

# Línea base para el monitoreo de salud estructural del puente Gómez Ortiz a partir de pruebas de vibración ambiental

## Structural health monitoring baseline of Gómez Ortiz bridge using ambient vibration tests

DOI: <http://dx.doi.org/10.17981/ingecuc.14.1.2018.05>

Artículo de investigación científica. Fecha de recepción: 06/12/2017. Fecha de aceptación: 02/02/2018.

**A. Viviescas** 

Universidad Industrial de Santander, Grupo INME. Bucaramanga (Colombia).  
alvivija@uis.edu.co

**Julián Carrillo** 

Universidad Militar Nueva Granada. Bogotá (Colombia).  
wjcarrillo@gmail.com

**Laura A. Vargas** 

Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga (Colombia).  
laura.vargas2@correo.uis.edu.co

Para citar este artículo:

Viviescas, J. Carrillo y L. A. Vargas, "Línea base para monitoreo de salud estructural del puente Gómez Ortiz a partir de pruebas de vibración ambiental", INGE CUC, vol. 14, no. 1, pp. 52-65, 2018 DOI: <http://doi.org/10.17981/ingecuc.14.1.2018.05>

### Resumen

**Introducción**– En los últimos años, en Colombia hay un crecimiento en la construcción de puentes de grandes luces, en especial tipo viga cajón. Por la importancia de estas estructuras en la infraestructura del país, surge la necesidad de monitorear su integridad estructural, analizar su comportamiento a través de su ciclo de vida, detectar cambios causados por posibles daños y establecer planes de mantenimiento. Este monitoreo se puede realizar a través de la caracterización de las propiedades dinámicas de la estructura.

**Objetivo**– Este estudio presenta los resultados de la línea base para el monitoreo de la salud estructural del puente Gómez Ortiz. El artículo presenta y discute los resultados de la caracterización dinámica de la estructura y se describe el proceso de ajuste de un modelo numérico con base en los resultados experimentales.

**Metodología**– La caracterización dinámica se realizó utilizando la técnica experimental con medición de vibraciones ambientales. Para el procesamiento de datos se utilizaron cuatro técnicas diferentes, tales como selección de picos (PP), descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD), descomposición en el dominio de la frecuencia mejorada (EFDD) e identificación del sub-espacio estocástico (SSI).

**Resultados**– En el estudio se obtuvo información experimental de las propiedades dinámicas del puente, tales como frecuencias fundamentales, modos de vibración y fracciones de amortiguamiento.

**Conclusiones**– Los resultados demostraron que las cuatro técnicas arrojan resultados similares, excepto para las fracciones de amortiguamiento, confirmando la incertidumbre de las técnicas experimentales para definir este parámetro.

**Palabras clave**– Caracterización dinámica, salud estructural, monitoreo, vibración ambiental, puente viga cajón, ajuste del modelo numérico

### Abstract

**Introduction**– The construction of long-span bridges, especially box girder type, has been increasing in recent years in Colombia. Due to the importance that these structures represent for the infrastructure of the country, there is a need to monitor their structural integrity to analyze their behavior throughout their life cycle, detect changes caused by possible damages and establish maintenance plans. This monitoring can be carried out through the characterization of the dynamic properties of the structure.

**Objective**– This study shows the results of the structural health monitoring baseline carried out in the Gómez Ortiz bridge. The dynamic characterization of the structure is performed and discussed, as well as the process of adjusting a numerical model based on the experimental results.

**Methodology**– The dynamic characterization of the structure was carried out using the experimental technique based on ambient vibration tests. Four different techniques were used to post-processing the data obtained in these tests such as Peak Picking (PP), Frequency Domain Decomposition (FDD), Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD), and the Stochastic Subspace Identification (SSI).

**Results**– Experimental information of the dynamic properties of the bridge was obtained in the study, such as fundamental frequencies, modal shapes, and damping ratios.

**Conclusions**– The results of the study demonstrated that the four techniques show similar results, except for damping ratios, which confirms the uncertainty of the experimental techniques to define this parameter.

**Keywords**– Dynamic characterization, structural health, monitoring, ambient vibrations, box girder bridge, numerical model adjustment.



## I. INTRODUCCIÓN

El monitoreo de la salud o estado de estructuras civiles ha tenido gran auge durante los últimos veinte años. Este incremento se ha presentado debido a la importancia de conocer el estado estructural de éstas y estudiar su comportamiento en operación. Con la gran inversión económica que representa una estructura vial tipo puente, surge la necesidad de establecer planes de monitoreo que permitan detectar cambios en su respuesta dinámica. Estos cambios podrían ser indicadores de daño y contribuyen a tomar decisiones a tiempo para su oportuna intervención, mantenimiento o reparación [1].

Aunque en el nivel internacional se ha puesto en evidencia un desarrollo importante en el monitoreo de la salud estructural para puentes [2]-[4], en Colombia apenas se han realizado algunos trabajos en esta dirección [5]-[9]. Esta brecha del uso del monitoreo estructural en Colombia se debe en gran parte a la escasa existencia de puentes de envergadura, puesto que la mayoría de los puentes existentes hacen parte de vías con un volumen de tráfico bajo. Sin embargo, en los últimos años se han construido puentes que hacen parte de corredores viales importantes para la comunicación de las regiones; por ejemplo, en la vía que comunica la ciudad de Bucaramanga con el municipio de Zapatoca se encuentra ubicado el nuevo puente “Gómez Ortiz” sobre el río Sogamoso. Este es uno de los puentes construidos en las vías sustitutivas del proyecto Hidrosogamoso, el cual tiene un gálibo vertical de aproximadamente 50 metros sobre el antiguo nivel del río. El puente está construido en concreto postensado y tiene dos luces principales de 170 metros y dos vanos de compensación de 85 metros con sección transversal viga cajón de altura variable y soportado sobre tres pilas, tal como se muestra en la Fig. 1.

En este artículo se presenta y discute un procedimiento para monitorear el comportamiento dinámico del puente Gómez Ortiz a partir de la caracterización de sus propiedades dinámicas mediante pruebas de vibración ambiental. Estas propiedades fueron la base para calibrar un modelo numérico de elementos finitos que servirá para estudiar el comportamiento de la estructura ante diversas sollicitaciones estáticas y dinámicas. El estudio incluyó una campaña experimental de pruebas dinámicas de vibración ambiental producida por el flujo vehicular, el viento y otros agentes ambientales sobre la estructura del puente. Inicialmente, se describe la instrumentación empleada durante la adquisición de datos de vibración ambiental, y se presenta la metodología y la configuración de las mediciones. Luego, se presentan y discuten los resultados del análisis y procesamiento de la información con el fin de obtener las propiedades dinámicas del sistema estructural, tales como las frecuencias fundamentales de vibración o frecuencias de operación,

los modos de vibración y las fracciones amortiguamiento. Finalmente, se presentan y discuten los resultados principales obtenidos del modelo numérico de la estructura, que son la línea base para desarrollar un plan de monitoreo de la estructura a largo plazo.

