

Document downloaded from:

<http://hdl.handle.net/10251/190452>

This paper must be cited as:

Hadizadeh-Bazaz, M.; Navarro, I.; Yepes, V. (2022). Performance comparison of structural damage detection methods based on Frequency Response Function and Power Spectral Density. *DYNA Ingeniería e Industria* (Online). 97(5):493-500. <https://doi.org/10.6036/10504>



The final publication is available at

<https://doi.org/10.6036/10504>

Copyright Publicaciones DYNA

Additional Information

# COMPARACIÓN DEL RENDIMIENTO DE LOS MÉTODOS DE DETECCIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES BASADOS EN LA FUNCIÓN DE RESPUESTA EN FRECUENCIA Y LA DENSIDAD ESPECTRAL DE POTENCIA

Mehrdad Hadizadeh-Bazaz,<sup>1</sup> Ignacio J. Navarro,<sup>1</sup> y Víctor Yepes<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH), *Universitat Politècnica de València*, 46022 Valencia, España.

La correspondencia debe dirigirse a Víctor Yepes; vyepesp@cst.upv.es

## Resumen

Los recientes sucesos catastróficos han despertado un gran interés en la comunidad científica en relación con la evaluación y predicción de la respuesta estructural a lo largo del ciclo de vida de las infraestructuras. Se están realizando esfuerzos para desarrollar sistemas adecuados de monitorización de las estructuras que ayuden a prevenir futuras pérdidas de vidas humanas y económicas. Aquí se presentan dos métodos no destructivos de detección de daños: el basado en la función de respuesta en frecuencia y el basado en la función de densidad espectral. El desempeño en la detección de daños de ambos métodos se compara a través de un caso de estudio concreto, en el que se analizan diferentes escenarios de daños en un puente en celosía 2D. La fiabilidad de cada método se estudia en términos de diferentes errores de predicción. Los resultados numéricos muestran que el método PSD para la detección de daños en una estructura de puente en celosía de acero proporciona resultados más precisos y robustos en comparación con el basado en el método FRF.

**Palabras clave** Monitorización estructural - Función de densidad espectral de potencia - Función de respuesta en frecuencia - Construcción - Estructuras - Detección de daños - No destructivo

## 1. Introducción

El deterioro de las infraestructuras existentes se ha convertido en una grave preocupación en los países desarrollados. En la actualidad, más del 30% de la actividad del sector de la construcción está relacionada con el mantenimiento y la renovación de estructuras dañadas [1], lo que revela que el mantenimiento y la mejora de las infraestructuras son una fuente importante de impactos a largo plazo [2]. En consecuencia, si bien existe un gran interés en el diseño óptimo de estructuras para reducir los costes de construcción [3-5], la mitigación del deterioro estructural se ha convertido en el centro de atención de muchos investigadores que pretenden proporcionar estrategias de mantenimiento óptimas para reducir los costes del ciclo de vida [6-8]. En este contexto, la información relativa a la detección y localización de daños ha sido crucial para aumentar la precisión de los métodos de predicción de daños asumidos en la optimización del mantenimiento.

Las tendencias actuales en la monitorización de las estructuras se basan en las variaciones de la respuesta dinámica asociadas a los sistemas estructurales cuando se deterioran. Las

propiedades dinámicas, como la masa, la rigidez y el amortiguamiento, pueden ayudar a identificar la ubicación y el alcance de los daños en las estructuras mediante procesos de detección no destructiva de daños para la actualización del modelo numérico en una estructura [9-11]. Recientemente, algunas investigaciones han utilizado o evaluado la fiabilidad y el rendimiento de las técnicas dinámicas, ya sean numéricas o experimentales, para la detección no destructiva de daños en estructuras de acero, hormigón o materiales compuestos. Algunos investigadores han evaluado métodos de detección de daños basados en la dinámica y las vibraciones, tales como: funciones de respuesta en frecuencia [12, 13], densidad espectral de potencia [10,14], frecuencias naturales [15, 16], flexibilidad modal medida [17, 18], energía de deformación modal [19, 20], formas modales [21]. Algunos investigadores han utilizado estos métodos individualmente o combinado dos o más [22-24]. Además, para comparar el desempeño de estos métodos de identificación de daños, se han comparado algunos de estos métodos [25-28]. Una de las formas más importantes de ayudar a los ingenieros y expertos a elegir y utilizar el mejor método para un tipo determinado de estructura es comparar los métodos de detección de fallos en diferentes tipos y formas de estructuras. Los métodos de función de respuesta de frecuencia (FRF) y de densidad espectral de potencia (PSD) son dos métodos comunes y populares basados en la señal en la detección de daños. La comparación del rendimiento y la capacidad de estos dos métodos en diferentes condiciones y formas estructurales puede ser una información útil para los investigadores e ingenieros a la hora de seleccionar y utilizar cada uno de estos métodos en sus estudios.

En este sentido, los investigadores del método basado en FRF han hecho avances significativos. Se investigó un método de actualización del modelo estructural basado en los datos de FRF y en las frecuencias naturales observadas de la estructura dañada según las ecuaciones de sensibilidad con el objeto de disminuir la no linealidad en la actualización del modelo. Estas ecuaciones de sensibilidad también se resolvieron mediante mínimos cuadrados, no lineales [29] y lineales [30]. La capacidad del enfoque FRF se evaluó en un modelo mediante la simulación de los errores de modelado de la masa, y la degradación de la rigidez de las partes estructurales se exploró al mismo tiempo en el otro caso. En la investigación se demostró que el método FRF para la actualización de los resultados era robusto frente a datos incompletos, al ruido y al error de modelización [31]. Asimismo, un estudio examinó las ventajas de sustituir los FRF no medidos por los EDTF en una ecuación de sensibilidad precisa. Se realizaron amplios experimentos numéricos que comparaban los resultados de esta técnica con la expansión dinámica de las formas modales observadas. Ambas técnicas tienen ventajas y desventajas a la hora de mitigar los efectos perjudiciales de las mediciones incompletas [32].

Por otra parte, en algunas publicaciones se investigó el enfoque del método PSD para la detección de daños. En un estudio, se utilizó el método de pseudoexcitación (PEM) para obtener la respuesta dinámica de las estructuras y la sensibilidad de la densidad espectral de potencia frente a los factores de daño. Este enfoque se utilizó para obtener los parámetros de daño por el método de actualización del modelo de elementos finitos en dos ejemplos numéricos, incluyendo un edificio de estructura plana y un edificio de 12 pisos sometido a esfuerzos cortantes [33]. Se desarrolló un algoritmo único y un índice de deterioro para pilares de hormigón de puentes y se utilizó la función de densidad espectral de potencia para procesar las respuestas estructurales. Se desarrolló un índice de daños basado en la distancia mínima cuadrática para diagnosticar los daños. El algoritmo y el índice de daños sugeridos pueden identificar y localizar de forma fiable el deterioro en las pilas de los puentes [34]. En el ámbito de la Ingeniería Industrial, se planteó la hipótesis de que la precisión del método depende en gran medida del grado de daño. Probaron la fiabilidad utilizando un conjunto masivo de datos con 3.500 incidentes en un modelo de muelle con cinco grados de integridad estructural.

Cuando la integridad estructural disminuía en un 5%, la fiabilidad caía en picado hasta el 95% [35].

Hasta la fecha, el desempeño de los métodos FRF y PSD se ha evaluado y comparado para una variedad de sistemas estructurales y sigue diferentes enfoques. Por ejemplo, algunos investigadores compararon la sensibilidad cuasi-lineal de FRF con la sensibilidad basada en la derivación de PSD para desarrollar un enfoque de detección de daños basado en la sensibilidad en un marco numérico y un modelo experimental de viga [36]. Además, en los modelos numéricos de estructuras de placas, la actualización de los modelos en el dominio de la frecuencia utilizando PSD para superar las deficiencias de la medición incompleta permitió la ecuación de sensibilidad de acuerdo con las frecuencias naturales medidas de unos pocos modos inferiores [37]. Debido a que el desempeño de los métodos basados en la frecuencia puede diferir según la tipología estructural y las condiciones de contorno, y además, los costes de construcción, mantenimiento y reparación son esenciales para estructuras como los puentes, en el presente estudio se compara la precisión que estos dos métodos ofrecen a la hora de detectar el alcance, la cantidad y la ubicación de los daños en un modelo numérico bidimensional de un puente en celosía de acero. Para ello, se comparan estos métodos mediante el análisis numérico de los diferentes elementos del sistema estructural utilizando ecuaciones de sensibilidad. Estas ecuaciones se resuelven mediante el algoritmo lineal de mínimos cuadrados, actualizando iterativamente las propiedades mecánicas de cada elemento, como la rigidez y la masa de los elementos estructurales, en función del daño de los mismos. El índice de proximidad (CI), el error de tamaño medio (MSE) y el error relativo (RE) se utilizan para evaluar la precisión en las predicciones. Las ecuaciones lineales resuelven una relación no lineal entre los parámetros estructurales y la respuesta observada.

