscilaciones, puesto que la sensación de incomodidad llevaría a un número creciente de ellos a modificar su forma de caminar. Esta modificación del paso implicaría, además un incremento en la separación entre ambos pies, por lo que la fuerza ejercida por el peatón individual también aumentaría con la

amplitud (Moya, 2015). Este proceso se reconoce en la ingeniería como fenómeno de resonancia.

En la mayoría de problemas relacionados a vibración en puentes peatonales reportados, la excesiva vibración fue causada por una resonancia cercana a uno o más modos de vibración. La razón de esto es que el rango de frecuencias naturales de puentes peatonales (vertical y lateral) suelen coincidir con la frecuencia dominante de las cargas inducidas por los peatones. Es importante notar que los problemas han ocurrido en diferentes tipos de estructuras tanto como puentes atirantados, suspendidos, de viga, como también en puentes hechos de diferentes materiales (madera, acero, mixtos, concreto reforzado y pre-esforzado) (Zivanovic, 2005).

Cuando una persona camina su centro de gravedad varía tanto en la dirección vertical como también lateralmente debido al cambio de posición cuando se da un paso y luego otro. Este movimiento continuo genera tanto vibraciones verticales como horizontales. En la Figura N° II-14 se puede observar el mecanismo lateral de vibración, afecto al centro de gravedad de la persona, apreciando el balanceo que este tiene cuando se da la caminata peatonal. Este balanceo lateral contribuirá a las vibraciones laterales del puente cuando las dos tengan frecuencias muy parecidas.

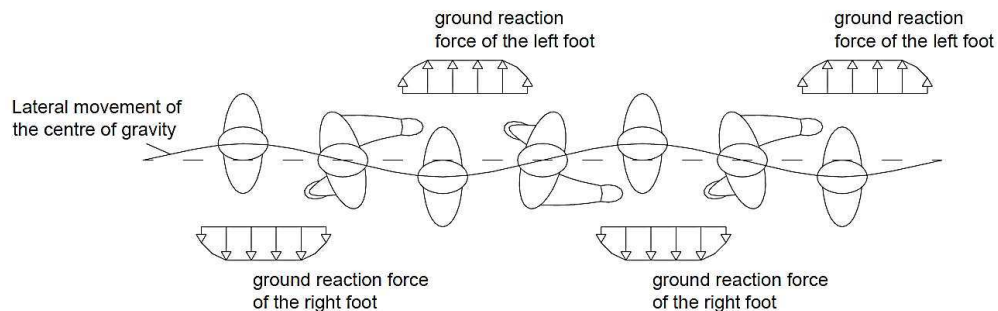


Figura N° II-14 Aproximación del movimiento del centro de gravedad de una persona en una caminata.

La fuerza lateral ejercida por los peatones en la superficie de la plataforma en movimiento se encuentra relacionada con el movimiento, ver Figura N° II-14. En la antigüedad se creía que estas fuerzas por ser bidireccionales en algún momento se iban a eliminar con las de otro peatón, pero según numerosos estudios, de los cuales se ha hecho mención a los más resaltantes en esta tesis, esto no llega a

ser del todo cierto, a mayor densidad de peatones existirá una mayor probabilidad de que la sincronización entre estos se dé. Y que solo bastaría que la frecuencia lateral del puente este dentro del rango de frecuencias de la caminata peatonal, para que los peatones sincronizados se sumen al bamboleo de la estructura del puente ocasionando la resonancia.

Como se ha venido mencionando anteriormente, el desarrollo de grandes vibraciones laterales está relacionado con interacciones entre el peatón y la estructura, en general hay dos aspectos principales. Una es la interacción que se produce entre los peatones cuando cada individuo esta espacialmente y/o visualmente restringido por la presencia de otros peatones, esta interacción es llamada interacción Humano-Humano. La otra se da entre el peatón y el movimiento de la superficie subyacente, y es conocida como interacción humano-Estructura (fenómeno de resonancia) (Ingólfsson, 2011). Estas dos se describen a continuación.

La interacción Humano-Humano se describe desde la perspectiva del peatón, el peatón toma en cuenta para su caminar la libertad visual y la vista hacia adelante. Aun cuando la cantidad de personas es pequeña una interacción Humano-Humano existirá producto de la velocidad de la caminata, el tipo más extremo de esta interacción se produce en puentes peatonales de gran densidad, esto debido a que en su andar el peatón ajusta su ritmo con la persona de adelante para no chocarlo, y a su vez ajusta su ritmo con las personas a su alrededor para evitar el contacto, mientras más peatones haya el ritmo será más uniforme y será más probable la sincronización. Un caso particular sería el de una procesión, en donde existe una gran sincronización peatonal.

Esto se puede interpretar matemáticamente como que a medida de la cantidad de peatones aumente, la dispersión en los valores de sus frecuencias decrece, uniformizándose este valor y haciendo que la función normal de la frecuencia sea más estrecha. La Figura N° II-15 representa claramente este fenómeno, mostrando como de pasar de una densidad peatonal ρ_{Fre} a una densidad mayor ρ_M , la distribución de frecuencias de acentúa y estrecha.

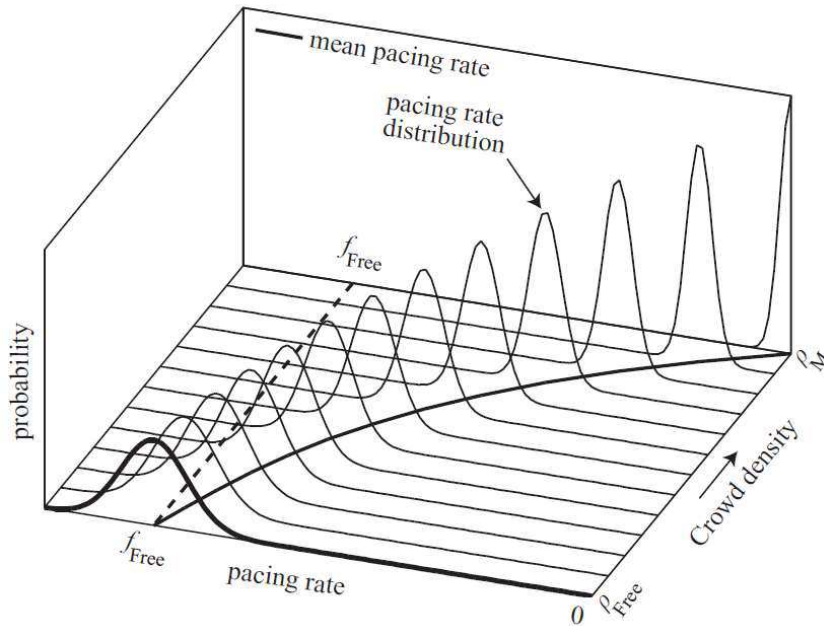


Figura N° II-15 Vista esquemática de la relación entre la densidad promedio de la multitud y la distribución de la frecuencia de paso (Ingólfsson, 2011).

La interacción Humano-Estructura (fenómeno de resonancia) tiene dos aspectos; uno es las modificaciones de las propiedades estructurales como son la masa, amortiguamiento y rigidez y la otra está relacionada a los cambios en los patrones de caminata peatonal como resultado del movimiento de la estructura.

La multitud de peatones tiene una masa que se adiciona a la masa de la estructura mientras estos permanezcan en ella, la masa de la estructura es un parámetro que está ligado a las propiedades dinámicas de la mismas, por lo que el solo hecho de estar sobre el puente peatonal hace que ya estemos interactuando con él y sus propiedades. Los movimientos laterales de la estructura producto del paso peatonal (fuerza humana y alguna mínima sincronización lateral inicial) hace que el peatón ajuste su movimiento con el del puente para una caminata más estable, a medida que estos movimientos se incrementan (Humano – Estructura) la caminata de más peatones son sincronizadas. En este sentido la vibración lateral tiene una alto excitación natural, pero debido a la naturaleza de adaptación de los seres humanos, la amplitud de estos movimientos no se extenderá hasta el infinito ya que el peatón frenara su recorrido al notarse en peligro o con mucha inestabilidad.

Los resultados muestra que el fenómeno no está relacionado con la innovaciones técnicas del puente y que el mismo fenómeno puede ocurrir en cualquier puente con una frecuencia lateral por debajo de aproximadamente 1.3 Hz cargado con un número suficiente de peatones (Moya, 2015).

2.4.2.2 Clases de puentes peatonales (densidad peatonal)

Aunque la clasificación de tráfico de peatones de un puente peatonal no se define en los códigos de ingeniería estructural, es importante para predecir su efecto en la fase de diseño y en la verificación posterior de mantenimiento con el fin de garantizar el nivel de confort necesario para el usuario. El tráfico de peatones esperado y la densidad de tráfico pueden influir en gran medida los requisitos de diseño del puente. Por ejemplo, puentes peatonales en zonas más remotas con escasa densidad de peatones no están sujetos a la misma carga dinámica como aquellas estructuras en centros de la ciudad con un tráfico más pesado. El uso esperado del puente peatonal define también los requisitos para el diseño y el comportamiento del puente. Para los puentes peatonales cerca de hospitales y asilos de ancianos, el usuario puede ser más sensible a las oscilaciones dinámicas que en el caso de un puente peatonal a lo largo de un sendero (Butz et al., 2008).

Así es como diferentes autores proponen clasificar a los puentes peatonales por la densidad peatonal que albergaran en su etapa de servicio. El Sétra clasifica a los puentes peatonales de manera cualitativa en 4 clases según la Tabla II-5.

Tabla II-5 Clases de puentes Peatonales por densidad de personas según Sétra, 2006.

Clase IV:	Pasarela rara vez utilizado, construido para enlazar las zonas poco pobladas o para garantizar la continuidad de la senda peatonal en la autopista o zonas de carril expés.
Clase III:	Pasarela para el uso estándar, que en ocasiones puede ser atravesado por grandes grupos de personas, pero que nunca será cargado a través de su área de apoyo.
Clase II:	Pasarela urbana que une a las zonas pobladas, sometidos a tráfico pesado y que en ocasiones puede ser cargado a través de su área de apoyo.
Clase I:	Pasarela urbana que une las áreas de alta densidad de peatones (por ejemplo, en las proximidades presencia de un tren o la estación de metro) o que se utiliza con frecuencia por las multitudes densas (manifestaciones, turistas, etc.), sometido a un tráfico muy denso.

Mientras que el “Research Fund for Coal and Steel” propone clasificarlo como muestra la Tabla II-6.

Tabla II-6 Clases de puentes Peatonales por densidad de personas según Research Fund for Coal and Steel, 2008.

Clase de Tráfico	Densidad (P/m ²)	Descripción	Características
TC1	Grupo de 15 P $d < 15 \frac{P}{l \cdot bl}$	Tráfico muy débil	b = ancho; l = longitud
TC2	$d = 0.20 \frac{P}{m^2}$	Tráfico débil	Confortable y caminata libre. Adelantar es posible. Peatones pueden elegir su ritmo libremente.
TC3	$d = 0.50 \frac{P}{m^2}$	Tráfico Denso	Trafico significativamente denso. Caminata sin restricción. Adelantar puede darse con dificultad.
TC4	$d = 1.00 \frac{P}{m^2}$	Tráfico muy Denso	Libertad del movimiento es restringida. Inconfortable situación. Caminata obstruida. Ya no es posible adelantar.
TC5	$d = 1.50 \frac{P}{m^2}$	Tráfico excepcionalmente Denso	Tráfico muy denso y caminata incomoda. Inicia el amontonamiento. Uno no ya no puede elegir su ritmo libremente.

Entre muchas otras clasificaciones, estas son las que mayormente se toman en cuenta en la literatura sobre puente peatones, por los que sus definiciones de clasificación serán usadas para la presente tesis.

2.4.2.3 Nivel de Confort

Muchos estudios se han llevado a cabo en la percepción humana ante vibraciones. Muchos de estos se refieren a los efectos de vibraciones inducidas por maquinas en el cuerpo humano o en la percepción de vibraciones de los usuarios en la construcción de estructuras cercanas.

El criterio para medir el confort de peatones es comúnmente representado como límites de aceleraciones de la estructura. En normas, guías y la literatura existente se proponen valores límites. Estos serán estudiados más a fondo en la sección 2.4.3.

Uno de los estudios que se realizaron fue el de FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), a través de encuestas realizadas a peatones después de que estos cruzaran una determinada estructura. Los resultados permitieron clasificar la sensación de incomodidad como muestra la Tabla II-7. Estas mediciones estuvieron enfocadas más en la dirección vertical.

Tabla II-7 Categorías de acuerdo a la investigación del FEUP

Categoría	Descripción
1	Imperceptible
2	Perceptible
3	Un poco molesto
4	Perturbador
5	Fuertemente Perturbador

A su vez el Sétra define el concepto de confort en tres categorías,

Máximo confort: Las aceleraciones sufridas por la estructura son prácticamente imperceptibles para los usuarios.

Confort Promedio: Las aceleraciones sufridas por la estructura no son más perceptibles para los usuarios.

Confort mínimo: Bajo configuraciones de carga que difícilmente se reproducen, las aceleraciones sufridas por la estructura son percibidos por los usuarios, pero no se convierten en intolerables.

A su vez propone cuatro rangos para evaluar los límites de aceleración y frecuencia de la estructura. En la Tabla II-8 se aprecia los rangos de aceleraciones y lo que cada rango significa.

Tabla II-8 Rango de aceleraciones (m/s²) para vibración lateral (Sétra, 2006)

Rango de aceleraciones	0 - 0.1 - 0.15	0.15 - 0.3	0.3 - 0.8	0.8 - a mas
Rango 1	MÁXIMO NIVEL DE CONFORT			
Rango 2		MEDIO NIVEL DE CONFORT		
Rango 3			MÍNIMO NIVEL DE CONFORT	
Rango 4				INCOMODO - NO ACEPTABLE

Para el ISO 10137, las vibraciones que afectan a los usuarios se pueden clasificar de acuerdo a la Tabla II-9.

Tabla II-9 Sensación de confort de acuerdo al ISO 10137.

Clases	Descripción
Clase a	Influencias inferiores al umbral de la percepción humana
Clase b	umbrales básicos de la percepción humana
Clase c	Alarma, miedo(comentarios negativos)
Clase d	Interferencia con las actividades
Clase e	Posibilidad de lesión o riesgo para la salud

Cabe resaltar que ninguna guía o norma indica exactamente qué nivel de confort se debe asignar a una estructura determinada. Esta decisión será influenciada por otros criterios. Por ejemplo, una clase más alta se puede seleccionar para aumentar el nivel de prevención de vibración, a la vista de las altas expectativas peatonales. Por otro lado, una clase más baja puede ser aceptada con el fin de limitar los costos de construcción o para asegurar una mayor libertad de diseño arquitectónico, teniendo en cuenta que el riesgo relacionado con la selección de una clase baja se limitará a la posibilidad de que, de vez en cuando, cuando la estructura se somete a una carga donde el tráfico y la intensidad superan los valores actuales, algunas personas pueden sentirse incómodos.

Debe notarse que la información mencionada no puede ser tomada como un criterio absoluto, el concepto de confort es altamente subjetivo y un particular nivel de aceleración será experimentado de diferente manera, dependiendo del individuo. El nivel de confort esperado normalmente es influenciado por la clase de población que utilizara el puente peatonal y por el nivel de importancia. Es posible ser más exigente en favor de los usuarios especialmente sensibles (niños en edad escolar, personas mayores o discapacitadas), y más tolerante en caso de puentes peatonales cortos (tiempos de tráfico cortos).

2.4.2.4 Amortiguamiento.

El amortiguamiento es una cantidad de suma importancia en la evaluación de vibraciones inducidas por peatones. La disipación de energía dentro de la estructura depende tanto de la amortiguación propia de la estructura (materiales de construcción) como de otros dispositivos de control (disipadores,

amortiguadores, etc.), a su vez se puede considerar el amortiguamiento adicional de elementos no estructurales como barandas entre otros.

La determinación del amortiguamiento de un puente peatonal depende de la etapa de diseño y del tipo de sistema estructural. En etapas tempranas, puede ser adecuado aplicar fórmulas y valores establecidos en normas y/o guías, En etapas más avanzadas del diseño y para estructuras más complejas, el método de los elementos finitos es aplicado pero independiente del método de cálculo de la estructura las propiedades de amortiguamiento necesitan ser definidas, para esto en las tablas Tabla II-10, Tabla II-11 y Tabla II-12 se muestran las recomendaciones para la elección de la cantidad de amortiguamiento a considerar.

Tabla II-10 Factores de Amortiguamiento Critico a ser tomado en cuenta (Sétra, 2006).

Tipo de Construcción	Factor de Amortiguamiento Critico
Concreto Reforzado	1.3%
Concreto pre Esforzado	1%
Mixto	0.6%
Acero	0.4%
Madera	1%

El Sétra para el caso de construcciones que combinen varios materiales recomienda tomar en cuenta el promedio de los amortiguamientos ponderándolos con sus respectivas contribuciones de rigidez (masa). Para lo cual presenta la ecuación (II.23), donde ξ representa el amortiguamiento y k la rigidez relacionada a la masa contribuida.

$$\xi_{modei} = \frac{\sum_{materialm} \xi_m k_{m,i}}{\sum_{materialm} k_{m,i}} \quad (II.23)$$

En la Tabla II-11 el “Research Fund for Coal and Steel” comparó valores propuestos por el Sétra y por “Bachmann y Amman”. Mientras que en la Tabla II-12 los valores fueron propuestos por el EC1 y EC5 de acuerdo a la longitud del puente.

Tabla II-11 Factores de Amortiguamiento de acuerdo al material de construcción (Butz, 2008).

Tipo de Construcción	Amortiguamiento Mínimo	Amortiguamiento Promedio
Concreto Reforzado	0.8%	1.3%
Concreto pre Esforzado	0.5%	1.0%
Mixto	0.3%	0.6%
Acero	0.2%	0.4%
Madera	1.5%	3.0%

Tabla II-12 Factores de Amortiguamiento de acuerdo al material de construcción Eurocode (Butz, 2008).

Tipo de Construcción	Amortiguamiento Promedio	
	L < 20 m	L > 20 m
Concreto Reforzado	$1.5 + 0.07(20-L) \%$	1.5%
Concreto pre Esforzado	$1.0 + 0.07(20-L) \%$	1%
Acero y compuesto de Acero- Concreto	$0.5 + 0.125(20-L) \%$	0.5%
Madera	1.0% sin uniones mecánicas 1.5% con uniones mecánicas	

2.4.3 Control de los efectos dinámicos (Normativa)

Antiguamente en los códigos nacionales e internacionales no hacían referencia a la verificación de efectos dinámicos debido a cargas peatonales, debieron pasar muchos años, y muchos eventos perjudiciales para los usuarios, para que se tomaran en cuenta estos efectos. En las últimas décadas normas internacionales han puesto interés en este fenómeno y han colocado entre sus normativas recomendaciones para su verificación, pero en relación a los efectos en la dirección vertical. Siendo la dirección lateral no tomada en cuenta por muchas de ellas. En esta sección se propone dar a conocer los aspectos más importantes encontrados en la literatura para la verificación de efectos dinámicos inducidos por cargas peatonales en la dirección lateral, mostrando como actualmente se controla este fenómeno en las etapas de diseño y de servicio.

2.4.3.1 *Etapa de Diseño*

En la etapa de diseño es en donde se propone masificar el uso de normas, códigos, guías, etc. para la verificación de los efectos dinámicos. Se ha podido encontrar dos niveles dentro de la etapa de diseño para la verificación. El primer nivel es donde se verifica si la frecuencia lateral del puente peatonal se encuentra dentro de los rangos críticos que mencionan la literatura. El segundo nivel de verificación se da cuando se modelan las cargas que simulan la caminata peatonal (que se estudiarán a fondo más adelante) y se verifican las aceleraciones que estas producen al puente peatonal. Este proceso es presentado en la Figura N° II-16, la cual representa el diagrama de flujo de la etapa de diseño que en general se lleva a cabo considerando estas verificaciones.

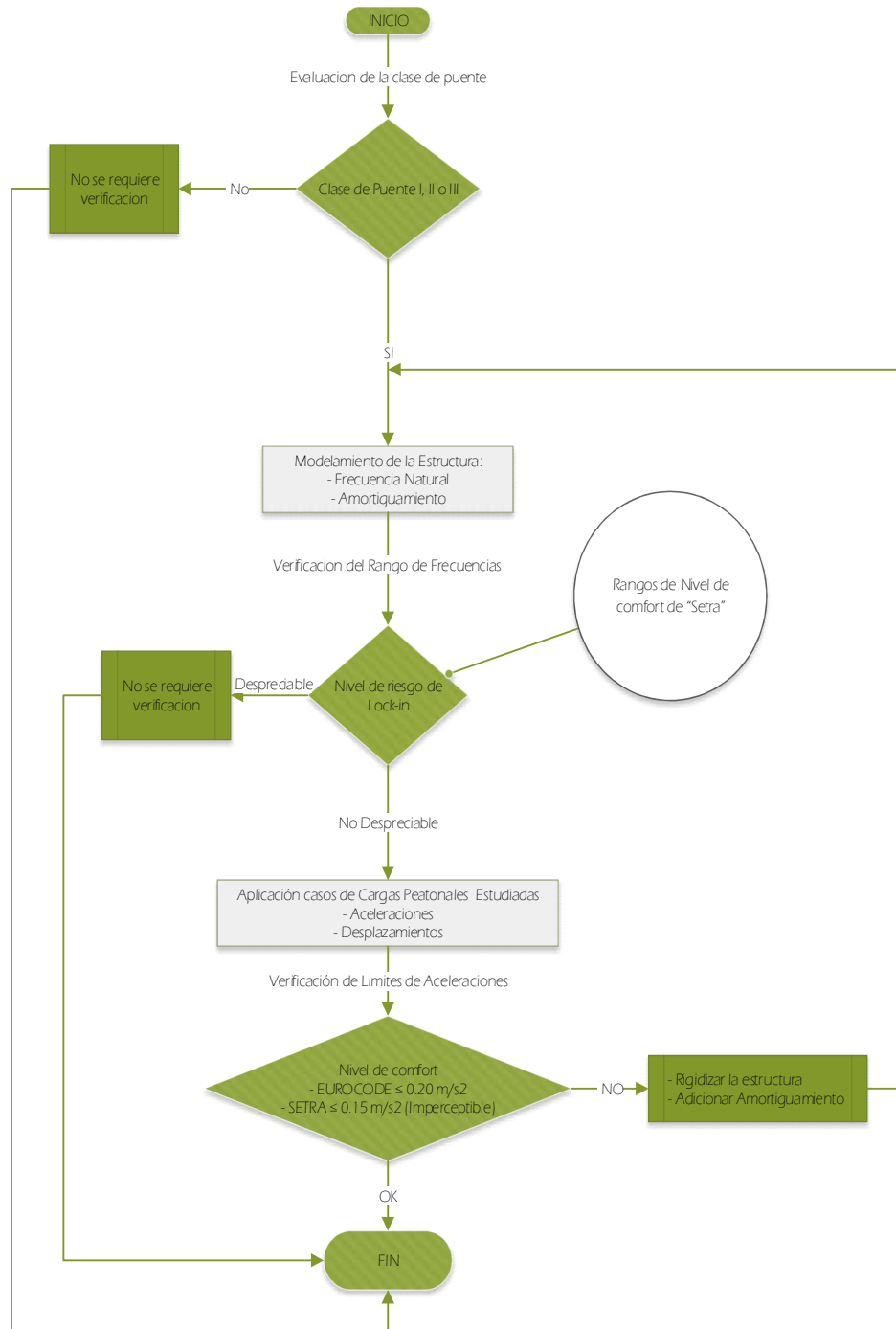


Figura N° II-16 Metodología de análisis Dinámico de Puentes Peatonales

De acuerdo al Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2003), en el Manual de Diseño de Puentes, se indica que los puentes para uso peatonal y para el tráfico de bicicletas deberán ser diseñados para una carga viva uniformemente repartida

de 5 kN/m² (510 kg/m²), no haciendo referencia a la verificación de los efectos dinámico de la carga peatonal.

No habiéndose encontrado más información al respecto en el entorno nacional, salvo algunas investigaciones universitarias que aparecen la sección de bibliografía de la presente.

En códigos internacionales se encuentran recomendaciones para la verificación del fenómeno, podemos citar varios de ellos. Por ejemplo, Sétra (Francia), EUROCODE, ISO 10137, AASHTO LRFD, BRO (Suecia), BS 5400 (Inglaterra), AISC, ONT83, DIN (Alemania), etc. Pero, como se mencionó líneas arriba, la mayoría de estos solo mencionan los efectos en la dirección vertical.

La guía técnica – evaluación del comportamiento vibratorio de puentes peatonales bajo la carga de peatones propuesta por Sétra (service d'Études techniques des routes et autoroutes) en el 2006, proporciona tablas para la verificación de los dos niveles antes mencionados. En la Tabla II-13 se muestra los rangos de frecuencia a partir de los cuales habrá un mayor o menor riesgo de que ocurra la resonancia de la estructura producto de las carga peatonales.

Tabla II-13 Rango de frecuencia (Hz) para la vibración lateral. Rango 1: Máximo riesgo de resonancia; Rango 2: Medio riesgo de resonancia; Rango: Poco riesgo de resonancia para situaciones de carga estándar; Rango 4: Insignificante riesgo de resonancia (Sétra, 2006)

Rango de frecuencia (Hz)	0 - 0.3	0.3 - 0.5	0.5 - 1.1	1.1 - 1.3	1.3 - 2.5	2.5 - a mas
Rango 1						
Rango 2						
Rango 3						
Rango 4						

En la Tabla II-8 se puede apreciar los niveles de aceleración permitidos para cada nivel de confort.

La norma AASHTO (Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del Transporte) es la entidad encargada de emitir las normas y guías usadas en el diseño y construcción de autopistas en los Estados Unidos. En su guía "AASHTO

LRFD especificaciones para el diseño de puentes peatonales” menciona que las vibraciones de la estructura no deben causar malestar o preocupación a los usuarios. Esta norma específica que la frecuencia fundamental en la dirección vertical del puente peatonal sin carga viva deberá ser superior a 3.0 Hz para evitar la ocurrencia del fenómeno en esa dirección. Para la dirección lateral, la frecuencia fundamental del puente peatonal deberá ser mayor que 1.3 Hz. Esta norma hace mención a la guía del Sétra, mas no hace mención a límites de aceleraciones.

La norma ISO 10137, que es un conjunto de guías desarrolladas por la Organización Internacional de la Normalización, la cual presenta las bases de diseño de estructuras y evaluación de sevicialidad tanto para edificios y puentes con respecto a vibraciones, hace mención que para puentes peatonales con frecuencia natural lateral menores que aproximadamente 1.3 Hz, los efectos dinámicos laterales inducidos por peatones deben ser considerados. La norma establece que el criterio de servicio por vibraciones deberá estar a cargo del diseñador para que no produzcan molestias ni representen peligros potenciales para los usuarios.

Esta norma sugiere utilizar la Figura N° II-17 para hacer las verificaciones de aceleración, la figura está en escala logarítmica y se deberá multiplicar por un factor de 60, excepto donde una o más personas están de pie en cuyo caso se debe multiplicar por un factor de 30, esto se debe a que cuando una persona que está parada tiene más sensibilidad a las vibraciones que cuando va caminando.

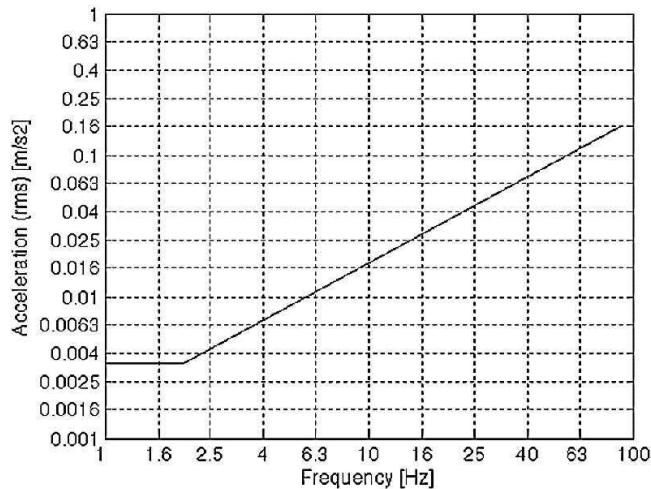


Figura N° II-17 Curva base de aceleración para vibración lateral ISO 10137.

En la norma EN 1990: Bases del Diseño Estructural EN 1990-2 (2002), se define los valores máximos aceptables en términos de aceleración, de cualquier parte de la cubierta como los valores de 0.7 y 0.2 m/s² en la dirección vertical y lateral respectivamente.

En el anexo B de EN 1995-2 (2004) en las vibraciones causadas por los peatones, se indica que se requiere de verificación de confort de criterio para puentes con frecuencias naturales inferiores a 5 Hz para la dirección vertical y por debajo de 2.5 Hz para la dirección lateral (Ortiz, 2013). En la Tabla II-14 se muestran estos datos considerando la condición para el caso de la dirección lateral.

Tabla II-14 Aceleración máxima permisible EN 1990-2(2002).

Condición	$a_{\max} \left(\frac{m}{s^2} \right)$
Vibración vertical	0.70
Vibración lateral, uso normal	0.20
Vibración lateral, condición de multitud	0.40

Para el EN 1991-2 DK NA (2009), el anexo de Dinamarca sugiere usar la guía presentada por el directorio de carreteras danesa. Lo cual propone límites de aceleración como se indica en la Tabla II-15.

Tabla II-15 Aceleraciones máximas según la clase de confort EN 1991-2 DK NA (2009).

Clase de Confort	Nivel de máximas aceleraciones (m/s ²)	
	Vibración Vertical	Vibración Lateral
Alta	0.50	0.10
Normal	0.70	0.20
Baja	1.00	0.40

2.4.3.2 Etapa de servicio

Cuando el puente ya está construido y se perciben vibraciones exageradas que crean incomodidad, las medidas para su corrección implicaran una modificación estructural ya sea de reforzamiento, o de la incorporación de amortiguadores.

Para puentes peatonales que experimenten casos de vibración superior a los límites permitidos y/o generen incomodidad a los peatones las soluciones que se manejan son:

- Restringir el paso de peatones a partir de personas capacitadas que eviten que el puente llegue a una alta densidad de peatones (recordando que a mayor densidad peatonal, existe una mayor probabilidad de que los peatones sincronicen sus pasos a los movimientos del puente).
- Rigidizar la estructura, con el fin de modificar la frecuencia natural del puente peatonal de tal manera que salga del rango de frecuencia de paso peatonal. Esta solución es la más comúnmente utilizada, debido a que no involucra un cálculo muy especializado y su ejecución es relativamente rápida. El inconveniente radica en que en algunos casos la arquitectura llega a ser afectada. Esto lo podemos apreciar en la Figura N° II-13 que muestra el antes y el después del puente peatonal del autódromo de Oberan.
- A través de amortiguadores, que ayuden a disipar la energía producto de las vibraciones inducidas por peatones. El incremento del amortiguamiento puede ser logrado ya sea por la aplicación en un elemento particular en la estructura, o por la implementación de un sistema de control externo.

El uso de sistemas de amortiguamiento externo para absorber vibraciones excesivas de la estructura puede ser una solución efectiva en términos de confiabilidad y costo. Estos sistemas pueden basarse en activas, semi-activas o pasivas técnicas de control. Considerando aspectos como costos, mantenimiento y experiencia. La opción más usual es la de los sistemas pasivos, los cuales comprenden amortiguadores viscosos, amortiguadores de masa sintonizada, amortiguadores de péndulo, amortiguadores de columna de líquido sintonizado, etc. Donde los más populares de estos son los amortiguadores viscosos y de masa sintonizada.

- Sistemas de control activo, que emplean dispositivos que necesitan de una fuente externa para ser accionados. Estos imparten fuerzas a las estructuras y también disipan energía. Su funcionamiento se basa en recibir información de las respuestas de la estructura (desplazamientos, rotaciones, etc.) por medio de sensores que se encargan de medir las variables y calculan la fuerza necesaria para accionar los actuadores de

control y contrarrestar la acción que induce la vibración. Estos dispositivos presentan una gran desventaja debido a que necesitan de fuentes de energía.

2.5 CARGAS PEATONALES

Los puentes peatonales durante su vida son sometidos a diferentes tipos de carga tanto de humanos como de otras naturalezas (animales, bicicletas automóviles eventualmente). Para el caso de las cargas debido al ser humanos, estas varían de acuerdo a la forma de movimiento que el peatón proponga en su andar, podemos mencionar los diferentes tipos de movimiento, por ejemplo, el caminar (que es la que mayormente usamos, Figura N° II-18 (a)), el correr (que está caracterizado por que existe una discontinuidad en el contacto con superficie, Figura N° II-18 (b)), saltar (que crea una gran reacción en la superficie, pero para puentes peatonales no es tan importante como las cargas en conjunto, Figura N° II-18 (c)), gatear (que tiende a generar una sincronización total entre el peatón y la plataforma), caminar con un bastón, caminar con andador, etc.

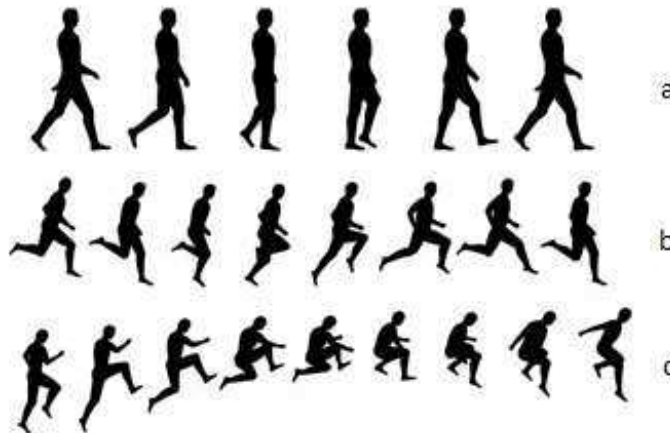


Figura N° II-18 Formas de movimiento, (a) caminar, (b) correr y (c) saltar.

La caminata que es la forma fundamental de movimiento humano y el más común medio de transporte no vehicular, es la principal forma de carga que tiene un puente peatonal en su vida útil.

A su vez la caminata es un proceso extremadamente complejo el cual ha fascinado a los científicos a través de la historia, podemos mencionar a Aristóteles, Leonardo

da Vinci, Borelli entre muchos otros que estudiaron las formas de movimiento de los humanos.

En la literatura se manejan escenarios de carga para la aplicación y/o verificación de las cargas peatonales. Estos escenarios o estados de carga son mayormente divididos en cargas de una sola persona, un grupo de personas, una multitud de personas y por cargas deliberadas denominadas cargas vandálicas.

2.5.1 Características de carga de un solo peatón

Durante la caminata, un peatón produce una fuerza dinámica que varía en el tiempo la cual tiene componentes en las tres direcciones vertical, horizontal-lateral y horizontal-longitudinal. Estas fuerzas dinámicas dependen de la frecuencia de caminar de las personas o frecuencia de paso, la velocidad al caminar (ritmo), la longitud del paso, etc. Todos estos factores varían de persona a personas, entre mujer y hombre, entre niños, jóvenes, adultos y adultos mayores, etc. Por ejemplo, en la Figura N° II-19 tenemos la variabilidad de la velocidad de un peatón, la cual depende de la edad y género de la persona.

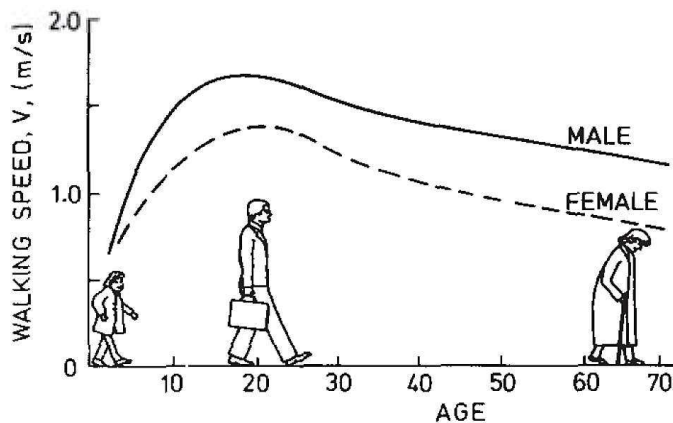


Figura N° II-19 Velocidad de caminata en función de la edad para hombres y mujeres (Ingólfsson, 2011).

Acorde con lo mencionado, muchas investigaciones para representar la fuerza de la caminata han sido hechas en el campo de la biomecánica, usualmente con el objetivo de investigar diferencias en los patrones de paso entre pacientes sanos y con anomalías al caminar.

En una de estas investigaciones, Andriacchi et al. midieron la fuerza de caminata de paso en las tres direcciones por medio de una plataforma de fuerza. Las formas obtenidas por Andriacchi et al. son presentadas en la Figura N° II-20. Ellos también reportaron que incrementando la velocidad de caminata se incrementaba la longitud de paso y el pico de fuerza ejercida. En otras palabras, los efectos dinámicos de las fuerzas fueron cambiando con la velocidad de caminata. Esto demostró la naturaleza compleja de la fuerza dinámica inducida por humanos y su dependencia en varios parámetros como se mencionó anteriormente.

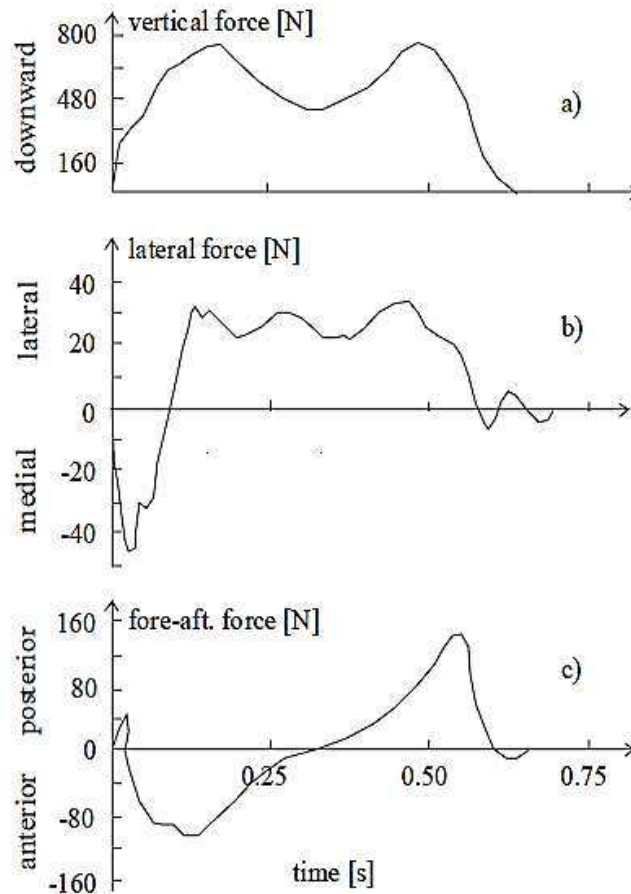


Figura N° II-20 Formas típicas de la fuerza ejercida por un peatón al dar un paso en la dirección (a) vertical, (b) lateral y (c) longitudinal (Andriacchi et al., 1977).