## II. REVISIÓN DE LITERATURA

Las pruebas de vibración ambiental consisten en registrar la aceleración de todos los eventos de baja amplitud producidos por tránsito vehicular, empuje del viento, uso de la estructura y microtemblores. Este tipo de prueba tiene ventajas y desventajas dependiendo del tipo de estructura estudiada. Además de que es un ensayo no destructivo, una de las principales ventajas es que no requiere excitación artificial, de manera que es significativamente más económico que las pruebas de vibración forzada. Además, la adquisición de datos se puede efectuar sin interrumpir el uso normal de las estructuras [10]-[13]. Por otro lado, las pruebas de vibración ambiental presentan algunas limitaciones: la excitación de entrada no puede ser medida, y, en consecuencia, no es posible identificar directamente la masa participante en cada modo de vibración; además, los valores de las propiedades modales son identificados al nivel de vibración ambiental, el cual, en orden de magnitud, es más bajo que niveles de servicio u otros niveles de interés de la estructura [14], [15].

A pesar de las desventajas conocidas, la técnica de caracterización dinámica con pruebas de vibración ambiental presenta resultados favorables para ajustar modelos matemáticos. Un modelo matemático calibrado resulta de gran utilidad para estudiar el comportamiento del puente ante diversas sollicitaciones, lo que permite programar acciones de mantenimiento adecuadas incluyendo posibles acciones para su rehabilitación por daños futuros detectados [5].



Fig. 1. Vista aérea del nuevo puente Gómez Ortiz sobre el río Sogamoso (vía Girón – Zapatoca).

Fuente: Autores.

### III. METODOLOGÍA

En esta sección se describe el procedimiento para monitorear la salud estructural de un puente partiendo de la descripción del modelo numérico de elementos finitos, el desarrollo del programa, las técnicas de identificación dinámica utilizadas para el procesamiento de señales y la importancia que los resultados obtenidos tienen para desarrollar planes de monitoreo.

#### A. Descripción de la estructura

El diseño y construcción del nuevo puente Gómez Ortiz es resultado del programa para la restitución de la infraestructura que fue ocupada por el embalse del proyecto hidroeléctrico Sogamoso ubicado en la vía que comunica el área metropolitana de Bucaramanga con el municipio de Zapatoca. Este nuevo proyecto hidroeléctrico dejó fuera de servicio una serie de puentes que estaban por debajo de la cota final del embalse y que fueron sustituidos por nueva infraestructura. Teniendo en cuenta la importancia de este tipo de estructuras para la comunicación vial de estas poblaciones y la gran inversión realizada, es necesario implementar planes de monitoreo que permitan conocer el estado de la salud estructural a lo largo de su vida útil. De esta manera, es imprescindible la generación de una línea base o estado de referencia como, por ejemplo, un modelo de elementos finitos calibrado a partir de las propiedades dinámicas experimentales, el cual será utilizado posteriormente para comparar el comportamiento de la estructura después de eventos de importancia (sismos, crecidas del río) o periodos de tiempo definidos. Con esta finalidad, el Grupo de Investigación en Materiales y Estructuras de Construcción (INME) de la Universidad Industrial de Santander trabaja en la implementación de planes de monitoreo a estructuras importantes en las cuales sea autorizada su intervención por las autoridades competentes. Como resultado de ello se realizó una investigación acerca del procedimiento para el monitoreo de estructuras aplicado a puentes.

El puente Gómez Ortiz está ubicado sobre la vía que de Girón conduce al municipio de Zapatoca, a 42 km de la ciudad de Bucaramanga y a 24 km del casco urbano del municipio de Zapatoca. Bajo el puente fluye el río Sogamoso en la cuenca del cañón del Chicamocha en el departamento de Santander. El puente tiene una longitud total de 510 m y está distribuida en dos luces centrales de 170 metros y vanos de compensación de 85 metros. La sección transversal del tablero está conformada por una viga en sección cajón con altura variable en concreto postensado. El tablero está apoyado en los estribos y tres pilas; una pila con 42 m de altura y dos de ellas con 47 m de altura. En la Fig. 2 se muestra la sección transversal de la viga del puente y en la Fig. 3 se muestra el perfil longitudinal del puente con la distribución y dimensiones de las pilas de apoyo.

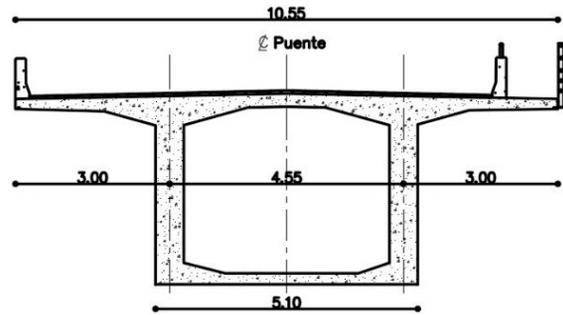


Fig. 2. Sección transversal de la viga del puente Gómez Ortiz [m].  
Fuente: [16].

#### B. Descripción del modelo numérico

Los modelos numéricos mediante programas computacionales son un factor clave para monitorear los cambios en las propiedades dinámicas de la estructura. El adecuado modelado de la geometría, de las condiciones de apoyo, de patologías existentes, etc., influye en la obtención de los parámetros dinámicos del puente, así como en el correcto diagnóstico del estado y capacidad de servicio del mismo [7], [17]. El modelo numérico del puente fue elaborado en el software MIDAS Civil® [18], [19]. La geometría y

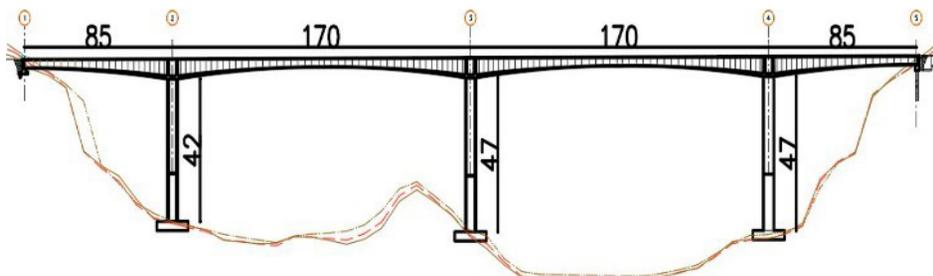


Fig. 3. Perfil longitudinal del puente Gómez Ortiz [m].  
Fuente: [16].

las propiedades mecánicas de los materiales del puente fueron obtenidas de los planos “*as-built*” proporcionados por la Secretaría de Infraestructura de Santander [16]. Las propiedades mecánicas de los materiales empleadas para la identificación del comportamiento dinámico teórico se muestran en la Tabla 1. La superestructura y la infraestructura fueron modeladas con elementos tipo “*beam*”. El modelo se ubica dentro de un sistema global de coordenadas, donde la dirección longitudinal del puente corresponde al eje *X*, la dirección transversal corresponde al eje *Y*, y la dirección perpendicular al tablero corresponde al eje *Z*.

