

# CMMoST 2019

5th INTERNATIONAL CONFERENCE ON

## Mechanical Models in Structural Engineering

Alicante, SPAIN

23 - 25 October 2019

Escuela Politécnica Superior

Universidad de Alicante

*Full Papers*



Universitat d'Alacant  
Universidad de Alicante



UNIVERSIDAD  
DE GRANADA

# CMMoST 2019

5th INTERNATIONAL CONFERENCE ON

## Mechanical Models in Structural Engineering

Polytechnic School of Alicante

23<sup>rd</sup> – 25<sup>th</sup> October 2019



Universitat d'Alacant  
Universidad de Alicante



*ugr*



UNIVERSIDAD DE SEVILLA

## COMITÉ DE EDICIÓN

Salvador Ivorra Chorro

Victor Compán Cardiel

Andrés Sáez Pérez

Enrique Hernández Montes

Luisa M<sup>a</sup> Gil Martín

Margarita Cámara Pérez

## COORDINADORES

Francisco Javier Baeza de los Santos

M. A. Yordhana Gómez Sánchez

Edita: Editorial Club Universitario  
C/ Decano, n.º 4 – 03690 San Vicente (Alicante)  
www.ecu.fm  
original@ecu.fm

ISBN: 978–84–17924–58–4  
ISBN papel: 978–84–17924–22–5

Printed in Spain

Organizan:



*ugr*



UNIVERSIDAD DE SEVILLA

Patrocinan:



**PAVASAL**

## CONTENTS

---

### KEYNOTE LECTURES

---

FROM REAL-TIME SIMULATION TO STRUCTURAL DYNAMICS HYBRID TWIN. <i>Francisco Chinesta</i>	17
LOS EDIFICIOS EN ALTURA DE LA CIUDAD DE BENIDORM. <i>Florentino Regalado Tesoro</i>	17
DISEÑO PARAMÉTRICO. SU APLICACIÓN AL PROYECTO DE PUENTES. <i>José Romo Martín</i>	17

---

### EXTENDED ABSTRACTS

---

A METHODOLOGY TO DESIGN INERTIAL MASS CONTROLLERS FOR HUMAN-INDUCED VIBRATIONS. <i>I.M. Díaz, X. Wang, E. Pereira, J. García Palacios, J.M. Soria, C. Martín de la Concha Renedo y J.F. Jiménez-Alonso</i>	21
A STATISTICAL-BASED PROCEDURE FOR GENERATING EQUIVALENT VERTICAL GROUND REACTION FORCE-TIME HISTORIES. <i>J.M. García-Terán, Á. Magdaleno, J. Fernández y A. Lorenzana</i>	37
A TOPOLOGICAL ENTROPY-BASED APPROACH FOR DAMAGE DETECTION OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES. <i>J.F. Jiménez-Alonso, J. López-Martínez, J.L. Blanco-Claraco, R. González-Díaz y A. Sáez</i>	55
ALTERNATIVE SOLUTIONS FOR THE ENHANCEMENT OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE COLUMNS IN FIRE USING HIGH PERFORMANCE MATERIALS – A NUMERICAL STUDY. <i>A. Espinós, A. Lapuebla-Ferri, M.L. Romero, C. Ibáñez y V. Albero</i>	63
ANÁLISIS PARAMÉTRICO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADAS FRENTE A PUNZONAMIENTO. <i>M. Navarro, S. Ivorra y F.B. Varona</i>	83
APLICACIÓN DE OPTIMIZACIÓN KRIGING PARA LA BÚSQUEDA DE ESTRUCTURAS ÓPTIMAS ROBUSTAS. <i>V. Yepes, V. Penadés-Plà y T. García-Segura</i>	101
APPLICATION OF THE COMPRESSION CHORD CAPACITY MODEL TO PREDICT THE FATIGUE SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS WITHOUT STIRRUPS. <i>A. Cladera Bohigas, C. Ribas González, E. Oller Ibars y A. Marí Bernat</i>	115
ASSESSMENT OF MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE USING ELECTRIC ARC FURNACE DUST AS AN ADMIXTURE. <i>M.D. Rubio Cintas, M.E. Parrón Rubio, F. Pérez García, M.A. Fernández Ruiz y M. Oliveira</i>	123
CARACTERIZACIÓN DEL MOVIMIENTO DE UN DESLIZADOR ANTE TENSIONES NORMALES VARIABLES Y FRICCIÓN RATE AND STATE REGULARIZADA. <i>J.C. Mosquera, B. González Rodrigo, D. Santillán y L. Cueto-Felgueroso</i>	133
CHANGES IN STRENGTH AND DEFORMABILITY OF POROUS BUILDING STONES AFTER WATER SATURATION. <i>Á. Rabat, R. Tomás y M. Cano</i>	147
CHARACTERIZATION OF WELDED STEEL JOINTS USING MODAL SHAPES. <i>E. Bayo, J. Gracia y J. Jönsson</i>	157