Existen diferentes tipos de caminata (caminata normal, lenta, marcha, rápida, etc.), estos pueden llegar a ocurrir dependiendo de la densidad o escenario que el peatón este experimentando. Estos escenarios fueron mostrados en las tablas Tabla II-5 y Tabla II-6. En la Figura N° II-21 se muestran los modelos de carga obtenidos tras mediciones experimentales, apreciándose la variabilidad de la forma de la carga que simula la caminata peatonal.

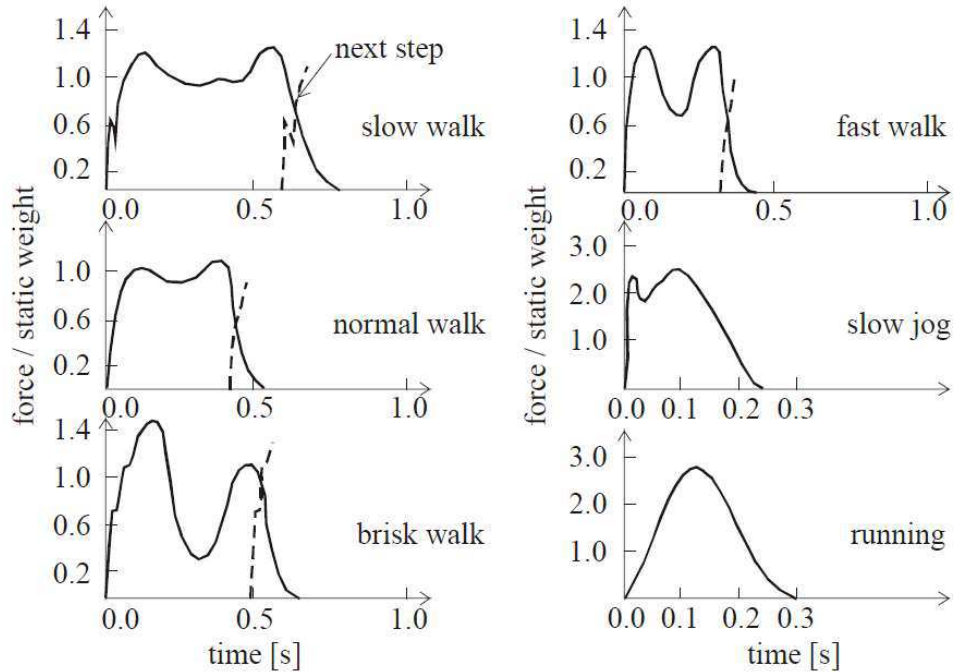


Figura N° II-21 Patrones típicos de fuerza vertical para diferentes tipos de actividad humana, desde caminata lenta, normal, enérgica, rápida, trote lento y correr (Wheeler, 1982)

Por otro lado esta fuerza de caminata peatonal ha sido estudiada por muchos años por científicos a través de diversos ensayos y experimentos con el fin de determinar las características del paso de peatones como sus frecuencias, las fuerza de pisada, la forma del paso, etc. Entre estos tenemos a Matsumoto que con el fin de investigar el ritmo de los peatones midió los pasos de 505 personas que cruzaban de forma natural las carreteras. El principio básico utilizado por Matsumoto fue que la frecuencia de paso para cada persona que cruce un puente peatonal se encuentra dividiendo el número de pasos realizados durante el cruce por el tiempo de cruce. Este estudio llego a la conclusión de que las frecuencias de la fuerza vertical para peatones tiene la forma de una distribución normal como se ve en la Figura N° II-22, con una frecuencia media de 2.0 Hz y una desviación estándar de 0.173 Hz (Matsumoto et al. 1978)

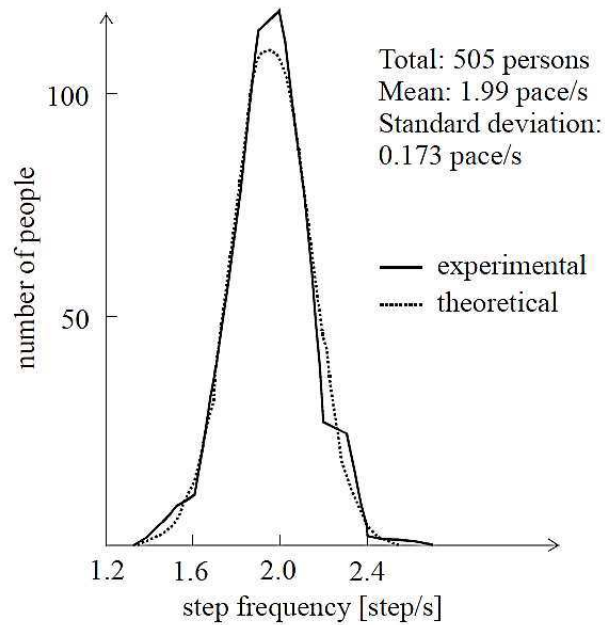


Figura N° II-22 Distribución Normal de pasos de Peatones (Matsumoto, 1978).

Otras mediciones fueron realizadas para definir mejor la caminata peatonal ver Tabla II-16. Para Bachmann et al. la típica frecuencia de paso de la caminata esta alrededor de dos pasos por segundo, el cual da una frecuencia de la fuerza vertical de 2 Hz. La caminata lenta está en el rango de 1.4 – 1.7 Hz y la caminata rápida está en el rango de 2.2 – 2.4 Hz. Esto significa que el rango total de la frecuencia de la fuerza vertical está en 1.4 – 2.4 Hz con una media aproximada de 2 Hz. Ya que la componente lateral de la fuerza es aplicada a la mitad de la frecuencia de la pisada, la frecuencia de la fuerza lateral está en el rango de 0.7 – 1.2 Hz. (Hauksson, 2005), como se aprecia en la Figura N° II-23.

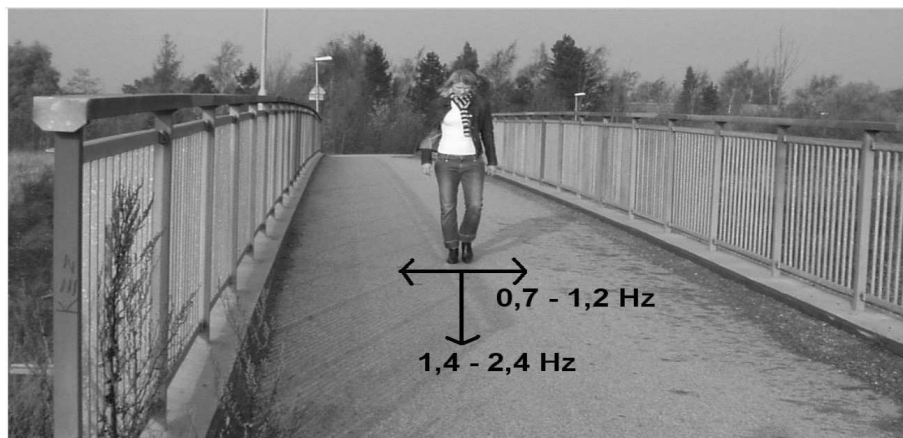


Figura N° II-23 Frecuencia de las Fuerzas Verticales y Laterales (Hauksson, 2005).

Tabla II-16 Rangos Típicos de Frecuencia para diferentes tipos de Caminata (Bachmann et al., 2002)

	Rango Total (Hz)	Caminata Lenta (Hz)	Caminata Normal (Hz)	Caminata Rápida (Hz)
Frecuencia de la Fuerza Vertical de la pisada	1.4 – 2.4	1.4 – 1.7	1.7 – 2.2	2.2 – 2.4
Frecuencia de la Fuerza Lateral de la pisada	0.7 – 1.2	0.7 – 0.9	0.9 – 1.1	1.1 – 1.2

El SYNPEX (Butz et al., 2008) evaluó la frecuencia del paso peatonal asumiendo que la duración del paso con el pie derecho es la misma que para el pie izquierdo. En la Figura N° II-24 se muestra la distribución normal de la frecuencia de caminata que hicieron para caminata lenta, normal y rápida.

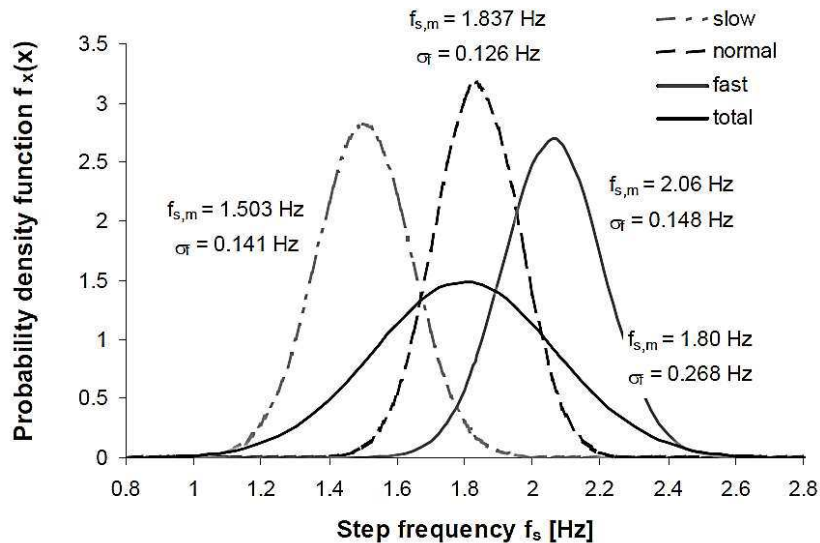


Figura N° II-24 Densidad de probabilidad de las Frecuencias de paso (Butz et al., 2008).

Comparando estos resultados, notamos que la frecuencia obtenida para caminata normal (1.837 Hz) fue más pequeña que lo mostrado por Matsumoto en la Figura N° II-22 (2 Hz), pero aun así están dentro del rango que presentó Hauksson, ver Figura N° II-23 (1.7 – 2.2 Hz), por lo que estas mediciones guardan relación unas con otras.

Kobayashi muestra los resultados de las mediciones de la frecuencia de paso de varios autores. Estos resultados pueden ser descritos estadísticamente como una distribución normal con una media de 1.99 Hz y una desviación estándar de 0.173 Hz. En la Tabla II-17 se presentan estos resultados.

Tabla II-17 Mediciones de la frecuencia de paso peatonal por varios autores (Kobayashi, 2011).

Autor	N° de personas	Media (Hz)	Desviación (Hz)
Matsumoto et al. 1972	505	1.99	0.173
Kerr y Bishop 2001	40	1.90	-
Zivanovic et al. 2005	1976	1.87	0.186
Pachi and Ji 2005	200	1.86	0.110
Ingólfsson 2006	19	1.83	0.104
Pachi and Ji 2005	200	1.80	0.100

Es evidente que la forma completa del caminar humano es representada con el conjunto del paso derecho más el paso izquierdo, esto ha sido comprobado y se asumirá como un evento periódico dado que las diferentes mediciones así lo aproximan. En la Figura N° II-25 se muestra como para un evento de caminata completo (paso derecho más paso izquierdo) la fuerza vertical y longitudinal se aplican dos veces mientras que la lateral solo una. Esto resulta en que el periodo de la fuerza lateral es el doble que el de la fuerza vertical y longitudinal, explicando en parte los resultados de la Tabla II-16.

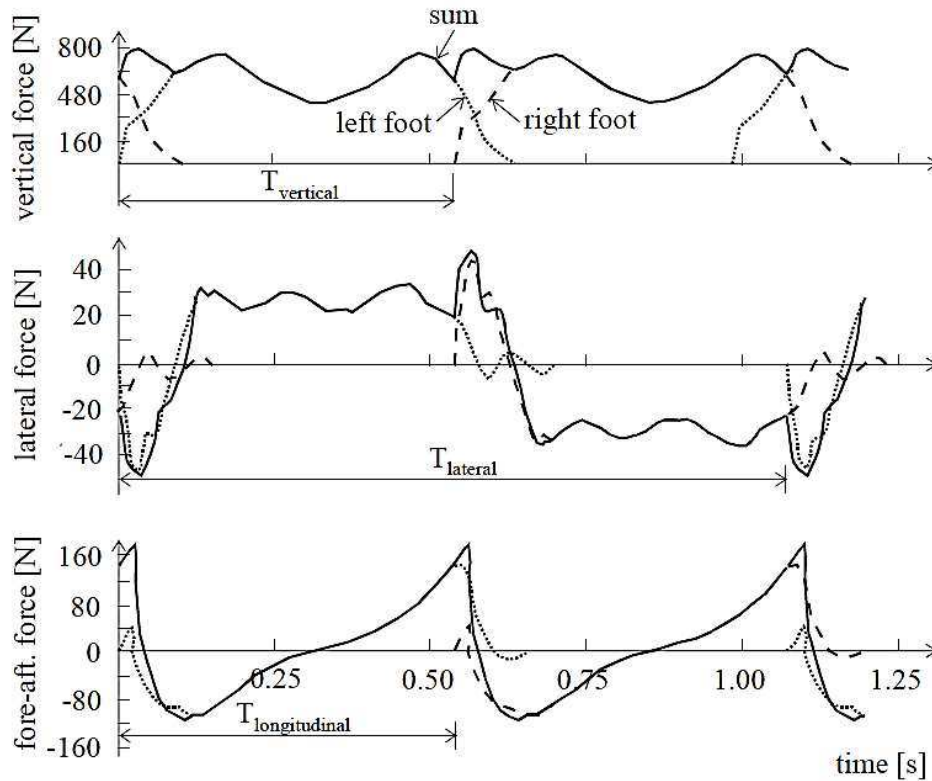


Figura N° II-25 Forma completa de la caminata en la dirección vertical, lateral y longitudinal.

Por lo que en la literatura se ha asumido como real que:

$$T_{lateral} = 2T_{vertical} = 2T_{longitudinal} \quad (II.24)$$

2.5.2 Características de carga de grupo de personas

Con el fin de definir los modelos de carga para los grupos y las multitudes, dos cuestiones fundamentales deben ser contestadas, ¿Los peatones están sincronizados con la multitud?, ¿Los peatones están sincronizados con el movimiento del puente?

En 1978, Matsumoto et al. investigaron la probabilidad de los peatones que llegan al puente peatonal, mediante un análisis estocástico, se tomó como base al número de peatones que cruzan las pasarelas en un día, para considerar la llegada como un fenómeno aleatorio mediante una distribución de Poisson. Matsumoto et al. propusieron multiplicar la amplitud de la vibración calculada para un solo peatón por un factor de incremento m definida por la ecuación (II.25)

$$m = \sqrt{\lambda T_0} \quad (II.25)$$

donde:

- λ : Tasa media de peatones que pasan por el ancho del puente (personas / segundo).
- T_0 : Tiempo (segundos) necesario para cruzar un puente de longitud L a una velocidad v_s . según $T_0 = L/v_s$.
- $n = \lambda T_0$: Número de personas en el puente en cualquier instante de tiempo.

La ecuación (II.25) no ha sido verificada en campo. Pero extensivos estudios, en los cuales el tiempo de llegada, pesos individuales y frecuencias de paso fueron variando al azar, tienden a confirmar esto.

El factor de multiplicación $m = \sqrt{n}$ es el factor equivalente a una carga de peatones que no están sincronizados. Para peatones que están sincronizados se considera

un factor de multiplicación igual a $m=n$, este caso es más probable cuando tenemos mayor densidad peatonal. Por lo que el modelo de la carga que simula la caminata peatonal queda descrito de acuerdo a la ecuación (II.26).

$$F(t) = m \cdot f(t) \quad (II.26)$$

Donde

m : Se encuentra en el rango $[\sqrt{n}, n]$, dependiendo del grado de sincronización existente.

$F(t)$: Fuerza de un grupo o multitud de personas.

$f(t)$: Fuerza de un peatón.

2.5.3 Características de carga vandálica (excitación deliberada)

Además de la respuesta de uno o más peatones caminando al zar. Existe la posibilidad que puentes peatonales y estructuras similares sean llevados al estado de resonancia deliberadamente por un grupo de persona (carga vandálica). Esto puede darse tanto en la dirección vertical, marcando el paso (este comportamiento es similar al de un grupo de espectadores de un concierto de rock), como en la dirección lateral, a través del cambio rítmico del centro de gravedad.

2.6 ANÁLISIS DE MODELOS DE CARGA PEATONAL

Como se ha expuesto hasta aquí, un puente peatonal moderno necesita de técnicas modernas de análisis. Gracias a los últimos avances científicos e investigaciones, podemos saber sobre la evaluación teórica, los criterios de confort y los sistemas de control de vibraciones inducidas por peatones. Pero aún existe una importante discusión acerca de la simulación numérica de la respuesta de un puente peatonal bajo excitación dinámica de cargas que simulan la caminata peatonal. El principal y más espectacular problema es la acción dinámica de peatones en un puente.

El análisis de modelos de carga peatonal se refiere al estudio realizado en la normativa y literatura existente sobre modelos de carga que simulan la caminata peatonal en sus diferentes estados. Aclarando que solo se estudiarán los efectos debido a la componente lateral, por ser esta el objetivo de la presente tesis.

Existen dos tipos de modelos de carga: modelos deterministas y modelos probabilísticos. Los modelos deterministas son modelos sinusoidales de la carga peatonal adoptados en la mayoría de códigos y publicaciones, sin embargo debido a que la carga de los peatones es un proceso aleatorio, se han estudiado modelos probabilísticos a través de modelos estadísticos, correspondientes a la toma de muestras experimentales de cargas peatonales. En esta tesis se considera modelos deterministas como también probabilísticos encontrados en la literatura.

Las cargas que simulan la caminata peatonal tienen un manejo similar al que se utilizan en puente vehiculares, distribuyendo las cargas de una manera tal que produzcan los máximos efectos a la estructura, este concepto se entiende mejor al observar la Figura N° II-26, en la cual se coloca la carga peatonal acorde con la configuración de la forma modal, incrementando sus efectos.

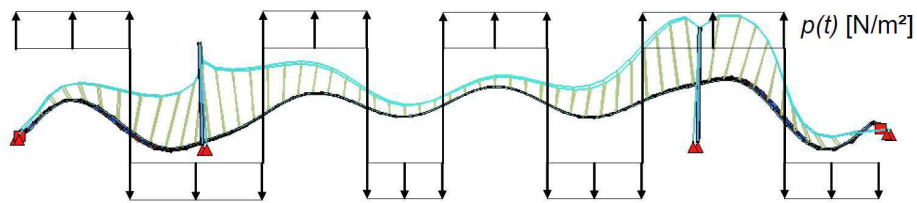
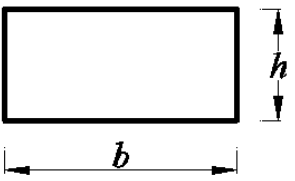


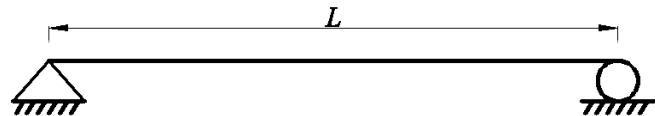
Figura N° II-26 Aplicación de carga acorde a la configuración de la forma modal.

Para la presentación de los modelos de carga que simulan la caminata peatonal se hará uso de un puente peatonal simplemente apoyado sin carga con las características que se muestran en la Tabla II-18.

Tabla II-18 Ejemplo de un Puente peatonal simplemente apoyado.

DESCRIPCIÓN DE DATOS		
Losa de concreto ($f'c$):	210	kg/cm ²
Altura (h):	0.25	m
Base (b):	3.00	m
Longitud (L):	60.00	m
Módulo de Elasticidad (E_c):	2,534,563.50	Ton/m ²
Área cargada (S):	180	m ²
Frecuencia lateral (f_L):	1.21247	Hz
Amortiguamiento (ϵ):	2%	-





A su vez estos datos se modelaron en el software SAP2000, considerando las particularidades de cada modelo estudiado.

La forma de aplicación de las cargas que simulan la caminata peatonal es de suma importancia y es un factor relevante en los resultados a obtener, para esto se encontraron en la literatura estudiada tres formas diferentes de aplicación de la carga peatonal en la dirección lateral.

Tenemos el caso de aplicación de carga distribuida a lo largo del área cargada (ver Figura N° II-27). Que consiste en aplicar la componente lateral de la carga peatonal a lo largo y ancho del área cargada.

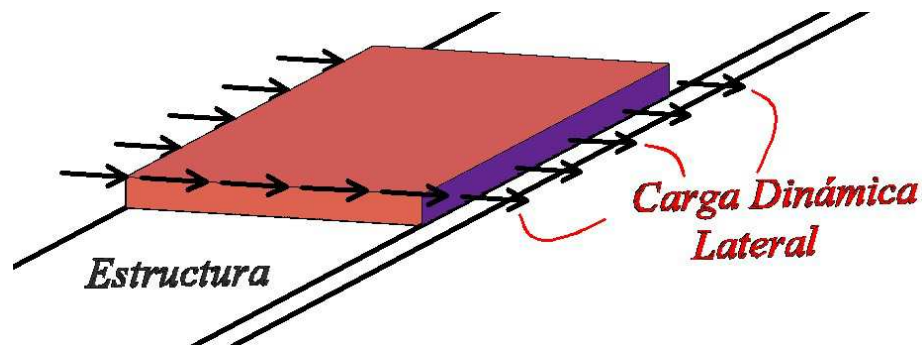


Figura N° II-27 Forma 1 de aplicación de Modelos de Carga.

El segundo caso consiste en aplicar la carga peatonal concentrada en la zona más desfavorable de la estructura, es decir, como carga puntual. (Ver Figura N° II-32).

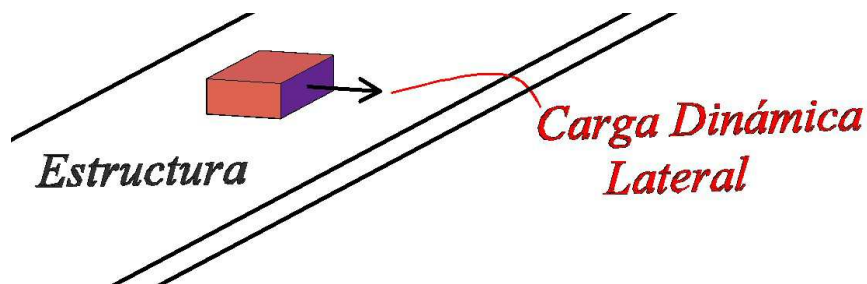


Figura N° II-28 Forma 2 de aplicación de Modelos de Carga.

La tercera y última forma de aplicación de carga es la que toma en cuenta el movimiento peatonal, es decir, aplica una carga móvil que transmite su fuerza a medida que va cruzando la estructura del puente, en la Figura N° II-29 se muestra el detalle de aplicación, esta forma tomara en cuenta la velocidad de caminata, la característica de la carga (puntual o distribuida), entre otros factores.

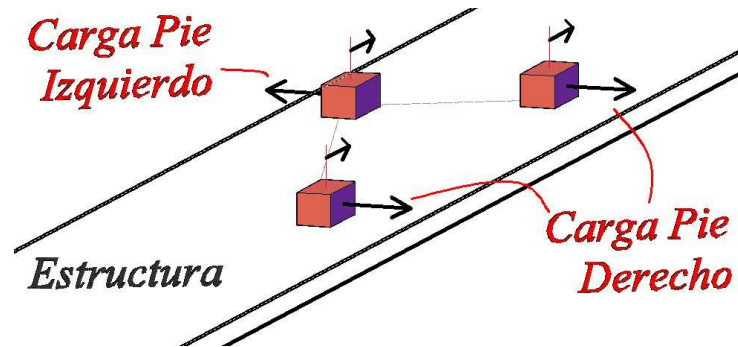


Figura N° II-29 Forma 3 de aplicación de Modelos de Carga.

2.6.1 Modelo de carga peatonal 1 (MCP 1)

Este modelo de carga es presentado en la guía europea de diseño para vibración de puentes peatonales. Esta guía fue presentada en la tercera conferencia internacional "Footbridge 2008" en Polonia, por Heinemeyer y Feldmann, donde se presentan las consideraciones para la aplicación de la carga peatonal en las tres direcciones (vertical, longitudinal y lateral).

Refiriéndonos al marco teórico expuesto previamente (ver 2.2.3), el presente modelo de carga es semejante al sistema peatón-puente presentado en la Figura N° II-5 (b), el cual considera la masa peatonal como parte de la masa de la estructura, modificando sus propiedades dinámicas. Y se aplicará de acuerdo a la forma de la Figura N° II-27. La Figura N° II-30 muestra la forma final de aplicación.

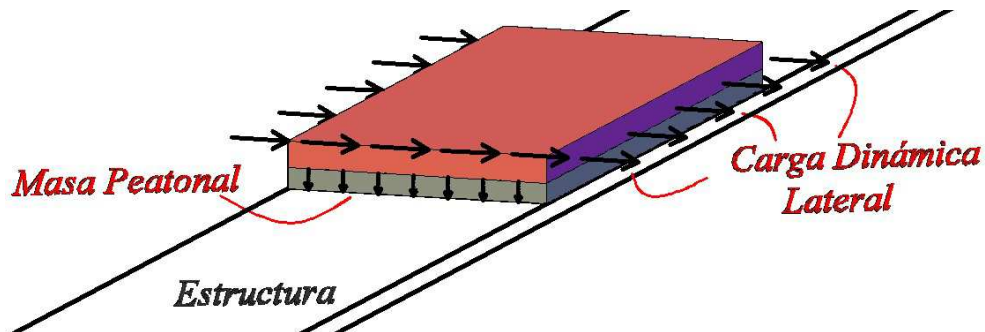


Figura N° II-30 Esquema de aplicación de los Modelos de Carga 1.

Los autores tras las mediciones realizadas propusieron un modelo de carga armónica definida según la ecuación (II.27)

$$f(t) = G \cos(2\pi \cdot \Omega \cdot t - \phi) n' \psi \quad (\text{II.27})$$

donde

- $f(t)$: Carga armónica debida a un simple peatón (N / m^2).
- G : Peso de una persona (N).
- Ω : Frecuencia del paso (Hz).
- ϕ : Se considerará $\pi/2$.
- n' : Número de personas equivalentes en la superficie cargada S .
dependerá de la densidad en cada caso de carga.
- S : Área Cargada (m^2).
- ψ : Coeficiente de reducción en la dirección lateral.

El factor G que representa el peso de un peatón será tomado en cuenta como 700 N, que es lo que en promedio se adopta para este tipo de análisis. Y según los autores la componente lateral de G (G_L) será considerada de 35 N.

La frecuencia Ω de paso será considerada de acuerdo a la velocidad de caminata que depende de la densidad peatonal del puente. En la Figura N° II-31 se muestra la correspondencia entre estos dos parámetros.

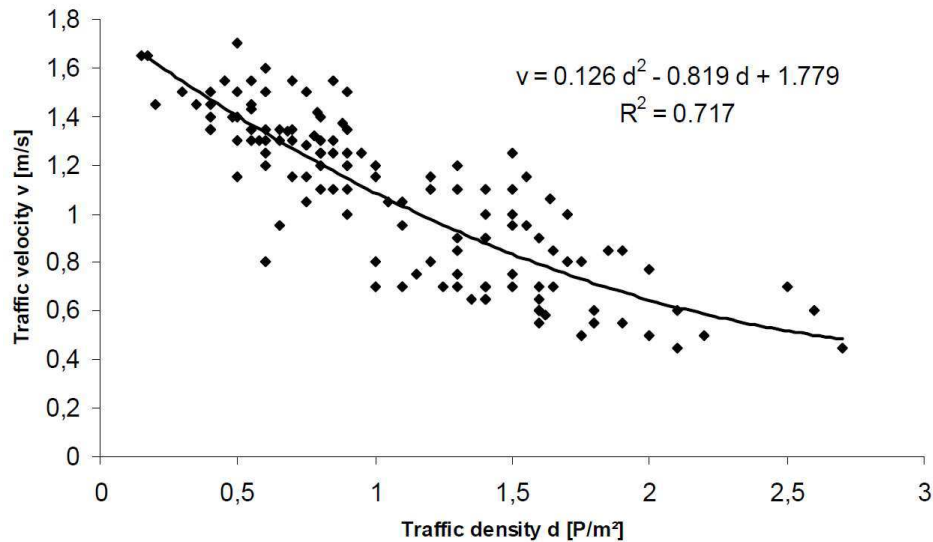


Figura N° II-31 Aproximación de la velocidad de caminata en relación a la densidad peatonal (Butz et al., 2008).

De estas mediciones se concluyó con la existencia de una relación entre la velocidad y la frecuencia de paso a través de la ecuación (II.28), donde la ecuación (II.29) representa la desviación estándar de la frecuencia de los datos medidos.

$$\Omega_v = 0.7868v + 0.7886 \quad (II.28)$$

$$\sigma_f = 0.0857v - 0.035 \quad (II.29)$$

Con esto, obtendríamos la frecuencia de paso en la dirección vertical, aplicando el principio de la ecuación (II.24) tendremos la frecuencia de paso en la dirección lateral como muestra la ecuación (II.30).

$$\Omega_L = \frac{\Omega_v}{2} \quad (II.30)$$

El factor n' queda definido de acuerdo a la Tabla II-19

Tabla II-19 Factor n' para diferentes casos de carga.

Estado de Carga	$n' (1/m^2)$
Densidad < 1.0 P/m ²	$n' = \frac{10.8\sqrt{\xi \cdot n}}{S}$
Densidad > 1.0 P/m ²	$n' = 1.85 \sqrt{n}$

donde:

- n : Número de peatones en la superficie cargada S ($n = Sxd$).
- ξ : Amortiguamiento de la estructura.
- d : Densidad peatonal.

Por último, el coeficiente de reducción ψ , que toma en cuenta la probabilidad de sincronización peatonal, es diferente para cada modelo de carga, se conocerá aplicando el grafico de la Figura N° II-32.

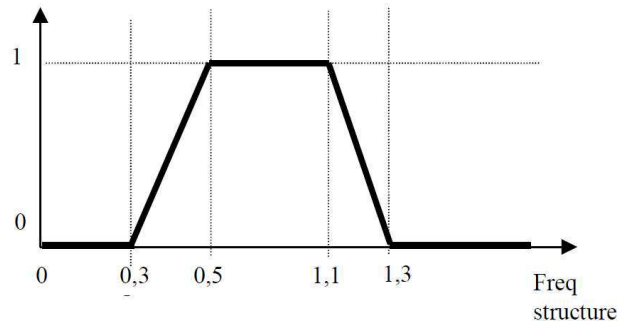


Figura N° II-32 Frecuencia lateral de la Estructuras vs. Coeficiente de reducción ψ (Heinemeyer y Feldman, 2008)

En la Figura N° II-33 tenemos un resumen de pasos a seguir para la aplicación del modelo de carga peatonal 1.

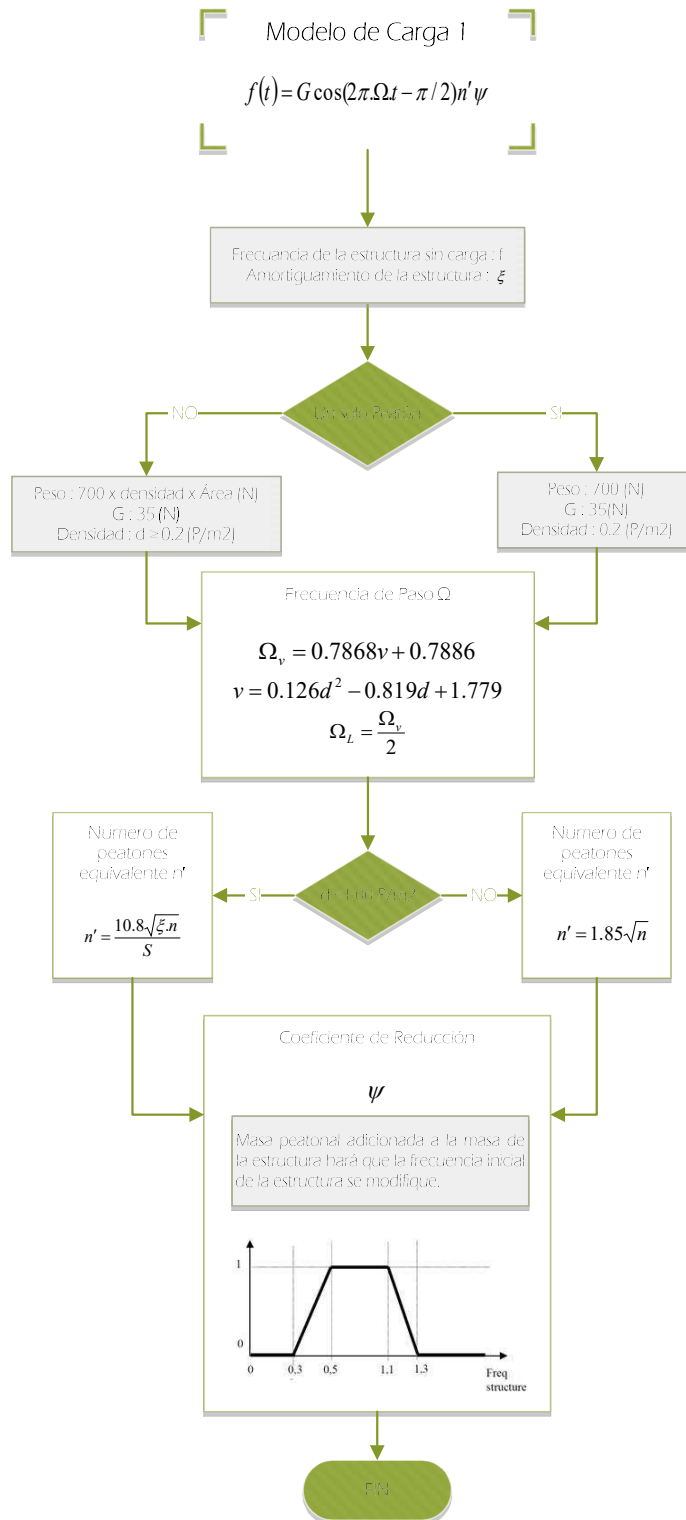


Figura N° II-33 Diagrama de flujo para la aplicación del Modelos de Carga 1.

2.6.1.1 Modelo de carga peatonal para un solo peatón.

Los autores proponen que al evaluar un puente peatonal en la dirección lateral bajo carga de un solo peatón, esta carga deberá estar colocada de manera distribuida a lo largo y ancho del área cargada tal como se muestra en la Figura N° II-30. Este modelo de carga peatonal considera la acción que produce la fuerza de paso de una sola persona al hacer uso del puente peatonal.

Haciendo uso del diagrama de flujo de la Figura N° II-33, y aplicando la carga a una estructura de ejemplo cuyos datos son los mostrados en la Tabla II-1, se obtuvieron los resultados que muestra la Tabla II-20.

Tabla II-20 Parámetros para carga de un solo peatón.

Frecuencia de Paso	Densidad :	< 0.20	Personas /m ²
	Velocidad :	1.62024	m/s
	Frecuencia de paso vertical (Ω_v) :	2.06340	Hz
	Frecuencia de paso lateral (Ω_L) :	1.03170	Hz
Componente Lateral de la Fuerza de Paso	G_L :	35	N
Número de personas equivalente	Área ($S = Lxb$) :	180	M ²
	n :	1	persona
	ξ :	2.00%	-
	n' :	0.08485	(1/m ²)
Coeficiente de Reducción	Masa peatonal :	0.07136	Ton
	Frecuencia de la Estructura Final f_L :	1.21207	Hz
	φ :	0.43967	-

Por lo que de acuerdo a estos parámetros la fuerza peatonal $f(t)$ quedaría como indica la ecuación (II.32)

$$f(t) = (35) \times \cos(2\pi \times 1.0317 \times t) \times (0.08485) \times (0.43967) \text{ N / m}^2 \quad (\text{II.31})$$

$$f(t) = 2.7414 \cos(6.4824 \times t) \text{ N / m}^2 \quad (\text{II.32})$$

2.6.1.2 Modelo de carga peatonal para un grupo de peatones.

Los autores proponen que al evaluar un puente peatonal en la dirección lateral bajo carga de un grupo de peatones, esta carga deberá estar colocada de manera distribuida a lo largo y ancho del área cargada tal como se muestra en la Figura N° II-30. Este modelo de carga peatonal considera la acción que produce la fuerza de paso de un grupo de peatones al hacer uso del puente peatonal.

Para este modelo de carga peatonal, el estado de grupo de peatones es considerado para densidades menores a 1.0 peatones/m².

Haciendo uso del diagrama de flujo de la Figura N° II-33, y aplicando la carga a una estructura de ejemplo cuyos datos son los mostrados en la Tabla II-1, se obtuvieron los resultados que muestra la Tabla II-21.

Tabla II-21 Parámetros para carga de un grupo de peatones.

Frecuencia de Paso	Densidad :	0.20	Personas /m ²
	Velocidad :	1.62024	m/s
	Frecuencia de paso vertical (Ω_v) :	2.06340	Hz
	Frecuencia de paso lateral (Ω_L) :	1.03170	Hz
Componente Lateral de la Fuerza de Paso	G_L :	35	N
Número de personas equivalente	Área ($S = Lxb$) :	180	m ²
	n :	36	persona
	ξ :	2.00%	-
	n' :	0.509	(1/m ²)
Coeficiente de Reducción	Masa peatonal :	2.56881	Ton
	Frecuencia de la Estructura Final f_L :	1.19829	Hz
	φ :	0.50853	-

Por lo que de acuerdo a estos parámetros la fuerza peatonal $f(t)$ quedaría como indica la ecuación (II.34).

$$f(t) = (35) \times \cos(2\pi \times 1.0317 \times t) \times (0.509) \times (0.50853) \text{ N/m}^2 \quad (\text{II.33})$$

$$f(t) = 9.0616 \times \cos(6.4824 \times t) \text{ N/m}^2 \quad (\text{II.34})$$

2.6.1.3 Modelo de carga peatonal para un flujo de peatones.

Los autores proponen que al evaluar un puente peatonal en la dirección lateral bajo carga de un flujo de peatones, esta carga deberá estar colocada de manera distribuida a lo largo y ancho del área cargada. Este modelo de carga peatonal considera la acción que produce la fuerza de paso de un flujo de peatones al hacer uso del puente peatonal.