TABLA 1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Concreto	[MPa]	<i>E</i> [MPa]
Tablero	35	23377
Pilas	28	20637

Fuente: Autores

La interacción dinámica suelo-estructura no se consideró en este estudio debido a que se espera que la fuente de vibración ambiental genere solicitaciones bajas sobre el terreno, lo cual se sustenta en que la cimentación de la estructura está compuesta por pilotes cuya profundidad varía entre 25 y 40 metros, aproximadamente, y, por tanto, se han supuesto condiciones de empotramiento en la base [20]-[22]. En cada extremo longitudinal del puente se ha dejado libre el movimiento traslacional en dirección *Y*, ya que en cada estribo se han dispuesto apoyos deslizantes en neopreno. El desplazamiento en sentidos *X* y *Z* en los extremos del puente se ha restringido debido a que existen topes sísmicos y cables de preesfuerzo en dirección perpendicular al tablero [23].

Dado que se pretende realizar un análisis modal espectral, en el modelo numérico se consideró un comportamiento lineal de los materiales y se despreciaron los efectos reológicos de éstos, tales como desplazamientos diferidos por efectos de fluencia y retracción en el acero de preesfuerzo, y por efectos de segundo orden. El efecto del preesfuerzo no se incluyó en el modelado, ya que varias investigaciones han concluido que las frecuencias de vibración no son afectadas de manera considerable por la intensidad de esta fuerza de preesfuerzo [24], [25].

### C. Programa experimental

Las pruebas de campo a partir de vibraciones ambientales permiten la obtención de parámetros experimentales que pueden ser comparados con los resultados obtenidos del modelo numérico para así validar o ajustar el modelo teórico. En esta sección se describe el procedimiento que se realizó en las pruebas de vibración ambiental del nuevo puente Gómez Ortiz. Inicialmente, se describe la instrumentación

utilizada. Luego, se describen las mediciones realizadas, la ubicación de sensores y los registros obtenidos. Finalmente, se describe el procedimiento de análisis y se discuten los resultados.

#### 1) Instrumentación utilizada

En el programa experimental se utilizaron tres sensores triaxiales; cada sensor compuesto de tres acelerómetros sísmicos dispuestos en dirección longitudinal, transversal y vertical del puente. Para la realización de este estudio, los sensores fueron identificados por los autores con los números 207, 208 y 210, respectivamente. Este sistema de adquisición de datos se utilizó porque son los que posee el grupo INME para la identificación dinámica de estructuras. El sistema se compone de acelerómetros de fuerza balanceada con un intervalo de escala de +/-2g, intervalo dinámico de 155 dB+ y respuesta en frecuencia de 80 Hz; y un sistema de registro que consta de dos unidades de memoria, una memoria para el sistema de 4 Gb y una memoria de 32 Gb para el almacenamiento de los registros. Cada sensor incluye una tarjeta digitalizadora (AC/DC) para cuatro canales análogos de 24 bits e intervalo dinámico mayor que 130 dB y sensibilidad del sistema de 2.5 V/g. Como fuente de energía eléctrica para los tres sensores se utilizaron tres baterías de 15V cada una, además de un generador eléctrico con motor a gasolina, como se muestra en la Fig. 4 (a). Para procesar los datos se empleó una computadora de escritorio con el software ARTEMIS de Structural Vibration Solutions [26] y caja de herramientas (“toolbox”) de Matlab [27]. Los equipos usados son complementados con una antena GPS que suministra coordenadas y registro del tiempo con el que se referencian los datos medidos y permite correlacionar la información de diferentes sensores en el tiempo. En la Fig. 4 (b) se muestran dos acelerómetros conectados a sus correspondientes baterías y antena GPS.

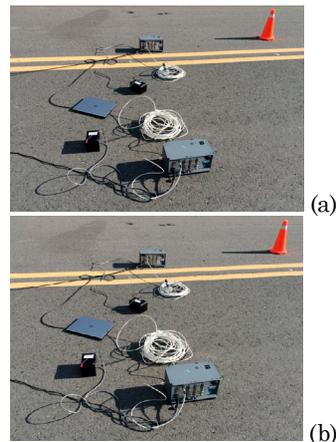


Fig. 4. (a) Sistema de adquisición de datos; sensor triaxial. (b) Sistema de registro. Fuente: Autores.

2) Descripción de las mediciones realizadas

A partir de los resultados del modelo numérico de elementos finitos se diseñó el programa experimental de medición de vibración ambiental. Este programa se llevó a cabo en dos estados del puente: un primer estado antes del llenado del embalse, el 30 de octubre de 2015; y un segundo estado, el 18 de febrero de 2016, después de haber comenzado el llenado de este embalse. Las mediciones en el segundo estado se tomaron para complementar la información dinámica de la estructura. La primera secuencia de registro de aceleraciones se realizó el 30 de octubre de 2015. En este estado se registraron aceleraciones en 37 puntos del puente. Estos puntos fueron definidos siguiendo una malla geométrica trazada sobre el tablero del puente. La malla divide las cuatro luces del puente en cuatro partes iguales (cada 25% de la luz). La ubicación de los acelerómetros se muestra en la Fig. 5. Esta malla es definida principalmente por tres ejes longitudinales que coinciden con el eje central y con las dos almas de la viga cajón del puente.

El proceso de adquisición de datos se llevó a cabo en diferentes configuraciones de sensores; una configuración se refiere a la posición en la que se ubican los tres sensores que componen un registro de aceleración de 10 minutos. Después de 10 minutos de registro, se toman los datos en la segunda configuración, dos de los sensores son desplazados a posiciones diferentes; el tercer sensor se mantiene en la misma posición y se denomina “sensor de referencia”. En total se realizaron 16 configuraciones, las cuales permitieron obtener 144 registros repartidos en las tres coordenadas, es decir 48 registros por dirección coordenada. Las 16 configuraciones están agrupadas en 5 grupos, cada grupo está conformado por las configuraciones que contengan el mismo sensor de referencia. Los sensores de referencia están ubicados sobre el eje central y en la posición de las pilas o apoyos del puente. En la Tabla 2 se presenta un resumen de la ubicación de los sensores según la malla definida en la Fig. 5. La Tabla 2 también contiene la distribución de los acelerómetros en cada grupo y su configuración.