## **2. Métodos de detección de daños**

Generalmente, los métodos basados en FRF extraen los datos de la estructura excitando los grados de libertad (DOF) y realizando mediciones en los DOFs deseados. La selección de estos puntos de medición tiene un impacto significativo en la obtención de resultados adecuados para detección de daños. El número de puntos de medición es limitado desde el punto de vista práctico y económico [38,39]. Por otro lado, el método basado en la PSD es una función de transferencia de segundo orden sensible y relacionada de manera totalmente no lineal con los parámetros estructurales [33]. En los párrafos siguientes se presentan los antecedentes matemáticos de cada técnica.

### **2.1. Función de respuesta en frecuencia (FRF)**

La FRF es una función de transferencia ( $H(\omega)$ ) en el dominio de la frecuencia que relaciona la respuesta de desplazamiento de un sistema estructural con sus fuerzas, como se muestra en la Fig. 1. Dicha función de transferencia es, por tanto, representativa del comportamiento estructural de la estructura analizada [13]. La función de transferencia ( $H(\omega)$ ) varía debido a los cambios en la masa, el amortiguamiento y la rigidez, por lo que la FRF es un método ideal para detectar daños. Algunas investigaciones han mencionado ecuaciones relacionadas con la FRF [22],[29-32], [37].

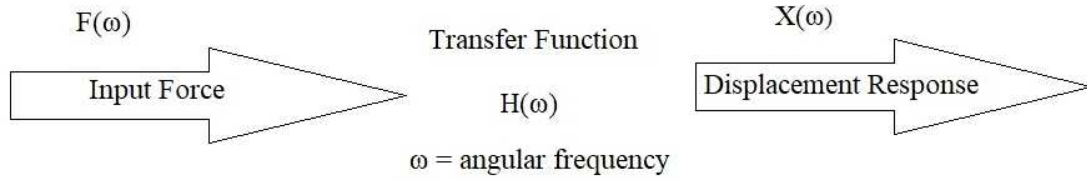


Fig. 1 Función de transferencia de la FRF con la fuerza de entrada a la respuesta de desplazamiento.

La ecuación analítica que define la FRF puede derivarse de la ecuación de movimiento de un sistema estructural con  $n$  grados de libertad:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = f(t) \quad (1)$$

Donde  $M$ ,  $C$  y  $K$  representan las matrices de masa, amortiguación y rigidez del sistema estructural, respectivamente,  $f(t)$  representa el vector de fuerza de entrada aplicado al sistema, y  $x(t)$  es el vector de desplazamiento nodal. Asumiendo que la fuerza de entrada es armónica, la fuerza excitante  $f(t)$  y el desplazamiento resultante  $x(t)$  pueden ser expresados como

$$f(t) = F(\omega)e^{i\omega t} \quad (2)$$

$$x(t) = X(\omega)e^{i\omega t} \quad (3)$$

Donde  $F(\omega)$  y  $X(\omega)$  son los desplazamientos y la fuerza aplicada expresados en el dominio de la frecuencia, respectivamente, y  $\omega$  es la frecuencia de excitación de la estructura. Sustituyendo las ecuaciones (2)-(3) en la ecuación (1) se tiene que

$$[-M\omega^2 - i\omega C + K]X(\omega) = F(\omega) \quad (4)$$

La ecuación puede reescribirse para obtener la expresión analítica de la matriz de transferencia de FRF  $H(\omega)$ :

$$H(\omega) = [-M\omega^2 + i\omega C + K]^{-1} \quad (5)$$

A continuación se ofrece una fórmula para modificar la matriz de transferencia cuando el sistema estructural sufre daños a partir de las ecuaciones anteriores. Para ello, por un lado, consideraremos que la respuesta estructural  $X_i(\omega)$  de un determinado grado de libertad  $i$  del sistema cuando se aplica una carga armónica unitaria  $F_l(\omega)$  puede expresarse como:

$$X_i(\omega) = H_{il}(\omega)F_l(\omega) = H_{il}(\omega) \quad (6)$$

Donde  $F_l(\omega)$  es un vector con cada componente igual a cero excepto la componente  $l$ , que es igual a uno. Por otra parte, la respuesta estructural de un sistema también puede obtenerse como una superposición lineal de modos:

$$X = \sum_{r=1}^n \varphi_r q_r \quad (7)$$

Donde  $\varphi$  es la matriz de formas modales y  $q$  representa la matriz de coordenadas modales. Así, la Ec. (1) puede reescribirse como

$$M\varphi_r \ddot{q}_r + C\varphi_r \dot{q}_r + K\varphi_r q_r = f(\omega) \quad (8)$$

Multiplicando ambos lados de la Ec. (1) por la matriz de forma de modo transpuesta, obtenemos:

$$(-\omega^2 \varphi_r^T M \Phi_r + i\omega \varphi_r^T C \Phi_r + \varphi_r^T K \Phi_r) \bar{q}_r = \varphi_r^T F(\omega) e^{i\omega t} \quad (9)$$

Esta ecuación puede simplificarse como

$$(-\omega^2 M_r + i\omega C_r + K_r)\bar{q}_r = \varphi_r^T F(\omega) \quad (10)$$

La relación entre las matrices de masa, amortiguación y rigidez también puede expresarse en términos modales como

$$C_r = 2\xi_r \omega_r M_r \quad (11)$$

$$K_r = M_r \omega_r^2 \quad (12)$$

En consecuencia, podemos reescribir la Ec. (9) de la siguiente forma:

$$(-\omega^2 + i\omega(2\xi_r \omega_r) + \omega_r^2)\bar{q}_r = \varphi_r^T F(\omega) = \varphi_{lr} \quad (13)$$

Colocando la Ec. (12) en la Ec. (6), obtenemos:

$$H_{il} = \sum_{r=1}^n \frac{\varphi_{ir}\varphi_{lr}}{\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\omega\xi_r\omega_r} \quad (14)$$

Donde  $\varphi_r$  representa el modo estructural,  $\omega_r$  es la frecuencia natural, y  $\xi_r$  es el amortiguamiento modal. De hecho, en la ecuación anterior,  $H_{il}$  es el desplazamiento del grado de libertad  $i$  cuando la carga unitaria excita el grado de libertad  $l$ . Cuando la estructura se ha deteriorado, la respuesta modal del sistema cambia como sigue:

$$\varphi_{r di} = \varphi_{ri} + \delta\varphi_{ri} \quad (15)$$

Donde  $\varphi_{r di}$  representa la forma modal de la estructura dañada para el grado de libertad  $i$ , y  $\delta\varphi_{ri}$  representa su tasa de deformación. Por lo tanto, la Ec. (14) puede reescribirse para una estructura dañada como

$$H_{ild} \cong \sum_{r=1}^{nm} \frac{\varphi_{ird}\varphi_{lrd}}{\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega\xi_{rd}\omega_{rd}} + \sum_{r=nm+1}^n \frac{\varphi_{ir}\varphi_{lr}}{\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\omega\xi_r\omega_r} \quad (16)$$

La aproximación de la Ec. (16) resulta bastante acertada, dado que las frecuencias naturales pueden obtenerse con gran precisión. La segunda parte de la Ec. (16) se ocupa de la parte no medida de las frecuencias naturales y los coeficientes de amortiguación y reduce el efecto de las mediciones incompletas. Insertando la Ec. (15) en la primera parte de la Ec. (16), se deriva que:

$$H_{ild} \cong \tilde{H}_{il} + \Delta H_{il} = \sum_{r=1}^{nm} \frac{\varphi_{ir}\varphi_{lr}}{\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega\xi_{rd}\omega_{rd}} + \sum_{r=nm+1}^n \frac{\varphi_{ir}\varphi_{lr}}{\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\omega\xi_r\omega_r} + \sum_{r=1}^{nm} \frac{\varphi_{ir}\delta\varphi_{lr}}{\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega\xi_{rd}\omega_{rd}} + \sum_{r=1}^{nm} \frac{\delta\varphi_{ir}\varphi_{lr}}{\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega\xi_{rd}\omega_{rd}} \quad (17)$$

La tasa de deformación modal  $\delta\varphi_{lr}$  puede obtenerse mediante:

$$\delta\varphi_{lr} \cong \sum_{q=1}^n \alpha_{rq}\varphi_{lq} \quad (18)$$

Donde  $\alpha$  se puede calcular de la siguiente manera, multiplicando ambos lados de la Ec. (12) por la matriz de modo  $\varphi_q$  y derivándola, obtenemos:

$$\delta K\varphi_q + K\delta\varphi_q = \delta M\varphi_q\omega_q^2 + M\delta\varphi_q\omega_q^2 + 2M\varphi_q\omega_q\delta\omega \quad (19)$$

Ordenando adecuadamente la Ec. (19), el valor de  $\alpha$  se puede obtener como

$$\begin{cases} \alpha_{rq} = \frac{\varphi_q^T(\delta K - \omega^2 \delta M)\varphi_r}{(\omega_r^2 - \omega_q^2)} & \text{for } q \neq r \\ \alpha_{rq} = -\frac{\varphi_q^T(\delta M)\varphi_r}{2} & \text{for } q = r \end{cases} \quad (20)$$

Como los cambios de masa debidos al deterioro suelen ser menores en comparación con los cambios de rigidez, los cambios de masa se desprecian al derivar las ecuaciones anteriores.