Para este modelo de carga peatonal, el estado de un Flujo de peatones es considerado para densidades mayores a 1.0 peatones/m².

Haciendo uso del diagrama de flujo de la Figura N° II-33, y aplicando la carga a una estructura de ejemplo cuyos datos son los mostrados en la Tabla II-1, se obtuvieron los resultados que muestra la Tabla II-22.

Tabla II-22 Parámetros para carga de un flujo de peatones.

Frecuencia de Paso	Densidad :	1.00	Personas /m ²
	Velocidad :	1.086	m/s
	Frecuencia de paso vertical (Ω_v) :	1.6431	Hz
	Frecuencia de paso lateral (Ω_L) :	0.8215	Hz
<hr/>			
Componente Lateral de la Fuerza de Paso	G_L :	35	N
<hr/>			
Número de personas equivalente	Área ($S = Lxb$) :	180	m ²
	n :	180	persona
	ξ :	2.00%	-
	n' :	1.138	(1/m ²)
<hr/>			
Coeficiente de Reducción	Masa peatonal :	12.844	Ton
	Frecuencia de la Estructura Final f_L :	1.1462	Hz
	φ :	0.769	-

Por lo que de acuerdo a estos parámetros la fuerza peatonal $f(t)$ quedaría como indica la ecuación (II.36).

$$f(t) = (35) \times \cos(2\pi \times 0.8215 \times t) \times (1.138) \times (0.769) \text{ N/m}^2 \quad (\text{II.35})$$

$$f(t) = 30.6404 \times \cos(5.1618 \times t) \text{ N/m}^2 \quad (\text{II.36})$$

En la Figura N° II-34 se muestra la comparación de estos tres casos de carga.

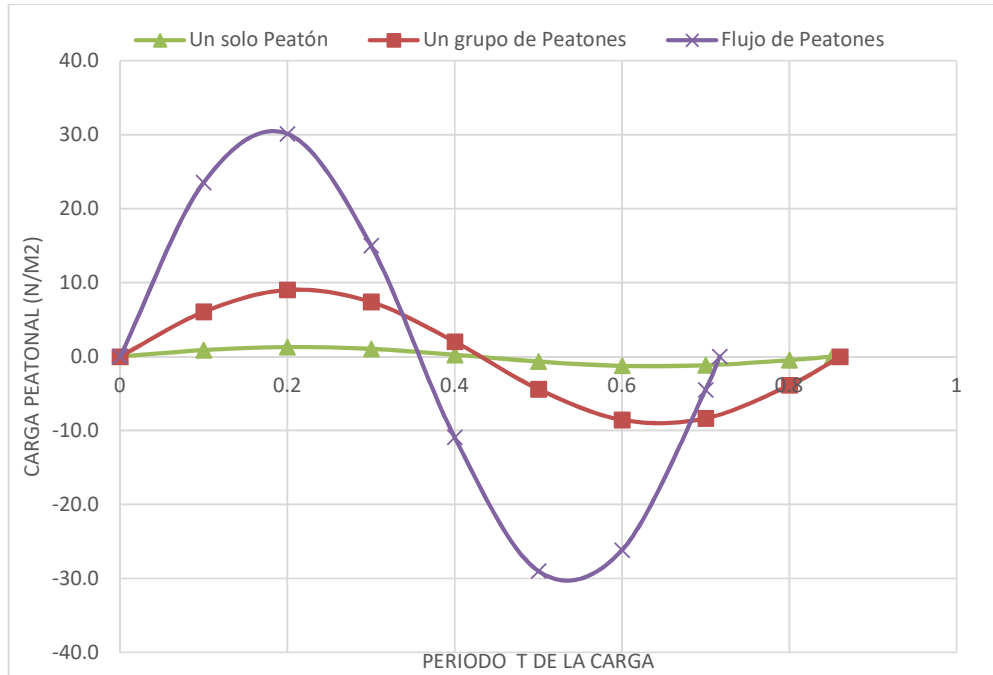


Figura N° II-34 Comparación de estados de carga para el Modelo de carga peatonal 1.

2.6.2 Modelo de carga peatonal 2 (MCP 2)

Este modelo de carga es presentado en la guía de diseño de puentes peatonales publicada por la "International Federation for Structural Concrete" (FIB) en el 2005. Este modelo de carga es similar al modelo de carga 1 salvo que este utiliza la función seno para representar a la carga armónica que simula la caminata peatonal, entre otros factores.

Refiriéndonos al marco teórico expuesto previamente (ver 2.2.3), el presente modelo de carga al igual que el anterior es semejante al sistema peatón-puente presentado en la Figura N° II-5 (b), el cual considera la masa peatonal como parte de la masa de la estructura, modificando sus propiedades dinámicas.

Los autores tras las mediciones realizadas propusieron un modelo de carga armónica definida según la ecuación (II.37).

$$f(t) = A \sin(2\pi \cdot f \cdot t) \quad (II.37)$$

donde

$f(t)$: Carga armónica peatonal. Sus unidades variaran de acuerdo a cada estado de carga. (N , N / m^2)

A : Amplitud de la carga.

f : Frecuencia de la estructura (Hz).

El valor de la amplitud A quedara definido de acuerdo al estado de carga que se esté evaluando. Para estados de carga de más de un peatón esta amplitud quedara afectada por el coeficiente de sincronización k , el cual se introduce para tener en cuenta la sincronización al azar de los peatones en grupos. Este factor queda definido para la dirección lateral (materia de este estudio) de acuerdo a la Figura N° II-35 y guarda dependencia de la frecuencia lateral de la estructura.

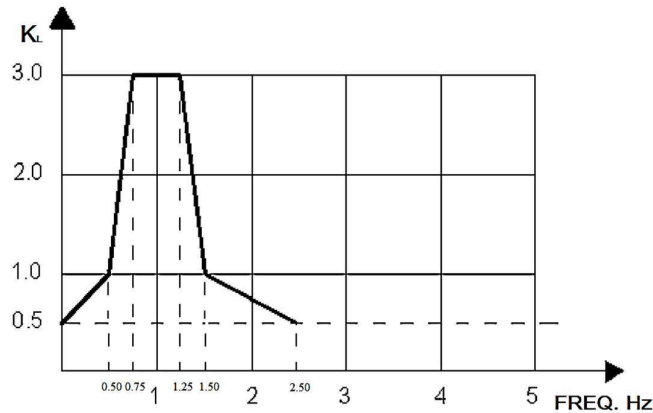


Figura N° II-35 Factor de Sincronización Lateral k_L vs. frecuencia de la estructura.

El valor de la frecuencia de la estructura f será obtenido del análisis dinámico de la estructura, teniendo en cuenta que la masa peatonal modificará este valor.

En la Figura N° II-36 tenemos un resumen de pasos a seguir para la aplicación del modelo de carga peatonal 2.

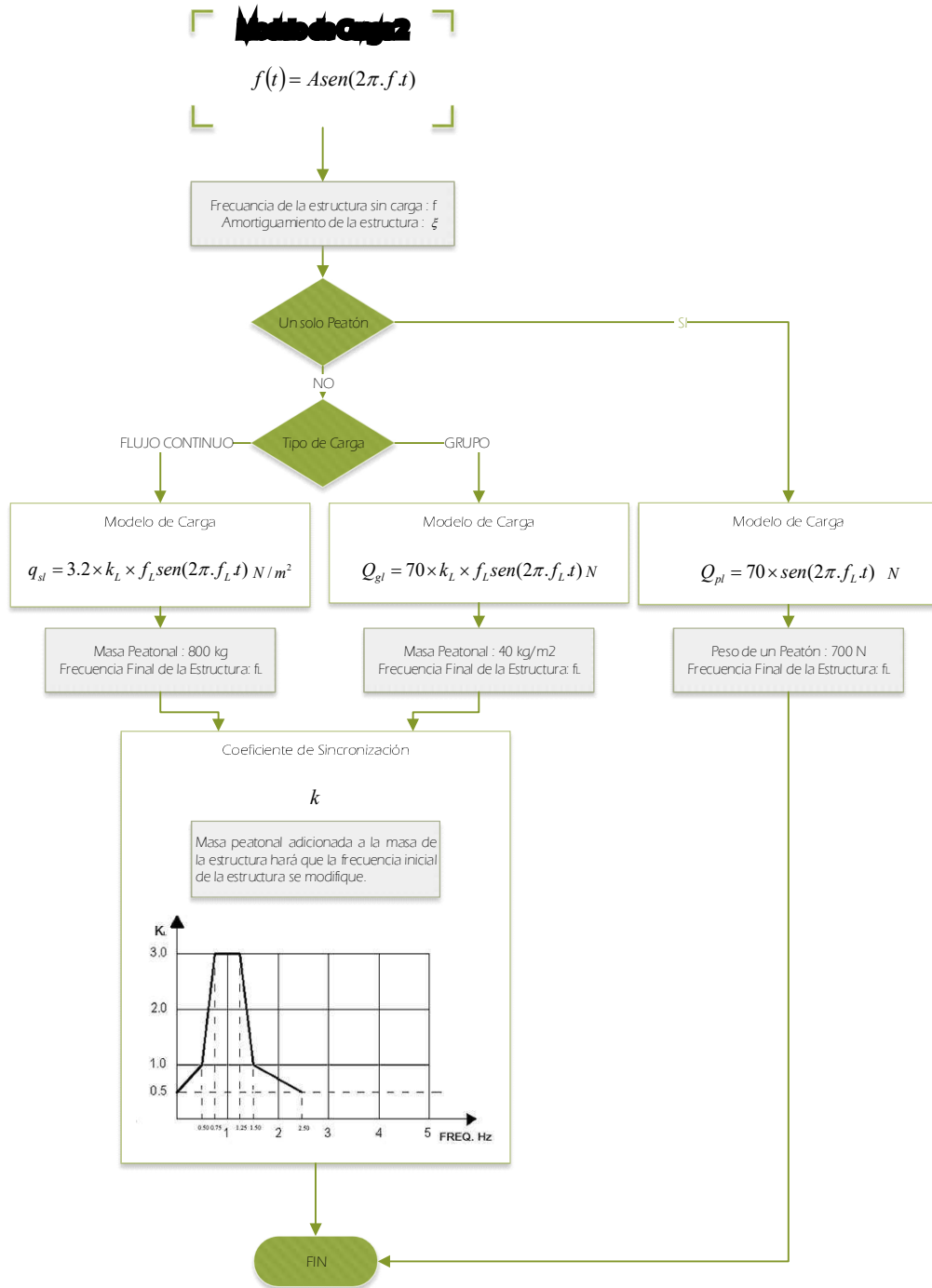


Figura N° II-36 Diagrama de flujo para la aplicación del Modelos de Carga 2.

2.6.2.1 Modelo de carga peatonal para un solo peatón.

El modelo de carga peatonal para un solo peatón es representado por la acción dinámica de una carga estacionaria pulsante. Esta carga toma en cuenta que el peso de un peatón es de 700 N, una velocidad de caminata de 0.90 m/s y a su vez se considera que la componente de la fuerza de paso en la dirección lateral es del 10% de la carga total. Quedando representada según la ecuación (II.38).

Esta fuerza será aplicada de forma puntual en la posición más desfavorable de la estructura similar a lo que muestra la Figura N° II-28 y con la adición de la masa del peatón a la masa de la estructura.

$$Q_{pl} = 70 \times \text{sen}(2\pi \cdot f_L \cdot t) \quad (\text{II.38})$$

donde

Q_{pl} : Carga armónica de un peatón en la dirección lateral (N)

f : Frecuencia de la estructura en la dirección lateral (Hz)

Haciendo uso del diagrama de flujo de la Figura N° II-36, y aplicando la carga a una estructura de ejemplo cuyos datos son los mostrados en la Tabla II-1, se obtuvieron los resultados que muestra la Tabla II-23.

Tabla II-23 Parámetros para carga de un solo peatón (MCP 2)

Frecuencia de la Estructura	Frecuencia de la Estructura Inicial f_L :	1.21247	Hz
	Masa peatonal :	0.007277	Ton
	Frecuencia de la Estructura Final f_L :	1.21166	Hz

Por lo que de acuerdo a estos parámetros la fuerza peatonal Q_{pl} quedaría como indica la ecuación (II.40).

$$f(t) = (70) \times \text{sen}(2\pi \times 1.21166 \times t) \text{ N} \quad (\text{II.39})$$

$$f(t) = 70 \times \text{sen}(7.6131 \times t) \text{ N} \quad (\text{II.40})$$

2.6.2.2 Modelo de carga peatonal para un grupo de peatones.

El modelo de carga peatonal para un grupo de peatones es representado por la acción dinámica de una carga estacionaria pulsante. Esta carga describe los efectos de un grupo de peatones con un número limitado de personas caminando en desorden (entre 8 a 15 personas). Para este estado de carga la sincronización de la frecuencia de paso es tomada en cuenta a través del coeficiente k según la Figura N° II-35. Quedando representada según la ecuación (II.41).

$$Q_{gl} = 70 \times k_L \times f_L \text{sen}(2\pi \cdot f_L \cdot t) \tag{II.41}$$

donde

Q_{gl} : Carga armónica de un grupo de peatones en la dirección lateral (N)

f_L : Frecuencia Lateral del puente cercana a 1.5 Hz.

Esta fuerza será aplicada de forma puntual en la posición más desfavorable de la estructura similar a lo que muestra la Figura N° II-28 y con la adición de la masa peatonal (800 kg según autor) a la masa de la estructura como se muestra en la Figura N° II-37.

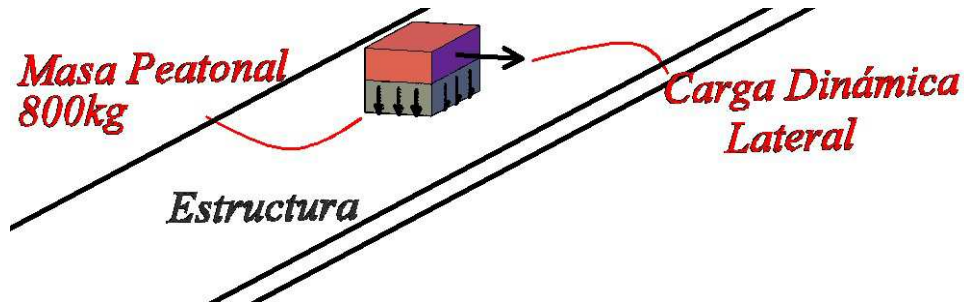


Figura N° II-37 Esquema de aplicación del modelos de carga de un grupo de peatones del MCP 2.

Haciendo uso del diagrama de flujo de la Figura N° II-36, y aplicando la carga a una estructura de ejemplo cuyos datos son los mostrados en la Tabla II-1, se obtuvieron los resultados que muestra la Tabla II-24.

Tabla II-24 Parámetros para modelo de carga de un grupo de peatones (MCP 2)

Frecuencia de la Estructura	Frecuencia de la Estructura Inicial f_L :	1.21247	Hz
	Masa peatonal :	800	kg
	Frecuencia de la Estructura Final f_L :	1.20358	Hz
Coefficiente de Sincronización	k_L :	3.0	-

Por lo que de acuerdo a estos parámetros la fuerza peatonal Q_{gl} quedaría como indica la ecuación (II.43).

$$Q_{gl} = 70 \times 3.0 \times 1.20358 \times \text{sen}(2\pi \times 1.20358 \times t) \quad N \quad (\text{II.42})$$

$$Q_{gl} = 252.7518 \times \text{sen}(7.5623 \times t) \quad N \quad (\text{II.43})$$

2.6.2.3 Modelo de carga peatonal para un Flujo continuo de peatones.

El modelo de carga peatonal para un Flujo continuo de peatones es representado por la acción dinámica de una carga dinámica distribuida a lo largo y ancho del área cargada. Esta carga describe los efectos de un flujo de peatones con una densidad de 0.60 personas/m². Para este estado de carga la sincronización de la frecuencia de paso también es tomada en cuenta a través del coeficiente k según la Figura N° II-35. Quedando representada según la ecuación (II.44).

$$q_{sl} = 3.2 \times k_L \times f_L \times \text{sen}(2\pi \cdot f_L \cdot t) \quad N / m^2 \quad (\text{II.44})$$

donde

q_{sl} : Carga armónica de un Flujo continuo de peatones en la dirección lateral (N / m^2).

f_L : Frecuencia Lateral del puente cercana a 1.5 Hz.

Esta fuerza será aplicada de forma puntual en la posición más desfavorable de la estructura similar a lo que muestra la Figura N° II-28 y con la adición de la masa peatonal (40 kg/m² según autor) a la masa de la estructura como se muestra en la Figura N° II-30.

Haciendo uso del diagrama de flujo de la Figura N° II-36, y aplicando la carga a una estructura de ejemplo cuyos datos son los mostrados en la Tabla II-1, se obtuvieron los resultados que muestra la Tabla II-25.

Tabla II-25 Parámetros para modelo carga de un Flujo de peatones (MCP 2)

Frecuencia de la Estructura	Frecuencia de la Estructura Inicial f_L :	1.21247	Hz
	Masa peatonal :	40	Kg/m ²
	Frecuencia de la Estructura Final f_L :	1.1739	Hz
Coficiente de Sincronización	k_L :	3.0	-

Por lo que de acuerdo a estos parámetros la fuerza peatonal Q_{gl} quedaría como indica la ecuación (II.46).

$$q_{sl} = 3.2 \times 3.0 \times 1.1739 \times \text{sen}(2\pi \times 1.1739 \times t) \text{ N / m}^2 \quad (\text{II.45})$$

$$q_{sl} = 11.2694 \times \text{sen}(7.3758 \times t) \text{ N / m}^2 \quad (\text{II.46})$$

Estos estados de carga son representados en la Figura N° II-38 y Figura N° II-39.

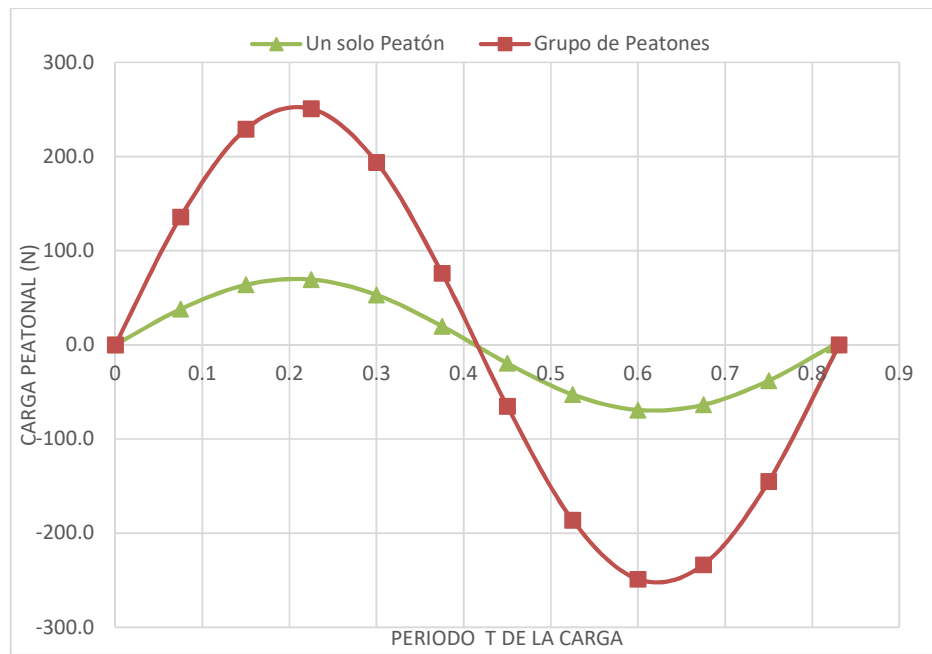


Figura N° II-38 Comparación de estados de carga para un peatón y grupo de peatones para el MCP 2.

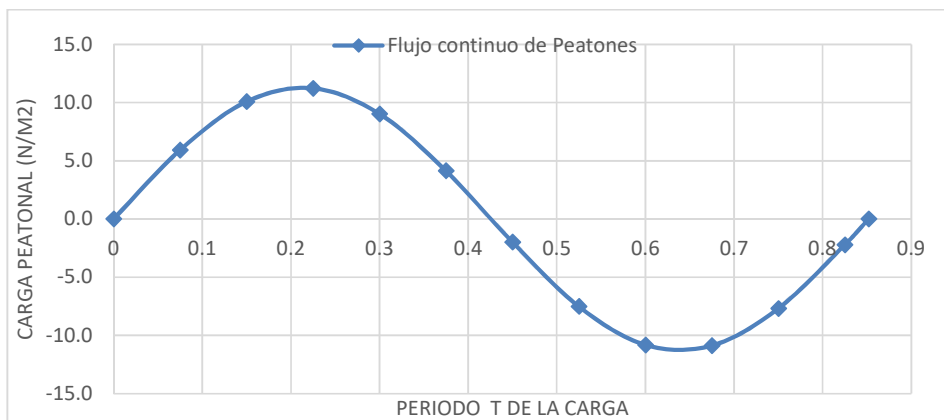


Figura N° II-39 Estado de carga para un flujo continuo de peatones para el MCP 2.

2.6.3 Modelo de carga peatonal 3 (MCP 3)

Este modelo de carga es presentado por Hugo Bachmann y Walter Ammann, en su libro “Vibration in Structures: Induced by Man and Machine” en 1987.

Este modelo es parte de una gran cantidad de propuestas de modelo de carga que se han llevado a cabo con el objetivo de simular más fielmente la carga peatonal. Estos modelos a diferencia de los dos antes descritos, están basados en que la fuerza tiene una forma periódica. Es bien conocido que cualquier fuerza periódica con un periodo T puede ser representada por una serie de Fourier. Este es el caso del MCP 3 que está representado por la ecuación (II.47), en la cual se utilizan los cinco primeros armónicos de la serie de Fourier para las tres componentes de la carga peatonal (vertical, longitudinal y lateral).

Refiriéndonos al marco teórico expuesto previamente (ver 2.2.3), el presente modelo de carga es semejante al sistema peatón-puente presentado en la Figura N° II-5 (a), el cual considera la masa peatonal como parte de la fuerza pulsante.

$$f_p(t) = Q + \sum_{n=1}^k Q \times \alpha_n \times \text{sen}(2\pi.n.f.t + \phi_n) \quad (\text{II.47})$$

donde

$f_p(t)$: Carga periódica peatonal (N).

Q : Peso del peatón (N).

f : Frecuencia de paso (Hz).

ϕ_n : Cambio de fase del enésimo armónico (Hz).

n : Numero de armónico (Hz).

k : Número total de armónicos que contribuyen (Hz).

α_n : Factor de carga dinámica (DLF, en ingles Dynamic Load Factor) de la enésima armónica.

El peso peatonal será considerado de 700 N como en los anteriores modelos de carga y la componente lateral de la fuerza el 10% de la vertical. Mientras que la frecuencia de paso lateral esta vez tomará un valor constante de 1 Hz. El ángulo de fase ϕ_n se aproximara a $\pi/2$.

Para el MCP 3 los DLFs (Dynamic Load Factor) para carga lateral son los mostrados en la Tabla II-26, los cuales han sido propuestos por los autores tras sus mediciones, en el ANEXO C: se mencionan otros autores que han tratado de cuantificar estos DLFs durante los últimos años.

Tabla II-26 DLFs para el MCP 3.

Factores de Carga Dinámica según Bachmann y Ammann, 1987	
α_1	0.039
α_2	0.01
α_3	0.043
α_4	0.012
α_5	0.015

Reemplazando estos datos en la ecuación (II.47) el modelo de carga lateral queda representado en la ecuación (II.48)

$$f_{pL}(t) = 70 + 70 \times 0.039 \times \text{sen}(2\pi.t) + 70 \times 0.01 \times \text{sen}(4\pi.t - \pi/2) + 70 \times 0.043 + 70 \times 0.012 \times \text{sen}(8\pi.t - \pi/2) + 70 \times 0.015 \times \text{sen}(10\pi.t - \pi/2)N \quad (\text{II.48})$$

2.6.3.1 Modelo de carga peatonal para un solo peatón.

Los autores proponen que al evaluar un puente peatonal en la dirección lateral bajo carga de un solo peatón, esta carga deberá ser colocada en la posición de cada paso que da el peatón, similar a la Figura N° II-33 considerando una velocidad de paso de 1.5 m/s, una frecuencia vertical de 2 Hz y una lateral de 1 Hz. Este modelo de carga peatonal considera la acción que produce la fuerza de paso de una sola persona al hacer uso del puente peatonal.

El Modelos de carga para un solo peatón quedara definido según la ecuación (II.48).

2.6.3.2 Modelo de carga peatonal para grupos de peatones.

Los autores proponen que al evaluar un puente peatonal en la dirección lateral bajo carga de grupos de peatones, esta carga deberá estar colocada en la posición

más desfavorable para la estructura considerándola puntual, además de considerar al peso peatonal como parte de la carga pulsante y no como parte de la masa de la estructura. Este modelo de carga peatonal considera la acción que produce la fuerza de paso de grupos de peatones al hacer uso del puente peatonal.

El modelo de carga para grupos de peatones será el mismo que el modelo de carga de un solo peatón multiplicado por un factor de incremento m , el cual está definido según la ecuación (II.23), quedando el modelo como se muestra en la ecuación

$$f_{pL}(t) = m \times (70 + 70 \times 0.039 \times \text{sen}(2\pi t) + 70 \times 0.01 \times \text{sen}(4\pi t - \pi/2) + 70 \times 0 + 70 \times 0.012 \times \text{sen}(8\pi t - \pi/2) + 70 \times 0.015 \times \text{sen}(10\pi t - \pi/2)) \cdot N \quad (\text{II.49})$$

Donde m está en el rango de $[\sqrt{n}, n]$, y este dependerá del grado de sincronización presente en la estructura. Cabe resaltar que la limitante de este modelos de carga es la de considerar a todos los peatones con la misma frecuencia de paso lateral que es de 1 Hz.

De lo mencionado líneas arriba se puede concluir que el valor de m podrá ser tomado según la ecuación (II.50).

$$m = \sqrt{n} + (n - \sqrt{n}) \times P \quad (\text{II.50})$$

Donde P es una constante de sincronización que dependerá de la relación entre la frecuencia de la estructura y la frecuencia de paso obtenida a través de la ecuaciones propuesta por Butz et al. y de la Figura N° II-31 (II.51).

Esta constante P aún no está debidamente estudiada, por lo que más adelante será evaluada en sus valores extremos 0 y 1.

$$P \xrightarrow{DP} \frac{f_{ESTR}}{f_{PASO}} \quad (\text{II.51})$$

Estos estados de carga son representados en las figuras Figura N° II-40 y Figura N° II-41.

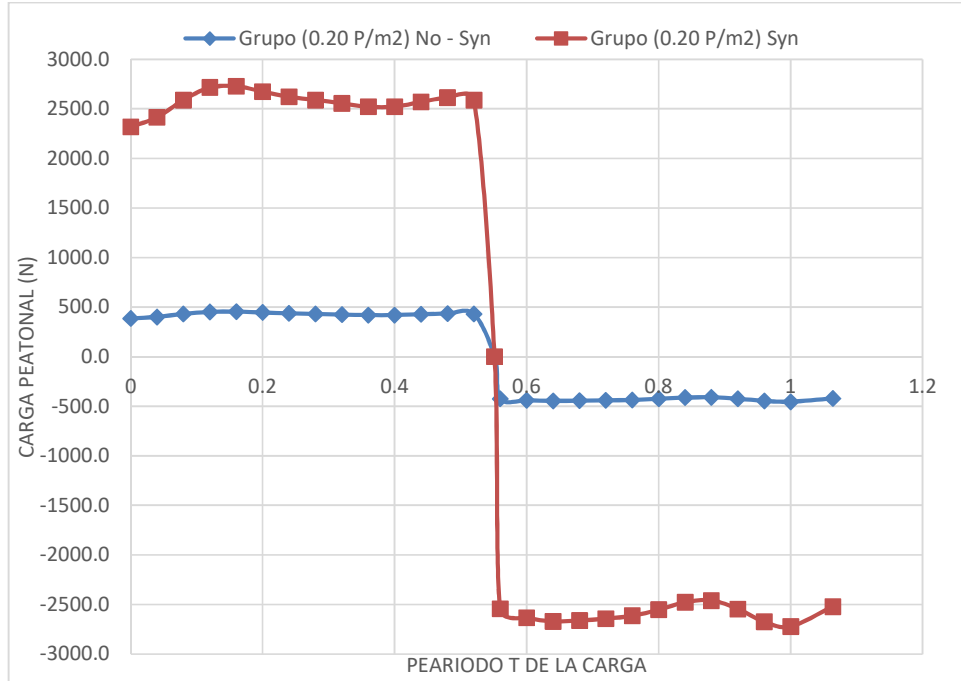


Figura N° II-40 Estado de carga para un grupo de peatones de 0.20 personas/m² sincronizados $m = n$ y no sincronizados $m = \sqrt{n}$ para el MCP 3.

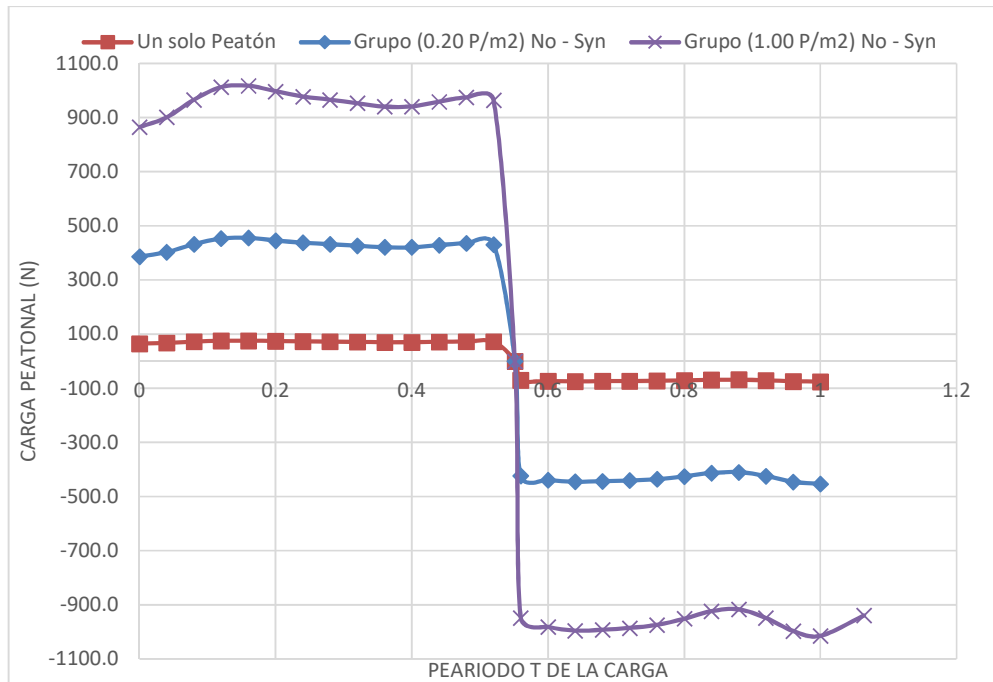


Figura N° II-41 Estado de carga para un peatón, grupo de peatones de 0.20 personas/m² y grupo de peatones de 1.00 personas/m² no sincronizados $m = \sqrt{n}$ para el MCP 3.

2.6.4 Modelo de carga peatonal 4 (MCP 4)

Este modelo de carga es presentado por Hugo Bachmann y otros autores, en su libro "Dynamic forces from rhythmical human body motions, in Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines" en 1995.

Este modelo al igual que el anterior está representada por una serie de Fourier que está representado por la ecuación (II.52), en la cual se utilizan los tres primeros armónicos de la serie de Fourier para las tres componentes de la carga peatonal (vertical, longitudinal y lateral).

Refiriéndonos al marco teórico expuesto previamente (ver 2.2.3), el presente modelo de carga es semejante al sistema peatón-puente presentado en la Figura N° II-5 (a), el cual considera la masa peatonal como parte de la fuerza pulsante.

$$f_p(t) = Q + \sum_{n=1}^k Q \times \alpha_n \times \text{sen}(2\pi.n.f.t + \phi_n) \quad (\text{II.52})$$

Donde

$f_p(t)$: Carga periódica peatonal (N).

Q : Peso del peatón (N).

f : Frecuencia de paso (Hz).

ϕ_n : Cambio de fase del enésimo armónico (Hz).

n : Numero de armónico (Hz).

k : Número total de armónicos que contribuyen (Hz).

α_n : Factor de carga dinámica (DLF, en ingles Dynamic Load Factor) de la enésima armónica.

El peso peatonal será considerado de 700 N como en los anteriores modelos de carga y la componente lateral de la fuerza el 10% de la vertical. Mientras que la frecuencia de paso lateral, al igual que el anterior modelo, se tomará un valor constante de 1 Hz. El ángulo de fase ϕ_n se aproximara a $\pi/2$.

Para el MCP 4 los DLFs para carga lateral son los mostrados en la Tabla II-27, los cuales han sido propuestos por los autores tras sus mediciones, en el ANEXO C: se mencionan otros autores que han tratado de cuantificar estos DLFs durante los últimos años.

Tabla II-27 DLFs para el MCP 3.

Factores de Carga Dinámica según Bachmann et al. 1995	
α_1	0.1
α_2	0.0
α_3	0.1

Reemplazando estos datos en la ecuación (II.52) el modelo de carga lateral queda representado en la ecuación (II.53).

$$f_{pL}(t) = 70 + 70 \times 0.1 \times \text{sen}(2\pi.t) + 70 \times 0 \times \text{sen}(4\pi.t - \pi / 2) + 70 \times 0.1 \times \text{sen}(6\pi.t - \pi / 2).N \quad (\text{II.53})$$

2.6.4.1 Modelo de carga peatonal para un solo peatón.

Los autores proponen que al evaluar un puente peatonal en la dirección lateral bajo carga de un solo peatón, esta carga deberá ser colocada en la posición de cada paso que da el peatón, similar a la Figura N° II-33 considerando una velocidad de paso de 1.5 m/s, una frecuencia vertical de 2 Hz y una lateral de 1 Hz. Este modelo de carga peatonal considera la acción que produce la fuerza de paso de una sola persona al hacer uso del puente peatonal.

El Modelos de carga para un solo peatón quedara definido según la ecuación (II.52).

2.6.4.2 Modelo de carga peatonal para grupos de peatones.

Los autores proponen que al evaluar un puente peatonal en la dirección lateral bajo carga de grupos de peatones, esta carga deberá estar colocada en la posición más desfavorable para la estructura considerándola puntual, además de considerar al peso peatonal como parte de la carga pulsante y no como parte de la masa de la estructura. Este modelo de carga peatonal considera la acción que

produce la fuerza de paso de grupos de peatones al hacer uso del puente peatonal.

El modelo de carga para grupos de peatones será el mismo que el modelo de carga de un solo peatón multiplicado por un factor de incremento m , el cual está definido según la ecuación (II.23), quedando el modelo como se muestra en la ecuación

$$f_{pL}(t) = m \times (70 + 70 \times 0.1 \times \text{sen}(2\pi.t) + 70 \times 0 \times \text{sen}(4\pi.t - \pi/2) + 70 \times 0.1 \times \text{sen}(6\pi.t - \pi/2)) \cdot N \quad (\text{II.54})$$

Donde m está en el rango de $[\sqrt{n}, n]$, y este dependerá del grado de sincronización presente en la estructura. Cabe resaltar que la limitante de este modelos de carga es la de considerar a todos los peatones con la misma frecuencia de paso lateral que es de 1 Hz.

Estos estados de carga son representados en las figuras Figura N° II-42 y Figura N° II-43.

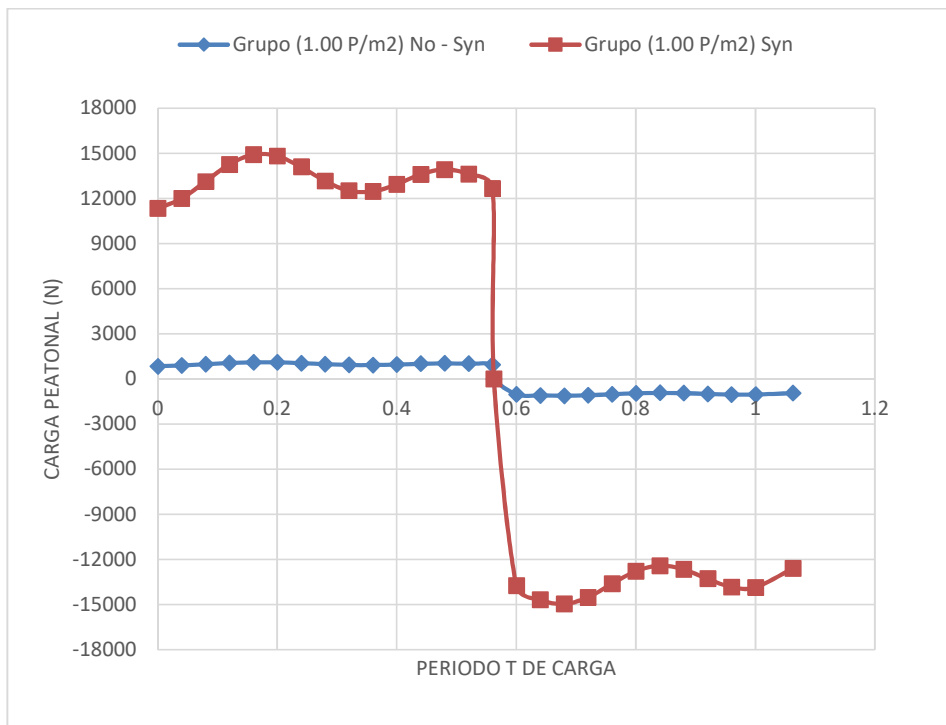


Figura N° II-42 Estado de carga para un grupo de peatones de 1.00 personas/m2 sincronizados

$$m = n \text{ y no sincronizados } m = \sqrt{n} \text{ para el MCP 4.}$$

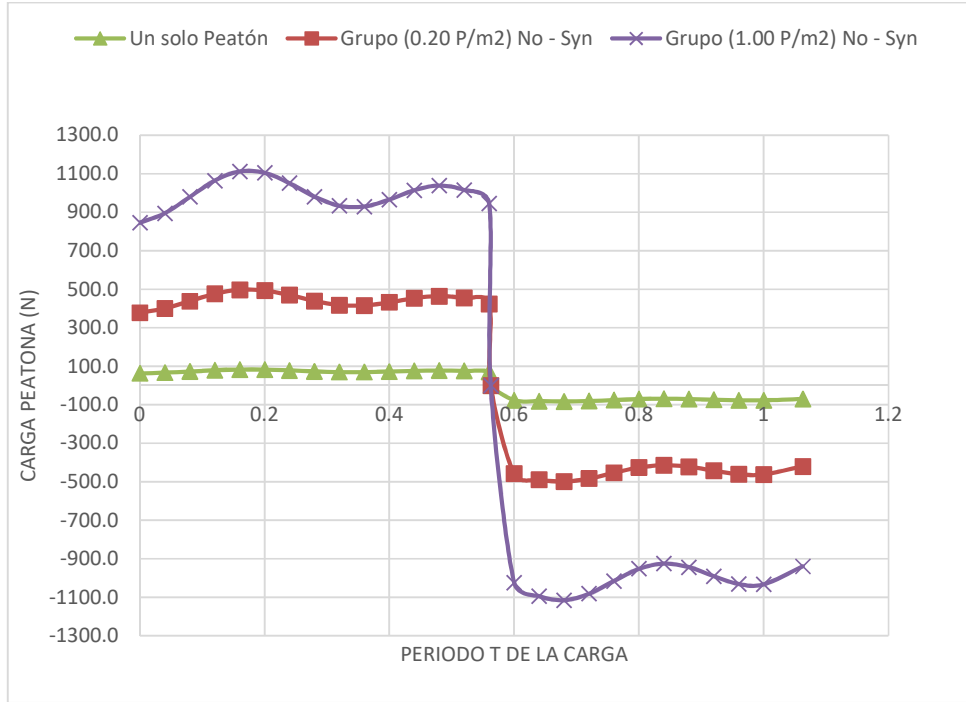


Figura N° II-43 Estado de carga para un peatón, grupo de peatones de 0.20 personas/m² y grupo de peatones de 1.00 personas/m² no sincronizados $m = \sqrt{n}$ para el MCP 4.