---

COMPARATIVA NUMÉRICO EXPERIMENTAL DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA A COMPRESIÓN DIAGONAL. <i>D. Bru, B. Torres, F.B. Varona, R. Reynau y S. Ivorra</i>	171
CONDUCTIVE CONCRETE, NANOADDITIONS AND FUNCTIONAL APPLICATIONS. <i>B. del Moral, O. Galao, F.J. Baeza, E. Zornoza y P. Garcés</i>	181
CONSTRUIR Y ROMPER ESTRUCTURAS UN CURSO PRÁCTICO DE INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS. <i>J. Antuña, M. Vázquez, V. Pascua y C. Olmedo</i>	191
CORRODED B-REGIONS RESIDUAL FLEXURE CAPACITY ASSESSMENT IN REINFORCED CONCRETE BEAMS. <i>J.F. Carbonell-Márquez, L.M. Gil-Martín y E. Hernández-Montes</i>	203
DISEÑO DE EXPERIMENTOS FACTORIAL COMPLETO APLICADO AL PROYECTO DE MUROS DE CONTENCIÓN. <i>D. Martínez-Muñoz, V. Yepes y J.V. Martí</i>	221
DYNAMIC MODEL UPDATING INCLUDING PEDESTRIAN LOADING APPLIED TO AN ARCHED TIMBER FOOTBRIDGE. <i>Á. Magdaleno, J.M. García-Terán, I.M. Díaz y A. Lorenzana</i>	235
DYNAPP: A MOBILE APPLICATION FOR VIBRATION SERVICEABILITY ASSESSMENT <i>J. García Palacios, I. Lacort, J.M. Soria, I.M. Díaz y C. Martín de la Concha Renedo</i>	247
EFFECT OF THE BOND-SLIP LAW ON THE BOND RESPONSE OF NSM FRP REINFORCED CONCRETE ELEMENTS. <i>J. Gómez, L. Torres y C. Barris</i>	257
EFFECTS OF TENSILE STRESSES ON PUNCHING SHEAR STRENGTH OF RC SLABS. <i>P.G. Fernández, A. Mari, E. Oller y M. Domingo Tarancón</i>	275
E-STUB STIFFNESS EVALUATION BY METAMODELS. <i>M. López, A. Loureiro, R. Gutiérrez y J.M. Reinosa</i>	291
ESTUDIO DE LOS DESPLAZAMIENTOS NECESARIOS PARA EL COLAPSO DE ARCOS DE FÁBRICA EN LA EDUCACIÓN. <i>J. Antuña, J.I. Hernado, F. Magdalena, A. Aznar, V. Pascual y A. Blasco</i>	297
EVALUACIÓN DEL DAÑO POR EXPLOSIONES EN PATRIMONIO HISTÓRICO. <i>S. Ivorra, R. Reynau, D. Bru y F.B. Varona</i>	307
EVALUACIÓN EXPERIMENTAL MEDIANTE ANÁLISIS DIGITAL DE IMÁGENES DEL COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA FRENTE A CARGAS CÍCLICAS EN SU PLANO. <i>B. Torres, D. Bru, F.B. Varona, F.J. Baeza y S. Ivorra</i>	319
EVALUATION OF X42 STEEL PIPELINES BASED ON DEFORMATION MONITORING USING RESISTIVE STRAIN GAUGES. <i>H.F. Rojas-Suárez y Á.E. Rodríguez-Suesca</i>	331
EXPERIMENTAL AND NUMERICAL INVESTIGATION ON TRM REINFORCED MASONRY VAULTS SUBJECTED TO MONOTONICAL VERTICAL SETTLEMENTS. <i>E. Bertolesi, M. Buitrago, B. Torres, P.A. Calderón, J.M. Adam y J.J. Moragues</i>	341
EXPERIMENTAL EVALUATION OF 3D STEEL JOINT WITH LOADING IN BOTH AXIS. <i>A. Loureiro, M. López, J.M. Reinosa y R. Gutiérrez</i>	351

EXPERIMENTAL EVALUATION OF HAUNCHED JOINTS. <i>A. Loureiro, M. López, R. Gutiérrez y J.M. Reinoso</i>	359
EXPERIMENTAL NUMERICAL CORRELATION OF A PADEL RACKET SUBJECT TO IMPACT <i>A.A. Molí Díaz, C. López Taboada, G. Castillo López y F. García Sánchez</i>	371
FORM FINDING OF TENSEGRITY STRUCTURES BASED ON FAMILIES: THE OCTAHEDRON FAMILY. <i>M.A. Fernández Ruiz, L.M. Gil-Martín, J.F. Carbonell-Márquez y E. Hernández-Montes</i>	389
HEALTH MONITORING THROUGH A TUNED FE MODEL OF A MEDIEVAL TOWER PLACED IN A LANDSLIDE AREA. <i>M. Diaferio, D. Foti, N.I. Giannoccaro y S. Ivorra</i>	399
HIGH PERFORMANCE CONCRETE REINFORCED WITH CARBON FIBERS FOR MULTIFUNCTIONAL APPLICATIONS. <i>O. Galao, M.G. Alberti, F. Baeza, B. del Moral, F.J. Baeza, J. Gálvez y P. Garcés</i>	415
IN THE SEARCH OF MODAL PARAMETERS CONFIGURATION OF PASSIVE AND ACTIVE ISOLATION SYSTEMS, APPLIED TO MOMENT FRAMES. <i>C.A. Barrera Vargas, J.M. Soria, I.M. Díaz y J.H. García-Palacios</i>	429
INFLUENCE OF INFILL MASONRY WALLS IN RC BUILDING STRUCTURES UNDER CORNER-COLUMN FAILURE SCENARIOS. <i>M. Buitrago, E. Bertolesi, P.A. Calderón, J.J. Moragues y J.M. Adam</i>	441
LABORATORY DYNAMIC STRUCTURAL TESTING. METHODS AND APPLICATIONS. <i>J. Ramírez Senent, J.H. García Palacios, I.M. Díaz y J.M. Goicolea</i>	451
MECHANICAL AND DYNAMIC PROPERTIES OF TRM WITH DIFFERENT FIBERS <i>D. Bru, B. Torres, F.J. Baeza y S. Ivorra</i>	469
METODOLOGÍA PARA VALORAR LA SOSTENIBILIDAD CON BAJA INFLUENCIA DE LOS DECISORES. <i>V. Penadés-Plà, V. Yepes y T. García-Segura</i>	481
MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN ACUEDUCTO DE MAMPOSTERÍA. <i>S. Ivorra, Y. Spariani, B. Torres y D. Bru</i>	495
MODELLING OF HIGHLY-DAMPED COMPOSITE FLOOR BEAMS WITH CONSTRAINED ELASTOMER LAYERS. <i>C. Martín de la Concha Renedo, I. Díaz Muñoz, J.H. García Palacios y S. Zivanovic</i>	507
MODELOS MULTI-VARIABLE NO-LINEALES PARA PREDECIR LA ADHERENCIA ACERO-HORMIGÓN A ALTA TEMPERATURA. <i>F.B. Varona-Moya, F.J. Baeza, D. Bru y S. Ivorra</i>	521
MODELOS NUMÉRICOS PARA PREDECIR LA ADHERENCIA RESIDUAL ENTRE ACERO Y HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS A ALTA TEMPERATURA. <i>F.B. Varona-Moya, Y. Villacampa, F.J. Navarro-González, D. Bru y F.J. Baeza</i>	539
MOTION-BASED DESIGN OF VISCOUS DAMPERS FOR CABLE-STAYED BRIDGES UNDER UNCERTAINTY CONDITIONS. <i>J. Naranjo-Pérez, J.F. Jiménez-Alonso, I.M. Díaz y A. Sáez</i>	553
NUMERICAL AND EXPERIMENTAL LATERAL VIBRATION ASSESSMENT OF AN IN-SERVICE FOOTBRIDGE.	567