Teniendo en cuenta esta suposición ( $\delta M = 0$ ), podemos reescribir el segundo término de la ecuación (17), es decir,  $\Delta H_{il}$ , como:

$$\Delta H_{il} = \sum_{r=1}^{nm} \frac{\varphi_{ir} \delta \varphi_{lr}}{\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd}} + \sum_{r=1}^{nm} \frac{\delta \varphi_{ir} \varphi_{lr}}{\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd}} = \sum_{r=1}^{nm} \sum_{q=1}^n \frac{\varphi_{ir} (\varphi_q^T \delta K \varphi_i) \varphi_{lq}}{(\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd})(\omega_i^2 - \omega_q^2)} + \sum_{r=1}^{nm} \sum_{q=1}^n \frac{(\varphi_q^T \delta K \varphi_i) \varphi_{iq} \varphi_{lr}}{(\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd})(\omega_i^2 - \omega_q^2)} \quad (21)$$

Se ha definido la matriz de rigidez de la estructura sana ( $K_h$ ) y de la dañada ( $K_d$ ) como sigue:

$$K_h = A P A^T \quad (22)$$

$$K_d = K_h + \delta K = A(P + \delta P)A^T \quad (23)$$

La matriz  $A$  es una función de las propiedades geométricas de los elementos, y la matriz diagonal  $P$  contiene las propiedades mecánicas (como la rigidez a la flexión y axial). Si consideramos que los cambios de rigidez se reflejan en cambios en la matriz  $P$ , tendremos:

$$\delta K = A \delta P A^T \quad (24)$$

Finalmente, si colocamos la Ec. (24) en la Ec. (21), obtenemos una expresión analítica para las variaciones de la matriz de transferencia debidas al deterioro del sistema estructural:

$$\Delta H_{il} = \left[ \sum_{r=1}^{nm} \sum_{q=1}^n \frac{\varphi_{ir} (\varphi_q^T A \text{diag}(A^T \varphi_r)) \varphi_{lq}}{(\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd})(\omega_i^2 - \omega_q^2)} + \sum_{r=1}^{nm} \sum_{q=1}^n \frac{\varphi_{iq} (\varphi_q^T A \text{diag}(A^T \varphi_r)) \varphi_{lr}}{(\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd})(\omega_i^2 - \omega_q^2)} \right] \delta P = S_H \delta P \quad (25)$$

## 2.2. Función de densidad espectral de potencia (PSD)

Los métodos de FRF dependen de una adecuada monitorización de la estructura a analizar. Dado que no es práctico ni económico excitar y monitorizar cada grado de libertad de una estructura, los métodos basados en la PSD surgen como una alternativa para superar dichas limitaciones de los métodos de detección de daños FRF. Basado en las ecuaciones en vibraciones aleatorias, la función de densidad espectral de una respuesta estructural puede ser expresada como las siguientes ecuaciones según algunas investigaciones previas sobre el método PSD [33], [36, 37].

$$S_{XX} = H S_{ff} H^T \quad (26)$$

$S_{XX}$  es la función PSD de la respuesta de salida,  $S_{ff}$  es la función PSD de la respuesta de entrada y  $H$  es la función de transferencia presentada en la sección anterior. Teniendo en cuenta la ecuación (17),  $S_{XX}$  puede obtenerse para un sistema estructural dañado como

$$S_{xxd} \cong \tilde{H} S_{ff} \tilde{H}^T + \Delta H S_{ff} \tilde{H}^T + \tilde{H} S_{ff} \Delta H^T + \Delta H^T S_{ff} \Delta H^T \quad (27)$$

De lo anterior se deduce que la variación de la función PSD de la respuesta de salida cuando el sistema estructural analizado está dañado puede expresarse como sigue:

$$\Delta S_{xx} = S_{xxd} - \tilde{H} S_{ff} \tilde{H}^T = \Delta H S_{ff} \tilde{H}^T + \tilde{H} S_{ff} \Delta H^T \quad (28)$$

Asumiendo el valor de  $\Delta H$  deducido en la Ec. (25), podemos reescribir la Ec. (28) como:

$$\Delta S_{xx} \cong [S_H S_{ff} \tilde{H}^T + \tilde{H} S_{ff} S_H^T] \delta P \quad (29)$$

Teniendo en cuenta la expresión analítica de  $S_H$  presentada en la Ecuación (25), podemos formular la ecuación de sensibilidad final como

$$S_s = S_H S_{ff} \tilde{H}^T + \tilde{H} S_{ff} S_H^T \quad (30)$$

$$= [\sum_{r=1}^{nm} \sum_{q=1}^n \frac{\varphi_{ir}(\varphi_q^T \text{Adiag}(A^T \varphi_r)) \varphi_{lq}}{(\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd})(\omega_i^2 - \omega_q^2)} + \sum_{r=1}^{nm} \sum_{q=1}^n \frac{\varphi_{iq}(\varphi_q^T \text{Adiag}(A^T \varphi_r)) \varphi_{lr}}{(\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd})(\omega_i^2 - \omega_q^2)}] S_{ff} [\sum_{r=1}^{nm} \frac{\varphi_{ir} \varphi_{lr}}{\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd}} + \sum_{r=nm+1}^n \frac{\varphi_{ir} \varphi_{lr}}{\omega_d^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_d \omega_d}]^T + [\sum_{r=1}^{nm} \frac{\varphi_{ir} \varphi_{lr}}{\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd}} + \sum_{r=nm+1}^n \frac{\varphi_{ir} \varphi_{lr}}{\omega_d^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_d \omega_d}] S_{ff} [\sum_{r=1}^{nm} \sum_{q=1}^n \frac{\varphi_{ir}(\varphi_q^T \text{Adiag}(A^T \varphi_r)) \varphi_{lq}}{(\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd})(\omega_i^2 - \omega_q^2)} + \sum_{r=1}^{nm} \sum_{q=1}^n \frac{\varphi_{iq}(\varphi_q^T \text{Adiag}(A^T \varphi_r)) \varphi_{lr}}{(\omega_{rd}^2 - \omega^2 + 2i\omega \xi_{rd} \omega_{rd})(\omega_i^2 - \omega_q^2)}]^T$$

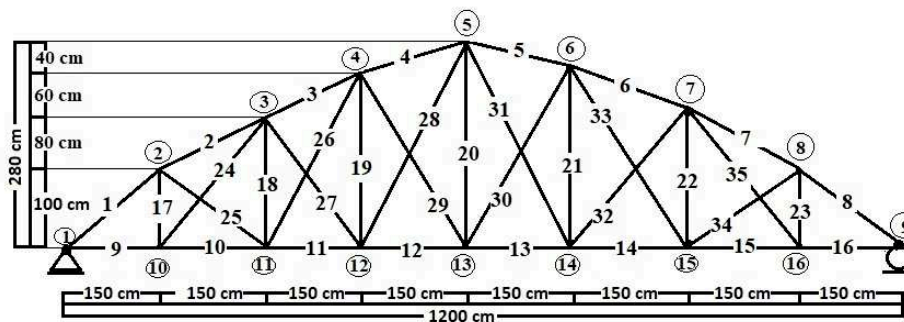
Por último, la función PSD puede formularse como

$$\Delta S_{xx} \cong S_s \delta P \quad (31)$$

Donde  $\delta P$  representa los cambios estructurales en la rigidez del sistema resultantes del deterioro, resolviendo la Ecuación (31), los cambios en la rigidez para las estructuras dañadas pueden ser calculados por comparación con la respuesta de la estructura no dañada utilizando el método de mínimos cuadrados. Esta ecuación se resuelve mediante iteración. La matriz de rigidez de la estructura no dañada se actualiza de acuerdo con el cambio de rigidez calculado, modificando así la PSD en cada iteración y actualización del modelo y haciendo que la predicción de daños sea más precisa. La diferencia obtenida entre la estructura dañada y la no dañada es proporcional al daño que se pretende evaluar.