2.6.5 Modelo de carga peatonal 5 (MCP 5)

Este modelo de carga es presentado por Butz et al. en “Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimized design guidelines for steel footbridges” del “Research Fund for Coal and Steel” reporte final en 2008.

Refiriéndonos al marco teórico expuesto previamente (ver 2.2.3), el presente modelo de carga es semejante al sistema peatón-puente presentado en la Figura N° II-5 (a), el cual considera la masa peatonal como parte de la fuerza pulsante.

El modelo de carga toma la forma rectangular para cada pisada, con magnitud igual a la ecuación (II.55).

$$f_p(t) = S \times d \times Q \times DLF \quad (II.55)$$

donde

$f_p(t)$: Carga periódica peatonal (N).

Q : Peso del peatón (N).

S : Área cargada (m²).

d : Densidad peatonal (personas/m²).

DLF : Factor de carga dinámica (DLF, en ingles Dynamic Load Factor).

El peso peatonal Q será considerado de 700 N como en los anteriores modelos de carga. La frecuencia de paso será calculada de acuerdo a las formulas mencionadas en la Figura N° II-35 y en las ecuaciones (II.28), (II.29) y (II.30).

Mientras que el DLF es el resultado de mediciones (aproximadamente 1024 muestras), como se observa en la Figura N° II-44.

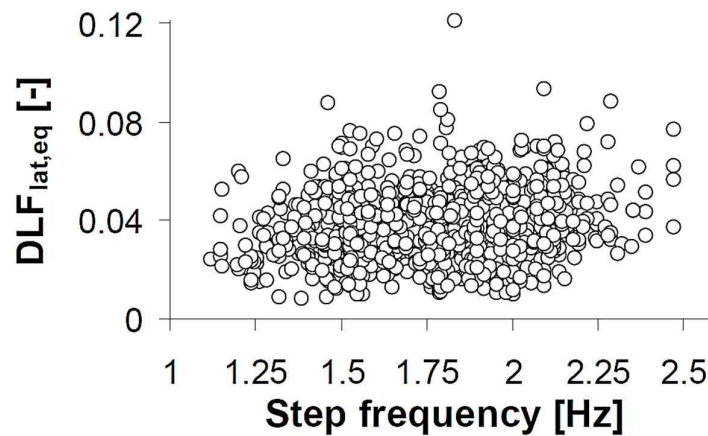


Figura N° II-44 DLF vs. Frecuencia de paso de 1024 mediciones. (Butz et al., 2008)

Resultando los DLFs como se muestra en la Tabla II-28.

Tabla II-28 DLFs para el MCP 5.

	No Sincronizado	Sincronizado	
		Menor a 0.5m/s ²	Mayor a 0.5m/s ²
DLF	0.04	0.055	0.075

2.6.5.1 Modelo de carga peatonal para un solo peatón.

Los autores proponen que al evaluar un puente peatonal en la dirección lateral bajo carga de un solo peatón, esta carga deberá ser colocada en la posición de cada paso que da el peatón, similar a la Figura N° II-33. Este modelo de carga peatonal considera la acción que produce la fuerza de paso de una sola persona al hacer uso del puente peatonal.

El Modelos de carga para un solo peatón quedara definido según la ecuación (II.55).

2.6.5.2 Modelo de carga peatonal para un grupo de peatones.

Los autores proponen que al evaluar un puente peatonal en la dirección lateral bajo carga de un grupo de peatones, esta carga deberá ser colocada en la posición de cada paso que da el peatón, similar a la Figura N° II-33. Este modelo de carga peatonal considera la acción que produce la fuerza de paso de un grupo de peatones al hacer uso del puente peatonal.

Para este modelo de carga peatonal, el estado de grupo de peatones es considerado para densidades menores a 1.0 peatones/m².

El Modelos de carga para un grupo de peatones quedara definido según la ecuación (II.55).

2.6.5.3 Modelo de carga peatonal para un flujo de peatones.

Los autores proponen que al evaluar un puente peatonal en la dirección lateral bajo carga de un flujo de peatones, esta carga deberá estar colocada de manera distribuida a lo largo y ancho del área cargada, similar a la Figura N° II-27. Este modelo de carga peatonal considera la acción que produce la fuerza de paso de un flujo de peatones al hacer uso del puente peatonal.

Para este modelo de carga peatonal, el estado de Flujo de peatones es considerado para densidades mayores a 1.0 peatones/m².

El Modelos de carga para un solo peatón quedara definido según la ecuación (II.56).

$$f_p(t) = d \times Q \times DLF \text{ N / m}^2 \quad (\text{II.56})$$

Estos estados de carga son representados en las figuras Figura N° II-45 y Figura N° II-46.

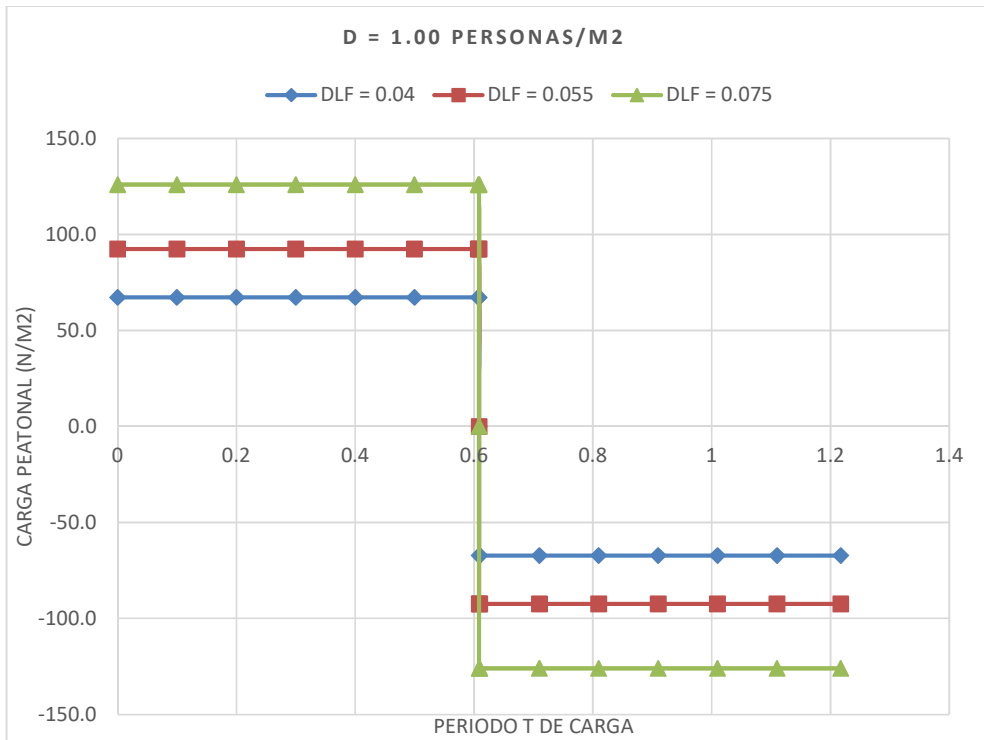


Figura N° II-45 Estado de carga para un grupo de peatones de 1.00 personas/m² sincronizados y no sincronizados para el MCP 5.

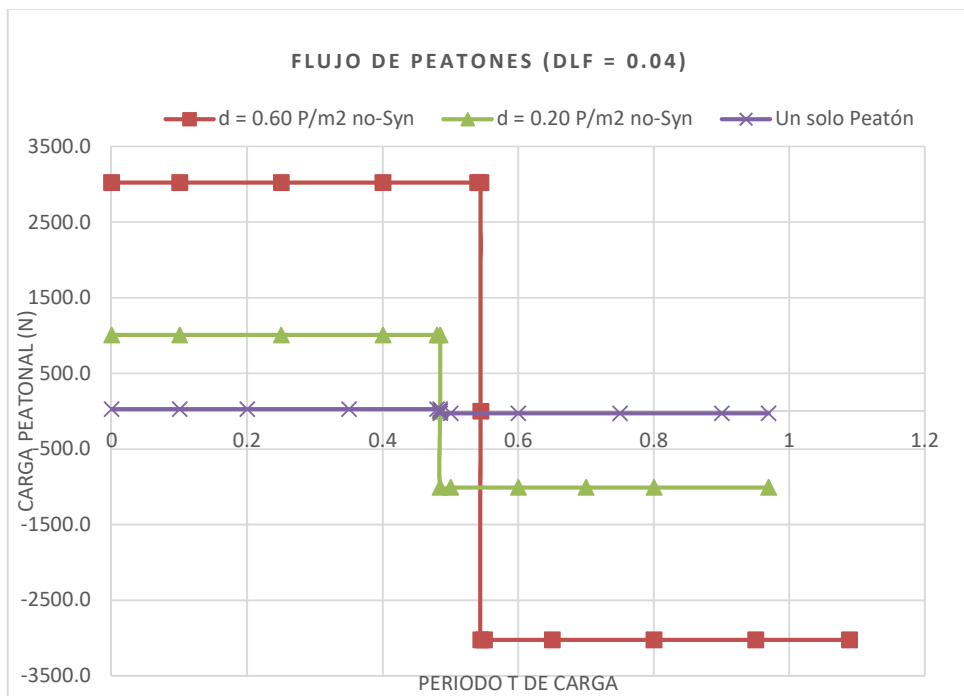
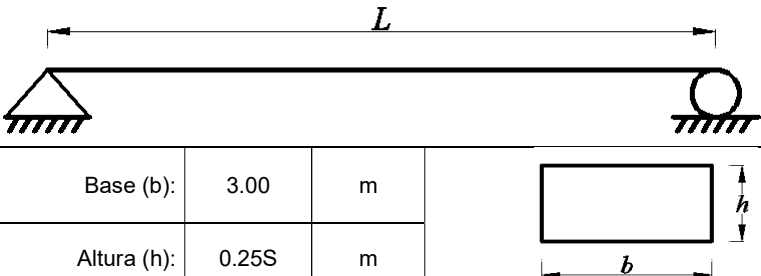
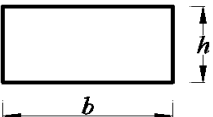


Figura N° II-46 Estado de carga para un peatón, grupo de peatones de 0.20 personas/m² y grupo de peatones de 0.60 personas/m² no sincronizados DLF = 0.04 para el MCP 5.

2.6.6 Análisis de Modelos de Carga

En esta sección se hará un análisis de los modelos de carga peatonal estudiados, evaluándolos en estructuras similares, las cuales varían en su frecuencia lateral. Estos casos de variación se presentan en la Tabla II-29. Se ha tratado de conseguir frecuencia que estén en el rango de aplicación de los modelos de cargas peatonales (dentro del rango de 0.5 a 1.5 Hz) para así obtener resultados más representativos.

Tabla II-29 Casos para la aplicación de modelos de carga.

DESCRIPCIÓN DE DATOS						
	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	
Longitud (L):	60.0	65.0	70.0	75.0	80.0	m
Área cargada ($s = L \times b$):	180.0	195.0	210.0	225.0	240.0	m ²
Amortiguamiento (ε):	2%	2%	2%	2%	2%	-
						
Base (b):	3.00	m				
Altura (h):	0.25S	m				
Frecuencia lateral (f_L):	1.212	1.034	0.891	0.777	0.683	Hz

Para la evaluación de los modelos de carga se consideraron los estados de carga de: un solo peatón, un grupo de peatones con densidad peatonal de 0.20 personas/m², un grupo de peatones con densidad peatonal de 0.60 personas/m², un flujo de peatones con densidad peatonal de 1.00 personas /m².

De la Tabla II-30 a la Tabla II-43 se muestran las respuestas dinámicas para las estructuras de la Tabla II-29, frente los modelos de cargas peatonales MCP 1, MCP 2, MCP 3, MCP 4 y MCP 5, bajo distintas densidades peatonales.

Tabla II-30 Respuesta dinámica del estado de carga de un solo peatón del MCP 1.

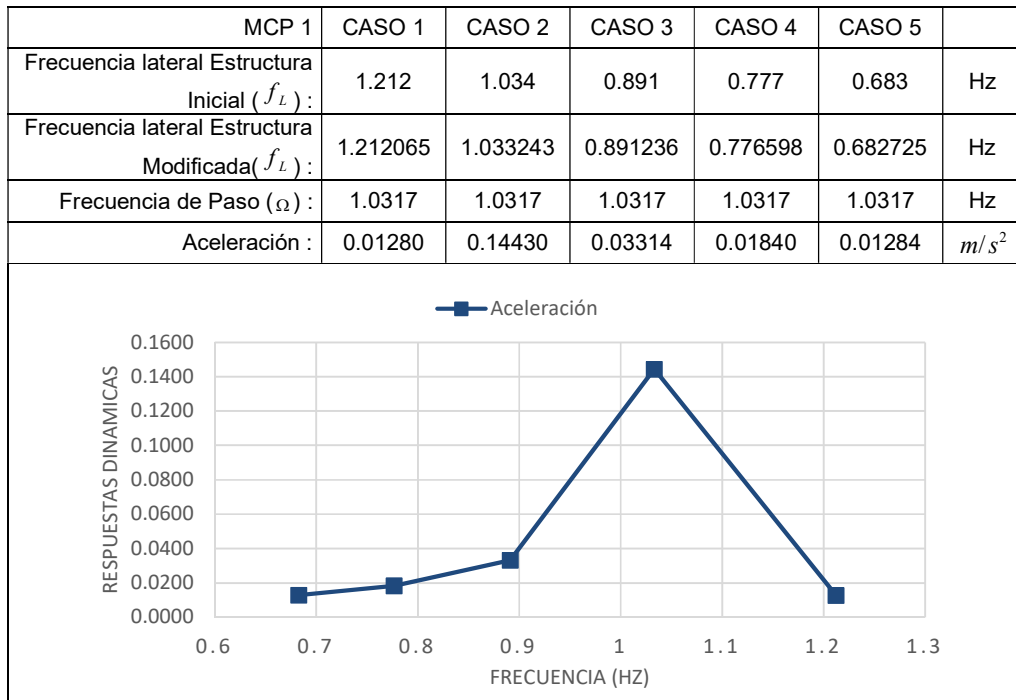


Tabla II-31 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.20 P/m^2$) del MCP 1.

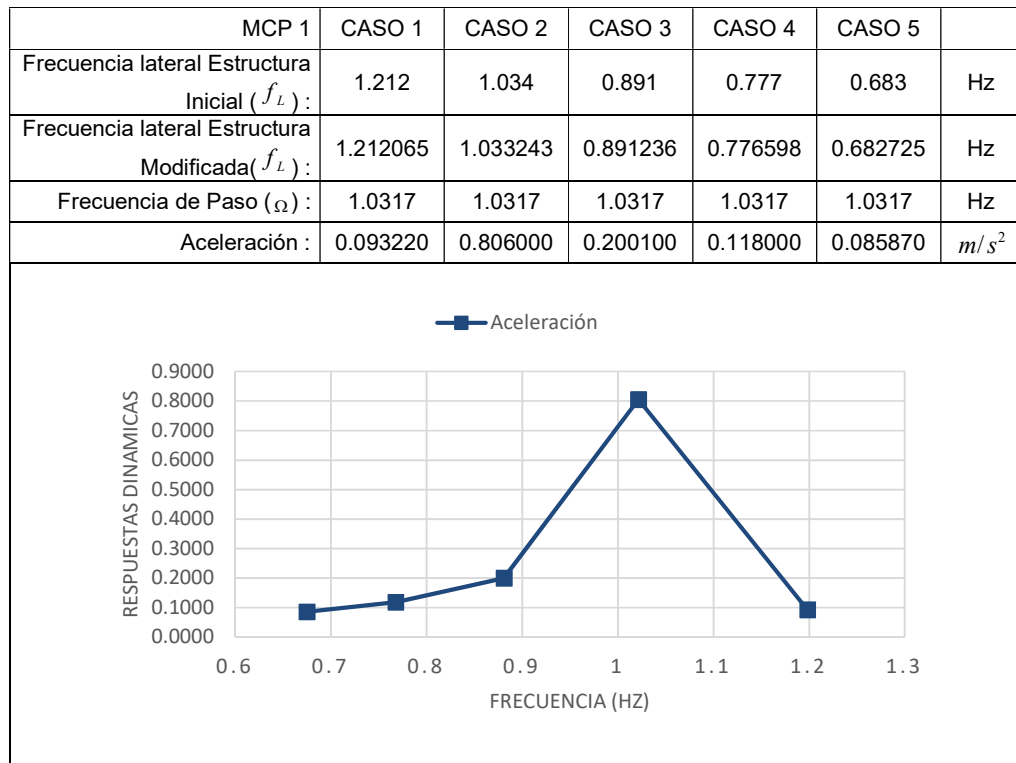


Tabla II-32 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.60 \text{ P/m}^2$) del MCP 1.

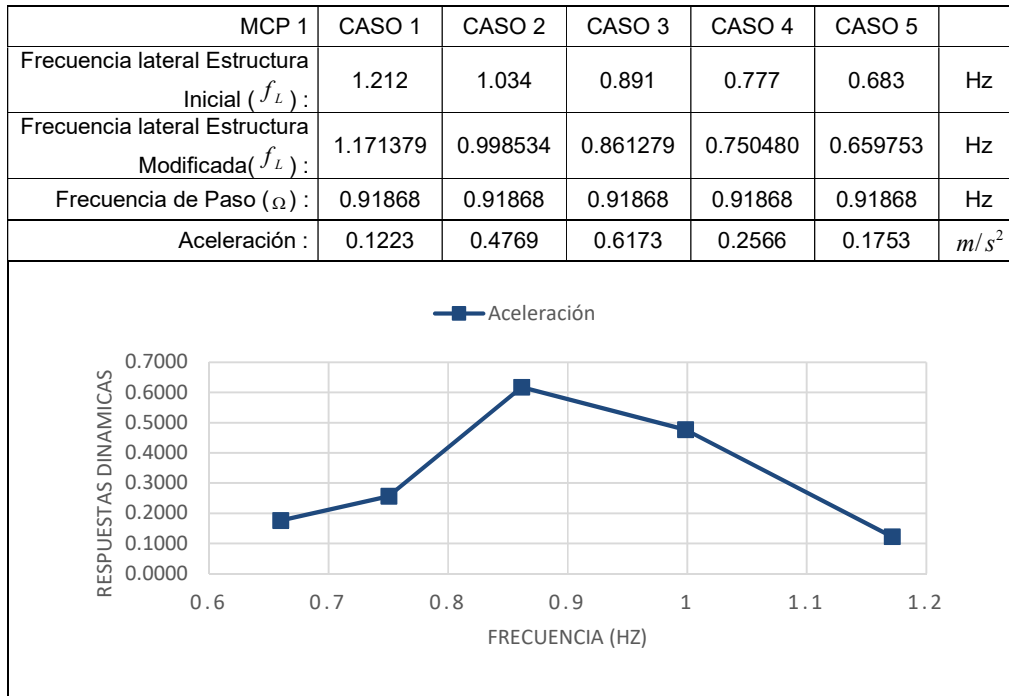
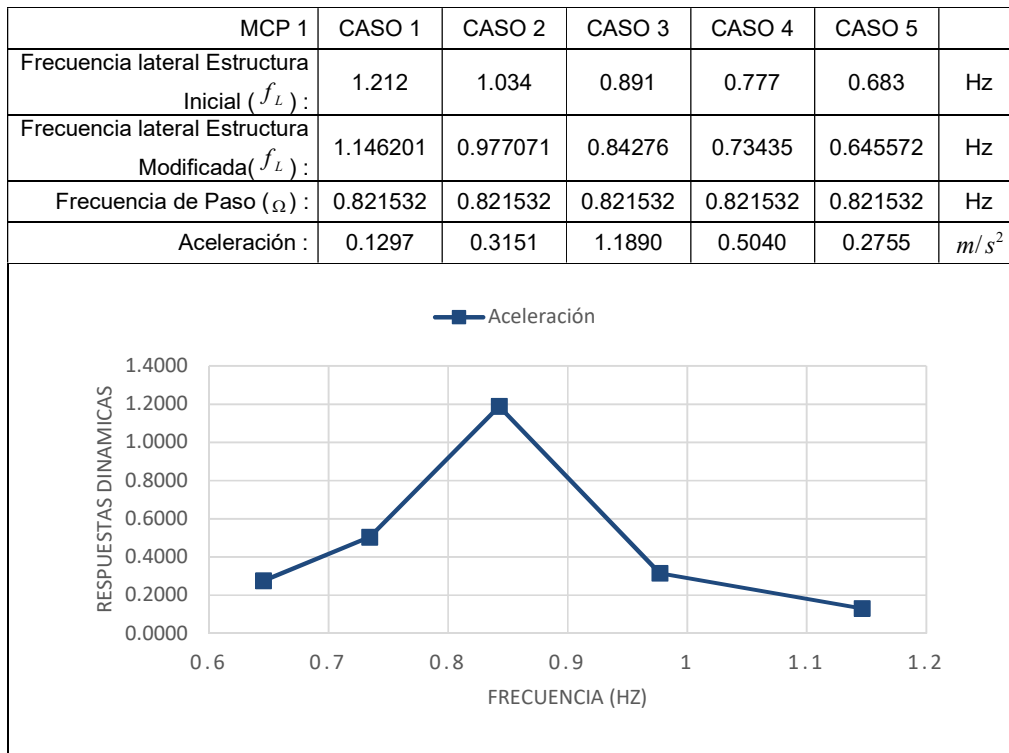


Tabla II-33 Respuesta dinámica del estado de carga de un Flujo de peatones ($d = 1.00 \text{ P/m}^2$) del MCP 1.



En esta se puede apreciar que los valores más representativos son lo que se dan cuando la frecuencia de la estructura f_L se asemeja a la frecuencia de paso peatonal Ω .

Tabla II-34 Respuesta dinámica del estado de carga de un peatón del MCP 2.

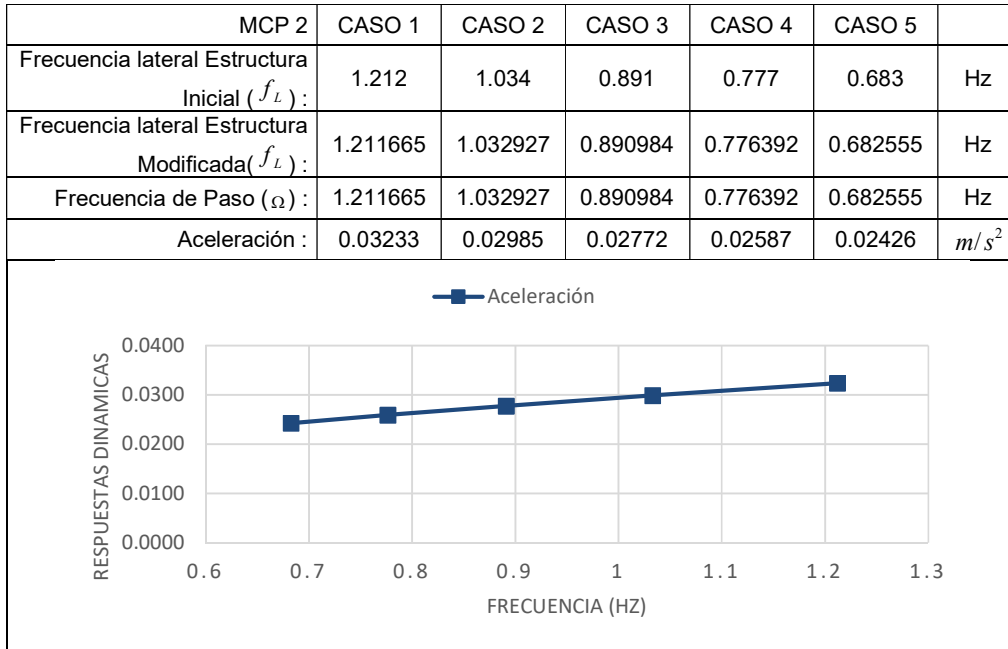


Tabla II-35 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.20 P/m^2$) del MCP 2.

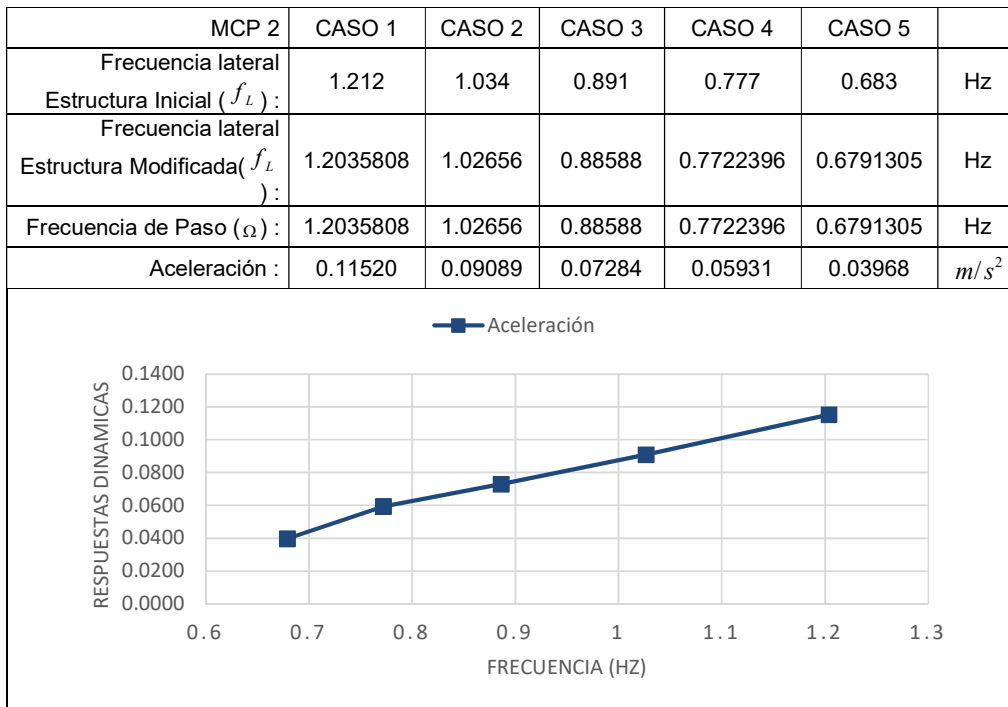
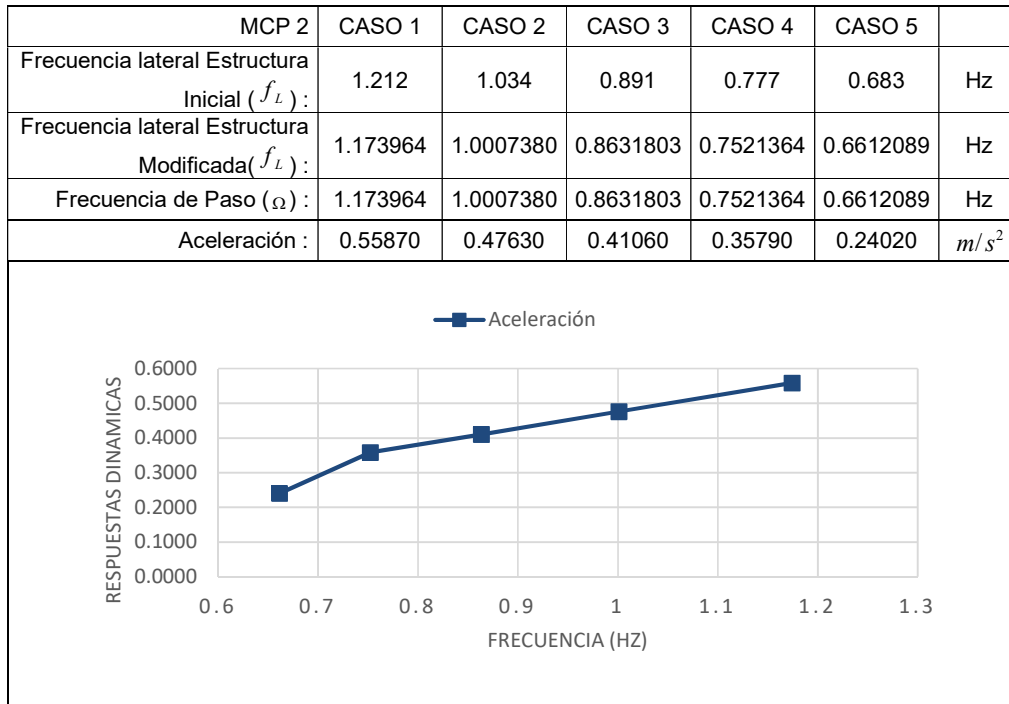


Tabla II-36 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.60 P/m^2$) del MCP 2.



Para el caso de los modelos de carga MCP 3 y MCP 4, la frecuencia lateral de paso se consideró de 1 Hz.

Tabla II-37 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.20 P/m^2$) del MCP 3.

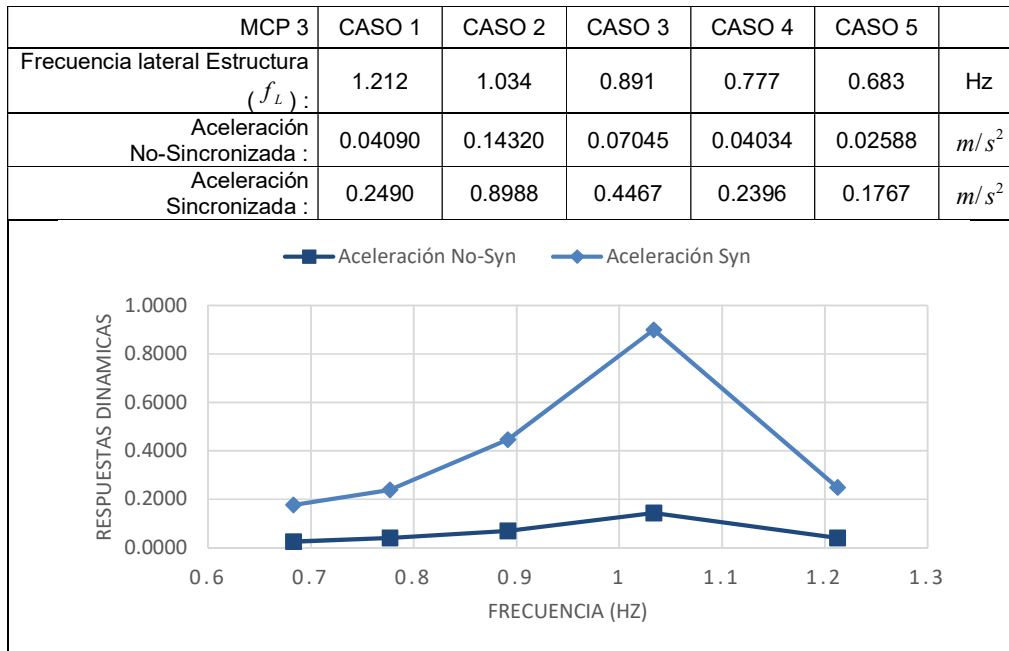


Tabla II-38 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.60 \text{ P/m}^2$) del MCP 3.

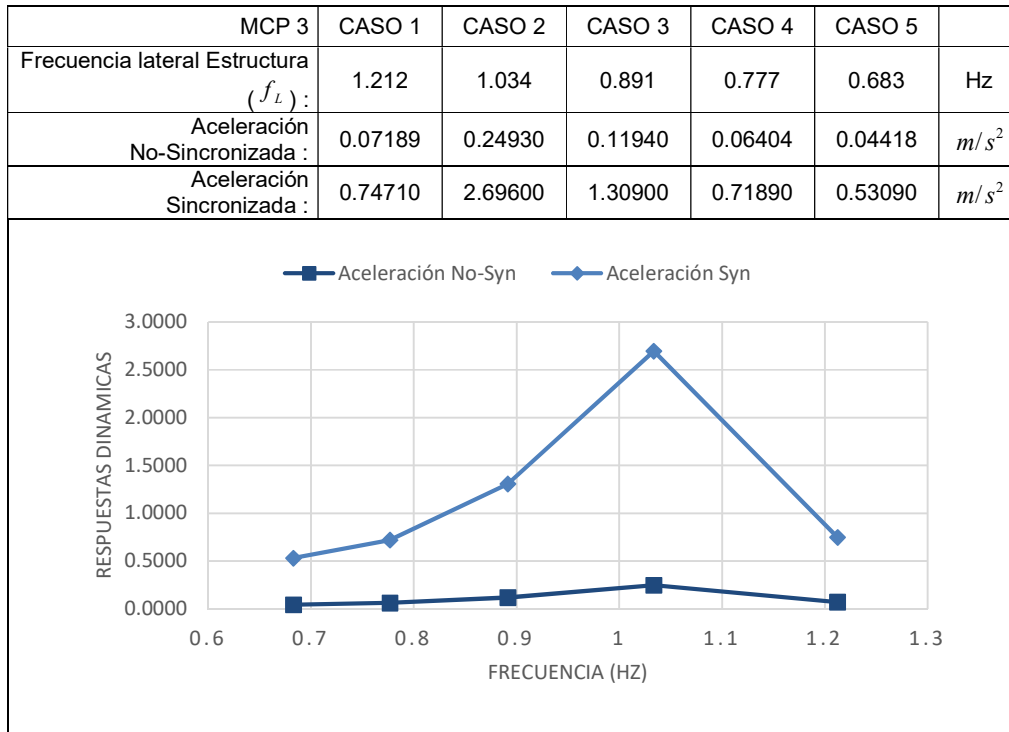


Tabla II-39 Respuesta dinámica del estado de carga de un Flujo de peatones ($d = 1.00 \text{ P/m}^2$) del MCP 3.

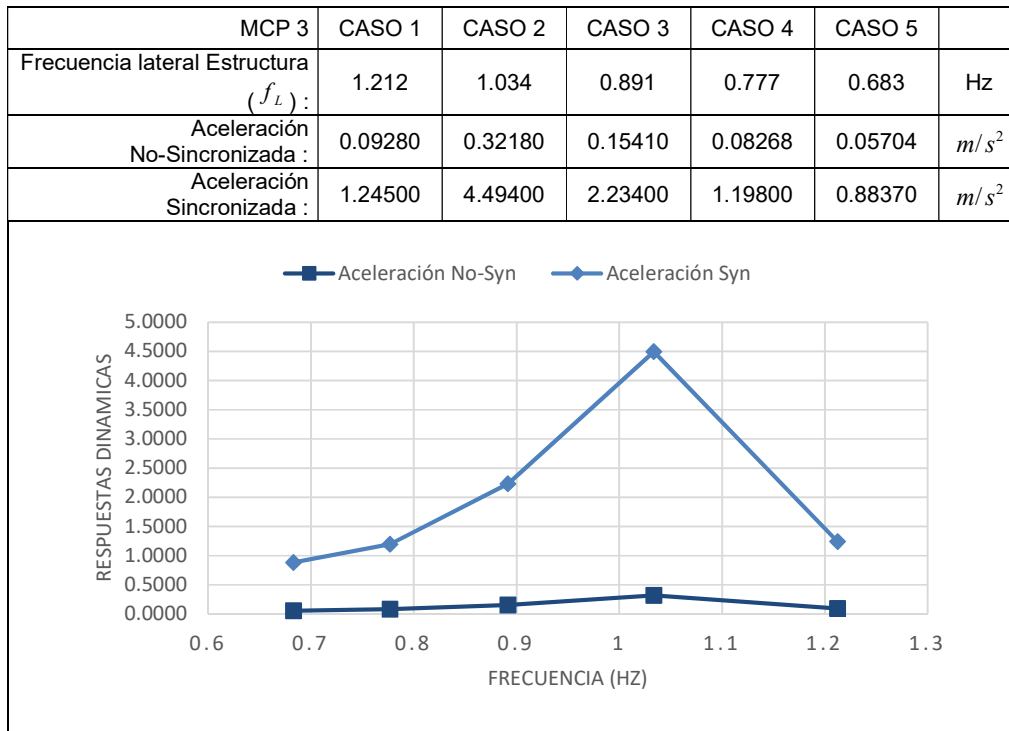


Tabla II-40 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.20 \text{ P/m}^2$) del MCP 4.