<i>R. García Cuevas, J.F. Jiménez-Alonso, C. Martín de la Concha Renedo, F. Martínez y I.M Díaz</i>	
NUMERICAL MODEL OF VEGETAL FABRIC REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX COMPOSITES (FRCM) SUBJECTED TO TENSILE LOADS. <i>L. Mercedes, E. Bernat y L. Gil</i>	583
NUMERICAL MODELS FOR MAMMOPLASTY SIMULATIONS. <i>A. Lapuebla-Ferri, A. Pérez del Palomar, J. Cegoñino- y A.J. Jiménez-Mocholí</i>	597
ON THE VULNERABILITY OF AN IRREGULAR REINFORCED CONCRETE BELL TOWER. <i>M. Diaferio, D. Foti, N.I. Giannoccaro, S. Ivorra, G. Notarangelo y M. Vitti</i>	611
OPTIMIZACIÓN DE MUROS DE HORMIGÓN MEDIANTE LA METODOLOGÍA DE LA SUPERFICIE DE RESPUESTA. <i>V. Yepes, D. Martínez-Muñoz y J.V. Martí</i>	623
PIEZOELECTRIC LEAD-FREE NANOCOMPOSITES FOR SENSING APPLICATIONS: THE ROLE OF CNT REINFORCED MATRICES. <i>F. Buroni, J.A. Krishnaswamy, L. Rodríguez-Tembleque, E. García-Macías, F. García-Sánchez, R. Melnik y A. Sáez</i>	637
STRONG EQUILIBRIUM IN FEA - AN ALTERNATIVE PARADIGM? <i>E. Maunder y A. Ramsay</i>	651
STUDY OF ACTIVE VIBRATION ISOLATION SYSTEMS CONSIDERING ISOLATOR-STRUCTURE INTERACTION <i>J. Pérez Aracil, E. Pereira González, I. Muñoz Díaz y P. Reynolds</i>	665
THERMAL AND STRUCTURAL OPTIMIZATION OF LIGHTWEIGHT CONCRETE MIXTURES TO MANUFACTURE COMPOSITE SLABS. <i>F.P. Álvarez Rabanal, J.J. del Coz Díaz, M. Alonso Martínez y J.E. Martínez-Martínez</i>	675
THROUGH-BOLTING EFFECT ON STIFFENED ANGLE JOINTS. <i>J.M. Reinoso, A. Loureiro, R. Gutiérrez y M. López</i>	689
VIBRATION TESTING BASED ON EVOLUTIONARY OPTIMIZATION TO IDENTIFY STRUCTURAL DAMAGES. <i>J. Peña-Lasso, R. Sancibrián, I. Lombillo, J. Setién, J.A. Polanco y Ó.R. Ramos</i>	699

## **DYNAMIC MODEL UPDATING INCLUDING PEDESTRIAN LOADING APPLIED TO AN ARCHED TIMBER FOOTBRIDGE**

Alvaro Magdaleno<sup>1</sup>, Jose Maria Garcia-Teran<sup>1</sup>, Ivan M. Diaz<sup>2</sup>, Antolin Lorenzana<sup>1</sup>

### **ABSTRACT**

This paper shows the experimental procedure and numerical methodology used for the dynamic characterization and serviceability assessment abilities (by simulation) applied to a timber pedestrian walkway. The footbridge is a 47 meters long and 3.9 meters wide structure consisting on single wooden arch (3.4 m sag), wooden deck, steel hangers and steel cross-bracings, designed by Media Madera Ingenieros Consultores. With applied research aims, an experimental campaign was carried out in April 2018. Useful data was collected to calibrate the corresponding computational structural and loading models. After that, a serviceability dynamic simulation can be carried out to quantify the vibrations induced by a pedestrian when crossing the bridge. Although there may be some other works with similar objectives and methodology, the peculiarity of this structure is that its first mode shapes are the antisymmetric ones and that it has two close modes within the excitable range by human locomotion activities. The modes were obtained experimentally after a modal analysis by arranging 10 accelerometers on the deck. With the experimental information and the corresponding geometry, the modeling using the finite elements method, together with its updating, is followed. A close match in terms of frequency response functions and mode shapes is achieved. Once the mechanical model is updated, some adjusts must be done in the pedestrian loading model so that the computational dynamic response matches with the real one under a single walking pedestrian crossing at resonance. After all the adjustments done, the computational model is ready to estimate the response of the structure undergoing other pedestrian actions and its serviceability condition when other loading scenarios are applied.

*Keywords: modal identification, slender footbridge modeling, serviceability, pedestrian loading.*

### **1. INTRODUCCIÓN**

Las modernas tendencias urbanas de mejora de la movilidad junto con consideraciones medioambientales y el desarrollo de los medios de fabricación y simulación estructural están propiciando la aparición de atractivas pasarelas peatonales de grandes luces ejecutadas en madera estructural. Como pasa con cualquier otra estructura ligera, estas pasarelas son susceptibles de vibrar ante determinadas cargas como las inducidas por los propios peatones. Aunque no se espera que la

---

<sup>1</sup> ITAP, University of Valladolid (SPAIN). E-mail addresses: [alvaro.magdaleno@uva.es](mailto:alvaro.magdaleno@uva.es) (Corresponding author) [teran@uva.es](mailto:teran@uva.es), [ali@eii.uva.es](mailto:ali@eii.uva.es)

<sup>2</sup> Department of Continuum Mechanics and Theory of Structures, ETSICCP, Universidad Politécnica de Madrid (SPAIN). E-mail address: [ivan.munoz@upm.es](mailto:ivan.munoz@upm.es)



respuesta dinámica comprometa la seguridad de la estructura, en algunos casos se podrían alcanzar niveles de vibración excesivos, sobrepasando los valores recomendados en las normativas respecto al confort de los usuarios. En estos casos el factor crítico en el dimensionamiento de este tipo de estructuras suele ser el estado límite de servicio respecto a vibraciones (ELSV).