### 3. Ejemplo numérico

En el presente apartado, el algoritmo de detección de daños presentado se aplica a una estructura de celosía de ocho tramos con la geometría, la conectividad y los DOF activos que se muestran en la Fig. 2. Cada tramo es de 1,5 m, siendo la longitud total del vano de 12 m. La estructura se modela numéricamente utilizando el método de los elementos finitos con elementos estructurales con rigidez a cargas axiales. Los elementos de la celosía son de acero, con un módulo de Young de 200GPa, y una densidad de 7300 kg/m<sup>3</sup>. La estructura consta de 35 elementos de acero conectados por 16 nodos. Las áreas de la sección transversal de los elementos 1-8 (cordón superior), 9-16 (cordón inferior), 17-23 (vertical) y 24-35 (arriostramiento diagonal) son respectivamente 1,8, 1,5, 1,0 y 1,2 cm<sup>2</sup>. Se consideran 29 DOF activos, con 2 grados de libertad por nodo (Fig. 2(b)). Los nodos sólo pueden moverse horizontal y verticalmente, excepto el nodo 1, donde no se permite ningún desplazamiento, y el nodo 9, donde sólo se permiten movimientos horizontales. Cada elemento del sistema tiene atributos de material de acero.



(a)



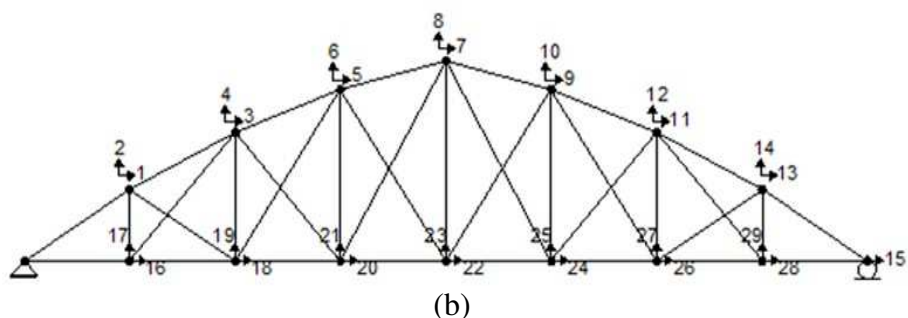


Fig. 2 La información del modelo de cálculo: (a) Geometría; (b) Dirección de los grados de libertad activos

En este modelo, las cargas se aplican en los nodos de la estructura, de modo que sólo las fuerzas axiales actúan sobre cada elemento. Por lo tanto, la rigidez de la estructura viene dada por la rigidez axial de los elementos de la celosía, definida en cada elemento por su sección transversal y el módulo de elasticidad del material asumido. Una disminución del módulo de elasticidad del acero muestra cómo se degradará el acero, ya que se supone que el resto de valores permanecen constantes.

Los escenarios de daño considerados para determinar las diferencias en la precisión de los métodos de detección de daños FRF y PSD se presentan en el cuadro 1. Con el fin de identificar más grupos de posibles daños en la estructura, se supone que los daños pueden ser diferentes en cada escenario.

Tabla 1 Escenarios de daño considerados

Modo de daños	Número de elemento	Porcentaje de daños
1	5	30
	14	50
2	14	40
	16	50
	23	60
3	3	30
	11	30
	32	30
4	35	30
	7	30
	19	40
5	27	30
	2	30
	9	40
6	13	50
	29	40
	33	30
7	10	30
	17	30
	26	30
8	34	30
	6	40
9	20	70
	8	30

Los daños en las diferentes estructuras pueden aparecer de diferentes maneras, que en las estructuras de hormigón suelen ser en forma de fisuras en los elementos estructurales. En las estructuras de acero, aparecen como corrosión en ambientes costeros. Cabe señalar que no se consideran todos los tipos de daños que pueden aparecer en una estructura: para simplificar e interpretar los resultados, la investigación comparativa actual se centra únicamente en el deterioro causado por motivos naturales. La estructura de la cercha se modela numéricamente utilizando el método de los elementos finitos mediante el software

### 3.1. Calibración del modelo numérico

Los rangos de frecuencias de excitación, la selección, el número y la ubicación de las mediciones y los DOF de simulación son factores que influyen en el éxito de un esquema de actualización del modelo que utilice aproximaciones basadas en FRF y PSD. Para este propósito, cada escenario de daños en la Tabla 1 utilizó diferentes grupos de DOFs de la Tabla 2 como datos base para la evaluación seleccionada. En este estudio, para seleccionar el conjunto de DOFs adecuado como datos base de las ubicaciones de medición y los datos de las cargas de excitación para el análisis de los ocho escenarios analizados, se consideraron algunos conjuntos de grupos en la Tabla 2. Los DOFs de rotación no han sido sometidos a estimulación o medición. Cada conjunto ha sido analizado por el método FRF para predecir el porcentaje de daño en la estructura para el primer escenario de la Tabla 1.

Tabla 2 Conjunto de mediciones y DOFs de estimulación.

Conjun to	Medidas DOFs	Estímulos DOFs	Escenario 1		RMSE*
			Daños previstos (%)		
			Elemento 5	Elemento 14	
1	3-9-14-22-24	8-11-13-17-18-25	-5	25	30.4%
2	4-11-13-21-27	6-7-12-17-18-23	20	-5	39.5%
3	4-7-10-25-27	4-7-11-16-20-25	-8	-8	49.0%
4	9-13-15-17-19	7-9-11-14-17-18-27-28	40	48	7.2%

\*RME: El error cuadrático medio

La tabla 2 muestra que el RMSE para el escenario 1. Se observa que para el cuarto conjunto de las mediciones y estimulaciones DOFs son menores que para el resto de conjuntos. Por lo tanto, como datos de base para los análisis en el software de predicción de daños por los métodos FRF y PSD para los ocho escenarios de daños de la Tabla 1, se seleccionan los DOFs 9, 13, 15, 17 y 19 como puntos de medición, y se asumen los DOFs 7, 9, 11, 23, 25 y 29 como puntos de excitación.

Debido a imperfecciones como el ruido ambiental, los errores de modelado de EF o los errores de medición, es inevitable que se produzcan errores y variaciones en los resultados de la actualización del modelo de elementos finitos. Para probar la resistencia del método sugerido frente a los errores de medición, se considera un error aleatorio del 10% para cada método de FRF y PSD.

Para el escenario 1, la figura 3 ilustra la comparación de los FRF de los elementos dañados y no dañados determinados a partir de las pruebas de vibración.

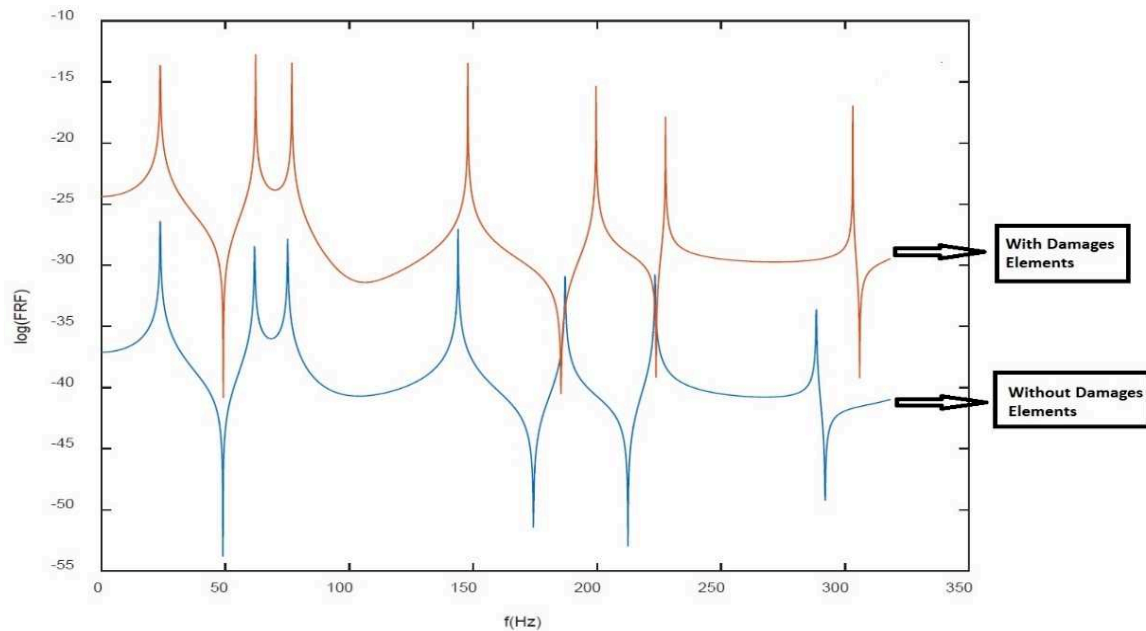
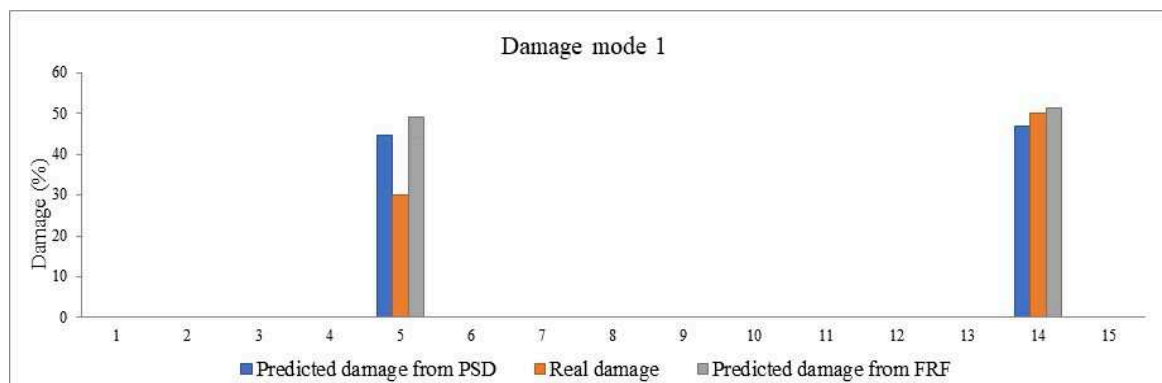