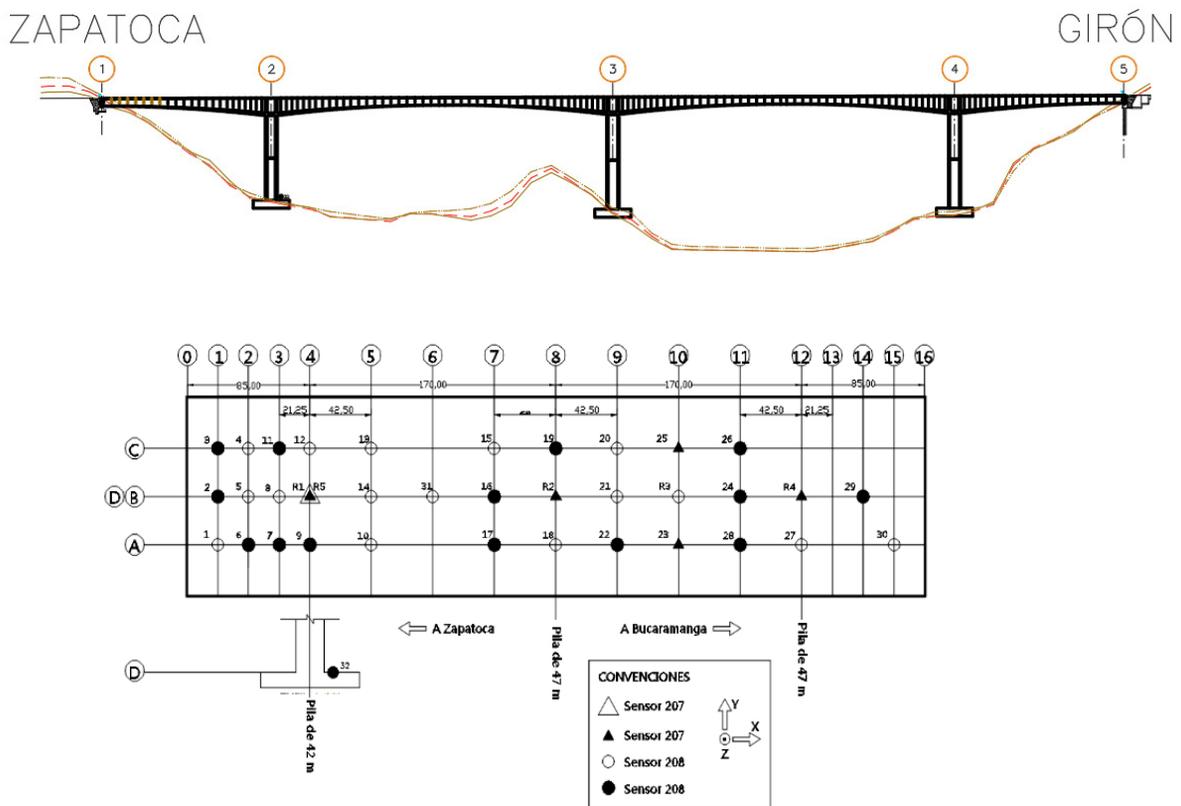


Fig. 5. Ubicación de los acelerómetros en el puente. Estado 1.  
Fuente: Autores.

Por ejemplo, el grupo 1 está conformado por 7 configuraciones, el grupo 2 por 4, el grupo 3 por 2, el grupo 4 por 2 y el grupo 5 por una sola configuración, la cual se ha colocado en un grupo aparte, ya que tiene un acelerómetro ubicado en la base de la pila de 42 m del puente en el punto 32 o 4D de la malla.

TABLA 2. REGISTRO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.

Grupo	Configuración	Posición de equipo en malla		
		No. 207	No. 208	No. 210
1	1	4B	1A	1B
	2	4B	2C	1C
	3	4B	2B	2A
	4	4B	3B	3A
	5	4B	5A	4A
	6	4B	4C	3C
	7	4B	5B	5C
2	8	8B	7C	7B
	9	8B	8A	7A
	10	8B	9C	8C
	11	8B	9B	9 <sup>a</sup>
3	12	10A	10B	11B
	13	10C	10B	11C
4	14	12B	12A	11 <sup>a</sup>
	15	12B	15A	14B
5	16	4B	6B	4D

Fuente: Autores

Durante la adquisición de datos fue necesario emplear una planta eléctrica con motor a gasolina, la cual fue ubicada sobre la calzada del puente a 6 metros de uno de los sensores, usualmente del sensor de referencia. La frecuencia de vibración del ruido producido por las vibraciones del motor es mayor a 35 Hz.

La segunda secuencia de registro de aceleraciones se realizó el 18 de febrero de 2016, en donde se registraron un total de 104 puntos distribuidos de la siguiente manera: 52 puntos a cada costado del eje del puente en 52 configuraciones, 26 configuraciones en el costado derecho del puente y los 26 restantes en el costado izquierdo del puente [23]. Los acelerómetros fueron ubicados directamente sobre el tablero del puente, ya que no era posible acceder a otros puntos. La configuración geométrica para el proceso de adquisición de datos en sentido longitudinal consistió en tomar registros en puntos espaciados cada 10 metros, aproximadamente, a lo largo de las cuatro luces del puente. En sentido transversal se tomaron registros de puntos sobre las almas de la viga en sección cajón. En la Fig. 6 se muestra la distribución de estos sensores, el sensor de referencia se identifica con el número 208, y los otros dos sensores, 207 y 210, respectivamente. El proceso de adquisición de datos se llevó a cabo situando el sensor de referencia en una posición fija durante todas las configuraciones. Cada serie temporal tuvo una duración de 10 minutos realizadas con una frecuencia de muestreo de 200 Hz.

Durante todos los registros se permitió el flujo normal del tráfico; sin embargo, debido al carácter secundario de la vía de la que hace parte este puente, el paso de vehículo fue poco frecuente. Por esta razón, las fuentes de excitación fueron los demás agentes ambientales (p. ej. viento o microsismos).