Existen varias normativas [1][2][3][4][5][6][7] y recomendaciones de cálculo [8][9][10][11] en las que se incluyen diversos modelos de carga con los que, en principio, se podría simular la respuesta estructural ante, por ejemplo, el tránsito de un peatón andando, un flujo peatonal o un grupo de corredores. La utilidad de estos modelos simplificados es limitada, fundamentalmente por las fuertes dependencias con fenómenos como la sincronización entre peatones y los efectos de interacción entre los propios peatones y de los peatones con los movimientos perceptibles de la propia estructura [12]. Factores como el desconocimiento del amortiguamiento estructural (que depende de la ocupación de la pasarela y de la amplitud de la propia respuesta dinámica) y la influencia de la masa de los peatones [13][14] hacen que los diseñadores no confíen en los resultados obtenidos por simulación en la etapa de proyecto, posponiendo la evaluación del ELSV a pruebas de carga dinámicas una vez la pasarela entre en servicio.

Aunque las capacidades de los modernos programas de ingeniería asistida por ordenador [15][16] son realmente potentes y a pesar de que las técnicas de construcción se hayan ajustado a lo especificado, es usual que en obras de ingeniería civil haya discrepancias, en cuanto a propiedades mecánicas, entre lo proyectado y lo realmente construido. Esto hace que sirvan de poco las simulaciones que se hayan podido hacer en la etapa de proyecto para verificar el cumplimiento o no del ELSV. No obstante, es posible retocar el modelo computacional para que se ajuste a los resultados experimentales que se hayan podido hacer una vez construida la estructura. Estas técnicas se conocen con el nombre de “*model updating*” o “calibrado computacional” [15]. Sin embargo, a pesar de disponer del modelo calibrado, la simulación realista de tránsitos peatonales [17][18][19][20] sigue siendo un tema que queda fuera del alcance de la mayoría de las ingenierías de cálculo estructural.

Numerosos trabajos de investigación [13][20] estudian la influencia de los peatones pasivos en el comportamiento dinámico de las pasarelas. Sin embargo, conocer la influencia de los peatones activos (andando, corriendo o saltando) es más complejo [19][20].

En este trabajo se presenta el caso particular en el que un solo peatón andando al paso más desfavorable excita de manera resonante el primer modo antisimétrico de una pasarela ligera de madera. Las particularidades de este caso concreto son objeto de estudio en los siguientes apartados. En primer lugar, se describe la estructura existente y, tras una identificación modal, se procede al calibrado del modelo computacional modelado mediante elementos finitos con el software SAP2000 [16]. Seguidamente se realiza el ensayo dinámico consistente en el tránsito peatonal y se comparan los resultados con respecto a varios modelos de carga descritos en las normativas y guías de diseño indicadas anteriormente para, por último, enumerar las principales conclusiones.

## **2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA**

La pasarela bajo estudio está ejecutada en madera estructural glulam 28h. Su tipología es de doble arco de 46.5 m de luz y 4.3 m de altura. El tablero es de 3.9 m de ancho con una apreciable curvatura

(a modo de contraflecha) que alcanza una altura de 0.34 m en la zona central. Teniendo en cuenta lo que ocupan las barandillas el ancho útil de paso es de 3 m. El peso total del conjunto es de 43.6 t.

Para su caracterización dinámica se instrumentó mediante 10 acelerómetros, 5 a cada lado del tablero, situados en los dos extremos, en la mitad y en las dos posiciones a un cuarto de los apoyos. En la Fig. 1, donde se muestran las dos primeras deformadas modales del tablero, se indican con números las posiciones de dichos acelerómetros. En la posición 7 se situó una placa de fuerza y mediante acciones peatonales (Fig. 2) se excitaba la pasarela. Con la información registrada se pueden extraer diversos parámetros modales. Concretamente, como se ha anticipado, la Fig. 1 muestra las dos primeras formas modales del tablero, correspondiendo a lo que se podría interpretar como un modo de torsión antisimétrico a 2.30 Hz y a un modo de flexión antisimétrico a 2.37 Hz. Puesto que contienen nodos de vibración en las proximidades del centro del vano, se pueden asemejar a los correspondientes “segundos modos” de una viga biapoyada, de ahí la nomenclatura adoptada en este trabajo, 2T y 2F respectivamente.

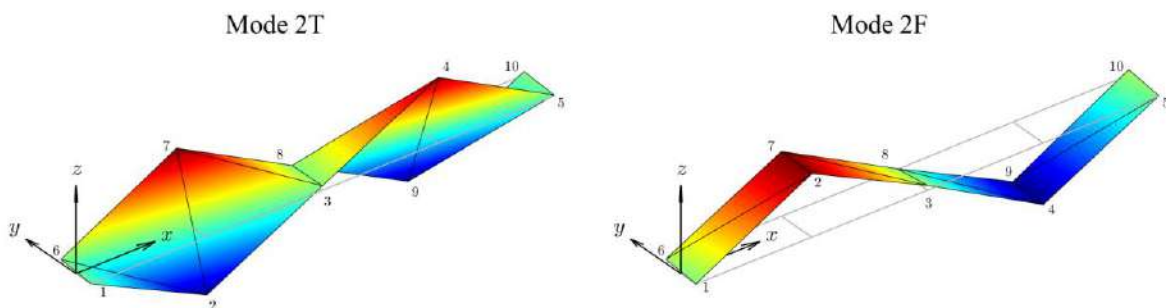
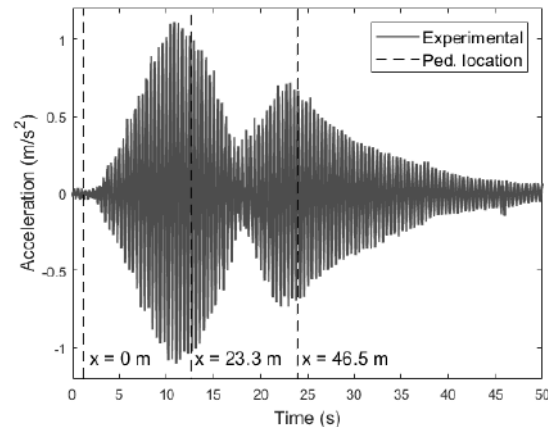


Figura 1. Modos propios identificados con la numeración de los 10 acelerómetros dispuestos en el tablero.