Fig. 3 Comparación de las FRFs según los elementos dañados y no dañados para el escenario1

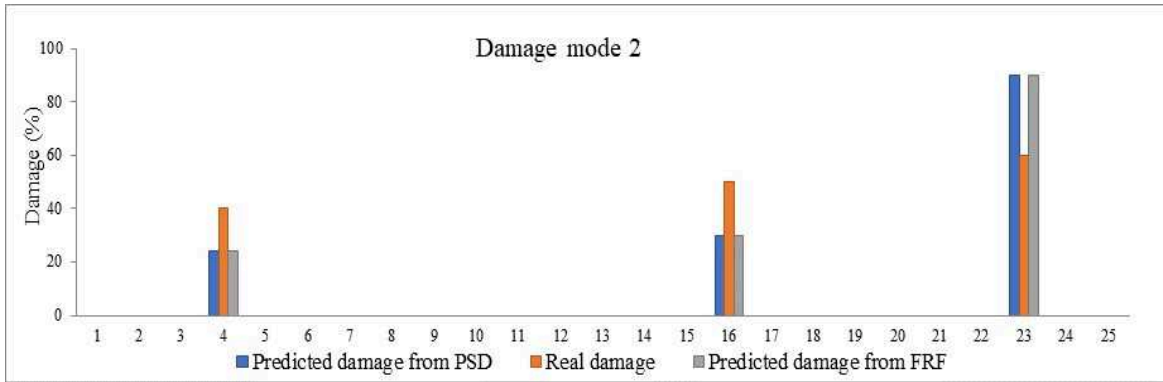
En la Fig. 3, se utilizó la frecuencia de respuesta mediante el FRF para las estructuras no dañadas y dañadas para determinar la situación de daño de la estructura. El diagrama también muestra que el primer escenario utilizando el método FRF a bajas frecuencias es casi ineficaz y aumenta gradualmente con el aumento de la frecuencia en la cuarta excitación seleccionada de la Tabla 2, lo que indica un aumento de los daños y una disminución de la rigidez de algunos elementos.

#### 4 . Resultados y discusión

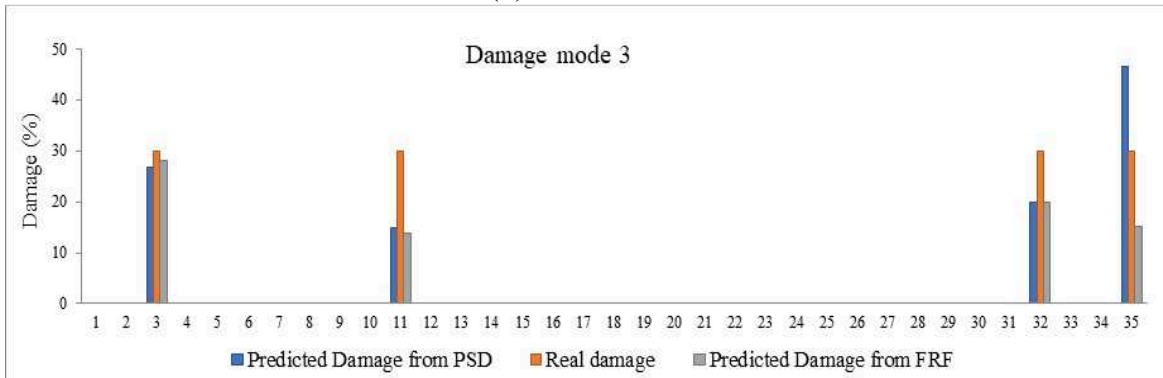
En el presente apartado, se comparan las predicciones obtenidas mediante los métodos de detección basados en FRF y PSD con los índices de daño reales mostrados en la Tabla 1. Como se muestra en la Figura 4, los resultados de la predicción de daños mediante ambas técnicas y para cada uno de los ocho escenarios de la Tabla 1.