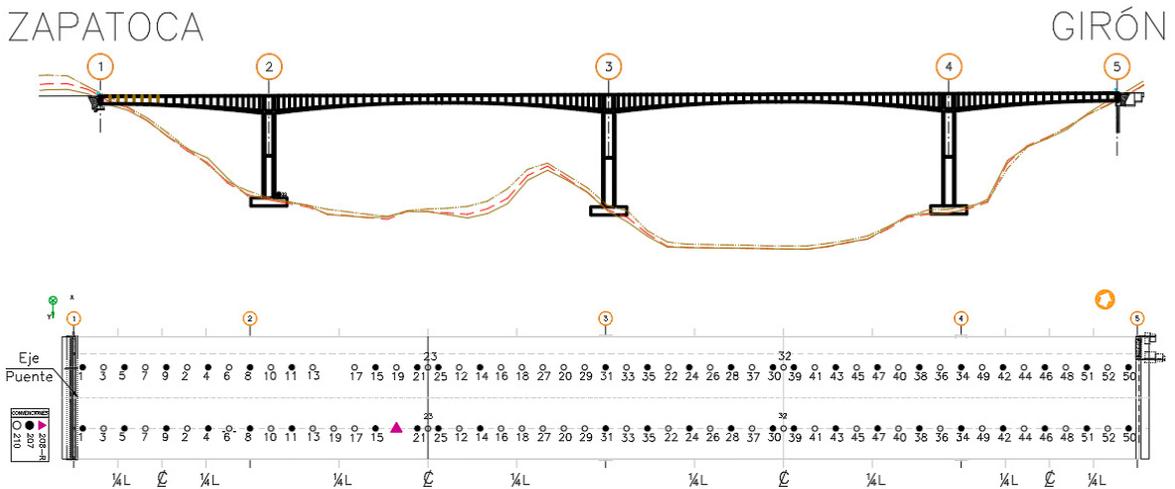


Fig. 6. Ubicación de los acelerómetros en el puente. Estado 2.

Fuente: Autores.

Los registros fueron tomados a una frecuencia de muestreo de 200 Hz, lo que genera tres vectores de 120.000 muestras por cada 10 minutos y un total de más de 17.28 millones de muestras para los 144 registros. Cada 5 minutos de registro, el sensor guarda un archivo de modo que dos archivos consecutivos forman el registro de 10 minutos, que corresponde a la duración de cada configuración. Los datos de cada registro fueron almacenados en la memoria interna de cada equipo como archivos en formato “.mat” que contienen un vector de datos para cada una de las tres coordenadas ortogonales

### 3) *Procesamiento y análisis de datos*

Los registros obtenidos fueron procesados y analizados aplicando un procesamiento digital de señales y técnicas de identificación modal paramétricas y no paramétricas. A partir del análisis de datos fue posible identificar las frecuencias operacionales, los modos de vibración y las fracciones de amortiguamiento asociadas. Las técnicas de identificación modal usadas en el procesamiento fueron el método básico de selección de picos conocido como Peak Picking (PP), el método de descomposición del dominio de la frecuencia (FDD, Frequency Domain Decomposition), la versión mejorada del FDD (EFDD – Enhanced FDD) y el método de identificación del subespacio estocástico (SSI – Stochastic Subspace Identification) [28], [29], [30], [31]. Estas técnicas de identificación se implementaron utilizando las herramientas de Matlab [27] para procesamiento de señales y el software ARTeMIS® [20]. Para adoptar estas técnicas se supone que las deformaciones modales del puente son lineales con respecto a las coordenadas definidas por las direcciones ortogonales X, Y y Z, en los puntos donde se ubicaron los acelerómetros. También se considera que la vibración ambiental es un ruido blanco. Para la técnica PP, los datos fueron manipulados con algoritmos desarrollados en Matlab®, para las técnicas FDD, EFDD y SSI se empleó el software ARTeMIS®. Los registros de aceleraciones de vibración ambiental fueron ordenados en matrices que contienen los registros de una configuración. Cada matriz se conforma de 9 columnas correspondientes a los registros de los 3 acelerómetros triaxiales.

El análisis a partir del método PP se realizó aplicando la técnica de Welch [32], [33] o técnica de ventanas, la cual se basa en calcular la transformada de Fourier (FFT) a cada registro para estimar las funciones normalizadas de densidad espectral promedio “Averaged Normalized Power Spectral Density” (ANPSD, por sus siglas en inglés) [34]. En este estudio se usaron ventanas de Hanning, las cuales tienen la forma de un ciclo de una onda cosenoidal [35] de 1024 muestras y un traslapo del 50% de su longitud. Además, se aplicó corrección de línea base y filtros Butterworth pasa banda entre 0.01Hz y 25 Hz. Las ANPSD se generaron para ser analizadas por cada configuración y por grupo de adquisición. La función

de coherencia es calculada para cada espectro individual con respecto a su espectro de referencia; estas funciones de coherencia son promediadas para obtener una sola función. El promedio de las funciones de coherencia permite evaluar si los picos de amplitud representan todos los grados de libertad medidos. Para el caso de mediciones ambientales, el promedio de más datos implica un umbral menor de coherencia. Las fracciones de amortiguamiento fueron calculadas con el método del ancho de banda con la metodología establecida por Paz [36]. Para identificar las formas modales se usaron las funciones de transmisibilidad [37] con respecto a la señal en el sensor de referencia.

Para el procesamiento de datos mediante el software ARTeMIS® se creó una malla que conectara los puntos registrados para posteriormente asignar cada registro a un punto de esta malla. Antes de ejecutar los algoritmos para la identificación de modos de vibración, en este estudio se aplicó corrección de línea base y una reducción de la banda de frecuencias de 0-100 Hz a 0-30 Hz con un re-muestreo de 60 muestras por segundo. Se aplicó un filtro pasa banda Butterworth entre 0,01Hz y 25Hz, y la ventana para la FFT se definió en 1024 muestras. Los algoritmos de ARTeMIS® permiten visualizar rápidamente los modos estimados para cada técnica (FDD, EFDD y SSI).

Para aplicar el método de descomposición en el dominio de la frecuencia, la matriz espectral se construyó con las funciones de densidad espectral calculadas para cada registro; estas funciones se calcularon utilizando ventanas de Hanning de 1024 datos ( $2^{10}$ ), considerando un traslapo entre ventanas del 66%. La descomposición de esta matriz se realizó en valores singulares, obteniendo un valor singular por cada grado de libertad del sensor de referencia; las posibles frecuencias de la estructura se representan en los picos de la función de densidad espectral de valores singulares. Los picos se consideran estables cuando los valores obtenidos con las técnicas aplicadas no tengan un error relativo mayor al 5%.

## IV. RESULTADOS

### A. *Resultados del análisis dinámico de la estructura*

En la Tabla 3 se presenta el resumen de las características dinámicas del puente representadas por las frecuencias fundamentales o valores propios obtenidas del modelo numérico mediante el método de Lanczos [38], [39]. En la tabla se observa que la mayor participación de masa en las direcciones longitudinal, transversal y vertical se obtuvieron para una frecuencia de 0,683 Hz; 0,576 Hz, y 0,948 Hz, respectivamente (periodos de 1.465, 1.737 y 1.055, respectivamente). Esta información dinámica teórica se comparará con los resultados obtenidos del ensayo de vibración ambiental realizado en campo y determinar, así, si la representación numérica realizada es acertada y el modelo se encuentra validado.