Figura 2. Detalle de cómo se excita de la estructura mediante la placa de fuerza

Como se aprecia, es destacable que son modos muy cercanos tanto en frecuencia como en su forma. Esto sin duda provocará acoplamientos significativos entre ambos que podrían dificultar la correspondencia entre los resultados experimentales y los de simulación. Igualmente, la cercanía de los modos dificultaría, llegado el caso, la instalación de sistemas pasivos de mitigación de vibraciones.



**Figura 3. Respuesta experimental de la estructura frente a un tránsito resonante**

La Fig. 3 muestra la respuesta en aceleración vertical del punto 7 cuando un peatón de 90 kg entrenado y con ayuda de un metrónomo cruza la pasarela por su línea media con la intención de excitar el modo 2F. Las líneas verticales a trazos marcan puntos clave por donde pasa el peatón: comienza en un extremo en el instante 1.26 s, pasa por la mitad de la pasarela en el instante 12.76 s y termina a los 24.26 s. En la respuesta se pueden distinguir 4 zonas. Hasta aproximadamente 12 s la respuesta es creciente. Luego disminuye durante unos 6 s (segunda zona) y vuelve a crecer hasta que el peatón abandona la pasarela (24 s) (tercera zona), momento a partir del cual la pasarela queda vibrando libremente de forma amortiguada (última zona). Nótese por tanto cómo la forma modal (2F) condiciona enormemente la respuesta ante el tránsito resonante, alejándose del típico comportamiento que aparece cuando el modo que se excita es el tradicional primero de flexión, simétrico de un solo vano.

La última zona identificada en la Fig. 3 (de tipo *free decay*) permite el cálculo del amortiguamiento mediante el método de la envolvente exponencial, un método que consiste en interpolar los máximos relativos de esa zona por una exponencial de la forma  $e^{-\omega_i \zeta_i t}$ , donde  $\omega_i$  es la frecuencia propia en rad/s y  $\zeta_i$  es el factor de amortiguamiento crítico. Aplicando dicho método entre los tiempos 25 s y 50 s, y asumiendo una contribución única del segundo modo ( $\omega_{2F} = 2\pi \cdot 2.37$  rad/s) se obtiene un valor de  $\zeta_{2F} = 0.60\%$ .

También de la Fig. 3 se aprecian aceleraciones superiores a  $1 \text{ m/s}^2$ . La mayoría de las normativas [1][2][3][4][5][6][7] consideran que aceleraciones por encima de  $0.5 \text{ m/s}^2$  pueden resultar incómodas tanto para los transeúntes (peatones activos) como para los usuarios parados en la pasarela (peatones pasivos). Para valorar con mayor acierto las posibles situaciones de incomodidad, más que fijarse en valores pico, se suele recomendar [4][5][8][9] el uso de otros indicadores como el valor eficaz móvil o *RMS trend* [4]. En la Fig. 4 se representa dicho indicador correspondiente al tránsito de la Fig. 3. Esta curva será de utilidad para comparar los resultados experimentales con los simulados.

El registro de la Fig. 3 corresponde a uno de los mejores tránsitos realizados (peatón de 90 kg, entrenado y con apoyo de un metrónomo) y se considera como referencia de la máxima respuesta que en condiciones reales se puede conseguir. Lo normal será que no se consiga mantener el paso y por tanto la respuesta será menor (y por tanto menos desfavorable respecto al ELSV).

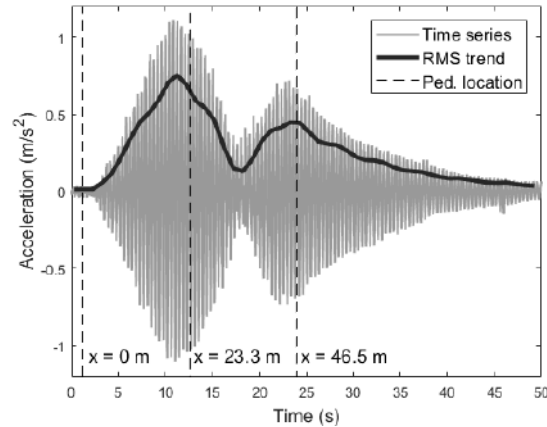


Figura 4. *RMS trend* de la respuesta experimental de la estructura frente a un tránsito resonante

### 3. MODELADO COMPUTACIONAL Y SU CALIBRADO

Para el modelado mediante elementos finitos [15] se ha usado el programa SAP2000 [16]. Sin incluir herrajes ni elementos no estructurales se han identificado 1388 elementos tipo barra (tanto de madera como de acero) con 7248 grados de libertad totales. La Fig. 5a muestra, a escala, en rojo las partes de madera y en gris las de acero. La Fig. 5b es una fotografía en la que apreciar detalles de algunos elementos estructurales y otros no estructurales (estos últimos no modelados en SAP2000).



Figura 5. Modelado realizado por elementos finitos en SAP2000 (a) de la pasarela de madera (b)

A pesar del cuidado que se ha tenido en el modelado y en la asignación de las propiedades mecánicas de las secciones y de los materiales, los resultados con los datos nominales se separan significativamente de los experimentales. Concretamente las frecuencias para los modos 2F y 2T son aproximadamente un 12% superiores a las experimentales y, además, aparecen cambiadas de orden (primero la 2F luego la 2T). Se hace necesario, pues, realizar un *model updating* a este modelo de elementos finitos.

Para ello se ha procedido manualmente (es decir, sin empleo de algoritmos de optimización) de la siguiente manera. En primer lugar, se ha comprobado una carencia de masa total de la estructura respecto de las estimaciones del fabricante, basadas en la cantidad de material utilizado. Al no haberse modelado ni los herrajes ni las partes no estructurales (tablero, barandillas, etc.) se ha procedido a

incrementar la densidad nominal de la madera ( $450 \text{ kg/m}^3$ ) y del acero ( $7850 \text{ kg/m}^3$ ) hasta que el modelo tuviera las masas conocidas tanto en madera (38394 kg) como en acero (5113 kg).