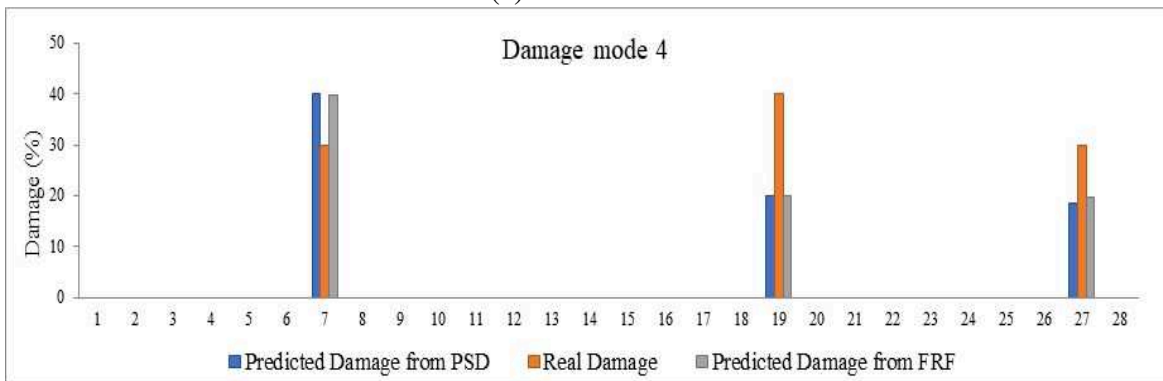
(a) Escenario 1



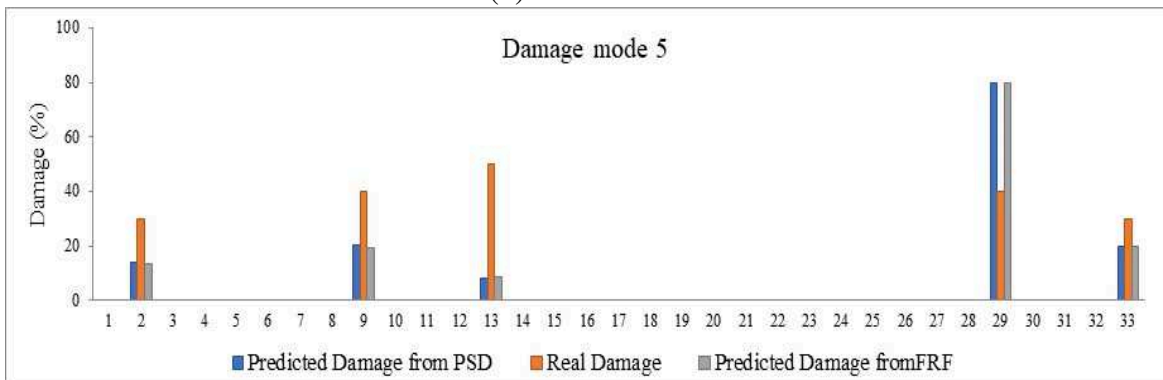
(b) Escenario 2



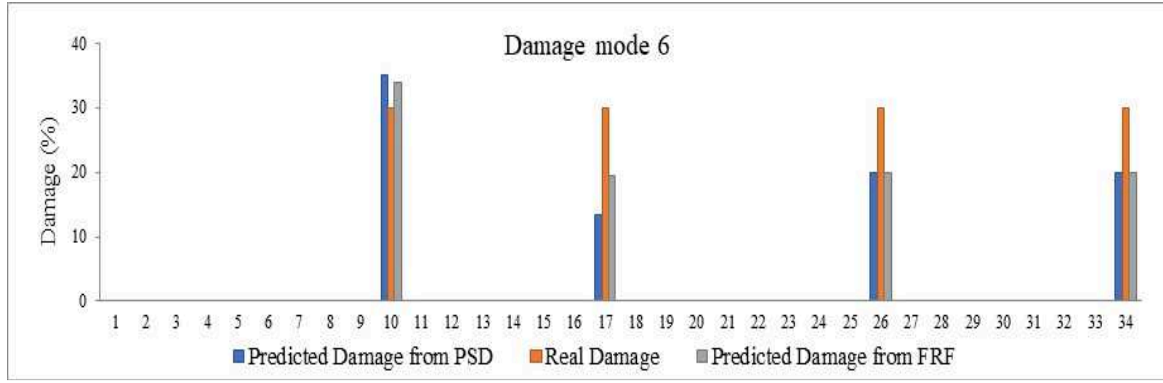
(c) Escenario 3



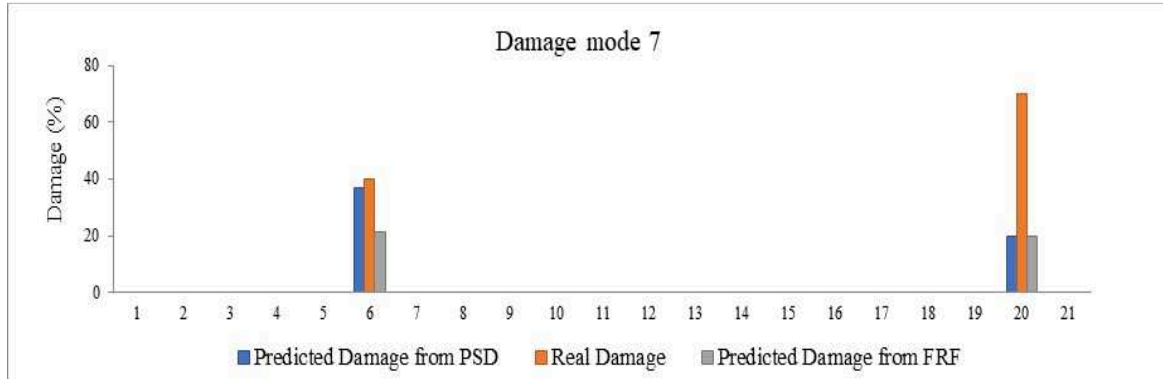
(d) Escenario 4



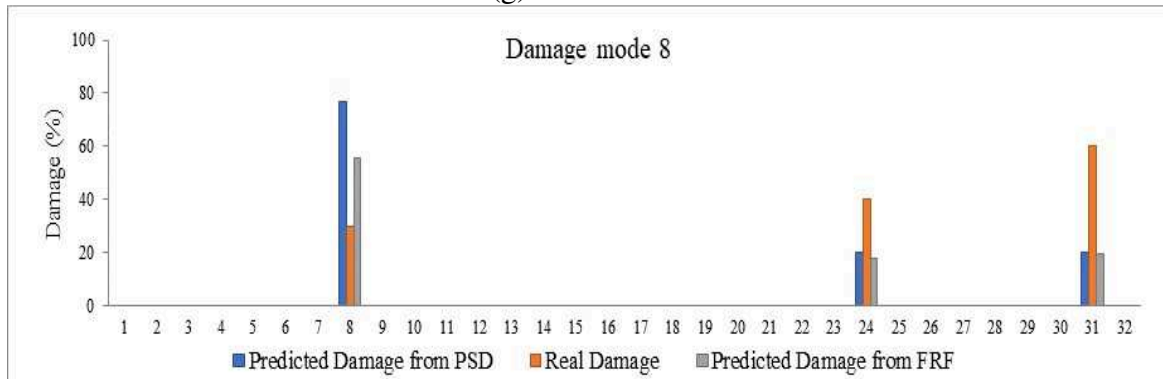
(e) Escenario 5



(f) Escenario 6



(g) Escenario 7



(h) Escenario 8

Fig. 4 Comparación de los daños predichos con los métodos FRF y PSD y para diferentes escenarios

Para cuantificar la calidad de las predicciones se examinan tres mediciones de error alternativas: el índice de proximidad (CI), el error cuadrático medio (MSE) y el error relativo (RE) [29].

El índice de proximidad indica la relación entre la cantidad de daños prevista y los daños reales de la estructura:

$$CI = 1 - \frac{|\delta p_p - \delta p_a|}{|\delta p_a|} \quad (32)$$

Donde  $\delta p_p$  es el daño predicho, y  $\delta p_a$  es el daño real en cada uno de los escenarios de daño considerados. Un valor del índice de proximidad igual a 1 significa un ajuste exacto de la predicción.

El *MSE* es la media de las diferencias absolutas entre los daños reales y los previstos:

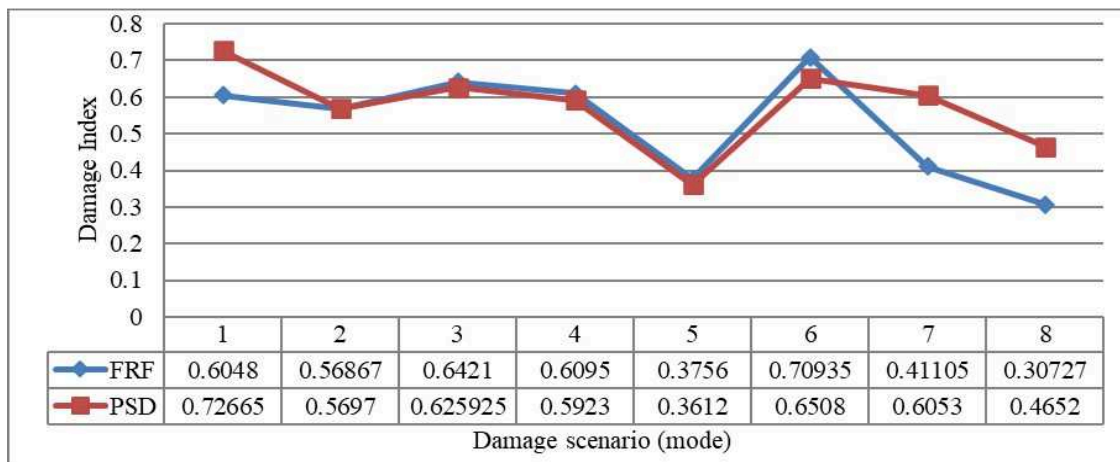
$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |\delta p_{ai} - \delta p_{pi}| \quad (33)$$

La  $n$  denota el número de elementos estructurales.

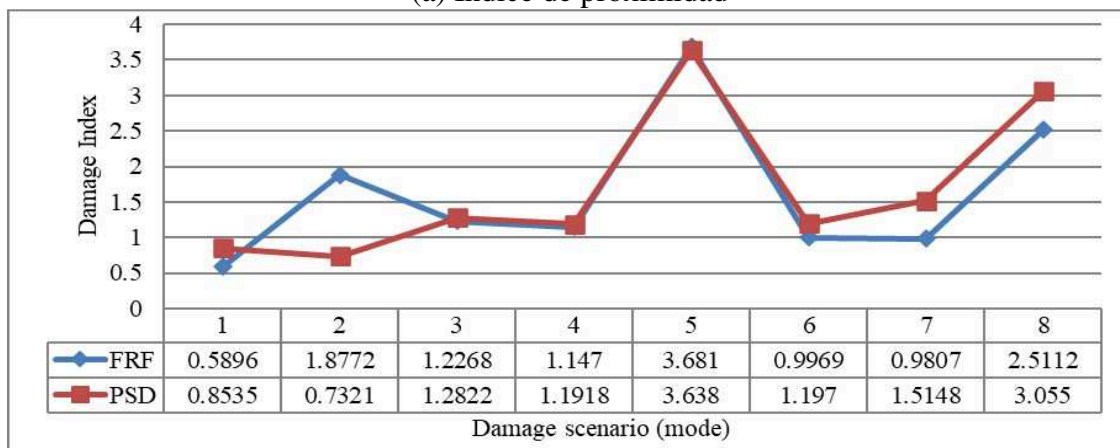
Por último, el índice de error relativo de una predicción se calculará como:

$$RE = \frac{\sum_{i=1}^n |\delta p_{ai}| - \sum_{i=1}^n |\delta p_{pi}|}{\sum_{i=1}^n |\delta p_{ai}|} \quad (34)$$