TABLA 3. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL MODELO.

Modo/Dirección		Frec. (Hz)	Periodo (seg)	Participación masas (%)	Participación de masas acumuladas		
					X	Y	Z
1	Y	0,541	1,849	8,8	0,00	8,80	0,00
2	Y	0,576	1,737	46,95	0,00	55,75	0,00
3	X	0,683	1,465	76,27	76,27	0,00	0,00
4	Z	0,769	1,300	0,11	0,00	0,00	0,11
5	Y	0,928	1,077	7,52	0,00	63,27	0,00
6	Z	0,948	1,055	19,75	0,00	0,00	19,86
7	Y	1,043	0,959	0,84	0,00	64,11	0,00
8	Y	1,263	0,792	16,58	0,00	80,69	0,00
9	X	1,613	0,620	0,15	76,42	0,00	0,00
10	X	1,689	0,592	9,13	85,55	0,00	0,00

Fuente: Autores.

De lo contrario, el modelo numérico debe ser calibrado hasta que represente adecuadamente el comportamiento de la estructura medido experimentalmente. En cuanto a las principales formas de vibración, en la Fig. 7 se presentan los modos de vibración de mayor participación de masa.

*B. Resultados del programa experimental*

Después de usar las herramientas para procesamiento de señales de Matlab® para el PP y del software ARTeMIS® para las técnicas FDD, EFDD y SSI, se estimaron los modos de vibración dominantes del nuevo puente Gómez Ortiz considerando diferentes combinaciones de los grupos de información.

*1) El Método de Selección de Picos (PP)*

En el espectro de densidad promedio (ANPSD) calculado con todos los registros en Matlab® del estado 1, se identificaron 15 picos de resonancia con coherencia promedio mayor al 20%. Los valores de las frecuencias de vibración de los picos identificados varían entre 0,78 Hz y 11,7 Hz; en la Fig. 8 se observa la función de densidad espectral promedio normalizada de todos los registros junto con la función de coherencia (área sombreada). Para el estado 2 se seleccionaron 12 picos que van desde una frecuencia de 0,684 Hz a 4,61 Hz, como se muestra en la Fig. 9; estos datos se presentan en la Tabla 4. En este estudio se calcularon funciones ANPSD para cada grupo de registro; los picos seleccionados se presentan en la Tabla 5. En la función ANPSD se observa que hay picos de frecuencias que se repiten en varios grupos, lo que significa que probablemente la frecuencia corresponda a una frecuencia fundamental de la estructura, sin embargo, para esta hipótesis debe validarse con las formas modales asociadas a los picos de frecuencia.

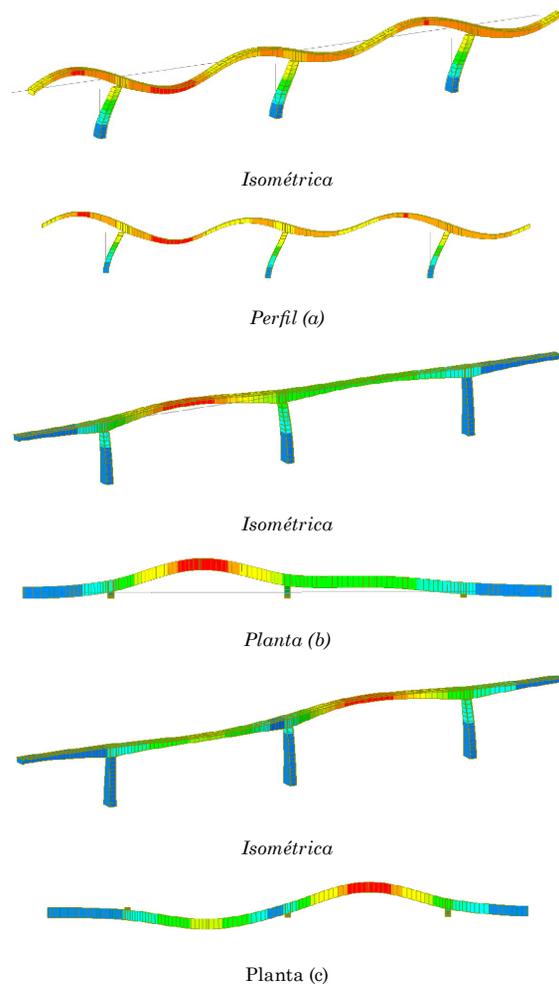


Fig. 7. Formas modales. (a) Longitudinal  $f = 0,683$  Hz. (b) Transversal  $f = 0,576$  Hz. (c) Transversal  $f = 0,541$  Hz. Fuente: Autores.

LÍNEA BASE PARA EL MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL DEL PUEBTE  
GÓMEZ ORTIZ A PARTIR DE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

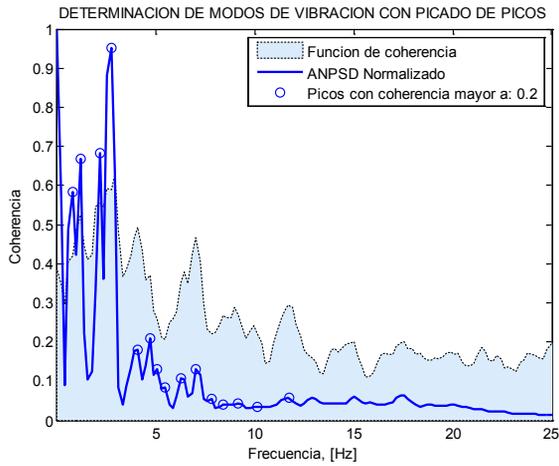
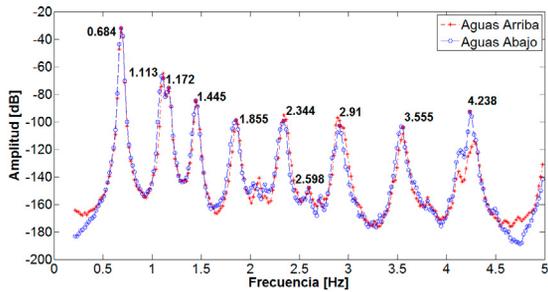
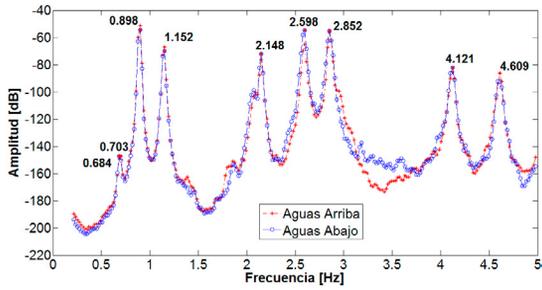


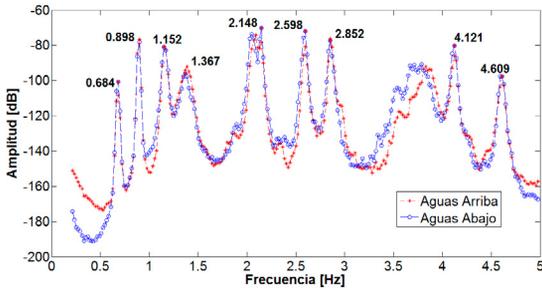
Fig. 8. Función de densidad espectral promedio normalizada de todos los registros en el Estado 1.  
Fuente: Autores.