Tras el incremento de la masa las frecuencias se aproximan más a las experimentales, pero aun siguen siendo superiores en un 5% y cambiadas de orden. Como en el modelo se consideran todas las uniones como rígidas cuando realmente no lo son del todo, parece razonable disminuir el módulo de elasticidad tanto de la madera (partiendo del valor inicial de  $E_{0,g,mean} = 12100 \text{ MPa}$ ) como el acero ( $E_A = 210000 \text{ MPa}$ ). Además, por la tipología estructural, y como se comprueba fácilmente cambiando alguno de estos parámetros, resulta sencillo cambiar el orden de los modos ya que en la rigidez a flexión (y por tanto la frecuencia del modo 2F) prácticamente no influye el módulo de elasticidad del acero, dispuesto en tirantes, travesaños y arriostramientos, elementos que se sitúan fuera del plano vertical de flexión. En el modo de torsión, en cambio, ambos parámetros influyen de forma similar. De esta forma, y tras modificar a la baja los módulos de elasticidad, se ha conseguido cuadrar las dos frecuencias de interés, resultando asimismo un ajuste razonable de las formas modales. Concretamente los valores de MAC (*modal assurance criterium*), que miden la discrepancia entre las formas modales experimentales y computacionales, resultaron superiores a 0.94 en los 8 puntos medidos en ambos modos. El resultado se muestra en la Fig. 6 y los modos obtenidos por simulación se ilustran en la Fig. 7.

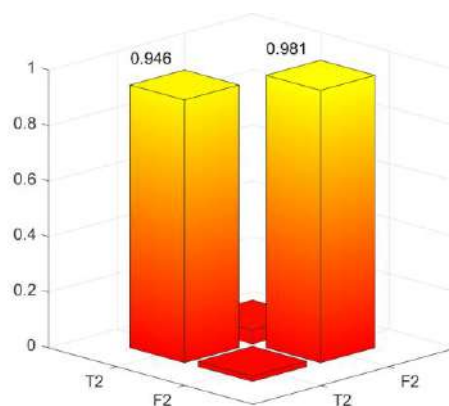


Figura 6. MAC entre los modos experimentales y los simulados

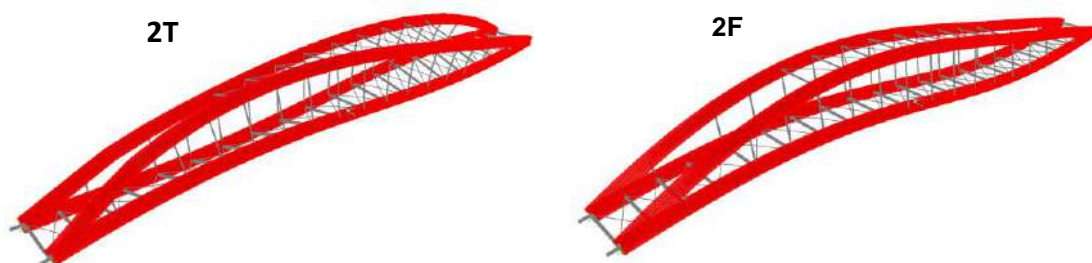


Figura 7. Modos calculados por simulación mediante SAP2000

Por último, aunque se podría haber hecho un análisis modal operacional para estimar los amortiguamientos modales de cada uno de los dos modos de interés, se opta por el modelo de

amortiguamiento proporcional implementado en SAP2000 y para ello se ajustan los correspondientes factores de Rayleigh de tal manera que haya una correspondencia razonable entre las auto-FRFs experimentales y computacionales en el punto 7. La Fig. 8 muestra el ajuste conseguido. Se comprobará adicionalmente, en el *free decay* simulado mostrado en la Fig. 10, que se tiene la misma envolvente exponencial (0.60% de factor de amortiguamiento).

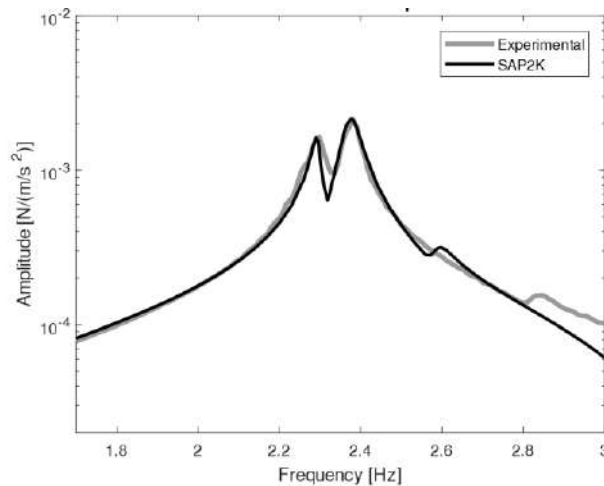


Figura 8. Comparación de la FRF obtenida por simulación con la experimental

#### 4. DEPENDENCIAS CON LA OCUPACIÓN

Tras los resultados obtenidos es interesante hacer unos números sencillos que permitan valorar la posible dependencia de los parámetros modales de la pasarela con la ocupación peatonal de la misma. Considerando una masa estándar de 80 kg por peatón, la presencia distribuida de 44 peatones pasivos (uno por cada metro lineal) supondría una disminución del 3.8% en la frecuencia del modo 2F. Con una ocupación mayor de 140 peatones distribuidos por toda la pasarela la frecuencia se vería reducida un 10% aproximadamente.

Respecto al amortiguamiento, es conocido que la presencia de los peatones lo aumentan significativamente. Concretamente en el caso bajo estudio, la presencia de 4 peatones pasivos (en los puntos 2, 4, 7 y 9) lo duplicarían y 16 lo quintuplicarían [19].

Sin embargo, un solo peatón pasivo situado en el punto más desfavorable ( $L/4$ ) provocaría una disminución de la frecuencia inferior al 0.2% y, siendo un peatón activo móvil, su influencia en el amortiguamiento sería complicada de valorar, pero en ningún caso lo aumentaría significativamente. Esto permite asegurar que en el caso de carga considerado (un solo peatón activo) no son relevantes las posibles modificaciones de la frecuencia y del amortiguamiento. Por lo tanto, para el propósito de este trabajo se considerará que el modelo calibrado obtenido en el apartado anterior no se ve modificado.