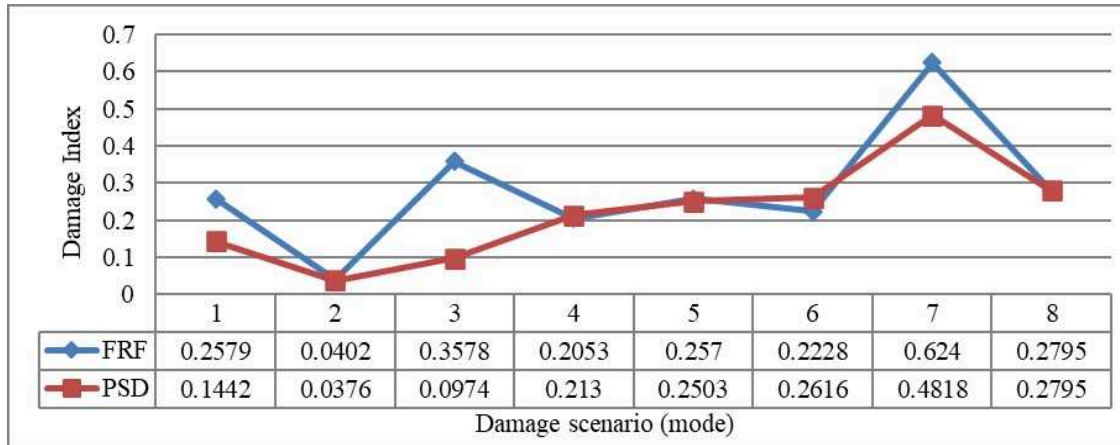
La Fig. 5 muestra los resultados de los índices de error de los dos métodos de predicción. Se puede observar que, en general, PSD muestra mejores resultados de  $IC$ , con errores de predicción que oscilan entre 0,36 y 0,73. En cuanto *al MSE*, para el escenario de daño 2, PSD presenta resultados ligeramente peores que FRF. Cabe destacar que el error relativo asociado a las predicciones del escenario de daño 5 es, al igual que en el caso de la evaluación de la  $IC$ , el mayor error para ambos métodos de detección. Este resultado puede atribuirse a los errores numéricos del modelo más que a la bondad de las predicciones. Por último, los resultados de  $RE$  no muestran sensibilidad al escenario de daños estudiado, presentando errores de predicción que no superan el 0,63 en el peor de los casos. Las predicciones basadas en el PSD dan lugar a valores de  $RE$  más bajos que los derivados del método FRF.



(a) Índice de proximidad



(b) Error de tamaño medio



(c) Error relativo

Fig. 5 Los resultados de los índices de error de los dos métodos de detección de daños para los ocho escenarios

La media alcanzada para la PSD y la FRF en las tres métricas de error estudiadas aquí se muestra en la Tabla 3. Además, para cada técnica de detección, se determinó el rango intercuartílico (IQR) para definir la dispersión estadística de los datos.

Cuadro 3 Resumen de los errores medios y del IQR

Método	CI		MSE		RE	
	Media	IQR	Media	IQR	Media	IQR
FRF	0.529	0.355	1.351	2.644	0.281	0.433
PSD	0.575	0.303	1.246	2.30	0.221	0.352

\*IQR: Las medidas del rango intercuartílico

En comparación con FRF, PSD obtiene mejores resultados medios para cada una de las tres medidas de error evaluadas, con un CI medio más cercano a uno y valores medios de MSE y RE más cercanos a cero. En cada una de las tres medidas de error, PSD presenta valores de IQR inferiores a los obtenidos con el enfoque FRF. Según los resultados obtenidos para el caso de estudio considerado, PSD supera a FRF y proporciona predicciones de daños más fiables.

En estudios numéricos anteriores, el desempeño de los métodos FRF y PSD se ha comparado mediante un modelo de una estructura de acero sencilla 2D y mediante un ensayo de vibración de vigas de hormigón en laboratorio [36]. El resultado de la comparación con el FRF realizado sólo en dos grupos de escenarios de daños basados en ecuaciones de sensibilidad mostró la mejor precisión del método PSD en la detección de la localización y alcance de los daños [36].

Sin embargo, los resultados del análisis de la investigación sobre el puente de celosía de acero casi confirmaron algunos de los otros resultados sobre un marco de acero de una viga y la viga de hormigón [36], y también estudios sobre un modelo de estructura tipo shell mediante el método FRF [37], muestran que el método PSD es más sensible que el método FRF en los cambios de parámetros estructurales, especialmente en el rango de frecuencia natural. Mientras que en otras formas de modelos estructurales, para el rango de frecuencias bajas y condiciones bajas o libres de ruido, el método FRF puede resultar más preciso que el PSD, este estudio sobre la forma de la celosía muestra que el método PSD también tiene un rendimiento casi más

preciso y fiable en los rangos de frecuencias bajas y media, de acuerdo con los resultados obtenidos. Se requieren estudios futuros para identificar qué método, PSD o FRF, tiene mayor precisión en la detección de daños para diferentes tipos de sistemas estructurales, materiales o variables estructurales.

## **5. Conclusiones**

Dado que la detección de daños en infraestructuras como los puentes es fundamental, la presente investigación examina el desempeño y la precisión de dos enfoques dinámicos y no destructivos basados en la FRF y la PSD para determinar el daño en los elementos estructurales de un puente de acero. Esta comparación se realiza asumiendo las mismas condiciones y modelos de excitación y medición para ambos métodos. Los daños cuantificados en esta celosía se obtienen analizando estos métodos según sus soluciones a las ecuaciones de sensibilidad mediante el algoritmo lineal de mínimos cuadrados y la actualización iterativa del modelo. Para analizar cada método, se controla la evolución de las propiedades mecánicas de cada elemento como la rigidez y la masa para distintos grados de daño. Esta cuestión se resuelve mediante la linealización de las ecuaciones, que es un problema inverso, ya que el vínculo entre los parámetros estructurales y la respuesta observada es intrínsecamente no lineal. Para comparar la precisión de ambos métodos, se calculan los resultados de diversos índices de error. En particular, los errores obtenidos con la predicción basada en PSD muestran errores medios de CI y MSE del orden de un 8,5% menores que los obtenidos con los resultados basados en FRF. Estos errores son un 27% menores a favor del método PSD al considerar RE. En cuanto a la dispersión estadística, la PSD da lugar a valores de IQR entre un 14% y un 23% inferiores a la dispersión observada al aplicar el método FRF.

En resumen, dado que la comparación de los métodos de detección y predicción de daños estructurales puede mostrar la superioridad o la falta de superioridad de cada método en función de las condiciones y la estructura, lo mejor es comparar su rendimiento. Para mejorar la comparabilidad de estos métodos, deben probarse en una diferentes estructuras, condiciones y materiales. Para el caso particular analizado aquí, la comparación de los resultados numéricos de los dos métodos refleja que el método PSD es más preciso que el FRF para predecir y diagnosticar los daños de los elementos estructurales en una estructura de celosía metálica.

## **Conflictos de intereses**

Los autores declaran que no existe ningún conflicto de intereses en relación con la publicación de este artículo.

## **Declaración de financiación**

Subvención PID2020-117056RB-I00 financiada por MCIN/AEI/ 10.13039/501100011033 y por "ERDF A way of making Europe".