(a)



(b)



(c)

Fig. 9. Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD en el estado 2 en las tres direcciones.  
(a) Longitudinal, (b) Transversal, (c) Vertical.  
Fuente: Autores

TABLA 4. MODOS DE VIBRACIÓN ESTIMADOS CON EL MÉTODO DE PP EN MATLAB.

Pico	Frecuencia, Hz	
	Estado 1	Estado 2
1	0,780	0,684
2	1,170	0,703
3	2,150	0,898
4	2,730	1,152
5	4,100	1,445
6	4,680	1,855
7	5,070	2,344
8	5,460	2,598
9	6,240	2,852
10	7,020	3,457
11	7,800	4,121
12	8,390	4,609

Fuente: Autores

TABLA 5. FRECUENCIAS OPERATIVAS IDENTIFICADAS EN LAS FUNCIONES ANPSD.

Picos de frecuencias para cada Grupo [Hz]				
G1	G2	G3	G4	G5
1,17	0,78	0,78	0,59	0,78
2,15	1,17	2,15	1,17	1,17
2,73	2,15	2,93	2,15	2,73
3,90	2,73	4,10	2,54	4,10
4,68	4,68	4,68	3,90	5,46
5,66		5,07	4,68	6,24
6,44		5,46	5,66	7,22
7,02		6,24	6,44	7,61
7,80		7,02	7,02	8,39
8,39		8,97	8,58	9,17
9,17		9,95	11,70	10,14
11,51		11,31		11,31
		11,70		11,70
		12,87		12,87

Fuente: Autores

2) Técnicas FDD, EFDD y SSI

Las técnicas de descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD Y EFDD) e identificación del sub-espacio estocástico (SSI) fueron implementadas con el software ARTEMIS®. Para los registros obtenidos en el estado uno del programa experimental, estas técnicas no lograron identificar alguna forma modal asociada a un modo de vibración del puente estudiado. Esta falta de identificación con estos métodos se atribuye a la baja excitación del puente. En el puente de estudio solo se identificaron frecuencias de operación cuando se analizaron los grupos 3 y 5 individualmente, tal como se hizo con el método de PP. En el segundo estado del programa experimental, se aplicó el método EFDD, obteniendo los valores singulares promedio de las matrices de densidad espectral de todas las configuraciones medidas en las tres direcciones principales. Las frecuencias fundamentales probables del puente corresponden a los picos en la función de valores singulares promedio, como se muestra en la Fig. 10.

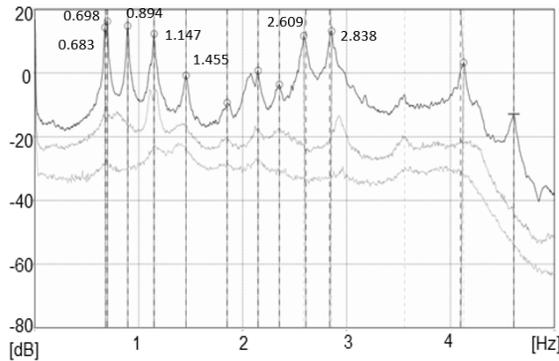


Fig. 10. Valores singulares promedio.  
Fuente: Autores

3) Modos de vibración

Las formas modales de los picos seleccionados en el estado 1 no pudieron ser estimadas con las técnicas aplicadas debido a la baja coherencia en los registros y a la baja amplitud de vibración en el sensor de referencia. La baja coherencia se presentó porque la ubicación del sensor de referencia coincidió con puntos de baja amplitud en las formas modales. Sin embargo, las formas modales sí fueron identificadas con base en las mediciones realizadas en el estado 2, la identificación se realizó estimando el criterio de garantía modal (“Modal Assurance Criterion”, MAC por sus siglas en inglés), mediante el cual se estima el grado de correlación entre dos vectores de formas modales [40]. Se calcularon correlaciones entre las formas modales del modelo numérico de elementos finitos sin calibrar, validado a partir de un análisis de sensibilidad en función de la discretización de la malla de elementos finitos [23] y las formas modales determinadas experimentalmente, arrojando valores

MAC de 0,998, 0,998 y 0,68 para las frecuencias de 0,683, 0,698 y 1,455 Hz, respectivamente. Las formas modales asociadas a los índices MAC mencionados son presentadas en la Fig. 11. Estas tres formas modales presentan un movimiento predominante en el sentido transversal del puente, cuyo porcentaje de participación de masa “ $\Gamma$ ” se indica en la figura.

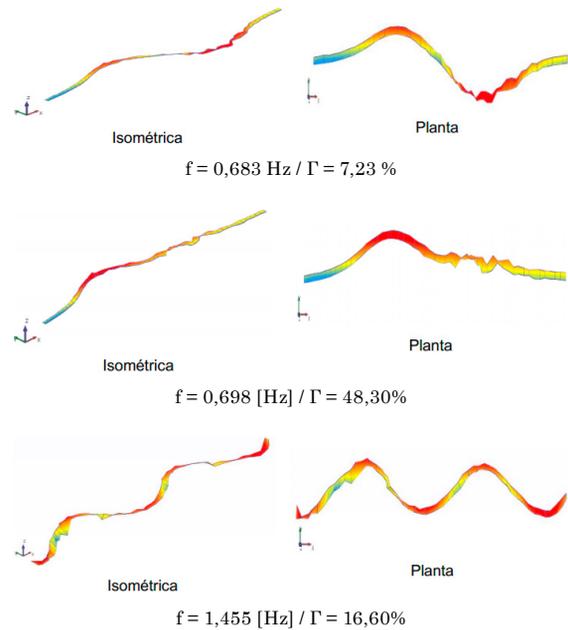


Fig. 11. Formas modales experimentales.  
Fuente: Autores.