## 5. SIMULACIÓN DEL TRÁNSITO PEATONAL

Numerosas normativas y guías de diseño [6][8][9][11] sugieren las fuerzas que deben ser introducidas en el modelo computacional para estimar las respuestas ante distintos tipos de tránsitos peatonales. En el Eurocódigo 1, Parte 2, *Live loads on bridges* [6], se definen tres modelos de carga, DLM1 para tránsitos aislados como el que es objeto de este trabajo, DLM2 para grupos de peatones y DLM3 para flujos peatonales. DLM1, aplicado a la dirección vertical, consiste en introducir una **fuerza estacionaria** de amplitud 280 N (el 40 % del peso de un peatón tipo de 700N) con una frecuencia coincidente con la de la pasarela en el punto más desfavorable. En el caso que nos ocupa, para un peatón de 90 kg, introducimos la fuerza  $360 \cdot \sin(2\pi f_{2F}t)$  (siendo  $f_{2F}$  la frecuencia del modo de flexión 2F bajo estudio) aplicada en el punto intermedio entre las posiciones 2 y 7 **durante 23 s (primer modelo de carga)**. El resultado se muestra en la Fig. 9, junto con la respuesta experimental ya presentada en la Fig. 3.

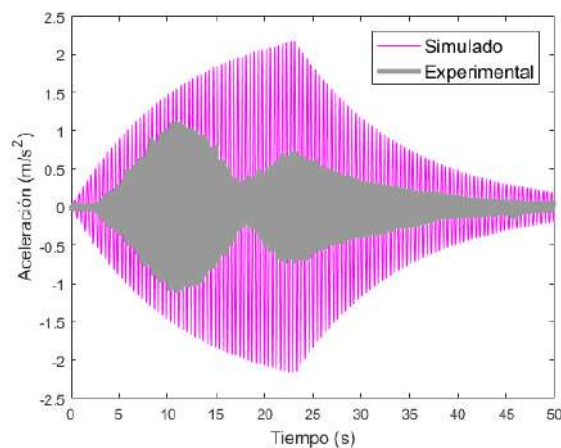


Figura 9. Comparación de la respuesta experimental con la simulada: primer modelo de carga

Este modelo de carga, que podría ser razonable para el típico primer modo de flexión de la pasarela, se muestra poco adecuado para el modo 2F antisimétrico bajo estudio. De la comparación con el tránsito real se aprecia que la respuesta difiere tanto en los valores máximos (que se van a más del doble), como en la forma de la respuesta.

Parece lógico modular la fuerza aplicada por la forma modal del modo cuyos efectos resonantes se tratan de analizar. Esta alternativa (**segundo modelo de carga**), propuesta en [4][15], consiste en aplicar la misma fuerza que en la simulación anterior (**estacionaria**) pero ponderada a lo largo del tiempo que tarda el peatón en cruzar según la siguiente fórmula:  $360 \cdot \sin(2\pi f_{2F}t) \cdot \sin(2\pi t/23)$ . La Fig. 10 muestra cómo este modelo se asemeja más a la respuesta experimental, si bien se siguen evidenciando ciertas diferencias, sobre todo en la zona central entre los instantes 15 y 20.

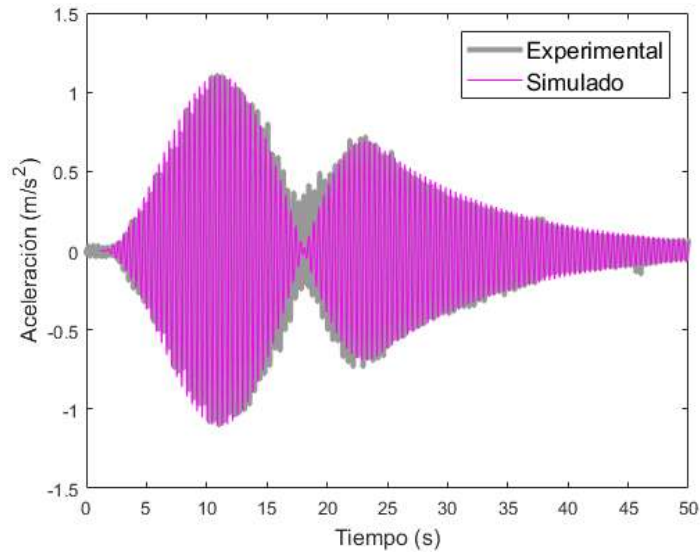


Figura 10. Comparación de la respuesta experimental con la simulada: segundo modelo de carga

Recurriendo a la capacidad de aplicar fuerzas móviles que empiezan a tener determinados entornos de simulación por elementos finitos, como es el caso de SAP2000 [16], se muestra en la Fig. 11 cómo la respuesta simulada prácticamente coincide con la experimental. En este caso la **fuerza sin modular de  $360 \cdot \sin(2\pi f_{2F}t)$**  se ha considerado **que se desplaza a la largo de la línea central de la pasarela (tercer modelo de carga)**, recorriéndola a **velocidad constante en los 23 s que dura el tránsito**.

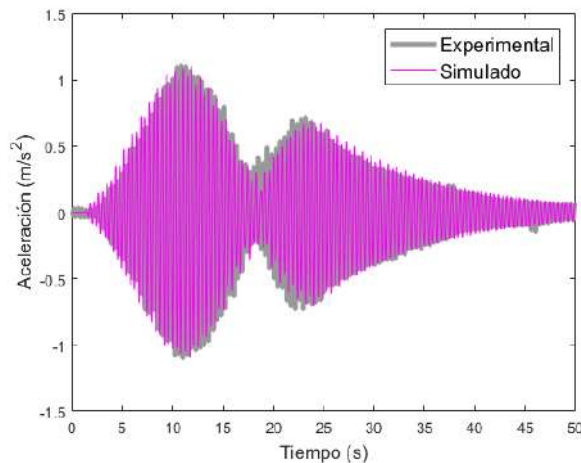
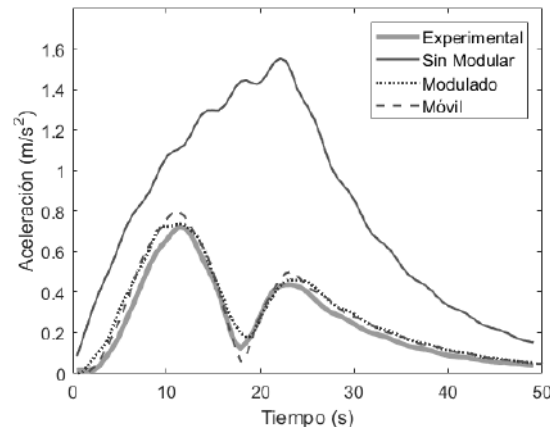