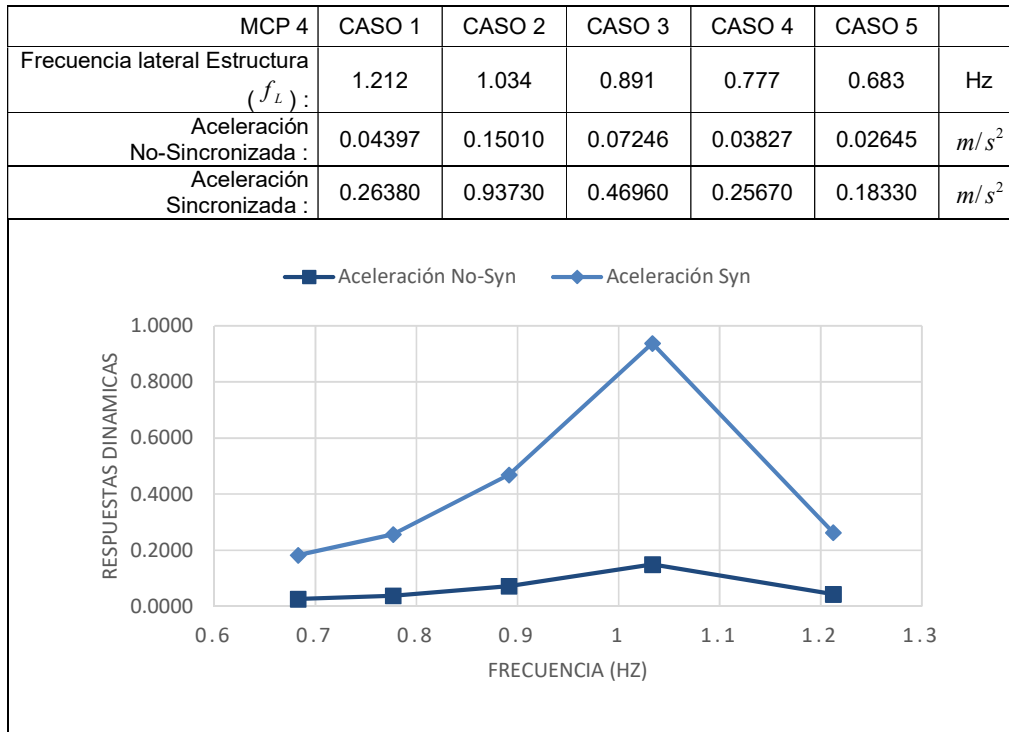


Tabla II-41 Respuesta dinámica del estado de carga de un grupo de peatones ($d = 0.60 \text{ P/m}^2$) del MCP 4.

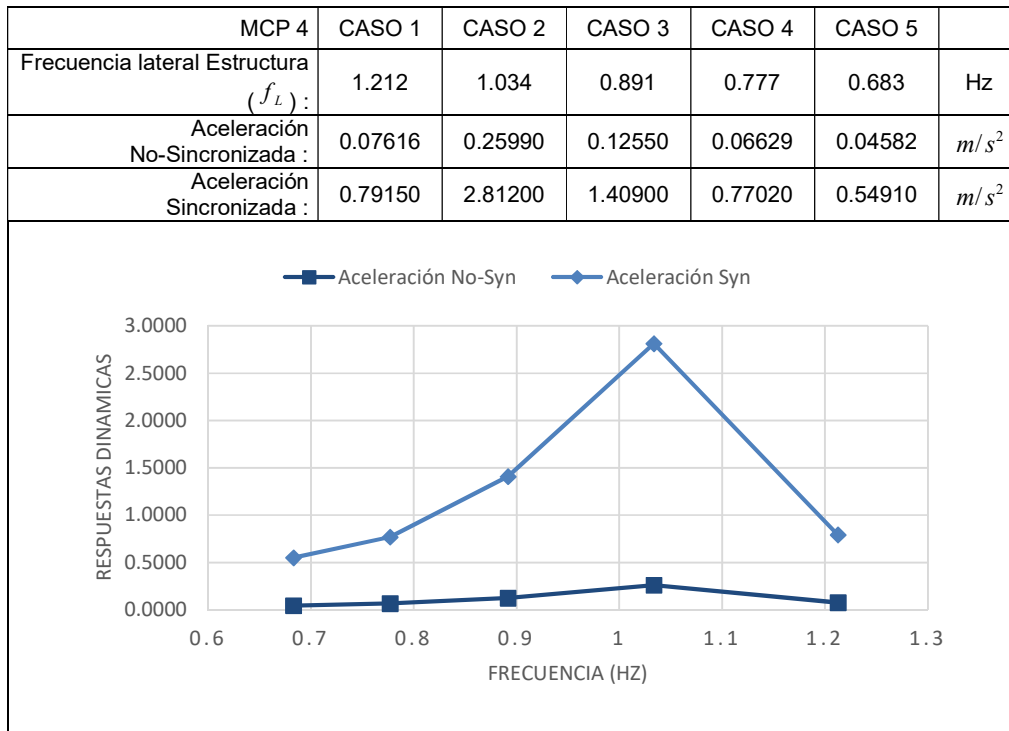
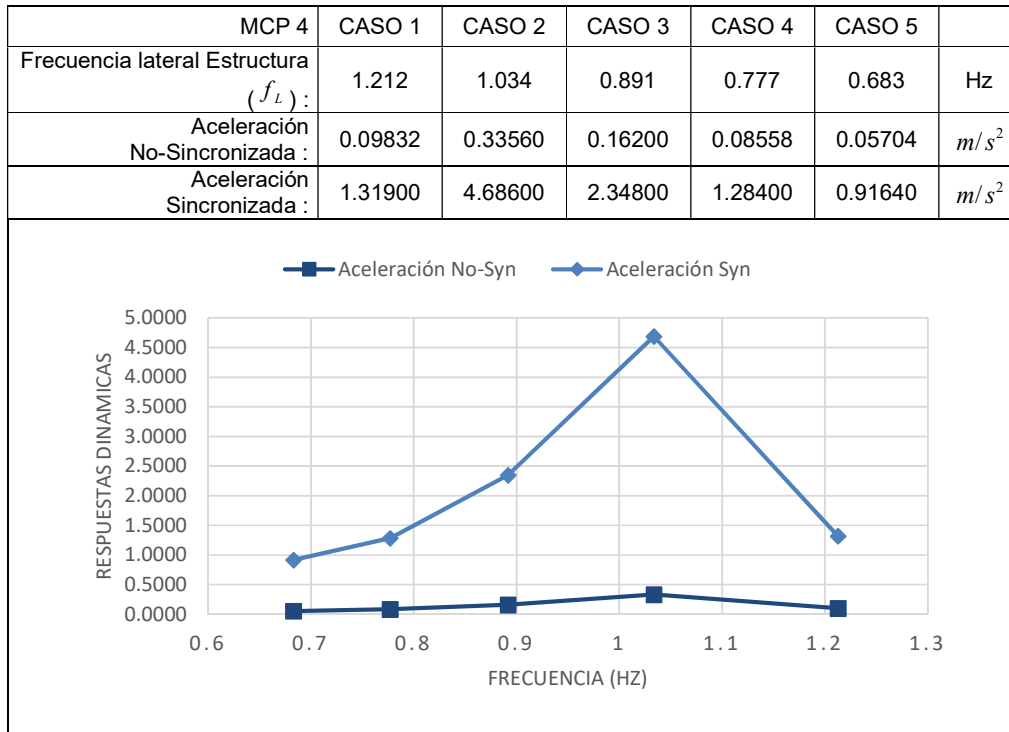


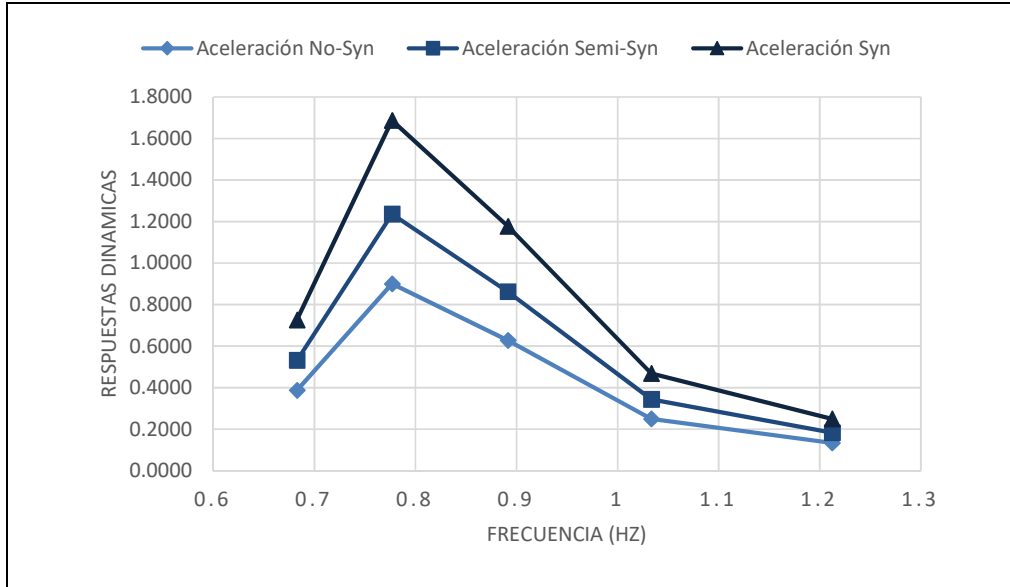
Tabla II-42 Respuesta dinámica del estado de carga de un Flujo de peatones ($d = 1.00 \text{ P/m}^2$) del MCP 4.



Para el caso del modelo de carga peatonal 5, la frecuencia de paso se obtuvo similar al MCP 1.

Tabla II-43 Respuesta dinámica del estado de carga de un Flujo de peatones ($d = 1.00 \text{ P/m}^2$) del MCP 5.

MCP 5	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	
Frecuencia lateral Estructura (f_L):	1.212	1.034	0.891	0.777	0.683	Hz
Frecuencia de Paso (Ω):	0.8215	0.8215	0.8215	0.8215	0.8215	Hz
Aceleración No-Sincronizada :	0.13340	0.24990	0.62760	0.89980	0.38710	m/s^2
Aceleración Semi-Sincronizada :	0.18350	0.34360	0.86290	1.23700	0.53220	m/s^2
Aceleración Sincronizada :	0.25020	0.46860	1.17700	1.68700	0.72570	m/s^2



CAPÍTULO III: MEDICIONES EXPERIMENTALES

En este capítulo se describirán todos los procedimientos y acciones realizadas para la obtención de los datos, tanto virtuales como reales, para posteriormente ser analizados y con ello obtener los resultados esperados.

Cabe mencionar que la elección del puente Rayito de Sol como estructura de estudio tuvo lugar debido a la preocupación de la comunidad frente a los movimientos excesivos de la estructura, específicamente en la zona llamada pasarela, lo cual hacía sospechar de la ocurrencia del fenómeno de vibración lateral producida por el cruce de peatones sobre puentes peatonales. Después de una inspección preliminar se reconoció como un sitio apropiado para el estudio del fenómeno objeto de la presente.

3.1 Descripción de la estructura en estudio

El puente Rayito de Sol ubicado entre los distritos del Rímac y Cercado de Lima cuenta con una estructura de aproximadamente 216 metros de luz, la cual cruza la zona de la alameda Chabuca Granda, la línea del ferrocarril, el río Rímac y la Vía de Evitamiento, hasta llegar al jirón Camaroneros, en el Rímac.

Este puente beneficia diariamente a miles de personas que requieren desplazarse del centro de Lima hacia el Rímac y viceversa, lo mismo que para aquellos que necesitan dirigirse hacia los conos norte, sur, este y con dirección a otros puntos de la capital.



Figura N° III-1 Puente Rayito de Sol

Este puente cuenta con un tramo principal atirantado y un tramo de acceso de concreto pretensado, llamado pasarela; además de sus respectivos accesos en el inicio, medio y final del recorrido (rampas y escaleras).



Figura N° III-2 Ubicación del Puente Rayito de Sol

3.2 Descripción de la estructuración del puente peatonal en estudio

El puente cuenta con un primer tramo llamado pasarela de acceso, construida de vigas de concreto pretensado y losa de concreto armado, que parten de la alameda Chabuca Granda y conecta esta última con el tramo principal del puente (tramo atirantado), teniendo como secciones las mostradas en las Figura N° III-3 y Figura N° III-4.

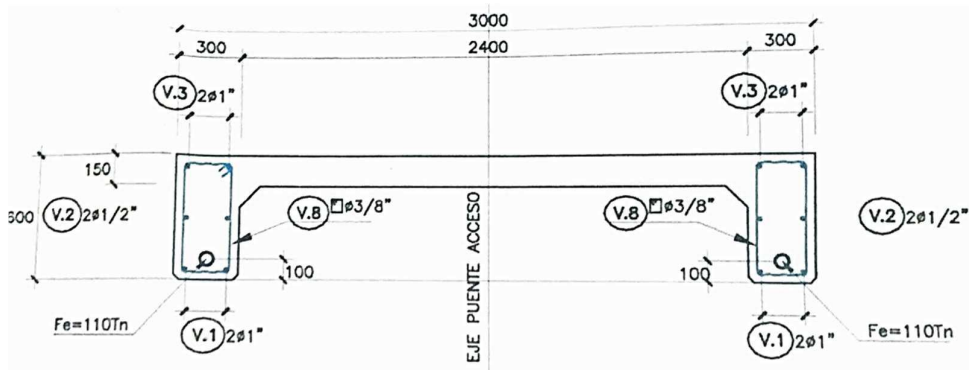


Figura N° III-3 Sección transversal de la pasarela de acceso, vigas pretensadas.

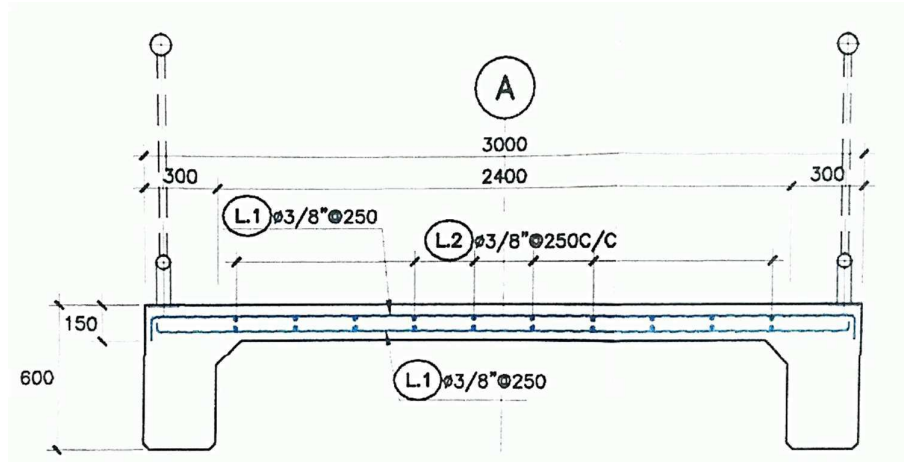


Figura N° III-4 Sección transversal de la pasarela de acceso, losa de concreto armado.

Esta pasarela de acceso cuenta con 5 tramos que se unen a través de dispositivos sísmicos y apoyos elastoméricos en 4 secciones de la pasarela. Esta conexión se puede apreciar en la Figura N° III-5.

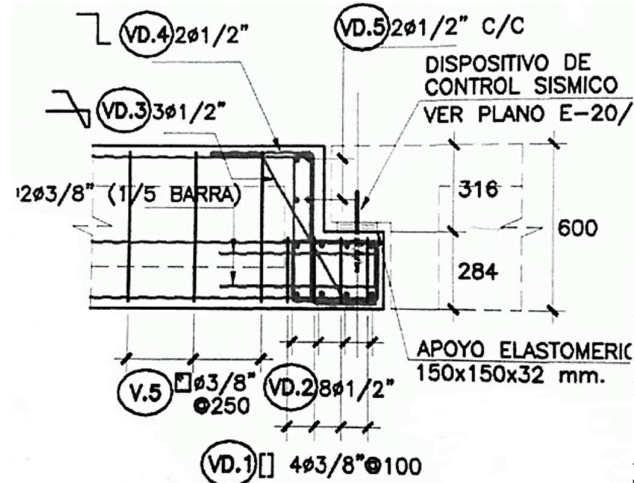


Figura N° III-5 conexión entre tramos de pasarela.

Los tramos mencionados se apoyan en pilares circulares cada 20 metros aproximadamente cuya sección se aprecia en la Figura N° III-6.

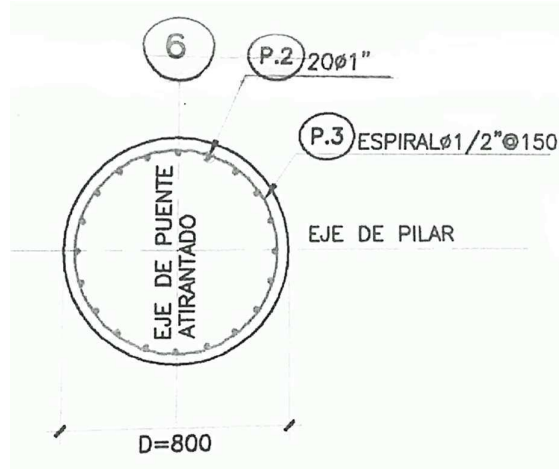


Figura N° III-6 Sección de pilar.

El tramo principal atirantado está compuesto de dos luces que comparten un apoyo central en la torre, en cada luz de este tramo llegan 20 cables de diferentes longitudes que parten de la torre a distintas alturas, haciendo un total de 40 cables espaciados cada 5.80 metros en la luz más larga y cada 4.00 metros en la luz más corta. Ver Figura N° III-7. A su vez estos cables están espaciados verticalmente en la torre 1 metro uno del otro como se aprecia en la Figura N° III-8

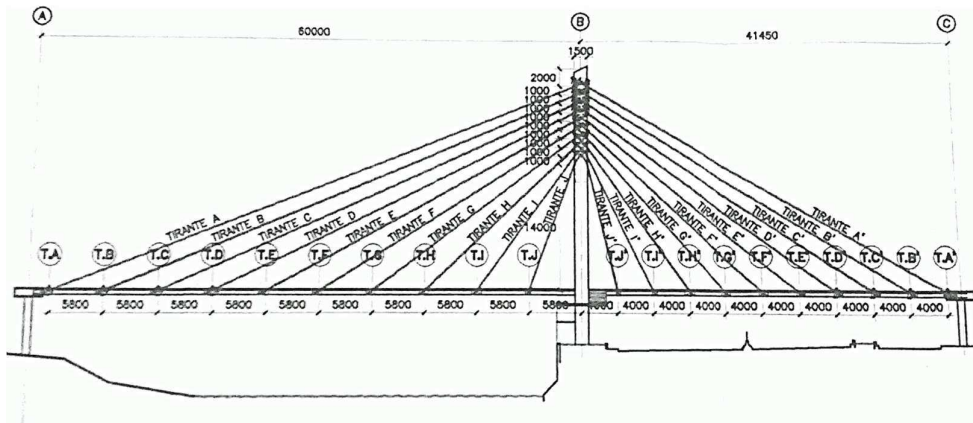


Figura N° III-7 Tramo Principal atirantado.

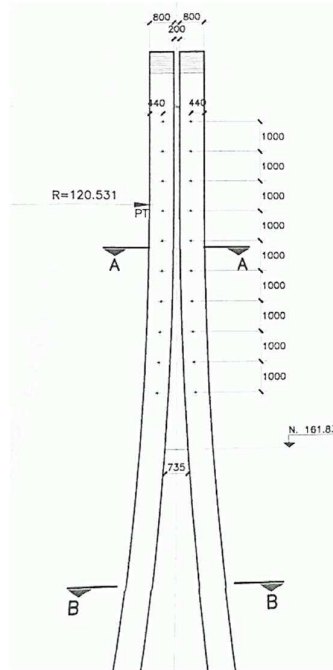


Figura N° III-8 Elevación de torre, espaciamiento vertical de cables.

Este tramo cuenta con dos vigas metálicas longitudinales unidas a una losa de concreto de 15 centímetros de espesor (ver Figura N° III-9) y vigas transversales cada 5.80 metros en la luz más larga y cada 4.00 metros en la luz más corta como se ve en la Figura N° III-10.

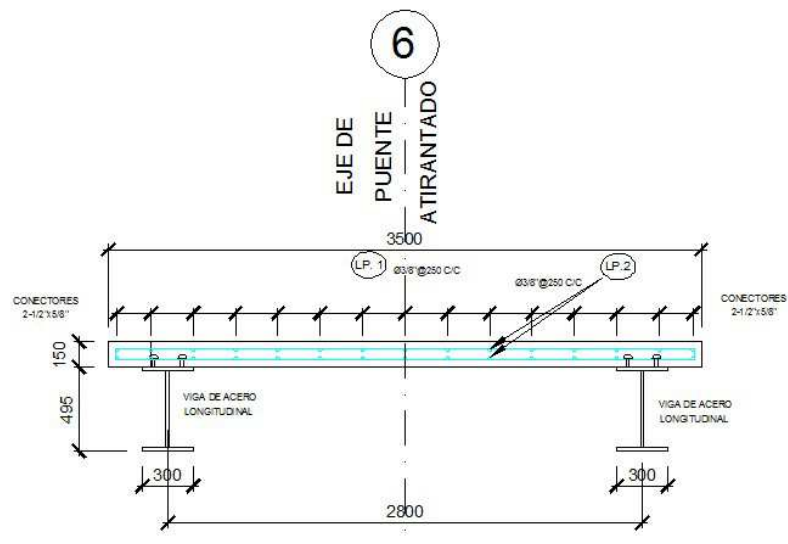


Figura N° III-9 Sección transversal de puente en tramo atirantado.

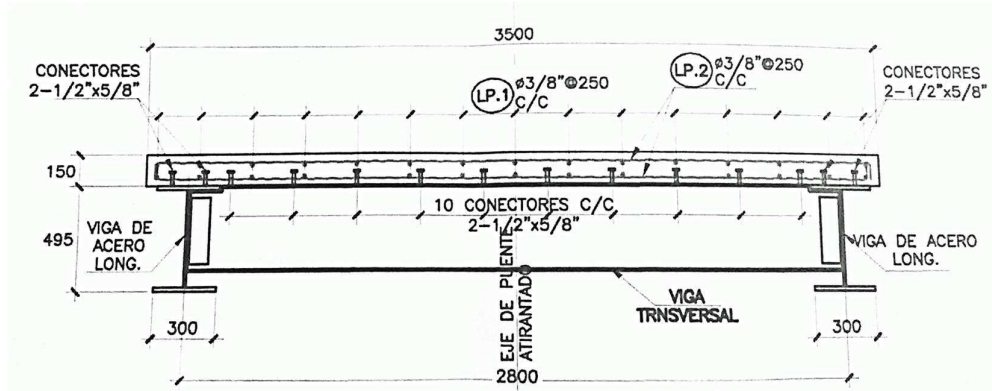


Figura N° III-10 Sección transversal de puente en tramo atirantado en viga transversal.

Ese tramo se conecta a los paraderos a través de una rampa de acceso en la zona de la torre y a través de una escalera en la zona del distrito del Rímac.

Esta investigación se centra en el tramo denominado pasarela, el cual presentaba alto grado de malestar de parte de los peatones producto de las vibraciones laterales.

3.3 Metodología de medición

Uno de los objetivos de la presente investigación es el de poder corroborar la fidelidad de los efectos dinámicos de los modelos de carga peatonal estudiados en el capítulo anterior, contrastándolos con mediciones reales de eventos de carga peatonal.

Sabiendo que la caminata peatonal es un evento de alto grado de incertidumbre, se optó por considerar un evento de alta densidad peatonal por ser este un evento reproducible tanto en la realidad como de manera simulada (modelamiento). Con el fin de poder comparar las mediciones reales de aceleración con los resultados teóricos del modelo.

Para este trabajo, se optó por la aplicación del método de vibración ambiental con el fin de capturar las frecuencias naturales de la estructura y validar así, el modelo virtual elaborado para el análisis de las cargas peatonales.

El modelo para la simulación de los modelos de carga peatonal fue elaborado con el software SAP2000.

3.3.1 Equipo a utilizar

Los datos experimentales se realizaron usando el equipo “StrainIndicator” que se muestra en la Figura N° III-11., el cual es un equipo registrador de datos, de 4 Canales. En el ANEXO B: se presenta los pasos que se siguieron para la toma de datos del presente trabajo.



Figura N° III-11 Izquierda: Equipo de medición “StrainIndicator”; Derecha superior: UPS batería para trabajo continuo de medición; Derecha inferior: Sensores de medición.

Los Canales 1 y 3 fueron utilizados para estas mediciones, los cuales registraron datos de Sensores de Velocidad (Pickups Schenck), mientras que los otros canales 2 y 4, utilizan datos de Sensores “Strain Gauge”, que cambian su valor nominal, cuando se le someten a ciertos esfuerzos, estos 2 últimos no se utilizaran para esta investigación.

Este equipo fue proporcionado por la empresa Tecnodinámica S.R.L. de la cual el asesor Dr. Víctor Sánchez Moya es dueño. Este equipo es similar al que se desarrolló para el Instituto de investigación de la FIC, salvo que este último solo registra datos de sensores “Strain gauge” mientras que el equipo a usar tiene 2 canales que pueden registrar datos de sensores de velocidad (Pickups Schenck).

El almacenamiento de los datos se encontrará en la memoria EPROM del equipo, luego estos datos fueron descargados a través de la conexión a Red Ethernet,

para ello se utilizó el programa “StrainIndicator.exe”. Para la prueba solicitada, solo se han de usar los Sensores de Velocidad como se aprecian en la Figura N° III-11. Los resultados esperados son de la forma mostrada en la Figura N° III-12.

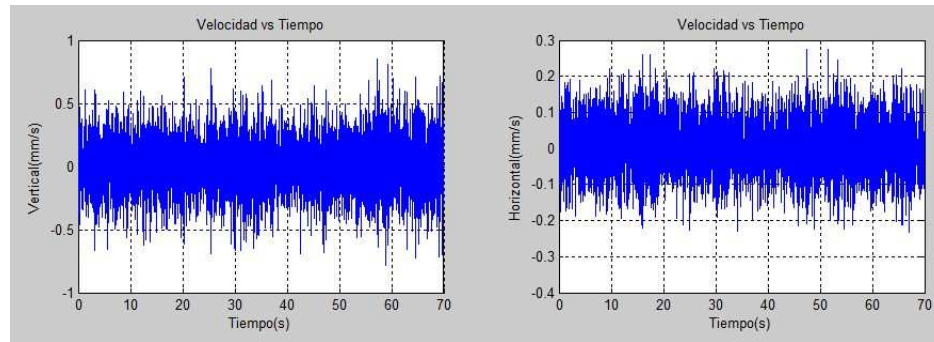


Figura N° III-12 Registro de Velocidades del “StrainIndicator.exe”.

El equipo, cuenta con una batería de 12 VDC, como respaldo, en casos de corte de energía. Otra opción, es el uso de un UPS mostrado en la Figura N° III-11, para un trabajo continuo.

Las mediciones realizadas tuvieron duraciones de 40 y 120 segundos, para los diferentes eventos que se registraron. La frecuencia de toma de datos ingresada al equipo fue de 100 tomas por segundos, esta alta frecuencia de medición nos asegura una toma de datos más asertiva.

En la literatura estudiada (Teorema de Nyquist) se recomienda que la frecuencia de medición debe ser como mínimo el doble de la frecuencia del objetivo a medir. Para nuestro caso la frecuencia de paso (objetivo de medición) está en el rango de 0.5 a 1.5 Hz, por lo que una frecuencia de medición mayor o igual a 2 Hz es aceptable.

3.3.2 Análisis de modelo virtual.

A partir de la geometría y propiedades estructurales obtenidas de los planos de proyecto, se elaboró un modelo de elementos finitos con el fin de poder estimar numéricamente las propiedades dinámicas de la estructura (frecuencias naturales y las formas de modo respectivas).

El modelo (Figura N° III-13) fue desarrollado con la ayuda del software computacional SAP2000, empleando elementos frame, para vigas, cables, pilares, etc. y elementos Shell para losas. Para modelar los cables de la parte atirantada se asumió que estos elementos solo resisten esfuerzos de tracción (otros esfuerzos como flexión, corte y torsión son nulos); el elemento frame que representa al cable es articulado en sus dos extremos, y se utiliza para el caso de carga, un análisis no lineal con una no linealidad geometría de grandes desplazamientos (P Delta Plus large displacements).

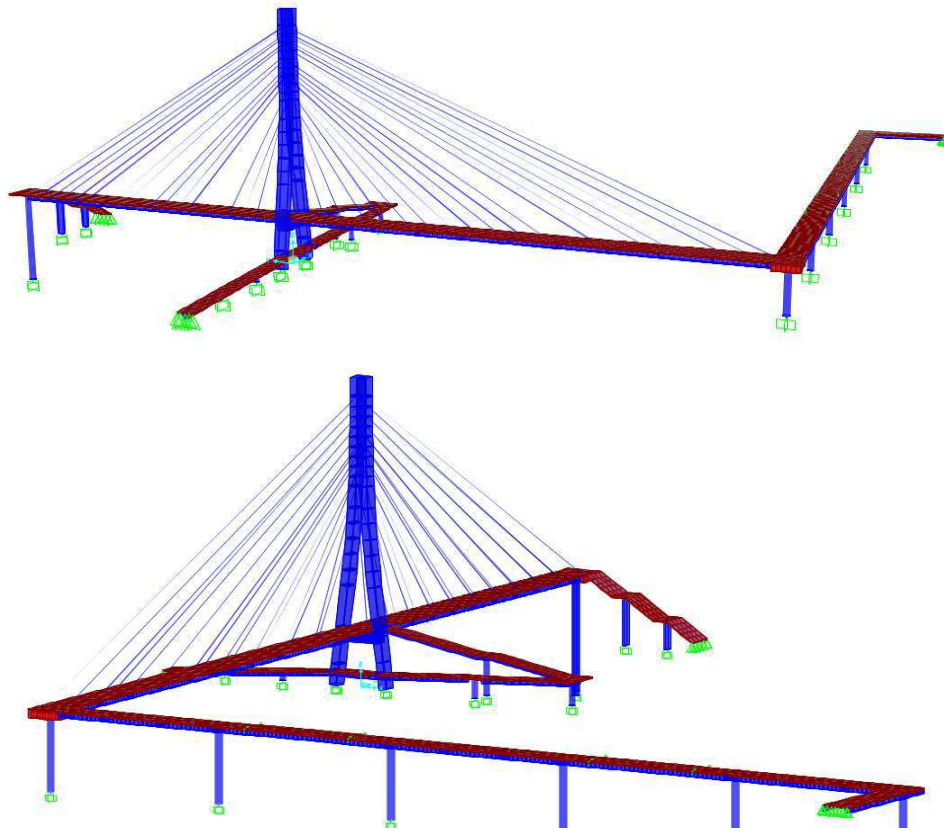


Figura N° III-13 Modelo tridimensional del puente "Rayito de Sol".

Los detalles del modelamiento de estos componentes son descritas a continuación.

3.3.2.1 Modelamiento de elementos finitos del puente.

Las propiedades de los materiales fueron recopiladas de las especificaciones técnicas de los planos originales del proyecto. Estos valores son resumidos en la Tabla III-1.

Tabla III-1 Propiedades de los materiales.

Material	Resistencia (MPa)	Módulo de Elasticidad (ton/m ³)	Densidad de Masa (kg/m ³)
Concreto: Pilares, losa (atirantado), vigas	28	2534563	0.245
Concreto: Torre, losa (pasarela)	35	2806243	0.245
Acero de refuerzo	412	20389019	0.8004
Cables	1690	20037484	0.8004

En toda la superestructura se hizo uso de elementos “offset”, como el comando “INSERTION POINTS”, para la exacta ubicación geométrica de vigas, losas y pilares, con lo cual se asegura la estimación correcta de los momentos de inercia de los elementos. Con el mismo fin se usaron “CONSTRAINS” para elementos en donde no era posible desplazar los elementos con los antes mencionados “INSERTION POINTS”.

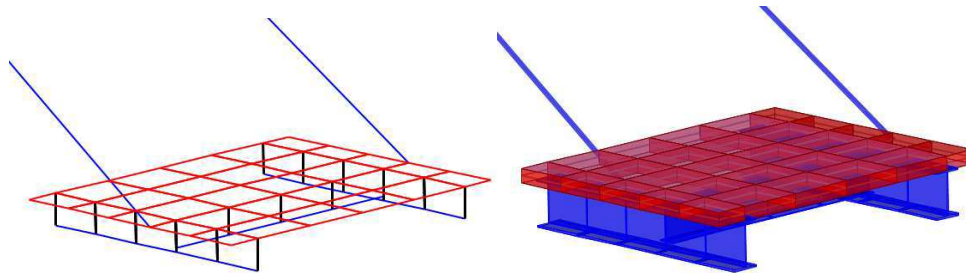


Figura N° III-14 Elementos “link”.

Para los elementos frame que representan a los pilares, se consideró apoyos empotrados en su base, con alturas que varían entre los 11 a 13 metros del nivel de suelo hasta la losa. A su vez para la estructura de la torre se consideraron elementos frame con la sección descrita en los planos, con nudos donde los cables llegan a unirse a la torre.

En la determinación de las rigideces efectivas de los pilares, se ha considerado el efecto de agrietamiento en estos elementos.

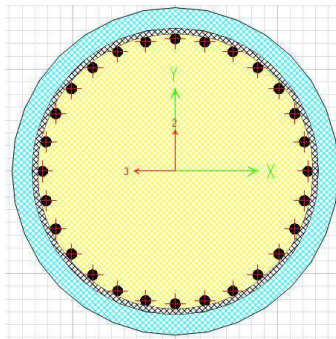


Figura N° III-15 Modelo de la sección de pilares en “Section Designer” del SAP2000.

En base a las propiedades de los materiales (f'_c y f_y), la geometría de las secciones, la carga axial y distribución longitudinal y transversal del acero de refuerzo (ver Figura N° III-15), se realizó un análisis momento-curvatura con el cual se calcula la rigidez efectiva según la ecuación (III.1)

$$EI_e = \frac{M_{yi}}{\phi_{yi}} \quad (III.1)$$

Donde M_{yi} y ϕ_{yi} representa el momento y curvatura de fluencia, respectivamente.

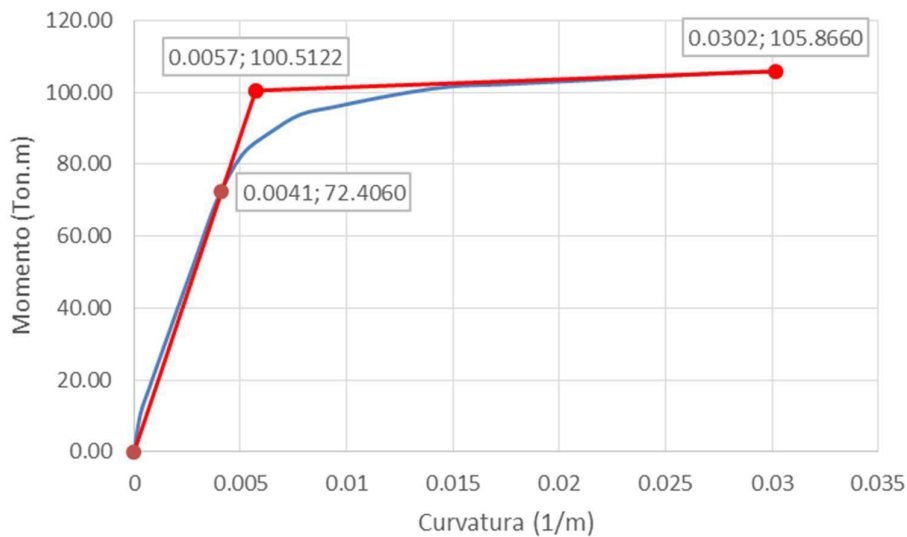


Figura N° III-16 Diagrama momento-curvatura.

En el caso de los pilares de acuerdo a la Figura N° III-16 y la ecuación (III.1), se estimó un momento de inercia de la sección agrietada del orden promedio del 34% del momento de inercia de la sección bruta.

En el modelamiento de los cables se utilizó elementos del tipo barra, los cuales solo resisten esfuerzos de tracción (otros esfuerzos como flexión, corte y torsión son nulos). En este caso, el módulo de elasticidad equivalente de los cables (C.C. Chang et. al., 2001), que toma en cuenta el comportamiento no lineal de la rigidez de los cables, no fue considerada, ya que la reducción del módulo de elasticidad del cable no fue significativa.

En la estructura existen elementos que se conectan a ella de manera no monolítica, tal es el caso de uno de los accesos y las juntas de expansión. En las zonas de acceso se construyeron escaleras y rampas, siendo el acceso de la pasarela hacia la alameda Chabuca Granda la única que cuenta con una junta, siendo el resto monolíticas con la estructura principal. En la zona denominada como pasarela, existen cuatro juntas de expansión. Estas juntas establecen condiciones de contorno especiales, las cuales han sido representadas a través del uso de elementos del tipo "link" (ver Figura N° III-14) para simular la discontinuidad relativa en el tablero. Estos elementos cuentan con altos valores de rigidez para los desplazamientos en las tres direcciones (vertical, longitudinal y lateral).

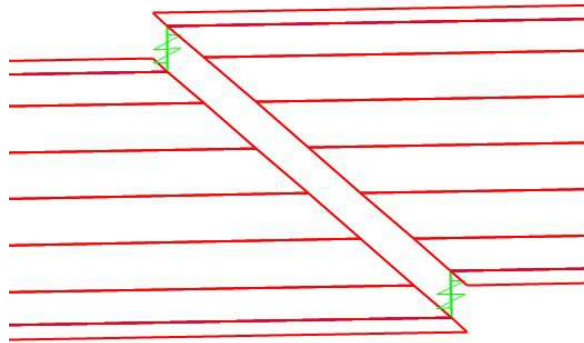


Figura N° III-17 Elementos "link".

Las condiciones de apoyo se consideran como apoyos fijos en ubicaciones de juntas y finales de tramos, y empotradas en pilares, esta condición empotrada se justifica por el hecho que zonas de apoyos se encuentran consinadas por tierra y estructuras de protección que sugieren un nivel de empotramiento como se aprecia en la Figura N° III-18.



Figura N° III-18 Vista de pasarela con pilares empotrado en terreno.

3.3.2.2 Resultados obtenidos del modelamiento por elementos finitos.

Tras la elaboración del modelo 3D de elementos finitos, se pudieron obtener las propiedades dinámicas del puente tras un análisis modal.