## Referencias

- [1] Gil, E., Vercher, J., Mas, A. and Fenollosa, E. (2015), “Seguridad remanente a flexion en forjados con corrosion en las viguetas”, *Informes de la Construcción*, **67**(537). <http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.084>.
- [2] Sierra, L.A., Pellicer, E., Yepes, V. (2017). Method for estimating the social sustainability of infrastructure projects. *Environ. Impact. Assess. Rev.*, **65**, 41-53. <http://dx.doi.org/10.1016/j.eiar.2017.02.004>.
- [3] Payá-Zaforteza, I., Yepes, V., González-Vidosa, F., Hospitaler, A. (2010). On the Weibull cost estimation of building frames designed by simulated annealing. *Meccanica*, **45**(5), 693-704. <https://doi.org/10.1007/s11012-010-9285-0>.
- [4] García-Segura, T., Yepes, V., Frangopol, D.M. (2017). Multi-Objective Design of Post-Tensioned Concrete Road Bridges Using Artificial Neural Networks. *Struct. Multidiscip. O.*, **56**(1),139-150. <https://doi.org/10.1007/s00158-017-1653-0>.
- [5] Penadés-Plà, V., Martí, J.V., García-Segura, T., Yepes, V. (2017). Life-cycle assessment: A comparison between two optimal post-tensioned concrete box-girder road bridges. *Sustainability*, **9**(10), 1864. <https://doi.org/10.3390/su9101864>.
- [6] Navarro, I. J., Martí J. V. and Yepes, V. (2019), “Reliability-based maintenance optimization of corrosion preventive designs under a life cycle perspective”, *Environ. Impact. Assess. Rev.*, **74**, 23–34. <https://doi.org/10.1016/j.eiar.2018.10.001>.
- [7] Sajedi S. and Huang, Q. (2019), “Reliability-based life-cycle-cost comparison of different corrosion management strategies”, *Struct. Eng.*, **186**, 52–63. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.02.018>.
- [8] Navarro, I. J., Martí, J. V. and Yepes, V. (2018), “Life cycle cost assessment of preventive strategies applied to prestressed concrete bridges exposed to chlorides”, *Sustainability*, **10**(3), 845. <https://doi.org/10.3390/su10030845>.
- [9] Pedram, M., Esfandiari, A. and Khedmati, M. R. (2016), “Finite element model updating using strain-based power spectral density for damage detection”, *Struct. Control Health Monit.*, **23**, 1314–1333. <https://doi.org/10.1002/stc.1833>.
- [10] Li, J., Hao, H. Xia Y. and H-P. Zh. (2015), “Damage assessment of shear connectors with vibration measurements and power spectral density transmissibility”, *Struct. Eng. Mech.*, **54**(2), 257–289. <http://dx.doi.org/10.12989/sem.2015.54.2.257>.
- [11] Pehlivan, H. (2018), “Frequency analysis of GPS data for structural health monitoring observations”, *Struct. Eng. Mech.*, **66**, 185–193. <https://doi.org/10.12989/sem.2018.66.2.185>.
- [12] García-Palencia, A., Santini-Bell, E., Gul, M. and Catbas, N. (2015), “A FRF-based algorithm for damage detection using experimentally collected data”, *Struct. Monit. Maint.*, **2**(4), 399–418. <http://dx.doi.org/10.12989/smm.2015.2.4.399>.
- [13] Sulaiman, M. S. A., Yunus, M. A., Bahari A. R. and Abdul Rani, M. N. (2017), “Identification of damage detection based on frequency response function (FRF) data,” *The 2nd International Matec web of Conference on Automotive Innovation and Green Vehicle*, **90**, 01025. <https://doi.org/10.1051/matecconf/20179001025>.

- [14] Esfandiari, A., Chaei, M. G. and Rofooei, F. R. (2018), “A structural model updating method using incomplete power spectral density function and modal data”, *Struct. Eng. Mech.*, **68**(1), 39-51. <https://doi.org/10.12989/sem.2018.68.1.039>.
- [15] Sha, G., Radzieński, M., Cao, M., & Ostachowicz, W. (2019). A novel method for single and multiple damage detection in beams using relative natural frequency changes. *Mechanical Systems and Signal Processing*, *132*, 335-352.
- [16] He, K., & Zhu, W. D. (2011). Structural damage detection using changes in natural frequencies: theory and applications. In *Journal of Physics: Conference Series* (Vol. 305, No. 1, p. 012054). IOP Publishing.
- [17] Wickramasinghe, W. R., Thambiratnam, D. P., & Chan, T. H. (2020). Damage detection in a suspension bridge using modal flexibility method. *Engineering failure analysis*, *107*, 104194.
- [18] Liu, K., Yan, R. J., & Soares, C. G. (2018). Damage identification in offshore jacket structures based on modal flexibility. *Ocean Engineering*, *170*, 171-185.
- [19] Yang, D., Kang, C., Hu, Z., Ye, B., & Xiang, P. (2019). On the study of element modal strain energy sensitivity for damage detection of functionally graded beams. *Composite Structures*, *224*, 110989.
- [20] Teng, S., Chen, G., Liu, G., Lv, J., & Cui, F. (2019). Modal strain energy-based structural damage detection using convolutional neural networks. *Applied Sciences*, *9*(16), 3376.
- [21] He, W. Y., He, J., & Ren, W. X. (2018). Damage localization of beam structures using mode shape extracted from moving vehicle response. *Measurement*, *121*, 276-285. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2018.02.066>.
- [22] Padil, Kh. H., Bakhary N. and Abdeulkareem, M. (2020), “Non-Probabilistic method to consider uncertainties in frequency response function for vibration-based damage detection using Artificial Neural Network”, *J. Sound Vib.*, **467**. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2019.115069>.
- [23] Bagherahmadi, S. A. and Seyedpoor, S. M. (2018), “Structural damage detection using a damage probability index based on frequency response function and strain energy concept”, *Struct. Eng. Mech.*, **67**(4), 327-336. <https://doi.org/10.12989/sem.2018.67.4.327>.
- [24] Barman, S. K., Mishra, M., Maiti, D. K., & Maity, D. (2021). Vibration-based damage detection of structures employing Bayesian data fusion coupled with TLBO optimization algorithm. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, *64*(4), 2243-2266. <https://doi.org/10.1007/s00158-021-02980-6>.
- [25] Altunışık, A. C., Okur, F. Y., Karaca, S., & Kahya, V. (2019). Vibration-based damage detection in beam structures with multiple cracks: modal curvature vs. modal flexibility methods. *Non-destructive Testing and Evaluation*, *34*(1), 33-53.
- [26] Rezvani, K., Maia N. M. M. and Sabour, M. H. (2018), “A comparison of some methods for structural damage detection”, *Sci. Iran. B*, **25**(3), 1312–1322. <https://doi.org/10.24200/sci.2017.4494>.
- [27] Gomes, H. M. and Silva, N. R. S. (2008), “Some comparisons for damage detection on structures using genetic algorithms and modal sensitivity method”, *Appl. Math. Model.*, **32**(11), 2216–2232. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2007.07.002>.

- [28] Kim, Y. S. and Eun, H. Ch. (2017), “Comparison of damage detection methods depending on FRFs within Specified Frequency Ranges”, *Adv. Mater. Sci. Eng.*, **2017**. <https://doi.org/10.1155/2017/5821835>.
- [29] Esfandiari, A., Bakhtiari-Nejad, F., Sanayei, M. and Rahai, A. (2010), “Structural finite element model updating using transfer function data”, *Comput. Struct.*, **88**(1-2), 54-64. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.09.004>.
- [30] Vahedi, M., & Khoshnoudian, F. (2018). Sensitivity-based damage identification method for structures exposed to ground excitation. *Inverse Problems in Science and Engineering*, 26(10), 1404-1431.
- [31] Shadan, F., Khoshnoudian, F., & Esfandiari, A. (2016). A frequency response-based structural damage identification using model updating method. *Structural Control and Health Monitoring*, 23(2), 286-302.
- [32] Pedram, M., & Esfandiari, A. (2019). Mitigating the effect of incomplete measurement in sensitivity-based FE model updating by enhanced transfer function. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 43(1), 467-486.
- [33] Zheng, Z., Lu, Z., Chen, W. and Liu, J. (2015), “Structural damage identification based on power spectral density sensitivity analysis of dynamic responses”, *Comput Struct*, **146**, 176–184. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.10.011>.
- [34] Bayat, M., Ahmadi, H. R. and Mahdavi, N. (2019), “Application of power spectral density function for damage diagnosis of bridge piers”, *Struct. Eng. Mech*, **71**(1), 57-63. <https://doi.org/10.12989/sem.2019.71.1.057>.
- [35] Gunawan, F. E. (2019), “Reliability of the power spectral density method in predicting structural integrity”, *Int. J. Innov. Comput. Inf. Control*, **15**(5), 1717–1727. <https://doi.org/10.24507/ijicic.15.05.1717>.
- [36] Pedram, M., Esfandiari, A. and Khedmati, M. R. (2017), “Damage detection by a FE model updating method using power spectral density: Numerical and experimental”, *J. Sound Vib.*, **397**, 51–76. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2017.02.052>.
- [37] Pedram, M., Esfandiari, A., & Khedmati, M. R. (2018). Frequency domain damage detection of plate and shell structures by finite element model updating. *Inverse Problems in Science and Engineering*, 26(1), 100-132. <https://doi.org/10.1080/17415977.2017.1309398>.
- [38] Esfandiari, A., Bakhtiari-Nejad, F., Rahai, A. and Sanayei, M. (2009), “Structural model updating using frequency response function and quasi-linear sensitivity equation”, *J. Sound Vib*, **49**(3-5), 557-573. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2009.07.001>.
- [39] Farshadi, M., Esfandiari, A. and Vahedi, M. (2017), “Structural model updating using incomplete transfer function and modal data”, *Struct. Control Health Monit*, **24**(7), e1932. <https://doi.org/10.1002/stc.1932>.