Figura 11. Comparación de la respuesta experimental con la simulada: tercer modelo de carga

En la Fig. 12 se puede ver que, para el segundo y tercer modelos de carga las curvas *RMS trend* se ajustan bastante bien a la experimental. Es conocido que el valor máximo de esta curva, denominado MTVV [5], es un indicador de la respuesta dinámica útil para evaluar el ELSV. En el caso bajo estudio se tiene que el MTVV del tránsito real es  $0.72 \text{ m/s}^2$  siendo el del simulado bajo la carga móvil (segundo modelo) de  $0.8 \text{ m/s}^2$  y bajo la carga estacionaria modulada (tercer modelo) de  $0.75 \text{ m/s}^2$ .





**Figura 12. RMS trend de los tres casos de carga analizados y del tránsito real**

## 6. CONCLUSIONES

El trabajo muestra, para una estructura concreta, cómo es posible obtener estimaciones realistas de la respuesta ante un tránsito peatonal. Para ello es necesario disponer del correspondiente modelo de elementos finitos calibrado y de aplicar la acción peatonal de la forma más realista posible. Concretamente se ha comprobado que no es necesario complicarse con modelos de carga móvil, obteniéndose resultados similares (incluso mejores en términos de MTVV) con modelos de carga estacionaria pero modulados por la correspondiente forma modal.

Se ha mostrado cómo incluso con experiencia en el modelado mediante elementos finitos es improbable que haya una correspondencia modal con los resultados experimentales. Se podría haber mostrado igualmente cómo la respuesta dinámica variaría en gran medida con pequeñas variaciones del amortiguamiento considerado. Si en vez de tomar 0.60% se hubiera tomado un valor superior o inferior en un 8% (0.65% o 0.55%) la respuesta hubiese cambiado significativamente, llevando a variaciones del MTVV de más del 25%, evidenciando la sensibilidad de este parámetro. El valor del amortiguamiento estructural, desconocido a priori, condiciona grandemente la respuesta pésima que se pueda llegar a producir. En la etapa de diseño solo se podrán tener estimaciones basadas en valores estimados de amortiguamiento equivalente o en experiencias previas.

Respecto al modelo de la acción peatonal, se ha visto cómo las propuestas simplificadas de las normativas se pueden complementar recurriendo a las capacidades de los modernos entornos de ingeniería asistida por ordenador. Una vez el modelo computacional está calibrado, la aplicación de modelos de carga realistas conduce a resultados muy similares a los experimentales.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación parcial del Ministerio de Economía y Competitividad a través del proyecto BIA2014-59321 y del Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades a través del proyecto RTI2018-098425. Asimismo, se agradece al Ministerio de Educación, Cultura y Deporte por el contrato predoctoral FPU16/01339.

## REFERENCIAS

- [1] C. Butz, Codes of practices for lively footbridges: state-of-the-art and required measures, Third Int. Conf. Footbridges. (2008).
- [2] Instrucción de acero estructural (EAE-11), Ministerio de Fomento. Gobierno de España, 2011.
- [3] Instrucción de hormigón estructural (EHE-08), Ministerio de Fomento. Gobierno de España, 2008.
- [4] ISO 10137:2007(E). Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations., International Standard Organization (ISO), 2007.
- [5] ISO 2631-1:1997. Mechanical vibration and shock. Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Part 1: General requirements., International Standard Organization (ISO), 1997.
- [6] UNE-EN 1991-2:2004. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes., AENOR, 2004.
- [7] UNE-EN 1995-2:2010. Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 2: Puentes., AENOR, 2010.
- [8] Bulletin 32: Guidelines for the design of footbridges, Fédération Internationale du Béton (FIB), 2005.
- [9] Design of footbridges. Guideline, Human Induced Vibrations on Steel Structures (HIVOSS), 2008.
- [10] Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras (RPM-95), Ministerio de Fomento. Gobierno de España, 2003.
- [11] Footbridges. Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading. Technical guide, Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), 2006.
- [12] B.R. Ellis, T. Ji, Human-structure interaction in vertical vibrations, Proc. Inst. Civ. Eng. - Struct. Build. 122 (1997) 1–9. doi:10.1680/istbu.1997.29162.
- [13] A. Cappellini, S. Manzoni, M. Vanali, Experimental and Numerical Studies of the People Effects on a Structure Modal Parameters, in: Proc. Soc. Exp. Mech. Ser., Jacksonville, USA, 2012: pp. 17–25. doi:10.1007/978-1-4614-2413-0\_3.
- [14] S. Zivanovic, I.M. Diaz, A. Pavic, Influence of walking and standing crowds on structural dynamic properties, in: Proceeding Conf. Expo. Struct. Dyn. (IMAC XXVII), Society for Experimental Mechanics, Orlando, Florida USA, 2009.
- [15] O. Zienkiewicz, R. Taylor, El método de los elementos finitos. Vol. 2: Mecánica de sólidos, CIMNE (Universitat Politècnica de Catalunya), Barcelona, Spain, 2004.
- [16] CSI, SAP2000, (2018).
- [17] H. Bachmann, W. Ammann, Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines, Structural, Zurich, Switzerland, 1987.
- [18] M.V. Jiri Maca, Interaction of Human Gait and Footbridges, in: Proc. 8th Int. Conf. Struct. Dyn. (EURODYN 2011), Leuven, Belgium, 2011.
- [19] J. de Sebastian, I.M. Diaz, C.M. Casado, A. V. Poncela, A. Lorenzana, Evaluation of acceleration estimates due to pedestrian loading on an in-service footbridge, Inf. La Construcción. 65 (2013) 335–348.
- [20] S. Živanović, A. Pavić, E.T. Ingólfsson, Modeling Spatially Unrestricted Pedestrian Traffic on Footbridges, J. Struct. Eng. 136 (2010) 1296–1308. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000226.