Cabe destacar, que para la precisa obtención de los periodos y modos de vibración, la correcta designación de las rigideces efectivas y condiciones de contorno jugaron un papel importante. Esto se pudo constatar con las mediciones obtenidas en campo. Esta modelación dio como resultado las frecuencias y formas modales mostradas en las Figura N° III-19, Figura N° III-20 y Figura N° III-21.

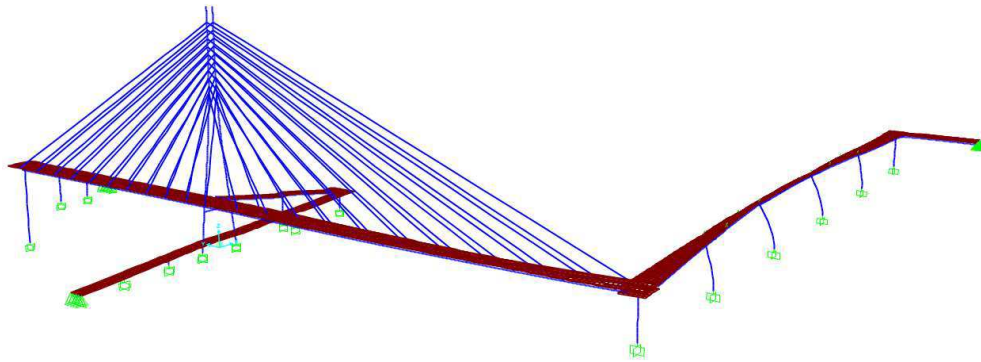


Figura N° III-19 Primer modo de vibración - 0.836 Hz, lateral en el tramo pasarela.

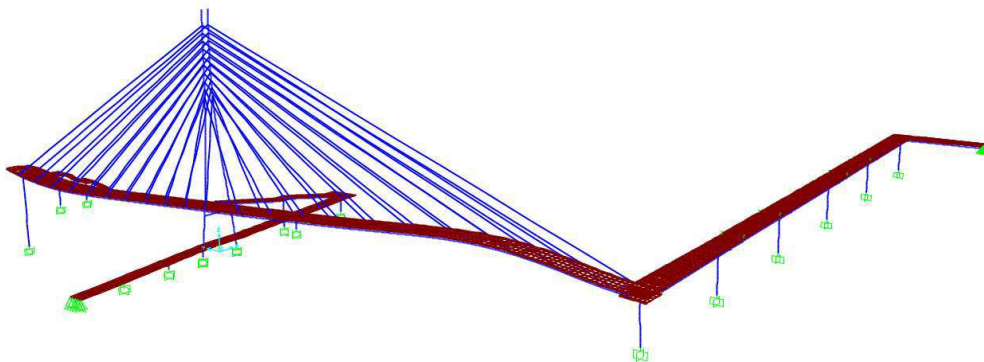


Figura N° III-20 Segundo modo de vibración - 1.455 Hz, vertical en el tramo atirantado.

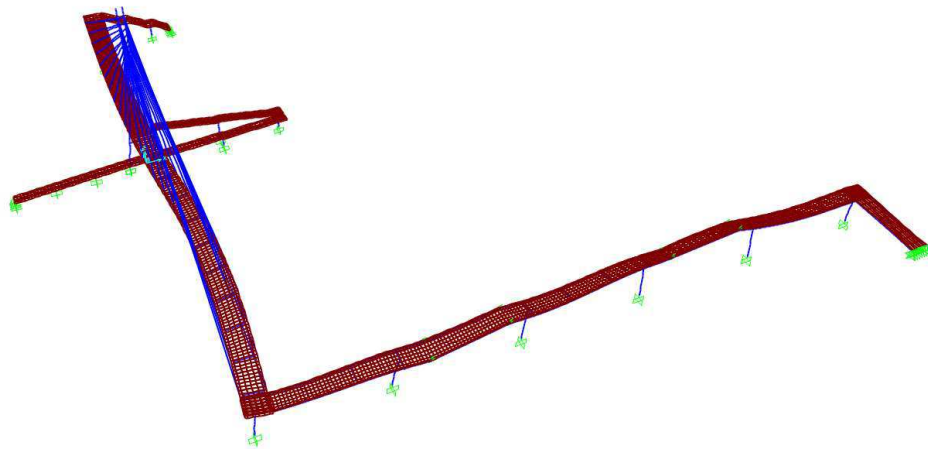


Figura N° III-21 Tercer modo de vibración – 1.572 Hz, lateral en el tramo atirantado.

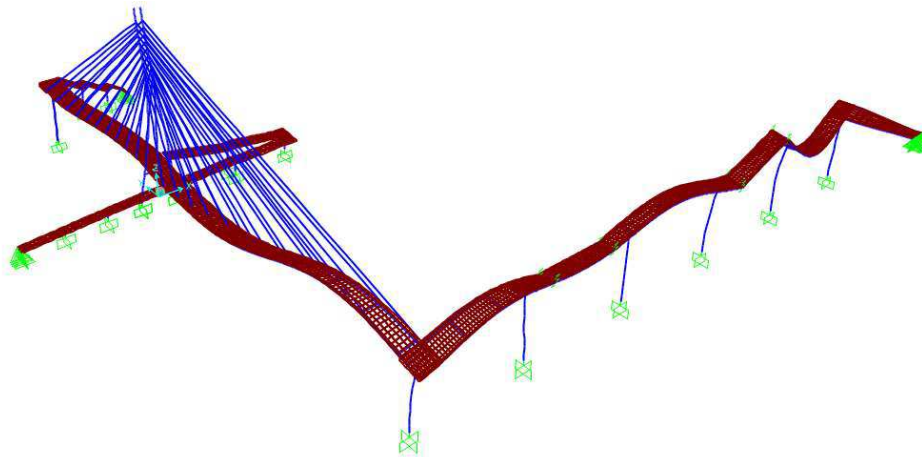


Figura N° III-22 Sexto modo de vibración – 2.477 Hz, lateral y vertical en los dos tramos.

El amortiguamiento fue calculado a través de las recomendaciones del Capítulo II considerando 1% de acuerdo a lo estipulado en Tabla II-10 y Tabla II-11 para concreto pre esforzado como lo es el tramo de la pasarela.

3.3.3 Trabajo de campo

El trabajo de campo fue realizado en varias etapas con la finalidad de obtener los datos necesarios para hacer las comparaciones respectivas. Estos trabajos se realizaron en los días viernes 28 de Octubre del 2016 desde las 3:30 am hasta las 8.00 am, y el domingo 30 de Octubre del 2016 desde las 6:30 pm hasta las 9:30 pm. El grupo de trabajo fue conformado por tres personas, el Ing Percy Pariguana Ing. Electrónico; el brigadier Ramos de la PNP y el Bach. Julio A. León Deza.



Figura N° III-23 Equipo de medición en sitio.

En una primera etapa se hicieron las mediciones de las frecuencias naturales de la estructura en estudio con el fin de comprobar que el modelo teórico simulado se asemeja a la estructura real. Para tal fin se consideró la medición en 11 puntos diferentes de la estructura, 5 puntos en la pasarela y 6 puntos en el tramo atirantado como se muestra en la Figura N° III-24 y Figura N° III-25, tanto vertical como lateralmente.

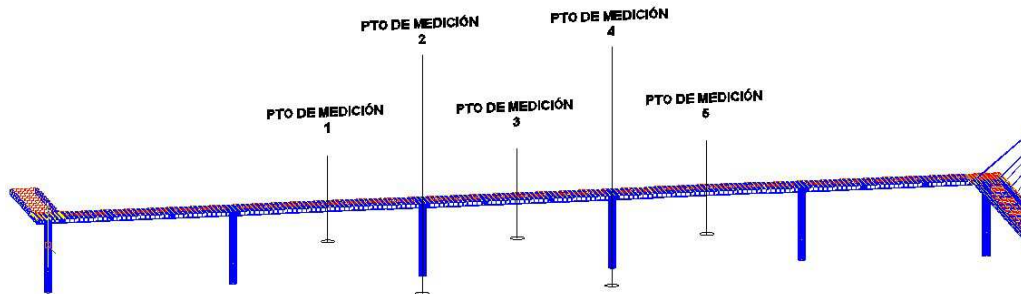


Figura N° III-24 Ubicación de puntos en el tramo de la pasarela

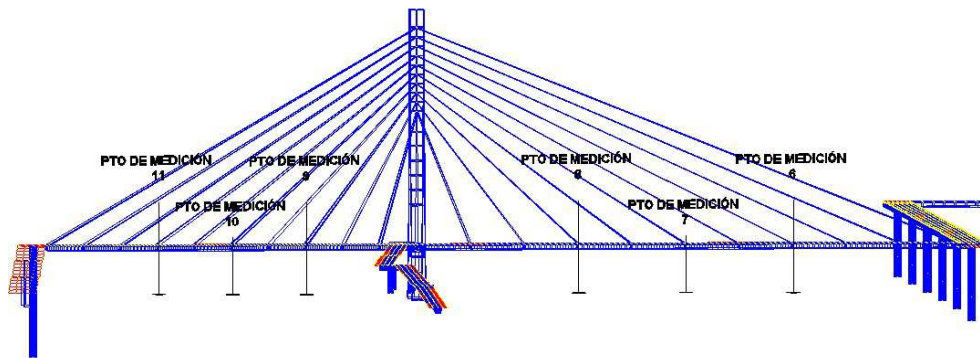


Figura N° III-25 Ubicación de puntos en el tramo atirantado.

Para la segunda etapa se realizaron mediciones de las frecuencias de la fuerza excitadora (peatones), y de la densidad peatonal (a través de tomas fotográficas de la multitud presente) existente en dichos eventos.

Por último se procedió a medir las aceleraciones de la estructura producto de la fuerza excitadora medida (peatones). Estos resultados se mostrarán en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se muestran los resultados obtenidos de los análisis realizados, primero se muestra el análisis de los modelos teóricos de carga peatonal y segundo el análisis de las mediciones realizadas.

4.1 Modelos de cargas peatonales

Tras los estudios de las cargas peatonales en el Capítulo II, se realizaron comparaciones entre las mismas, obteniéndose los resultados mostrados en las figuras a continuación. Estas comparaciones se han realizado para estructuras con diferentes frecuencias de vibración en la dirección lateral.

En la Figura N° IV-1 se muestra la comparación de la respuesta de la estructura sometida a los modelos de cara peatonal 1 y 2 para un solo peatón. Nótese que el MCP1 tiende a amplificar su respuesta para frecuencias cercanas a 1Hz (promedio de la frecuencia peatonal en la dirección lateral), mientras que el MCP2 se mantiene casi lineal.

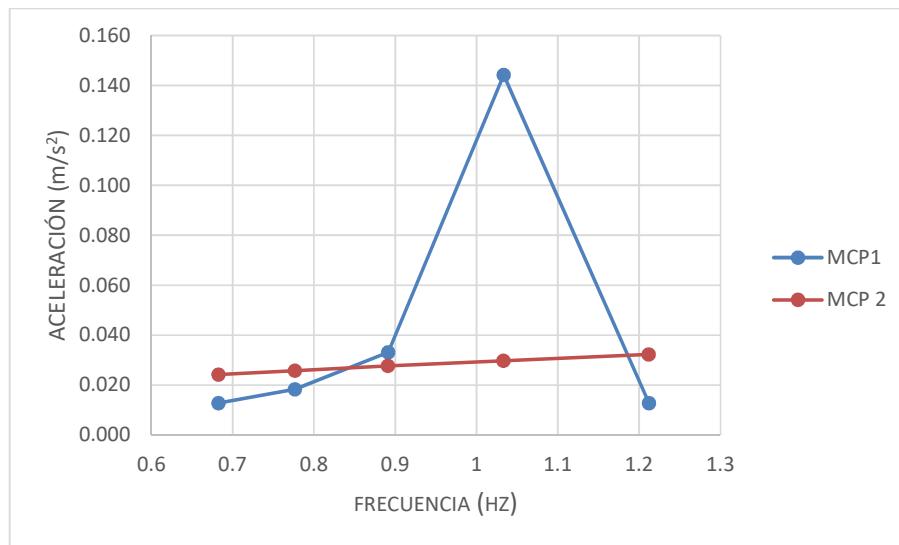


Figura N° IV-1 Aceleración Vs frecuencia de la estructura (Densidad = 1 peatón)

En la Figura N° IV-2 se muestra la comparación de la respuesta de los modelos de carga peatonal 1, 2, 3 y 4 para una densidad de carga de 0.20 peatones por metro cuadrado. Se puede observar que a excepción del MCP 2, el resto de modelos de carga peatonal tiende a amplificar su respuesta para frecuencias

cercanas a 1 Hz. Para esta densidad peatonal se puede apreciar que las respuestas de los modelos de carga MCP1, MCP3 (SYN) Y MCP4 (SYN) tienen relación en magnitud.

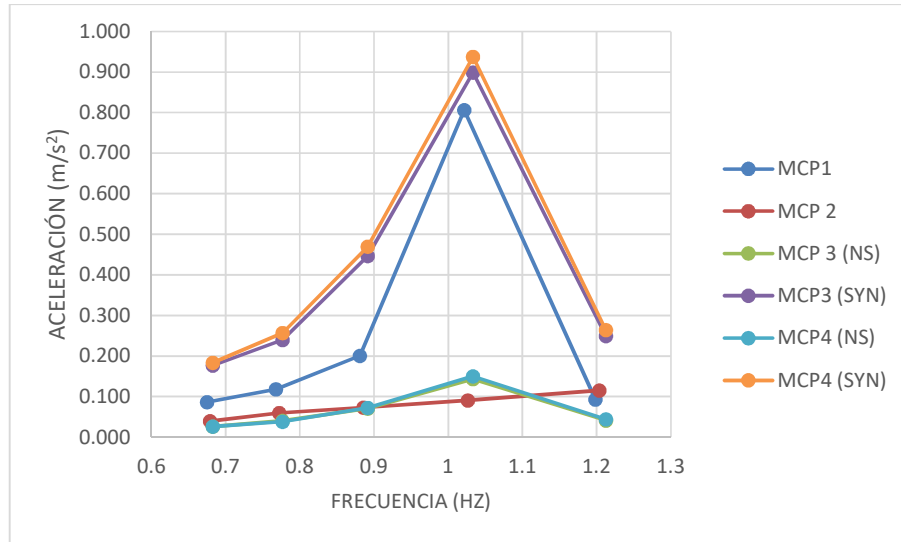


Figura N° IV-2 Aceleración Vs frecuencia de la estructura (Densidad = 0.2 peatón/m²)

En la Figura N° IV-3 se muestra la comparación de la respuesta de los modelos de carga peatonal 1, 2, 3 y 4 para una densidad de carga de 0.60 peatones por metro cuadrado. Se puede observar que la tendencia de modelos de carga con mayores respuestas sigue en los modelos de carga MCP 3 (SYN) y MCP 4 (SYN). Mientras que la respuesta del MCP1 empieza a tender hacia frecuencia menores (0.8 Hz)

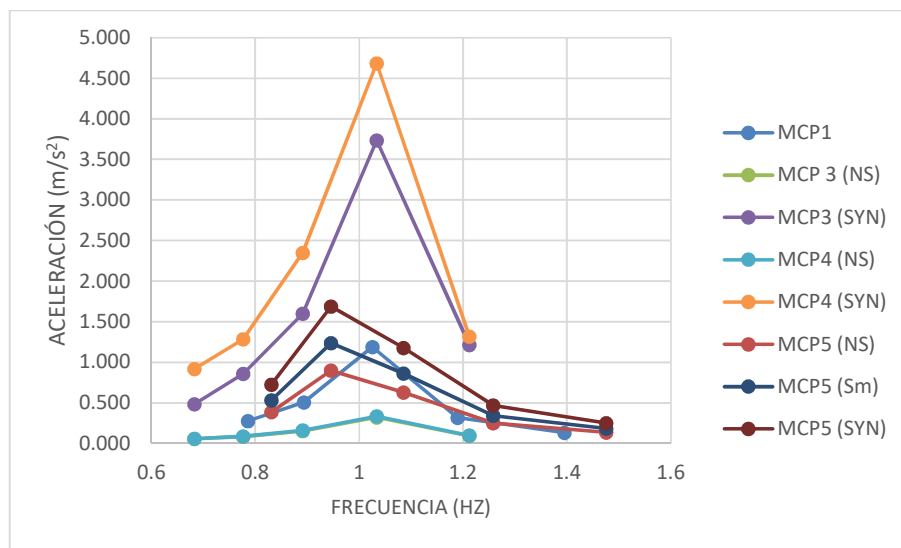


Figura N° IV-3 Aceleración Vs frecuencia de la estructura (Densidad = 0.6 peatón/m²)

En la Figura N° IV-4 se muestra la comparación de la respuesta de los modelos de carga peatonal 1, 3, 4 y 5 para una densidad de carga de 1.00 peatones por metro cuadrado. Se puede observar que la tendencia de modelos de carga con mayores respuestas sigue en los modelos de carga MCP 3 (SYN) y MCP 4 (SYN) mientras que los modelos MCP 1 y MPC5s tienen una tendencia diferente hacia frecuencias más cercanas a 0.8 Hz.

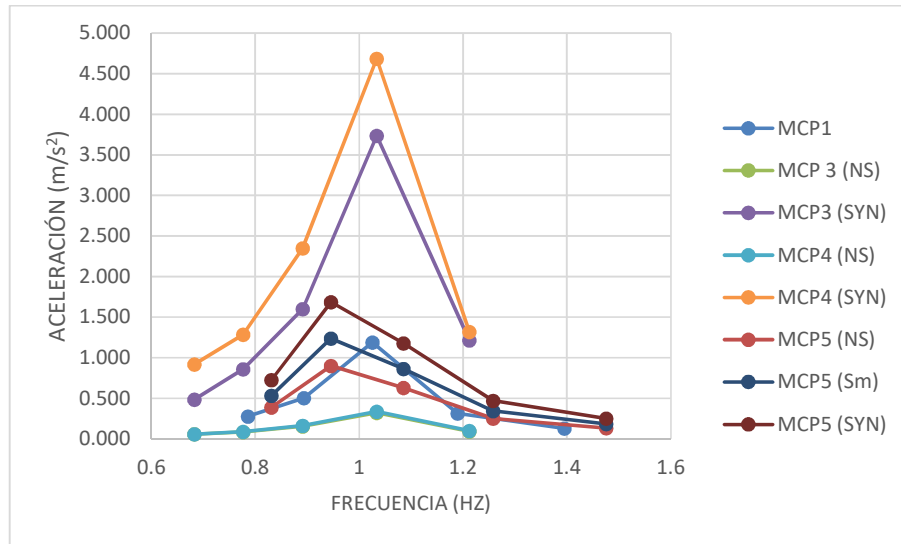


Figura N° IV-4 Aceleración Vs frecuencia de la estructura (Densidad = 1.0 peatón/m²)

Un último gráfico comparativo (Figura N° IV-5) muestra que, efectivamente, los modelos de carga amplifican sus respuestas para relaciones de frecuencia peatonal / frecuencia de la estructura (r) cercanas a uno.

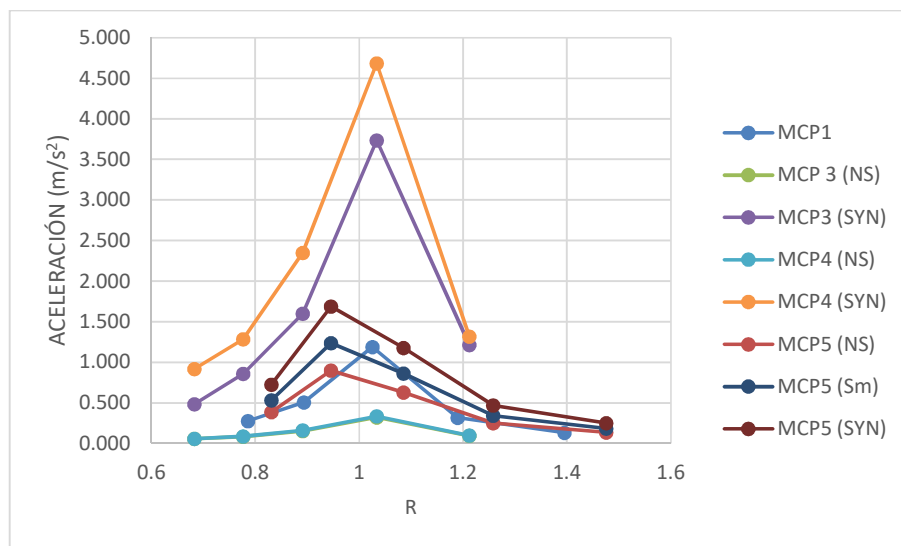


Figura N° IV-5 Aceleración Vs r (Densidad = 1.0 peatón/m²)

Se puede sintetizar la tendencia de las respuestas de los modelos teóricos de carga peatonal a través de la Figura N° IV-6, que muestra los tipos de caminata relacionados a la frecuencia de paso, densidad peatonal y los modelos de carga peatonal que dan las mayores respuestas para cada tipo de caminata.

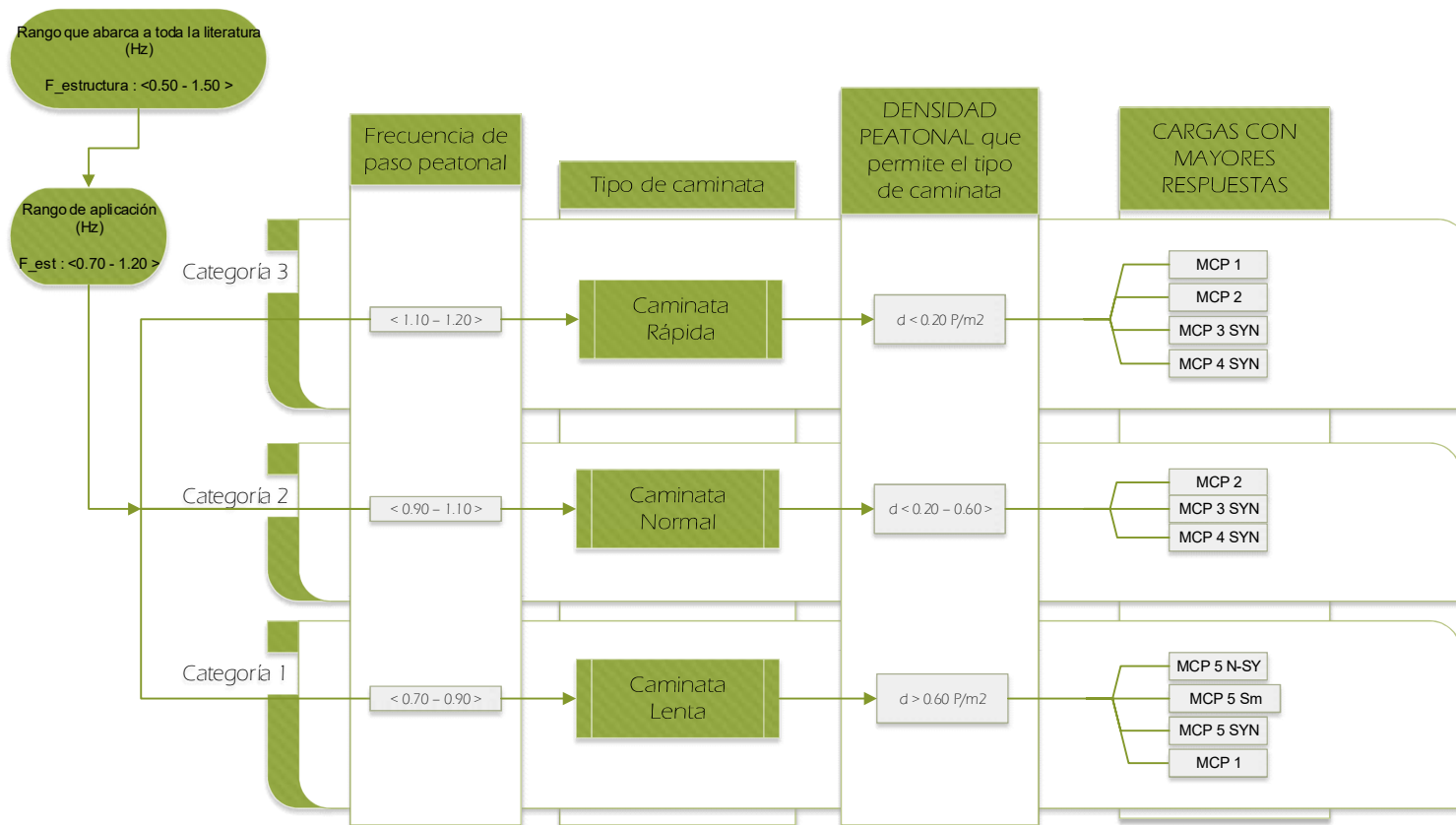


Figura N° IV-6 Mayores amplitudes de respuesta para diferentes tipo de caminata

4.2 Mediciones

4.2.1 Primera etapa

La finalidad de esta etapa fue verificar que el modelo empleado para la presente tesis haya sido elaborado con una aproximación suficiente a la estructura real, que nos permita reproducir el comportamiento de la estructura frente a agente externos (fuerzas).

Las mediciones realizadas (Velocidades) se procesaron a través del software “SeismoSignal v2016”, en el cual se introdujeron los registros de velocidades obtenidos (la Figura N° IV-7 muestra un registro de velocidades dentro del software), en donde se hizo la respectiva corrección por línea base.

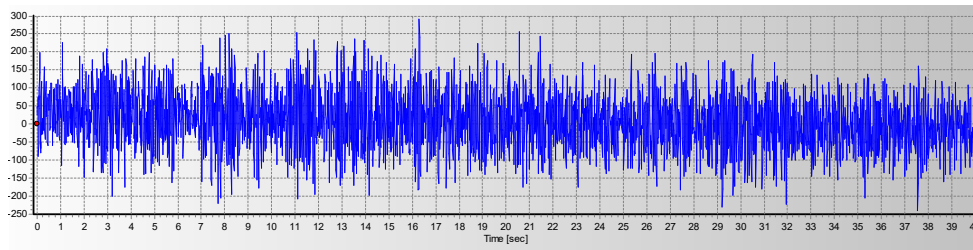


Figura N° IV-7 Registro de velocidades medido (mm/s²), vista de SeismoSignal.

Con la ayuda del mismo software se obtuvieron los respectivos espectros de velocidades, que no son otra cosa que el mismo registro de velocidades en el dominio de sus frecuencias.

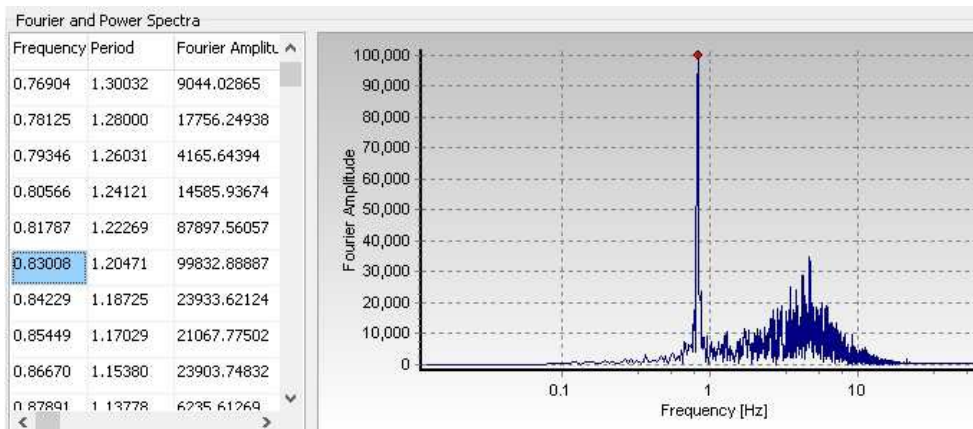


Figura N° IV-8 Espectro de Fourier. Vista de SeismoSignal.

De estos espectros se obtuvieron las frecuencias más representativas en cada medición recopiladas en la Tabla IV-1 para cada punto de medición.

Tabla IV-1 Datos medidos en campo.

Pto. de medición	Nro. de medición	Nro. De Peatones	1° MODO		2° MODO		3° MODO		4° MODO		5° MODO		6° MODO		7° MODO		8° MODO	
			Lateral	Vertical	Lateral	Vertical	Lateral	Vertical	Lateral	Vertical	Lateral	Vertical	Lateral	Vertical	Lateral	Vertical	Lateral	Vertical
PASARELA	2	1	1	0.781	0.781					2.563								4.296
		2	0	0.757	0.757									3.300		3.410		
		3	0	0.781	0.781							3.198						
		4	1	0.781	0.781					2.490	3.125	3.174					3.466	
	3	1	2	0.000	0.000									3.271				
		2	0	0.757	0.756					2.563				3.290				
		3	0	0.757	0.756			1.794		2.560		3.198			3.394			4.270
		4	48	0.830	0.830			1.810		2.539		3.198				3.393		
		5	50	0.830	0.830					2.539								4.190
		6	54	0.842	0.842					2.515		3.174						
		7	66	0.830	0.830					2.515		3.186						
		8	55	0.830	0.830					2.527		3.162				3.418		
		9	54	0.830	0.830					2.527						3.430		4.236
		10	35	0.830	0.830					2.527		3.174						4.280
		11	56	0.830	0.830					2.527				3.247				4.345
		4	1		0.732	0.732			1.800		2.539					3.440		
			2		0.732						2.539			3.320		3.466		
		5	1		0.732	0.732								3.247				4.272
		2		0.732	0.732		1.563											

		3		0.720										3.220					
		4		0.720						2.576								4.248	
1	1	1												3.296			4.235	4.224	
		2				1.563	1.807										4.190	4.199	
	2	1				1.563					3.198			3.271			4.272	4.150	
		2				1.563	1.807						3.220	3.223			4.224	4.224	
	3	1		0.830		1.563	1.794		2.563						3.393	3.442	4.138		
		4				1.563		1.794					3.259	3.284			4.187		
	5	1				1.563									3.271		3.406	3.479	4.187
		6					1.807								3.259		3.380	3.470	4.138
	7	1		0.830			1.807								3.271		3.333	3.450	4.150
		8				1.575	1.794		2.563		3.174	3.170	3.223					4.138	4.120
9	1				1.587	1.794					3.192					3.394		4.126	
	10														3.394		4.224		
3	1	1			1.563					3.174		3.320					4.248	4.270	
		2			1.563	1.807		2.563	3.125				3.320				4.297		
4	1	1											3.296			3.466	4.224	4.223	
		2													3.410		4.199	4.321	
5	1	1													3.410				
		2											3.222				4.126	4.248	
6	1	1															4.223		
		2				1.563					3.174					3.467	4.223		

Tras analizar estas frecuencias medidas con las frecuencias del modelo, comparando magnitudes y direcciones, se concluyó con la obtención de la Tabla IV-2, en la que se determina la concordancia entre las frecuencias medidas y las frecuencias del modelo.

Tabla IV-2 Diferencia entre frecuencia medida y frecuencias simuladas.

	Medido	Modelo	Diferencia
Modo 1	0.830	0.836	0.72%
Modo 2	1.563	1.455	6.90%
Modo 3	1.801	1.572	12.71%
Modo 4	2.541	2.477	2.50%
Modo 5	3.175	3.033	4.46%
Modo 6	3.268	3.696	13.09%
Modo 7	3.423	3.892	13.70%
Modo 8	4.218	4.372	3.65%

Los valores de error mostrados en la Tabla IV-2 varían de modo a modo teniendo el error más notorio de 13.70% en el séptimo modo y el error más pequeño de 0.72% en el modo 1.

Adicionalmente se puede mencionar que otros trabajos tuvieron errores dentro del mismo rango para estructuras similares, Chang y Zhang (2001) obtuvieron tras sus mediciones y modelamiento errores menores al 30%, con el mayor de 28% y el menor de 0%; Kung-Chung Lu et al. (2006) obtuvieron resultados dentro del mismo rango en su trabajo.

En base a estos resultados, se puede considerar al modelo de elementos finitos elaborado como representativo de la estructura real, por lo que se puede usar para la aplicación de los modelos de cargas peatonales.

4.2.2 Segunda etapa

Tras la comprobación de que el modelo generado para esta investigación es representativo de la estructura existente, se procede a la segunda etapa que conlleva a la aplicación de los Modelos de cargas estudiados en el Capítulo II de la presente.

Estos modelos se aplicaron bajo las mismas condiciones en la que las mediciones fueron realizadas, es decir, bajo la misma densidad peatonal y frecuencia de la estructura real medida. Para este fin se procesaron la toma fotográfica que se obtuvieron en cada evento de medición con el fin de obtener la densidad peatonal para cada evento. En la Figura N° IV-9 se muestra una fotografía de la que se obtuvo el estado de carga para un evento en particular.



Figura N° IV-9 Toma fotográfica de la densidad peatonal en el puente Rayito de Sol.

Siguiendo esta metodología se obtuvo seis eventos representativos, mostrados en la Tabla IV-3, con los que se procedió a ensayar los Modelos de cargas peatonales.

Tabla IV-3 Eventos de carga peatonal.

	EVENTO 1	EVENTO 2	EVENTO 3	EVENTO 4	EVENTO 5	EVENTO 6	EVENTO 7	EVENTO 8
N° de Personas:	48	50	54	66	55	54	35	56
Densidad Peatonal :	0.16327	0.17007	0.18367	0.22449	0.18707	0.18367	0.11905	0.19048

Recordando que los modelos de carga peatonal fueron aplicados de acuerdo a lo mencionado en el Capítulo II de acuerdo a las Figura N° IV-10 y Figura N° IV-11,

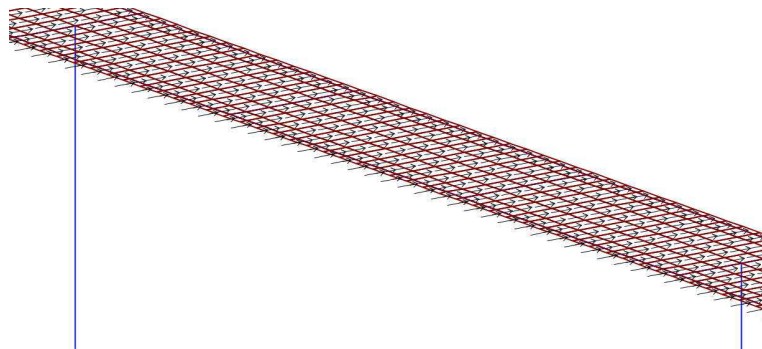


Figura N° IV-10 Disposición de la carga peatonal para el caso de carga distribuida.

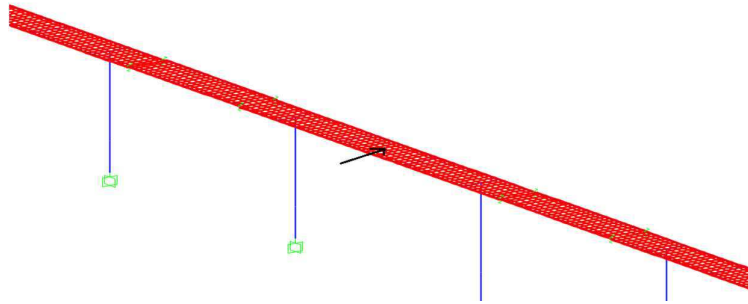


Figura N° IV-11 Disposición de la carga peatonal para el caso de carga Puntual.

A su vez, estos modelos de carga peatonal teóricos fueron aplicados de acuerdo a los cálculos:

MCP 1:

Según lo mencionado en el Capítulo II, acerca del modelo de carga peatonal 1, esta considera la masa peatonal adicionada a la masa de la estructura, modificando su periodo natural.

En la Tabla IV-4, se muestran todos los parámetros obtenidos de acuerdo a las características de la estructura estudiada y de los eventos a representar. Consiguiendo al término de este procesamiento la forma final del modelo de carga peatonal 1ª aplicar en el modelo.

Tabla IV-4 Parámetros de modelo de carga peatonal 1.

PARÁMETRO	UNID	EVENTO 01	EVENTO 02	EVENTO 03	EVENTO 04	EVENTO 05	EVENTO 06	EVENTO 07	EVENTO 08	
Frecuencia de Paso	Número de Personas :	Personas	48	50	54	66	55	54	35	56
	Densidad Peatonal:	Personas /m ²	0.163	0.170	0.184	0.224	0.187	0.184	0.119	0.190
	*Velocidad :	m/s	1.649	1.643	1.633	1.601	1.630	1.633	1.683	1.628
	*Frecuencia de paso vertical (Ω_v) :	Hz	2.086	2.082	2.073	2.049	2.071	2.073	2.113	2.069
	*Frecuencia de paso lateral (Ω_L) :	Hz	1.043	1.041	1.037	1.024	1.036	1.037	1.057	1.035
Componente Lateral de la Fuerza de Paso	G_L :	N	35	35	35	35	35	35	35	35
Número de personas equivalente	Área ($S = Lxb$) :	m ²	294	294	294	294	294	294	294	294
	n :	persona	48	50	54	66	55	54	35	56
	ξ :	-	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%
	n' :	(1/m ²)	0.255	0.260	0.270	0.298	0.272	0.270	0.217	0.275
Coeficiente de Reducción	Peso peatonal :	N/m ²	114.286	119.048	128.571	157.143	130.952	128.571	83.333	133.333
	Frecuencia de la Estructura Final f_L :	Hz	0.829	0.829	0.829	0.827	0.829	0.829	0.831	0.828
	φ :	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

* De acuerdo a la Figura N° II-31 y de las ecuaciones (II.28), (II.29) y (II.30).

Recordando la ecuación característica del modelo de carga peatonal 1, ver ecuación (II.27), y con los parámetros obtenidos se pudo determinar la ecuación de MCP1 para cada evento. Estas ecuaciones se muestran en la Tabla IV-5, y serán aplicadas al modelo virtual desarrollado en el capítulo anterior.

Tabla IV-5 Forma de modelos de carga MCP 1 para eventos medidos.

	Amplitud ($A = G_L \times n' \times \varphi$)	$\omega = 2\pi \times f_L$	$f(t) = A \times \cos(\omega \times t)$ N/m ²
EVENTO 1	8.908	6.553	$f(t) = 8.908 \times \cos(6.553 \times t)$
EVENTO 2	9.091	6.540	$f(t) = 9.091 \times \cos(6.540 \times t)$
EVENTO 3	9.448	6.513	$f(t) = 9.448 \times \cos(6.513 \times t)$
EVENTO 4	10.445	6.436	$f(t) = 10.445 \times \cos(6.436 \times t)$
EVENTO 5	9.535	6.507	$f(t) = 9.535 \times \cos(6.507 \times t)$
EVENTO 6	9.448	6.513	$f(t) = 9.448 \times \cos(6.513 \times t)$
EVENTO 7	7.606	6.638	$f(t) = 7.606 \times \cos(6.638 \times t)$
EVENTO 8	9.621	6.500	$f(t) = 9.621 \times \cos(6.500 \times t)$

MCP2:

En la Tabla IV-6, se muestran todos los parámetros obtenidos de acuerdo a las características de la estructura estudiada y de los eventos a representar. Consiguiendo al término de este procesamiento la forma final del modelo de carga peatonal 2 a aplicar en el modelo.

Tabla IV-6 Forma de modelos de carga MCP 2 para eventos medidos.

PARÁMETRO		UNID	EVENTO 01	EVENTO 02	EVENTO 03	EVENTO 04	EVENTO 05	EVENTO 06	EVENTO 07	EVENTO 08
Frecuencia de la Estructura	Frecuencia de la Estructura Inicial f_L :	Hz	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836
	Masa peatonal :	kg	800	800	800	800	800	800	800	800
	Frecuencia de la Estructura Final f_L :	Hz	0.809	0.809	0.809	0.809	0.809	0.809	0.809	0.809
Coefficiente de Sincronización	k_L :	-	3	3	3	3	3	3	3	3

Recordando la ecuación característica del modelo de carga peatonal 2, ver ecuación (II.37), y con los parámetros obtenidos se pudo determinar la ecuación de MCP2 para cada evento de acuerdo a la Figura N° II-36. Estas ecuaciones se muestran en la Tabla IV-7, y serán aplicadas al modelo virtual desarrollado en el capítulo anterior.

Tabla IV-7 Forma de modelos de carga MCP 2 para eventos medidos.

	Amplitud ($A = 70 \times k_L \times f_L$)	$f(t) = A \text{sen}(2\pi \cdot f \cdot t) \text{ N}$
EVENTO 01	169.890	$f(t) = 169.89 \times \text{sen}(5.083 \times t)$
EVENTO 02	169.890	
EVENTO 03	169.890	
EVENTO 04	169.890	
EVENTO 05	169.890	
EVENTO 06	169.890	
EVENTO 07	169.890	
EVENTO 08	169.890	

MCP3:

Para el caso del modelo de carga peatonal 3 solo es necesario conocer la densidad peatonal, la cual la tomamos de la Tabla IV-3 y recordando la ecuación característica del modelo de carga peatonal 3, ver ecuación (II.48), se pudo determinar la ecuación de MCP3 para cada evento. Estas ecuaciones se muestran en la Tabla IV-8, y serán aplicadas al modelo virtual desarrollado en el capítulo anterior.

Tabla IV-8 Forma de modelos de carga MCP 3 para eventos medidos.

	No sincronizado	Sincronizado	
	\sqrt{n}	n	$m = \sqrt{n} ; m = n$
EVENTO 01	6.928	48	$f_{pL}(t) = m \times (70 + 70 \times 0.039 \times \text{sen}(2\pi.t) + 70 \times 0.01 \times \text{sen}(4\pi.t - \pi/2) + 70 \times 0.043 \times \text{sen}(6\pi.t - \pi/2) + 70 \times 0.012 \times \text{sen}(8\pi.t - \pi/2) + 70 \times 0.015 \times \text{sen}(10\pi.t - \pi/2)).N$
EVENTO 02	7.071	50	
EVENTO 03	7.348	54	
EVENTO 04	8.124	66	
EVENTO 05	7.416	55	
EVENTO 06	7.348	54	
EVENTO 07	5.916	35	
EVENTO 08	7.483	56	

MCP4:

Para el caso del modelo de carga peatonal 4 solo es necesario conocer la densidad peatonal, la cual la tomamos de la Tabla IV-3 y recordando la ecuación característica del modelo de carga peatonal 4, ver ecuación (II.53), se pudo determinar la ecuación de MCP4 para cada evento. Estas ecuaciones se muestran en la Tabla IV-9, y serán aplicadas al modelo virtual desarrollado en el capítulo anterior.

Tabla IV-9 Forma de modelos de carga MCP 4 para eventos medidos.

	No sincronizado	Sincronizado	
<i>m</i>	\sqrt{n}	<i>n</i>	$m = \sqrt{n} ; m = n$
EVENTO 01	6.928	48	$f_{pL}(t) = m \times (70 + 70 \times 0.1 \times \text{sen}(2\pi t) + 70 \times 0 \times \text{sen}(4\pi t - \pi/2) + 70 \times 0.1 \times \text{sen}(6\pi t - \pi/2))N$
EVENTO 02	7.071	50	
EVENTO 03	7.348	54	
EVENTO 04	8.124	66	
EVENTO 05	7.416	55	
EVENTO 06	7.348	54	
EVENTO 07	5.916	35	
EVENTO 08	7.483	56	

MCP5:

Para el caso del modelo de carga peatonal 5 solo es necesario conocer la densidad peatonal, la cual la tomamos de la Tabla IV-3 y recordando la ecuación característica del modelo de carga peatonal 5, ver ecuación (II.56), se pudo determinar los parámetros (ver Tabla IV-10) y las ecuaciones de MCP5 para cada evento. Estas ecuaciones se muestran en la Tabla IV-11, y serán aplicadas al modelo virtual desarrollado en el capítulo anterior.

Tabla IV-10 Parámetros del MCP 5 para eventos medidos.

PARÁMETRO		UNID	EVENTO 01	EVENTO 02	EVENTO 03	EVENTO 04	EVENTO 05	EVENTO 06	EVENTO 07	EVENTO 08
Frecuencia de Paso	Número de Personas :	Personas	48	50	54	66	55	54	35	56
	Densidad Peatonal:	Personas /m ²	0.163	0.170	0.184	0.224	0.187	0.184	0.119	0.190
	*Velocidad :	m/s	1.649	1.643	1.633	1.601	1.630	1.633	1.683	1.628
	*Frecuencia de paso vertical (Ω_v) :	Hz	2.086	2.082	2.073	2.049	2.071	2.073	2.113	2.069
	*Frecuencia de paso lateral (Ω) :	Hz	1.043	1.041	1.037	1.024	1.036	1.037	1.057	1.035
Componente Lateral de la Fuerza de Paso	Q :	N	700	700	700	700	700	700	700	700
Número de personas equivalente	Periodo de la fuerza:	s	0.959	0.961	0.965	0.976	0.966	0.965	0.947	0.967
	Amplitud (A):	N	33600	35000	37800	46200	38500	37800	24500	39200

* De acuerdo a la Figura N° II-31 y de las ecuaciones (II.28), (II.29) y (II.30).

Tabla IV-11 Forma de modelos de carga MCP 4 para eventos medidos.

	No Sincronizado	Sincronizado	Sincronizado	$f_p(t) = d \times Q \times DLF_N$
	Menor a 0.5m/s ²		Mayor a 0.5m/s ²	
DLF	0.04	0.055	0.075	

EVENTO 01	1344	1848	2520	$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq t \leq T : f_p(t) = A \times DLF \\ T \leq t \leq 2T : f_p(t) = -A \times DLF \end{array} \right\}$
EVENTO 02	1400	1925	2625	
EVENTO 03	1512	2079	2835	
EVENTO 04	1848	2541	3465	
EVENTO 05	1540	2117.5	2887.5	
EVENTO 06	1512	2079	2835	
EVENTO 07	980	1347.5	1837.5	
EVENTO 08	1568	2156	2940	

4.2.3 Tercera etapa

En esta última etapa se comparan los resultados de las mediciones reales con los resultados de los Modelos de carga peatonal teóricos. Estas comparaciones se centraron en la verificación de la frecuencia lateral de paso de los peatones utilizada por los modelos teóricos de carga peatonal y de las aceleraciones máximas que la estructura presentó (Figura N° IV-12) versus la respuesta simulada (Figura N° IV-13) para los eventos mencionados en la etapa 2.

Para la primera verificación, se debe recordar, que los modelos de carga peatonal utilizan en sus formulaciones la frecuencia lateral de paso peatonal, la cual para los modelos de carga estudiados toman los valores de la Tabla IV-12.

Las frecuencias del paso peatonal medidas para distintos eventos de densidad peatonal se muestran en la tabla comparativa Tabla IV-12, en la cual se aprecia una coherencia de los valores de las frecuencias de paso utilizadas por los modelos teóricos y las frecuencias de paso medidas. A su vez estas dos están dentro del rango de frecuencias de paso descritas por los diferentes autores estudiados en el Capítulo II: FUNDAMENTO TEÓRICO, los cuales indican un rango de entre 0.6 a 1.4 hz para la frecuencia lateral de paso peatonal.

Tabla IV-12 Comparativo de frecuencias laterales de paso (Hz).

	EVENT O 1	EVENT O 2	EVENT O 3	EVENT O 4	EVENT O 5	EVENT O 6	EVENT O 7	EVENT O 8
Densidad Peatonal (P/m ²):	0.16327	0.17007	0.18367	0.22449	0.18707	0.18367	0.11905	0.19048
Frecuencia MCP1	1.043	1.041	1.037	1.024	1.036	1.037	1.057	1.035
Frecuencia MCP2	0.830	0.830	0.830	0.830	0.830	0.830	0.830	0.830
Frecuencia MCP3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Frecuencia MCP4	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Frecuencia MCP5	1.043	1.041	1.037	1.024	1.036	1.037	1.057	1.035
Frecuencia Medida	0.708	0.708	0.708	0.708	0.6836	0.6836	0.6958	0.6958

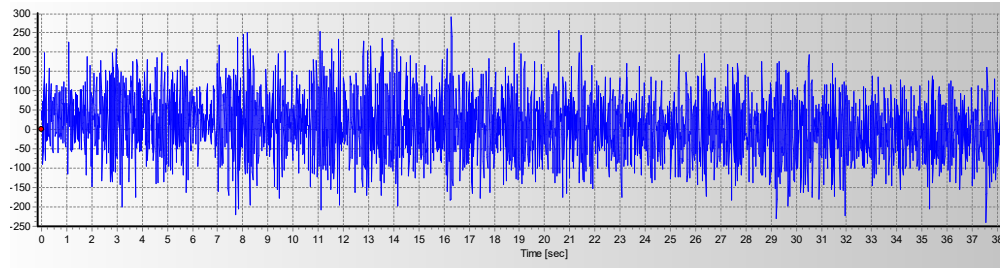


Figura N° IV-12 Respuesta medida de la estructura frente a carga peatonal.

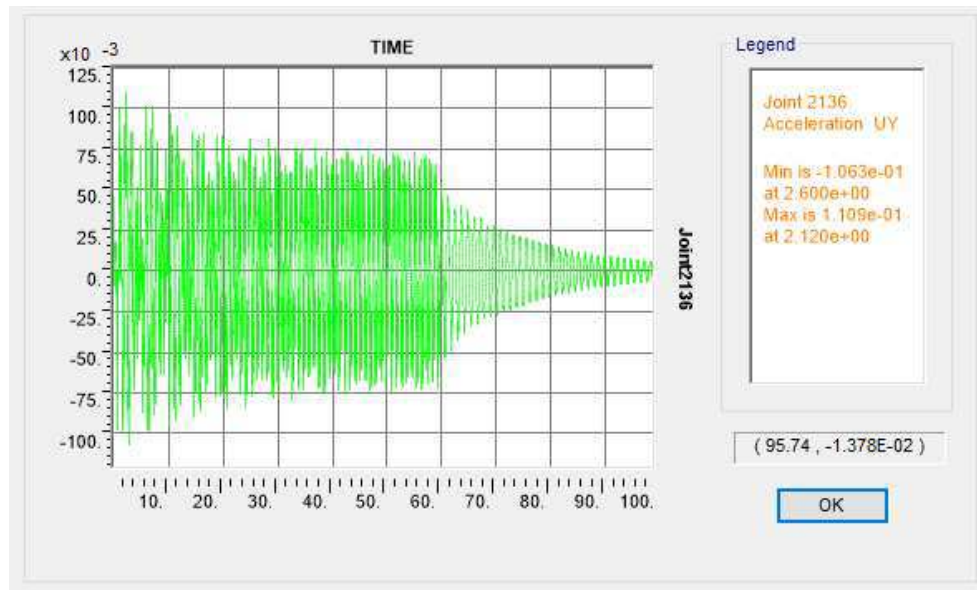


Figura N° IV-13 Respuesta simulada de la estructura frente a carga peatonal.

Estas comparaciones están resumidas en la Tabla IV-13

Tabla IV-13 Aceleraciones (m/s^2) de la estructura medidas y simuladas.

EVENTO	MEDIDO	MCP1	MCP2	MCP3 NO-SYN	MCP3 SYN	MCP4 NO-SYN	MCP4 SYN	MCP5 NO-SYN	MCP5 Semi-SYN	MCP5 SYN
1	0.3902	0.0569	0.0675	0.0385	0.2665	0.0378	0.2518	0.0791	0.1088	0.1483
2	0.3445	0.0585	0.0675	0.0392	0.2776	0.0371	0.2623	0.08483	0.1166	0.1586
3	1.3426	0.0616	0.0675	0.0408	0.2998	0.0385	0.2833	0.09262	0.1281	0.1747
4	1.2854	0.0708	0.0675	0.0451	0.3664	0.04262	0.3428	0.1256	0.1727	0.2355
5	1.3053	0.0624	0.0675	0.0416	0.3054	0.0392	0.2885	0.0943	0.1305	0.1779
6	1.3996	0.0616	0.0675	0.0408	0.2998	0.0385	0.2833	0.09262	0.1281	0.1747
7	0.3830	0.0462	0.0675	0.0328	0.1943	0.031	0.1825	0.0591	0.0813	0.1109
8	1.4023	0.0631	0.0675	0.0423	0.3109	0.0399	0.2938	0.0961	0.1328	0.1812

Las cuales se muestran gráficamente en la Figura N° IV-14.

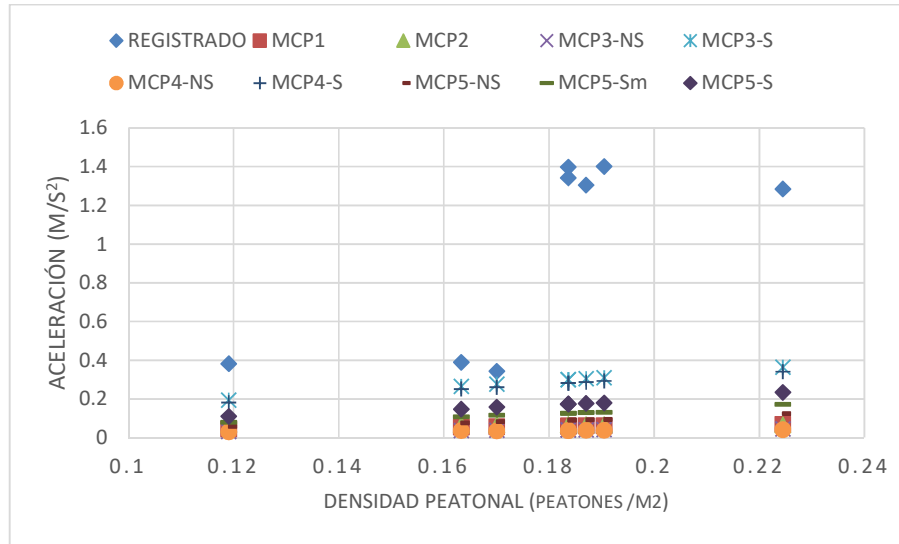


Figura N° IV-14 Aceleraciones (m/s²) de la estructura medidas y simuladas

En la Figura N° IV-15 se aprecia la comparación solo entre modelos teóricos de carga peatonal, notándose que los modelos de carga peatonal ciertos modelos.

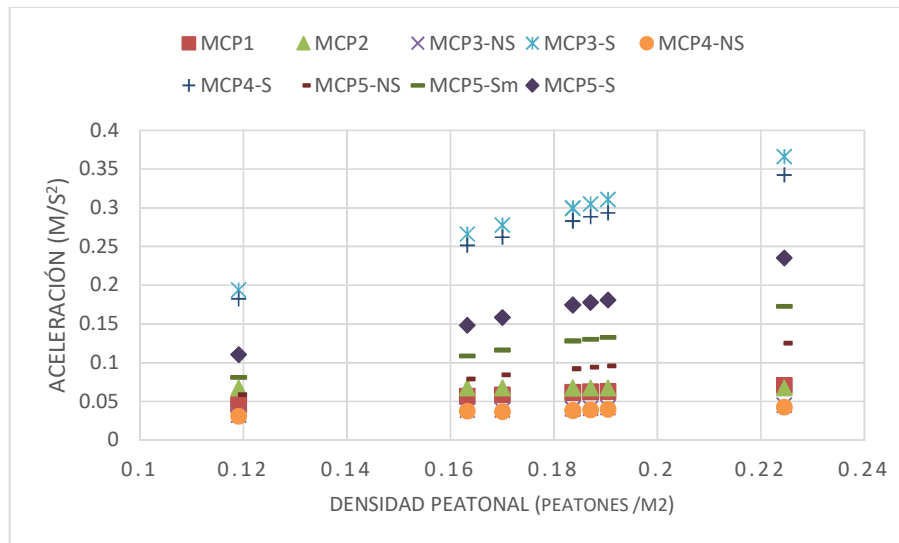


Figura N° IV-15 Aceleraciones (m/s²) de la estructura simuladas

Y en la Figura N° IV-16 se aprecia las aceleraciones medidas, notándose entre los eventos 3 y 6 la sincronización de los peatones con la estructura.

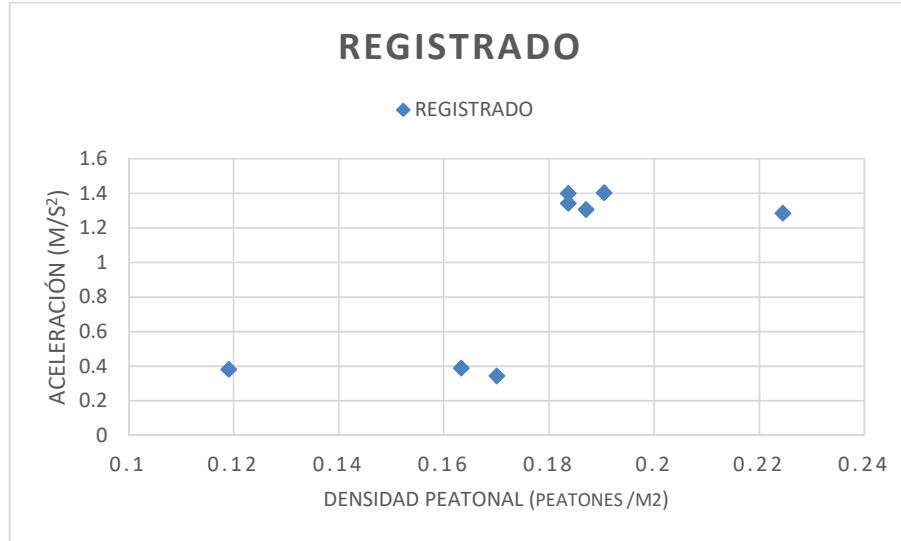


Figura N° IV-16 Aceleraciones (m/s²) de la estructura Medidas

Tras las comparaciones realizadas, se observó muy poca coherencia entre las respuesta de los modelos teóricos y las respuestas medidas en campo para los eventos de mayor aceleración, por lo que se propone un modelo de carga similar a los estudiados, pero variando las amplitudes y las frecuencias usadas.

Refiriéndonos al marco teórico expuesto previamente (ver 2.2.3), el presente modelo de carga es semejante al sistema peatón-puente presentado en la Figura N° II-5 (b), el cual considera la masa peatonal como parte de la masa de la estructura, modificando sus propiedades dinámicas. Y se aplicará de acuerdo a la forma de la Figura N° II-27. La Figura N° II-30 muestra la forma final de aplicación.

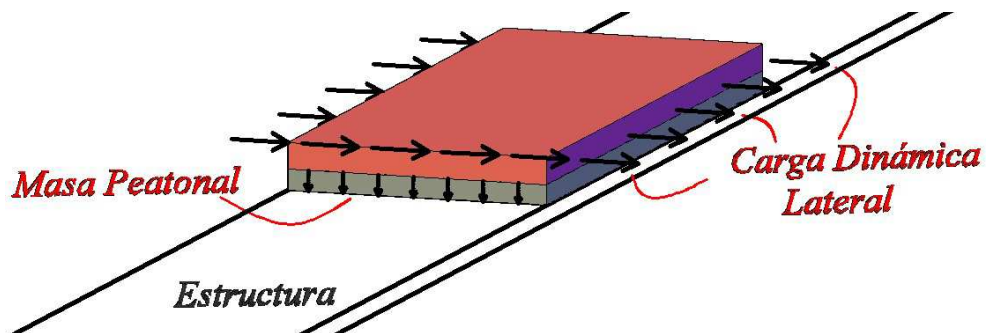


Figura N° IV-17 Esquema de aplicación de Modelo de propuesto.

El modelo a proponer está basado en la literatura estudiada. Este tendrá la forma sinusoidal y estará descrito como la ecuación (IV.1) lo indica.

$$f(t) = A \times d \times 70 \times \text{sen}(2\pi \times f \times t) \quad \text{N/m}^2 \quad (\text{IV.1})$$

donde

- $f(t)$: Carga peatonal.
- A : Factor de amplificación.
- d : densidad peatonal.
- 70 : Fuerza lateral del paso (10% del peso 700 N).
- f : Frecuencia lateral de la estructura (Hz).

Basándonos en las mediciones realizadas y las respuestas obtenidas, podemos afirmar que el estado de resonancia está presente, por lo que la frecuencia de la carga a proponer será las mismas de la estructura real. Además el estado de carga modelado en el total de la superficie de paso deberá ser al 100%, ya que esta condición nos asegura una frecuencia muy cercana a la medida.

Con respecto a la amplitud, esta será modificada por un factor de amplificación “A”, que variará de 1 a 1.37 según muestra la Figura N° IV-18.

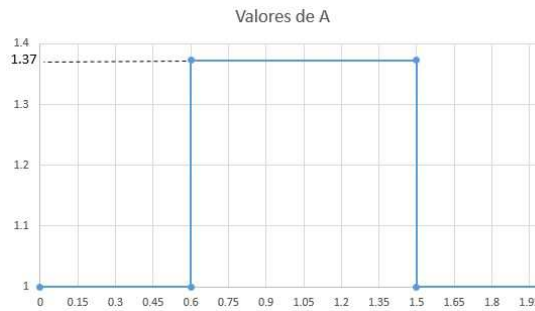


Figura N° IV-18 Valores de A para Modelo propuesto.

Estos valores de “A” fueron resultado de la comparación de las aceleraciones medidas en campo con las respuestas obtenidas de la aplicación de este modelo de carga peatonal. En la tabla “” se parecía los el valor de amplificación máxima como promedio de los valores obtenidos de las comparaciones.

Tabla IV-14 Valores del factor de amplificación del modelo de carga propuesto.

EVENTO	MEDIDO	A=1	Valores de A
3	1.3426	0.9393	1.429
4	1.2854	1.139	1.129
5	1.3053	0.952	1.371
6	1.3996	0.9393	1.490
8	1.4023	0.9704	1.445

CONCLUSIONES

EFFECTOS DINÁMICOS INDUCIDOS POR CARGA PEATONAL

A través del estudio del estado del arte de los efectos dinámicos de cargas peatonales, se puede decir que estos están contenidos en diferentes normativas alrededor del mundo, y se aprecia que las exigencias de las mismas buscan anticipar cualquier efecto perjudicial para la vida humana. El tema de sensibilidad o en otras palabras, confort del peatón, ha encontrado oídos estas últimas décadas y diversas investigaciones se han llevado a cabo para mejorar este sentir. En el Capítulo II se muestran los niveles de confort propuestos por diferentes autores.

Tabla II-7 Categorías de acuerdo a la investigación del FEUP

Categoría	Descripción
1	Imperceptible
2	Perceptible
3	Un poco molesto
4	Perturbador
5	Fuertemente Perturbador

Tabla II-8 Rango de aceleraciones (m/s^2) para vibración lateral (Sétra, 2006)

Rango de aceleraciones	0 - 0.1 - 0.15	0.15 - 0.3	0.3 - 0.8	0.8 - a mas
Rango 1	MÁXIMO NIVEL DE CONFORT			
Rango 2		MEDIO NIVEL DE CONFORT		
Rango 3			MÍNIMO NIVEL DE CONFORT	
Rango 4				INCOMODO - NO ACEPTABLE

Tabla II-9 Sensación de confort de acuerdo al ISO 10137.

Clases	Descripción
Clase a	Influencias inferiores al umbral de la percepción humana
Clase b	umbrales básicos de la percepción humana
Clase c	Alarma, miedo (comentarios negativos)
Clase d	Interferencia con las actividades
Clase e	Posibilidad de lesión o riesgo para la salud

Se puede hablar de servicialidad de una estructura cuando esta cumple los lineamientos mínimos para su soporte y además el usuario directo e indirecto pueda usarlo sin ningún tipo de peligro. Esto ha podido ser cuantificado a través de límites en la respuesta de las estructuras frente a agentes externos, en el caso de los efectos dinámicos en puentes peatonales frente de cargas peatonales la literatura existente propone límites en las aceleraciones tanto en la dirección vertical como en la lateral.

Adicional a los límites presentados líneas arriba por el Setrá se pueden mencionar los siguientes.

En la norma EN 1990: Bases del Diseño Estructural EN 1990-2 (2002), se define los valores máximos aceptables en términos de aceleración, de cualquier parte de la cubierta como los valores de 0.7 m/s^2 y 0.2 m/s^2 en la dirección vertical y lateral respectivamente.

En el anexo B de EN 1995-2 (2004) en las vibraciones causadas por los peatones, se indica que se requiere de verificación de confort de criterio para puentes con frecuencias naturales inferiores a 5 Hz para la dirección vertical y por debajo de 2.5 Hz para la dirección lateral (Ortiz, 2013). En la Tabla II-14 se muestran estos datos considerando la condición para el caso de la dirección lateral.

Tabla II-14 Aceleración máxima permisible EN 1990-2(2002).

Condición	$a_{\max} \left(\frac{m}{s^2} \right)$
Vibración vertical	0.70
Vibración lateral, uso normal	0.20
Vibración lateral, condición de multitud	0.40

Para el EN 1991-2 DK NA (2009), el anexo de Dinamarca sugiere usar la guía presentada por el directorio de carreteras danesa. Lo cual propone límites de aceleración como se indica en la Tabla II-15.

Tabla II-15 Aceleraciones máximas según la clase de confort EN 1991-2 DK NA (2009).

Clase de Confort	Nivel de máximas aceleraciones (m/s ²)	
	Vibración Vertical	Vibración Lateral
Alta	0.50	0.10
Normal	0.70	0.20
Baja	1.00	0.40

Como se observa cada norma y propuesta de límites guarda relación con otras del mismo tipo, sugiriéndose tomar como base los límites del Sétra, al ver que estos satisfacen los límites de la mayor parte de normas estudiadas.

Tabla II-8 Rango de aceleraciones (m/s²) para vibración lateral (Sétra, 2006)

Rango de aceleraciones	0 - 0.1 - 0.15	0.15 - 0.3	0.3 - 0.8	0.8 - a mas
Rango 1	MÁXIMO NIVEL DE CONFORT			
Rango 2		MEDIO NIVEL DE CONFORT		
Rango 3			MÍNIMO NIVEL DE CONFORT	
Rango 4				INCOMODO - NO ACEPTABLE

MODELOS DE CARGA PEATONAL

En el estudio realizado se pudieron encontrar cinco modelos de cargas que representan la caminata peatonal en la dirección lateral y que pueden ser utilizados como parte de una verificación previa en un modelo computacional como se realiza en la presente. Estos modelos de carga fueron escogidos de entre muchos otros ya que cuentan con ensayos y experimentación comprobada, además de estar presentes en otras bibliografías y normas.

Estos modelos al ser evaluados y comparados dieron como resultado lo siguiente:

- Se distinguen dos tipos de modelos de carga, el primero que toma en cuenta la masa de los peatones como parte de la masa de la estructura, la cual es un factor que modifica las características dinámicas de la estructura, y el segundo que no toma en cuenta esa masa adicional como parte de la masa de la estructura sino que la considera como parte de la fuerza excitadora.

- Estos dos tipos de modelos de carga mencionados anteriormente al ser comparados entre ellos no muestran mayor diferencia en cuanto a las respuestas que arrojan. Concluyéndose que para los modelos estudiados la masa peatonal no es un factor relevante que modifica en gran medida la respuesta de la estructura.
- Otros ensayos de los modelos teóricos estudiados mostraron al compararlos entre ellos una categorización que puede ser utilizada como guía base para la elección del tipo de modelos a usar de acuerdo a la frecuencia de la estructura obtenida y a la necesidad requerida (densidad peatonal). En el Capítulo IV se muestran las comparaciones realizadas entre modelos teóricos de carga peatonal. En la cual se muestra la síntesis de la comparación de los modelos, pudiéndose observar una distinción entre distintos tipos de caminata (Figura N° IV-6)
- Debido a que la carga peatonal representa una sollicitación en el estado de servicio y que para estas cargas se puede evaluar a la estructura en el rango elástico, el amortiguamiento a escoger es coherente a lo recomendado en las tablas del Capítulo II, del rango del 1%, que no toman en cuenta el amortiguamiento histerético que normalmente llevaría a considerar un amortiguamiento del rango de 5%.
- En la etapa de modelamiento de cargas peatonales se tuvieron en cuentas las características mencionadas en el Capítulo IV. Adoptadas después de estudiar el estado del arte de las mismas y representadas de acuerdo a los parámetros obtenidos de las mediciones.

MEDICIONES

- La representación matemática de una estructura real siempre tendrá múltiples factores que alteren la correlación de ambas, por lo que según los resultados de diferentes autores en sus ensayos tener un error menor al 30% es una práctica aceptable para dicha representación. En esta investigación se pudo llegar a estos errores aceptables replicando buenas prácticas de medición encontradas en la literatura, entre estas podemos citar,

- Medición en diferentes partes de la estructura,
 - Mediciones en partes características de las formas modales previamente calculadas,
 - Medición en las tres direcciones ortogonales.
 - Frecuencia de muestreo mayor a dos veces la frecuencia a medir aproximada.
 - Equipo a utilizar correctamente calibrado.
 - Tiempo de medición coherente con el flujo de peatones
 - Horarios de medición representativos, para obtener la densidad peatonal que mejor se adecue a los resultados esperados
- Las mediciones se llevaron a cabo solo con un equipo de medición el cual contaba con un par de sensores, por lo que la medición en campo se realizó punto por punto. Esta limitante hace que no podamos registrar el comportamiento de toda la estructura a la vez, no pudiendo representar el movimiento total de la estructura, que ayudaría bastante a la comprensión de la misma.
- Como se menciona en el Capítulo IV las mediciones se llevaron a cabo en tres etapas, la primera de ellas dio como resultados la comparación entre las frecuencias de la estructura medidas versus las obtenidas a través del modelo virtual. En la Tabla IV-2 se puede apreciar esta comparación.

Tabla IV-2 Diferencia entre frecuencia medida y frecuencias simuladas.

	Medido	Modelo	Diferencia
Modo 1	0.830	0.836	0.72%
Modo 2	1.563	1.455	6.90%
Modo 3	1.801	1.572	12.71%
Modo 4	2.541	2.477	2.50%
Modo 5	3.175	3.033	4.46%
Modo 6	3.268	3.696	13.09%
Modo 7	3.423	3.892	13.70%
Modo 8	4.218	4.372	3.65%

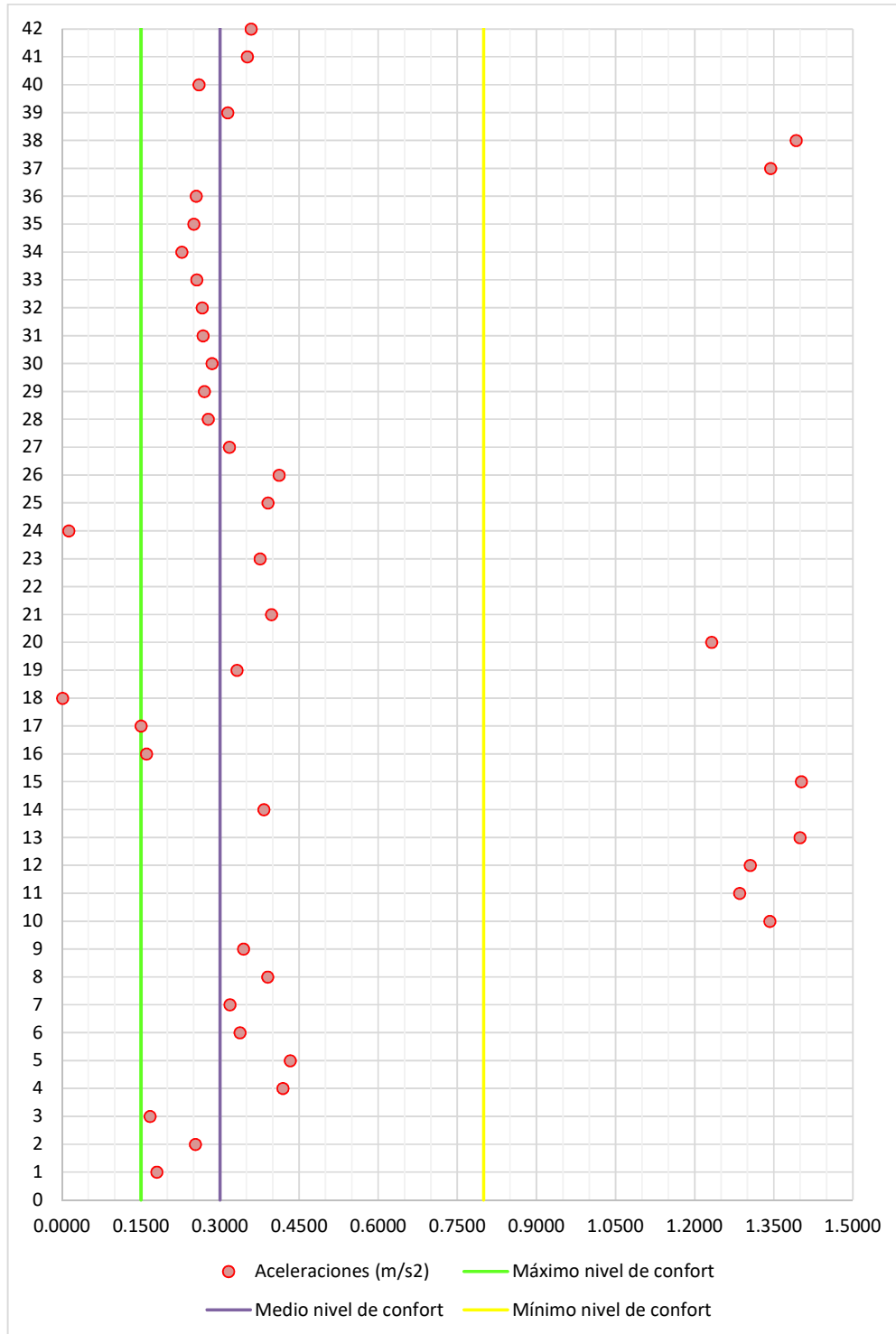
Los valores de error mostrados en la Tabla IV-2 varían de modo a modo teniendo el error más notorio de 13.70% en el séptimo modo y el error más pequeño de 0.72% en el modo 1.

Adicionalmente se puede mencionar que otros trabajos tuvieron errores dentro del mismo rango para estructuras similares, Chang y Zhang (2001) obtuvieron tras sus mediciones y modelamiento errores menores al 30%, con el mayor de 28% y el menor de 0%; Kung-Chung Lu et al. (2006) obtuvieron resultados dentro del mismo rango en su trabajo.

En base a estos resultados, se puede considerar al modelo de elementos finitos elaborado como representativo de la estructura real, por lo que se puede usar para la aplicación de los modelos de cargas peatonales.

- Tras las mediciones se pudo comprobar que la frecuencia lateral de la estructura estaba dentro del rango de frecuencia lateral del paso peatonal. Esto verificó que los problemas de vibración percibidos por los usuarios del puente eran efectivamente producto de la resonancia entre el puente y la fuerza lateral del paso de los peatones.
- Después de comparar las respuestas reales y provenientes de la aplicación de los modelos de carga peatonal de la estructura, se pudo concluir que estas dos son semejantes para el caso en que sobre el puente los peatones no estuvieron sincronizados. Pero para el caso en que los peatones sincronizaron sus pasos e hicieron que la estructura entre en resonancia, los modelos de carga peatonal no mostraron ser representativos.
- Para el caso de eventos de mayor densidad peatonal de entre los medidos, se aprecia una clara tendencia a experimentar altas aceleraciones en los eventos de alta densidad peatonal. Esto se interpreta en que a mayor densidad de peatones la sincronización peatonal es más probable lo que conlleva a que el fenómeno de resonancia se dé, y por lo tanto, altas aceleraciones son percibidas con mayor facilidad, producto de la resonancia.
- En el ANEXO D: se muestran las tablas Tabla D-1 y Tabla D-2, donde se aprecia las aceleraciones máximas medidas en campo, estas al ser comparadas con los límites del Sétra (Tabla II-8) se ubican dentro de los diferentes rangos descritos. Cabe resalta que las aceleraciones que sobrepasan los límites fueron apreciadas en toda su magnitud al ser medidas,

quedando comprobado que estas superan los niveles de confort de un peatón normal. En la figura siguiente se muestra las aceleraciones y los limites confort mencionados por el Sétra.



- En una etapa inicial de esta investigación, se tuvo como premisa que la estructura a ser estudiada presentaba problemas de vibración lateral frente a densidades peatonales altas. Esto se atribuyó (por muchos de los consultados) a problemas en la estructura (características estáticas). Durante el desarrollo de las mismas se fue descubriendo que estos problemas de vibración eran, más bien, procedentes a la cercanía de las frecuencias de la estructura y el paso lateral peatonal, dicho de otro modo de la ocurrencia del fenómeno de resonancia (sincronización entre peatones y estructura).

RECOMENDACIONES

- El tipo de respuesta a medir es un factor importante en el procesamiento de los datos, se debe evaluar qué tipo de respuesta se medirá (desplazamiento, velocidad o aceleración) de acuerdo a la magnitud de la frecuencia de la respuesta a medir; para frecuencias menores o cercanas a 1 Hz se recomienda medir desplazamientos o velocidades, para frecuencias mayores y lejanas a 1 Hz se recomienda medir aceleraciones.
- Como propuesta de seguir validando las cargas estudiadas en la presente investigación, se recomienda realizar ensayos controlados en estructuras simples que puedan ser representadas en modelos virtuales más representativos de estas.
- Para la realización de futuras investigaciones que lleven a cabo mediciones de estructuras reales se recomienda, un mayor estudio de los equipos de medición a utilizar, estos influyen en gran medida en la precisión que se quiera tener en dichos estudios.
- Al no ser objetivo de esta tesis la medición del amortiguamiento de la estructura se dejó a criterio de las recomendaciones de la literatura estudiada. Se recomienda realizar estudios de las mediciones tanto de frecuencia como de amortiguamiento para así poder tener una referencia de mayor amplitud, exactitud y/o alcance que las que actualmente se encuentran en la literatura nacional.
- En esta investigación se contó con un equipo con cuatro canales pero con solo dos sensores, para futuras investigaciones se recomienda utilizar una mayor cantidad de canales con el fin de poder medir al mismo tiempo diferentes puntos en sus diferentes direcciones. Esto ayudara a una determinación más exacta de las características dinámicas de la estructura.
- Para el proceso de modelación de la estructura, se recomienda realizar ensayos para determinar fielmente las características de los materiales de la estructura real, validando o en su defecto corrigiendo los datos obtenidos en planos.

- La inspección en sitio es fundamental para determinar las condiciones de contorno y/o cualquier otro dato que los planos muestren en forma ideal, como por ejemplo condiciones de cimentación, ubicación de juntas, tipos de junta, etc. esto con el fin de complementar el modelamiento de la estructura.
- Diversos factores pueden intervenir en la calibración de un modelo virtual en comparación con las características dinámicas registradas en campo, por esto establecer las posibles parámetros que si pueden haberse visto modificados es fundamental para la correcta validación en el modelo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **American Institute of Steel Construction**, Manual of Steel Construction Load y Resistance Factor Design, Copyright, USA, 1995.
2. **Andriacchi T.P., Ogle J.A., J.O. Galante**, Walking speed as a basis for normal and abnormal gait measurements, *Journal of Biomechanics* 10 (1977), pp. 261–268, 1977.
3. **ASSHTO**, ASSHTO LRFD Guide Specification for the Design of Pedestrian Bridges Final Draft, Washington DC, 2009.
4. **Bachmann H., Ammann W.**, Vibrations in Structures-Induced by Man and Machines, *Structural Engineering Documents*, Vol. 3e, International Association of Bridge and Structural Engineering (IABSE), Zürich, 1987.
5. **Bachmann H., Pretlove A.J., Rainer H.**, Dynamic forces from rhythmical human body motions, in: *Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines*, Birkhäuser, Appendix G, Basel, 1995.
6. **Bressan D.**, Problemas de vibración en pasarelas peatonales, el caso del autódromo de Oberá, Misiones, Argentina, Facultad de Ingeniería, UNaM, Misiones, 2014.
7. **Butz, CH.; Heinemeyer, CH.; goldack, A.; keil, A.; lucki, M.; caetano, E.; CUNHA, A.**, Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design *Guidelines for Steel Footbridges (SYNPEX)*; RFCS-Research project RFS-CR-03019, 2008.
8. **Carchi V. A., Orellana M. P.**, Análisis dinámico de vibraciones bajo cargas peatonales para una pasarela en base a modelos matemáticos, tesis previa a la obtención del título de ingeniero civil, Escuela de Ingeniería Civil, Cuenca, 2015.
9. **Casado S.C., de Sebastián S.J., Poncela M.A., Lorenzana I.A.**, Control de vibraciones en pasarelas peatonales, *Revista Bimestral DINA* Junio – Julio 2011 vol 86 n°3, 2011.
10. **Chang, C. C., Chang, T. Y. P. and Zhang Q. W.**, Ambient Vibration of Long-Span Cable-Stayed Bridge. Parte del *Journal of bridge engineering*, Vol. 6, N° 1, 2001.

11. **Chopra, A.**, Dinámica de estructuras cuarta edición, Pearson Educación, México, 2014.
12. **Dallard P., Fitzpatrick A., Filnt A., Bourva S., Low A., Smith R., Willford M.**, The London Millennium Footbridge, The Structural Engineer, Volumen 79/No 22, Lóndres, 2001.
13. **De Sebastián J.**, Análisis del estado límite de servicio y control de vibraciones en pasarelas peatonales, tesis para optar el grado de doctor, Universidad de Valladolid, Valladolid, 2014.
14. **Fujino Y., Dionysius M. S.**, A Conceptual Review of Pedestrian-Induced Lateral Vibration and Crowd Synchronization Problem on Footbridges, Institute of Advanced Sciences, Yokohama National University, Japón, 2015.
15. **Hauksson F.**, Dynamic behavior of footbridges subjected to Pedestrian-Induce Vibrations, Master's Dissertation, Division of Structural Mechanics, LTH, Lund University, Suecia, 2005.
16. **Heinemeyer C., Feldman M.**, European Design Guide for Footbridge Vibration, Third International Conference, Footbridge 2008, 2008.
17. **Inga G. W.**, Mejora de la Respuesta Dinámica de Edificaciones Usando Amortiguadores de Masa Sintonizada, Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2015.
18. **Ingólfsson E. T.**, Pedestrian-induced Lateral Vibrations of footbridges: Experimental studies and probabilistic modelling, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, Technical University of Denmark, Dinamarca, 2011.
19. **International Federation for Structural Concrete (FIB)**, Guideline for the Design of Footbridges, Guide to good practice, Boletín 32, Lausana, 2005.
20. **Kerr, Stuart C.**, Human Induced Loading on Staircases, presentación para grado de PhD., Departamento de ingeniería mecánica, Universidad de Londres, Londres, 1998.
21. **Kibboua, A., Farsi, M. N., Chatelain, J. C., Guillier, B., Bechtoula, H. and Mehani Y.**, Modal Analysis and ambient Vibration measurements on

- Mila-Algeria cable stayed bridge. *Structural Engineering and Mechanics*, v. 29, n. 2, 2008.
22. **Kobayashi M.**, Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration on an Interior Footbridge, Tesis para optar el grado de Master, Departamento de Ingeniería, Universidad Técnica de Dinamarca, Lyngby, 2011.
23. **Lu, K.C, Wang, Y., Lynch , J. P., Loh, C. H., Chen, Y. J., Lin, P. Y. and Lee, Z. K.**, Ambient Vibration Study of the Gi-Lu Cable-Stay Bridge: Application of Wireless Sensing Units. Artículo presentado en *Proceedings of SPIE - The International Society for Optical Engineering* , 2006.
24. **Matsumoto Y., Nishioka T., Shiojiri H., Matsuzaki K.**, Dynamic design of footbridges, *IABSE Proceedings*, Zurich, 1978.
25. **Moya G.L.**, Comportamiento Dinámico de Pasarelas Peatonales, Trabajo fin de Master, Madrid, Universidad Politécnica de Madrid, 2015.
26. **Newland D. E.**, Vibration of the Londonm Millenium fotbridge: cause and cure, *Int. J. of Acoustics and Vibration*, 8, 1, 9-14 (2003a). Also in 2 parts in *Proc. ICSV9*, Orlando, 2002.
27. **Ortiz A. P.**, Evaluación del comportamiento vibratorio de puentes peatonales bajo carga Peatonal, Tesis para optar por el grado de Master en ciencias con Mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2013.
28. **Pretlove, A.J., Rainer, J.H.**, “Human response to vibrations”, Appendix I of *Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines*, Basel, 1995.
29. **Ren, W. X. and Peng, X. L.**, Baseline finite element modeling of large span cable-stayed bridge through field ambient vibration tests, *J. compstruc.*, v. 83, 2005.
30. **Seirel C., Hüttner S., Maurial, A.**, Deducción y verificación de un modelo consistente de cargas inducida por peatones y su aplicación práctica, *Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica, CISMID*, Lima, 2007.
31. **Sétra**, Footbridges: Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading – Technical Guide, The Technical Department for Transport, Roads and Bridges Engineering and Road Safety- French Assoc. Civ. Eng. Paris, 2006.

32. **Soley G. S.**, Puentes de Fortuna, Tesina, Univeritat Politecnica de Catalinya, Cataluña, 2012.
33. **Wheeler J. E.**, Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridge. Revista de la division structural, 1982.
34. **Zivanovic S., Pavic A., and Reynolds P.**, Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. Journal of Sound and Vibration, 279(1-2):1–74, 2005.
35. **Zoltowski K.**, Pedestrian on Footbridge, Vertical Loads and response, Conference paper <https://www.researchgate.net/publication/276025780>, Footbridge 2008, Gdansk, 2008.

ANEXOS

ANEXO A: NÚMERO CRÍTICO DE P. DALLARD (DALLARD)

Las pruebas realizadas por Dallard et al. en el puente Millennium mostraron que la fuerza lateral generada por los peatones es aproximadamente proporcional a la respuesta del puente. Es decir la fuerza dinámica de los peatones puede ser relacionada con la velocidad local del puente según la ecuación (A.1)

$$\alpha F_1 = k \dot{x}_{local} \quad (A.1)$$

donde:

- αF_1 : Correlacionada fuerza física por persona
- k : Coeficiente de la caminata de fuerza lateral.
- \dot{x}_{local} : Velocidad física local.

La contribución de la i-ésima persona a la fuerza modal es la que se muestra en la ecuación (A.2), a su vez la velocidad local es relacionada con la velocidad modal según la ecuación

$$\phi_i \alpha F_1 \quad (A.2)$$

$$\dot{x}_{local} = \phi_i \dot{x} \quad (A.3)$$

donde:

- ϕ_i : Factor para la forma de modo para la i-ésima persona.

Al multiplicar por ϕ_i a la ecuación (A.1) y aplicando la ecuación (A.2) obtendremos:

$$\phi_i \alpha F_1 = \phi_i k \dot{x}_{local} = \phi_i^2 k \dot{x} \quad (A.4)$$

Por lo que la fuerza generada por “n” personas uniformemente distribuidos sobre el vano sería:

$$F_e = \sum_{i=1}^N \phi_i^2 k \dot{x} = k \dot{x} \sum_{i=1}^N \phi_i^2 \quad (\text{A.5})$$

A su vez definieron una fuerza de amortiguamiento requerido para la estabilidad, la ecuación (A.6) muestra la fuerza de amortiguamiento suponiendo un amortiguamiento lineal viscoso.

$$D = C \dot{x} \quad (\text{A.6})$$

$$\xi = \frac{C}{c_c} \quad (\text{A.7})$$

$$C = \xi c_c \quad (\text{A.8})$$

$$c_c = 2\sqrt{MK} \quad (\text{A.9})$$

$$D = (2\xi\sqrt{MK}) \dot{x} \quad (\text{A.10})$$

$$D = (2\xi\omega M) \dot{x} \quad (\text{A.11})$$

donde:

- D : Fuerza de amortiguación entre modos de transporte.
- C : Amortiguamiento modal.
- ξ : Razón de amortiguamiento crítico.
- M : Masa modal.
- K : Rigidez modal.
- ω : Frecuencia natural.
- c_c : Amortiguamiento crítico.

Ahora que se ha podido obtener la fuerza de excitación y la fuerza de amortiguamiento del sistema, se puede establecer una relación para asegurar la estabilidad del mismo según la ecuación

$$D > Fe \quad (A.12)$$

De la ecuaciones (A.5) y (A.11) en (A.12)

$$\xi 2\omega M \dot{x} > kx \sum_{i=1}^N \phi_i^2 \quad (A.13)$$

$$\xi > \frac{kx \sum_{i=1}^N \phi_i^2}{2\omega M \dot{x}} \quad (A.14)$$

$$\omega = 2\pi f \quad (A.15)$$

$$\xi > \frac{kx \sum_{i=1}^N \phi_i^2}{4\pi f M \dot{x}} \quad (A.16)$$

Asumiendo que los peatones están uniformemente distribuidos sobre todo el puente peatonal:

$$dN = \frac{N}{L} dL \quad (A.17)$$

donde:

N : Número de personas simultáneamente en el puente peatonal.

L : Longitud del puente.

La sumatoria puede aproximarse por la integral continua.

$$\sum_{i=1}^N \phi_i^2 = \int_0^N \phi^2 dN \quad (A.18)$$

de las ecuaciones (A.17) y (A.18):

$$\sum_{i=1}^N \phi_i^2 = \frac{N}{L} \int_0^L \phi^2 dL \quad (\text{A.19})$$

Asumiendo que la forma de modo es sinusoidal, ejemplo para $\phi(x) = \text{sen}\left(\frac{2\pi x}{L}\right)$

$$\sum_{i=1}^N \phi_i^2 = \frac{N}{L} \int_0^L \text{sen}^2\left(\frac{2\pi x}{L}\right) dL = \frac{N}{2} \quad (\text{A.20})$$

Sustituyendo la ecuación (A.20) en la ecuación (A.16):

$$\xi > \frac{Nk}{8\pi f M} \quad (\text{A.21})$$

De la cual se puede despejar N quedando:

$$N < \frac{8\pi f M}{k} \quad (\text{A.22})$$

Donde k es el coeficiente de la fuerza lateral, estimada en base a pruebas de campo. Para el puente Millennium se calculó este valor en 300 N/m para una frecuencia lateral, dentro de un rango de 0.5 a 1.0 Hz.

Por lo que Dallard et al. han podido relacionar las características de la estructura con los efectos que los peatones generarían en ella. Dándonos un número máximo de peatones a considerar para el uso de la estructura.

Mayores estudios de este número crítico podrían beneficiar a la verificación de este fenómeno de vibración lateral.

Acá se ha podido verificar que la respuesta dinámica del puente es estable hasta un número crítico de personas que están caminando, a partir del cual la aceleración se incrementa muy rápidamente, dicha prueba demostró que el fenómeno de la vibración lateral producido por el cruce de peatones por sobre puentes peatonales es altamente no lineal (P. Dallard et al., 2001). como se puede apreciar en la Figura N° A-1.

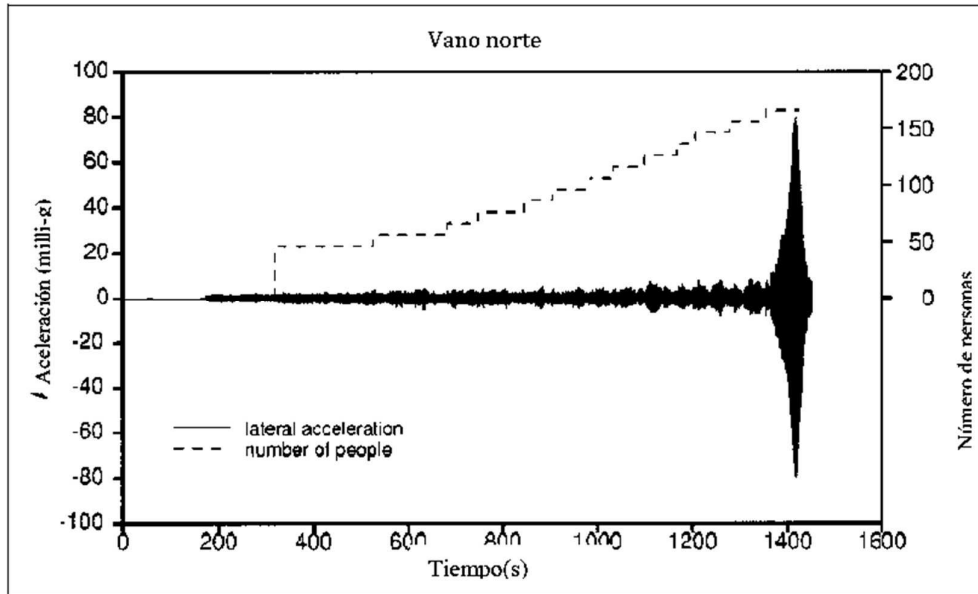


Figura N° A-1 Aceleración lateral del puente Millenium respecto al número de peatones (P. Dallard et al., 2001).

ANEXO B: MANUAL STRAIN INDICATOR Y STRAININDICATOR.EXE

El Strain Indicator, es un equipo electrónico capaz de leer los valores de 4 Sensores Strain Gage (Canal1, Canal2, Canal3, Canal4).



Figura N° B-1 Equipo Strain Indicaor propiedad de Tecnodinámica S.R.L.

Para el presente proyecto se usarán 2 Sensores Pickup de Velocidad (Cana1 y Canal3, los demás canales no serán usados) y el software será seleccionado en Modo Continuo.

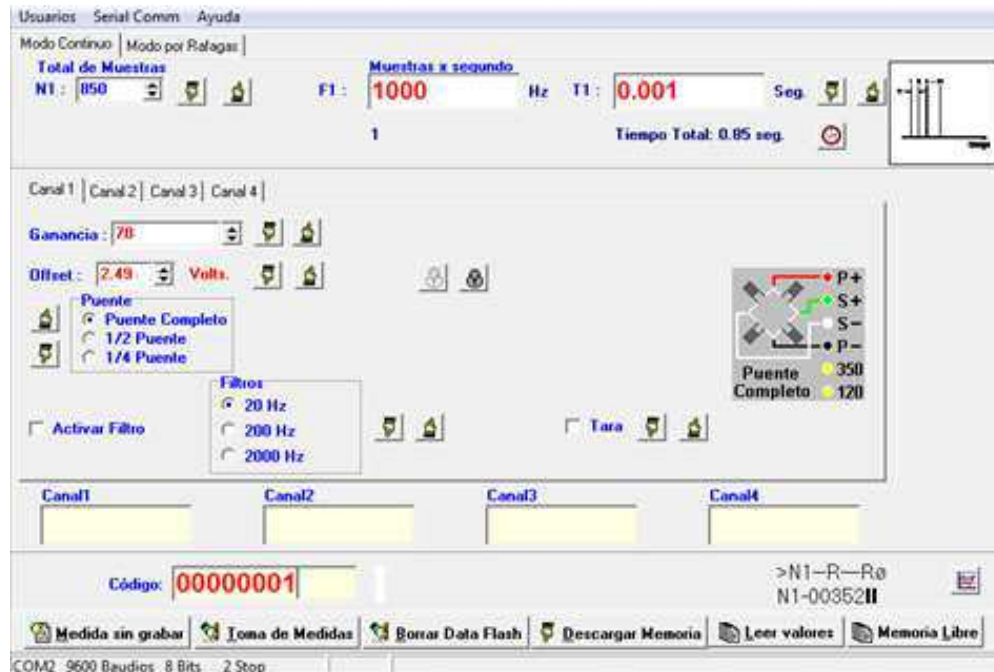


Figura N° B-2 Interface de StrainIndicator.exe

Una de las secciones más importantes es la de la cantidad de muestras por cantidad de segundos. Toma $N1$ muestras separadas $T1$ segundos.

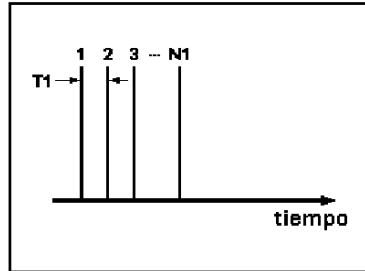


Figura N° B-3 Interface StrainIndicator.exe, Toma de muestras por segundo.

Dado que se van a utilizar Sensores de Velocidad Pickup, es que será necesario setear la opción Puente Completo. Se obviarán las opciones de Filtro y Tara.

En las cajas de Texto Canal1, Canal2, Canal3 y Canal4, se mostrarán los valores que se obtienen de los sensores, cuando pulsamos el botón "Medida sin grabar". De esta manera verificamos el buen funcionamiento de los canales.

Para iniciar la lectura de los sensores, será necesario ingresar un código que identifique la prueba a realizar, por ejemplo: 00000001, luego se presionará el botón "Toma de Medidas". Luego se presionará cualquier teclado del equipo, para iniciar la lectura de datos.



Figura N° B-4 Strain Indicator en inicio de pruebas.

Una vez terminada la prueba, se puede realizar la descarga de los datos almacenados hacia la PC, presionando el botón “Descarga Memoria”. Para observar la gráfica de los datos, presionamos el botón que se muestra en la gráfica debajo.



Figura N° B-5 Botón para mostrar gráficas.

Gráfica de los datos (en “Lista de Muestras” seleccionamos el archivo a mostrar).

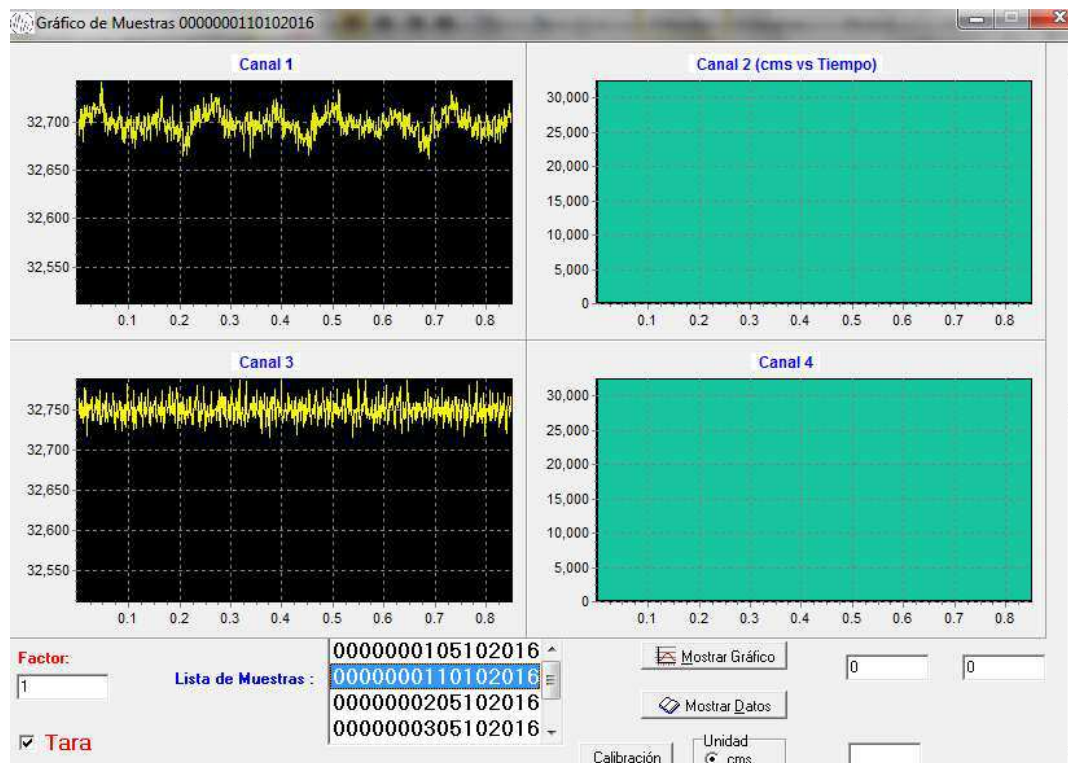


Figura N° B-6 Interface de gráficas del StrainIndicator.exe.

ANEXO C: FACTORES DE CARGA DINÁMICA (DLFs) PARA DIFERENTES AUTORES

Author(s)	DLFs for considered harmonics	Comment	Type of activity and its direction
Blanchard et al. [34]	$\alpha_1 = 0.257$	DLF is less for frequencies from 4 to 5 Hz	Walking – vertical
Bachmann & Ammann [14]	$\alpha_1 = 0.4 - 0.5$ $\alpha_2 = \alpha_3 = 0.1$	Between 2.0 Hz and 2.4 Hz At approximately 2.0 Hz	Walking – vertical
Schulze (after Bachmann & Ammann, [14])	$\alpha_1 = 0.37$ $\alpha_2 = 0.10$ $\alpha_3 = 0.12$ $\alpha_4 = 0.04$ $\alpha_5 = 0.08$	At 2.0 Hz	Walking – vertical
	$\alpha_1 = 0.039$ $\alpha_2 = 0.01$ $\alpha_3 = 0.043$ $\alpha_4 = 0.012$ $\alpha_5 = 0.015$	At 2.0 Hz	Walking – lateral
	$\alpha_{1/2} = 0.037$ $\alpha_1 = 0.204$ $\alpha_{3/2} = 0.026$ $\alpha_2 = 0.083$ $\alpha_{5/2} = 0.024$	At 2.0 Hz	Walking – longitudinal
Rainer et al. [42]	$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ and α_4	DLFs are frequency dependent (Figure 10)	Walking, running, jumping – vertical
Bachmann et al. [48]	$\alpha_1 = 0.4/0.5$, $\alpha_2 = \alpha_3 = 0.1/-$	At 2.0/2.4 Hz	Walking – vertical
	$\alpha_1 = \alpha_3 = 0.1$	At 2.0 Hz	Walking – lateral
	$\alpha_{1/2} = 0.1$, $\alpha_1 = 0.2$ $\alpha_2 = 0.1$	At 2.0 Hz	Walking – longitudinal
	$\alpha_1 = 1.6$, $\alpha_2 = 0.7$, $\alpha_3 = 0.2$	At 2.0–3.0 Hz	Running – vertical
Kerr [36]	α_1 , $\alpha_2 = 0.07$ $\alpha_3 \approx 0.06$	α_1 is frequency dependent (Figure 11)	Walking – vertical
Young [56]	$\alpha_1 = 0.37(f - 0.95) \leq 0.5$ $\alpha_2 = 0.054 + 0.0044f$ $\alpha_3 = 0.026 + 0.0050f$ $\alpha_4 = 0.010 + 0.0051f$	These are mean values for DLFs.	Walking – vertical
Bachmann et al. [48]	$\alpha_1 = 1.8/1.7$, $\alpha_2 = 1.3/1.1$ $\alpha_3 = 0.7/0.5$	Normal jump at 2.0/3.0 Hz	Jumping – vertical
	$\alpha_1 = 1.9/1.8$, $\alpha_2 = 1.6/1.3$ $\alpha_3 = 1.1/0.8$	High jump at 2.0/3.0 Hz	Jumping – vertical
	$\alpha_1 = 0.17/0.38$, $\alpha_2 = 0.10/0.12$ $\alpha_3 = 0.04/0.02$	At 1.6/2.4 Hz	Bouncing – vertical
	$\alpha_1 = 0.5$	At 0.6 Hz	Body swaying while standing – lateral
	$\alpha_1 = 0.7$ $\alpha_2 = 0.25$	Free bouncing on a flexible platform with natural frequency of 2.0 Hz	Bouncing – vertical

ANEXO D: RESULTADOS DE MEDICIONES (DATOS)

Los datos medidos en campo fueron afectados por el factor de corrección del equipo de medición. Para este caso es del valor de 0.001429649. Los datos son los mostrados en las tablas. Nótese que las aceleraciones en color verde son las que no han superado los límites permitidos para los eventos medidos, mientras que los datos en color rojo son los que sí han superado los límites permitidos. Mientras que los colores morado y amarillo representan los límites intermedios de acuerdo a la guía Sétra.

Tabla D-1 Resultado de medición dirección Vertical.

Punto de medición	Numero de medición	Aceleración Máxima	Frecuencia 1	Frecuencia 2	Frecuencia 3	Frecuencia 4	Frecuencia 5	Frecuencia 6	Frecuencia 7	Frecuencia 8	Frecuencia 9	Frecuencia 10	Frecuencia 11	Frecuencia 12	Frecuencia 13	Frecuencia 14	Frecuencia 15	Frecuencia 16	Frecuencia 17	Frecuencia 18	Frecuencia 19	Frecuencia 20
TRAMO PASARELA																						
2																						
	1	4.6792	0.78	1.10	1.22	1.34	1.73	1.93	2.34	3.71	4.56	7.32	9.30	13.81	21.00							
	2	0.0073	0.76	0.95	1.22	1.76	2.14	2.29	3.30	3.41	3.90	4.56	5.81	7.86	9.25	14.08	21.40					
	3	0.0079	0.78	0.90	1.71	3.20	4.95	5.66	6.70	7.50	9.15	14.08	21.20	30.00								
	4	0.0086	0.78	1.37	1.95	2.25	2.49	2.78	3.17	3.47	3.56	4.64	7.62	9.13	10.20	13.72	21.19					
3																						
	1	0.0282	1.83	2.12	2.25	2.61	3.27	4.49	4.86	5.15	6.32	6.74	7.74	9.10	10.76	12.15	13.25	18.65	21.14			
	2	0.0110	0.76	1.07	1.73	2.08	2.56	2.69	3.29	4.37	6.56	10.13	13.94	21.14	33.00							
	3	0.0091	0.76	1.12	1.25	1.78	2.08	2.42	2.56	2.64	3.20	3.52	3.71	4.27	9.81	13.94	21.14	28.44				
	4	0.0568	0.71	0.83	1.78	1.98	2.37	2.54	2.70	3.20	3.39	3.99	4.66	6.12	6.43	7.05	8.56	10.08	11.32	20.65		
	5	0.0615	0.71	0.83	1.81	2.01	2.19	2.54	2.64	2.89	3.11	4.19	4.74	5.11	6.07	6.45	7.35	10.13	20.71			

	6	0.0512	0.70	0.84	1.73	1.84	1.99	2.26	2.51	2.86	3.17	4.64	6.03	6.73	7.41	11.21						
	7	0.0466	0.71	0.83	1.87	2.03	2.19	2.51	3.02	3.19	3.60	3.99	4.76	5.03	6.03	6.47	7.45	8.70	10.08	11.19		
	8	0.0553	0.83	1.90	2.16	2.53	3.16	3.42	4.79	5.09	5.91	6.46	7.50	10.08	11.46							
	9	0.0596	0.83	1.73	1.93	2.12	2.53	2.71	3.14	3.43	3.75	4.24	4.66	4.99	5.81	6.54	7.32	10.65				
	10	0.0500	0.83	1.71	2.04	2.53	2.86	3.17	4.28	4.71	5.07	5.91	6.59	7.46	11.46							
	11	0.0753	0.83	1.84	1.99	2.34	2.53	2.75	3.25	3.60	4.35	4.68	6.07	6.52	8.92	11.49						
4																						
	1	0.0223	0.73	0.90	1.49	1.78	2.37	2.54	3.08	4.49	5.35	6.30	7.86	8.98	11.18	12.00	15.74	21.19				
	2	0.0350	0.71	0.90	2.05	2.54	3.47	4.49	6.81	7.78	9.15	11.20	13.06	14.35	21.19							
5																						
	1	0.0116	0.68	0.73	2.29	3.25	4.27	4.52	4.83	7.47	9.25	10.22	11.18	12.57	20.65							
	2	0.0803	0.00	0.73	1.56	1.83	2.95	4.49	14.77	16.57	21.26											
	3	0.0842	0.88	2.03	2.28	2.44	3.22	3.56	4.77	5.58	6.26	7.75	8.92	18.65	21.17	28.00						
	4	0.0116	1.89	2.34	2.58	4.25	4.80	6.30	7.74	11.80	18.65											
TRAMO ATIRANTADO																						
1																						
	1	0.0843	1.83	1.95	2.19	2.69	2.78	3.13	3.30	3.61	4.22	4.82	5.48	8.42	10.36	11.04	12.57	14.36	19.75	24.17		
	2	0.0585	1.56	1.66	1.73	1.95	2.15	2.81	3.56	3.76	4.20	4.54	5.30	6.76	8.25	11.20	14.08	19.62				
2																						
	1	0.0523	1.56	1.64	1.73	1.88	2.10	3.27	3.59	3.66	3.71	4.15	5.66	8.27	10.22	11.18	17.13					
	2	0.0743	1.56	1.68	2.10	2.25	3.03	3.13	3.22	3.52	3.64	4.22	4.44	4.81	6.76	8.42	11.18	15.60				
	3	0.0821	1.50	1.56	1.62	1.68	1.83	1.97	3.06	3.44	3.92	4.37	4.77	5.13	6.25	8.00	8.97	11.19	13.95	20.03		
	4	0.0941	1.48	1.56	1.68	1.79	1.93	2.21	3.28	3.78	3.97	4.36	4.75	5.31	6.01	8.15	9.11	11.19	14.08	17.00	20.00	
	5	0.0815	0.71	1.50	1.56	1.62	1.68	1.84	1.88	3.48	3.64	4.02	4.38	4.72	5.32	6.15	8.28	9.11	11.04	13.95	16.99	19.88
	6	0.0832	1.84	3.47	6.09	9.14	11.21	12.15	13.95	16.99	20.16	28.45										

	7	0.0843	1.51	3.45	5.38	6.21	8.28	9.11	11.19	12.15	13.95	16.84	20.03									
	8	0.0881	1.46	1.57	1.62	1.82	1.90	2.12	3.17	3.50	3.71	4.12	4.79	5.35	6.07	8.28	9.11	11.04	12.15	14.08	16.84	19.88
	9	0.0736	1.59	5.24	5.94	8.97	11.04	12.29	13.95	16.99	20.03											
	10	0.0798	1.50	2.89	3.56	3.86	5.24	6.21	8.28	9.11	11.04	14.08	16.99	20.03								
3																						
	1	0.0766	1.56	1.73	2.15	2.66	3.52	4.27	4.37	5.35	6.18	8.15	10.90	14.23								
	2	0.1094	1.56	1.86	2.22	2.56	3.32	3.66	4.35	5.35	6.23	8.47	10.93	14.08	19.60							
4																						
	1	0.1001	0.68	1.95	2.25	2.70	3.05	3.47	4.22	4.57	5.62	7.81	8.15	10.35	11.18	15.06	20.16					
	2	0.0748	2.29	4.32	5.52	7.45	8.69	10.08	11.18	12.98	15.18	20.16										
5																						
	1	0.0791	1.61	1.78	1.98	2.15	2.25	2.78	3.56	3.66	4.08	5.62	5.91	7.76	8.37	11.49	12.84	20.01				
	2	0.0656	2.08	2.27	3.13	3.56	3.76	4.25	5.64	7.86	11.49	12.84	15.47	20.01								
6																						
	1	0.1061	2.08	2.20	2.73	3.03	3.54	4.08	5.54	7.73	8.27	10.35	11.18	12.98	15.33	16.57	20.01					
	2	0.0831	1.56	1.86	2.00	3.17	3.47	3.74	4.03	5.49	5.96	6.18	7.81	8.27	11.18	12.98	15.47	16.57	20.16			

Tabla D-2 Resultado de medición dirección Lateral

Punto de medición	Numero de medición	Aceleración Máxima	Frecuencia 1	Frecuencia 2	Frecuencia 3	Frecuencia 4	Frecuencia 5	Frecuencia 6	Frecuencia 7	Frecuencia 8	Frecuencia 9	Frecuencia 10	Frecuencia 11	Frecuencia 12	Frecuencia 13	Frecuencia 14	Frecuencia 15
TRAMO PASARELA																	
2		0.1801	0.680	0.781	1.098	1.410	1.831	2.148	2.563	4.296	4.541	21.093					
	1	0.2532	0.757	0.952	1.050	2.295	4.541	9.320	13.720	21.310							
	2	0.1673	0.684	0.781	0.920	1.390	2.020	4.516	8.220	13.840	21.093						
	3	0.4189	0.781	0.928	1.563	2.000	2.099	2.680	3.125	3.750	4.490						
	4																
3		0.4332	0.757	0.903	1.879	2.954	4.460	6.780	9.080	12.150	18.530						
	1	0.3374	0.757	0.928	1.318	1.831	3.002	4.492	21.093								
	2	0.3188	0.757	0.976	1.123	1.733	2.190	2.240	3.394	4.460	20.410						
	3	0.3902	0.163	0.708	0.830	0.879	4.639	15.240									
	4	0.3445	0.170	0.708	0.830	4.630	15.240										
	5	1.3426	0.184	0.708	0.842	1.794	4.626	22.480									
	6	1.2854	0.224	0.708	0.830	1.810	4.663										
	7	1.3053	0.187	0.684	0.830												
	8	1.3996	0.184	0.684	0.830												
	9	0.3830	0.119	0.696	0.830												
	10	1.4023	0.190	0.696	0.830												
4																	
	1	0.1603	0.732	0.903	1.800	1.920	2.050	3.020	3.440	4.492	9.080						

	2	0.1501	0.732	0.903	2.050	2.954	3.320	4.020										
5																		
	1	0.0013	0.732	1.730	3.730													
	2	0.3318	0.732	0.903	1.830													
	3	1.2322	0.720	0.880														
	4	0.3974	0.720															
TRAMO ATIRANTADO																		
1																		
	1	0.3760	0.684	0.720	0.880	1.782	2.038	2.185	4.235	7.970								
	2	0.0132	0.708	1.807	4.190	7.950												
2																		
	1	0.3904	1.904	2.075	2.343	3.198	4.272	8.220										
	2	0.4117	1.807	1.977	3.220	4.224	8.220											
	3	0.3175	0.071	0.684	0.830	1.538	1.758	1.794	2.563	3.259	3.393	4.138	10.660					
	4	0.2775	0.085	0.684	1.550	1.758	1.941	2.185	3.271	4.187	10.669	14.750	19.360					
	5	0.2702	0.102	0.684	1.648	1.770	1.890	1.941	2.734	3.070	3.259	3.406	4.187	11.020	14.750			
	6	0.2845	0.095	0.684	1.550	1.807	1.904	2.490	3.271	3.380	4.138	11.020	14.610	19.360				
	7	0.2673	0.119	0.671	0.830	1.587	1.746	1.807	2.500	3.223	3.333	4.150	6.690	8.980	10.914	14.610	19.540	
	8	0.2658	0.146	0.684	1.538	1.794	2.563	3.174	4.138	11.020	15.246							
	9	0.2559	0.119	0.684	1.794	3.192	3.394	4.126	11.020	15.246	19.760							
	10	0.2275	0.146	0.684	1.770	1.929	3.320	3.394	4.224	6.550	11.020	14.750	15.310	19.760				
3																		
	1	0.2502	0.708	1.563	1.855	2.000	3.174	4.248	7.950	11.020	14.740	20.400						
	2	0.2546	0.684	1.587	1.807	1.977	2.490	3.125	4.297	7.930	9.150	10.910						
4																		

	1	1.3440	3.296	4.224	7.730	10.370	11.080	14.790	17.600								
	2	1.3923	2.295	3.410	4.199	7.730	10.370	14.740	17.600								
5																	
	1	0.3144	3.410	4.000	7.730	11.760	13.037	14.620									
	2	0.2601	2.319	3.222	3.515	4.126	7.930	9.490	11.790	14.790							
6																	
	1	0.3517	3.073	4.223	7.730	11.790	14.620										
	2	0.3590	0.684	4.223	5.981	7.730	11.790	15.230	17.600								