4) Fracciones de amortiguamiento

Las fracciones de amortiguamiento se calcularon para los picos de frecuencias obtenidos en el programa experimental, aplicando diferentes métodos. La Tabla 6 presenta las fracciones de amortiguamiento calculadas mediante el método del ancho de banda [36] para los registros obtenidos en el estado 1. En la tabla se observa que las fracciones calculadas con este método sobrepasan los intervalos en los que se encuentra el parámetro para estructuras tipo puente. Lo anterior se atribuye a un efecto de escurrimiento o “leakage”, producto del proceso de digitalización de la señal, lo cual causa un ensanchamiento en el pico registrado en el espectro de potencia, es decir, un ancho de banda mayor [41]. En el estado 2 de mediciones se calcularon las fracciones de amortiguamiento aplicando el método de ancho de banda corregido [42] para disminuir la sobreestimación del amortiguamiento a causa del efecto de escurrimiento. Adicionalmente, se calcularon estas fracciones con el método del decremento logarítmico transformando al dominio del tiempo la función espectral y realizando una regresión lineal a la envolvente de esta función [30]. Las fracciones de amortiguamiento

para estructuras de concreto pre-esforzado tipo puente toman valores de aproximadamente 2% [43]; las fracciones de amortiguamiento calculadas se consideran aceptables pues están dentro del rango. Los resultados se presentan en la Tabla 7.

TABLA 6. FRACCIONES DE AMORTIGUAMIENTO CALCULADOS EXPERIMENTALMENTE. ESTADO 1.

Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	Amortiguamiento [%]
0,680	1,471	2,86
0,890	1,124	1,74
1,150	0,870	13,79
2,150	0,465	9,05
2,600	0,385	1,88
2,790	0,358	2,3
4,100	0,244	1,07
4,650	0,215	6,48
5,440	0,184	3,82
6,460	0,155	4,63
7,060	0,142	0,18
7,800	0,128	3,61
11.700	0,085	28,1

Fuente: Autores

TABLA 7. COMPARACIÓN DE LOS PORCENTAJES DE AMORTIGUAMIENTO CALCULADOS EXPERIMENTALMENTE. ESTADO 2.

Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	Ancho de banda corregido [%]	Decremento logarítmico [%]
0,683	1,464	2,92%	1,00%
0,698	1,433	2,36%	1,45%
0,894	1,119	0,96%	0,91%
1,147	0,872	2,01%	0,99%
1,455	0,687	2,53%	1,08%
1,851	0,540	1,80%	3,50%
2,354	0,425	0,66%	1,17%
2,609	0,383	1,66%	0,71%
2,838	0,352	0,84%	0,72%
3,567	0,280	1,04%	2,15%
4,098	0,244	0,78%	0,31%
4,609	0,217	0,60%	0,61%

Fuente: Autores

### E. Calibración del modelo numérico

Los parámetros modales identificados a partir de las pruebas de vibración ambiental (“Ambient Vibration Test”, AVT por sus siglas en inglés) fueron utilizados para calibrar el modelo numérico de elementos finitos. Este proceso de calibración se realizó ajustando los parámetros de calibración a partir de criterios de validación. Como criterio de validación se utilizaron las formas modales con mayor índice MAC, las cuales corresponden a las frecuencias de 0,683, 0,698 y 1,455 Hz. En la Fig. 12 se comparan las formas modales estimadas experimentalmente con las técnicas PP y FDD y las formas modales teóricas del modelo numérico “MDL”. Aunque diversos parámetros inciden en la respuesta dinámica de la estructura, tales como las dimensiones de la sección transversal, la densidad y el módulo de elasticidad de los materiales, y condiciones de contorno de conexiones y apoyos, en este estudio se descartan como parámetro de calibración la geometría del puente, puesto que el modelo numérico se realizó con base en los planos “as built”. Además, por experiencias anteriores del grupo INME en relación con esta tipología de puentes, no hay incertidumbre significativa en sus condiciones de apoyo. Por esta razón, se utilizó el módulo de elasticidad del concreto como parámetro de calibración [44].

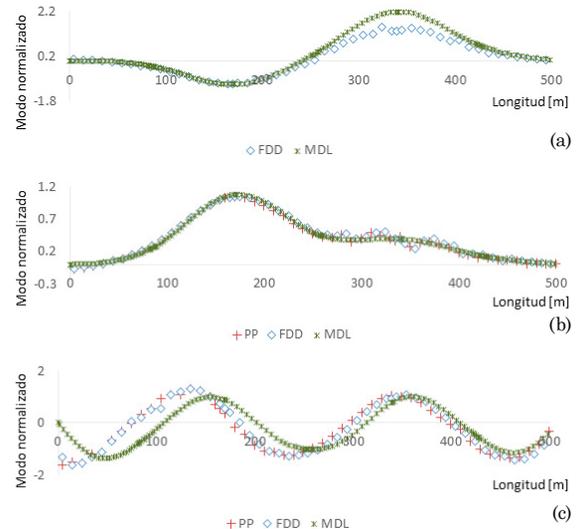


Fig. 12. Formas modales (a) MAC = 0,998; (b) MAC = 0,998; (c) MAC = 0,68.

Fuente: Autores

En la Tabla 8 se comparan las frecuencias de los modos de vibración determinados experimentalmente que fueron utilizados como criterio de validación y las frecuencias obtenidas del análisis dinámico del modelo sin calibrar de la estructura realizado en el programa MIDAS Civil®. Esta comparación se realiza a partir del error ponderado definido en la ecuación (1).

Donde corresponde al valor de frecuencia del modelo numérico; corresponde al valor de frecuencia obtenido experimentalmente; y corresponde al porcentaje de participación de masa del modo extraído del análisis modal teórico. El error ponderado máximo calculado es igual a 9,73% y corresponde a la frecuencia de 0,698 Hz, con de participación de masa de 48,30%, el mayor en dirección transversal.

TABLA 8. FRECUENCIAS FUNDAMENTALES DEL MODELO NUMÉRICO Y AVT.

Frecuencia fundamental [Hz]		Modelo numérico	Part. masa transversal %	Error %
Ensayo vibración ambiental (AVT)				
PP	EFDD			
0,684	0,683	0,527	7,23	1,66
0,703	0,698	0,561	48,30	9,73
1,445	1,455	1,263	16,60	2,09

Fuente: Autores

Debido a que el puente es una estructura relativamente nueva (4 años), la cual fue abierta al tránsito en el 2013 y no ha sido afectada por efectos sísmicos importantes, se espera que no haya degradación significativa en la rigidez de los materiales. El estado de la rigidez actual fue validado experimentalmente, ya que se encontraron frecuencias mayores a las obtenidas teóricamente, lo cual podría indicar que la estructura es más rígida que lo modelado inicialmente. Por lo anterior, se seleccionó el módulo de elasticidad del concreto como parámetro de calibración y las frecuencias y las formas modales de los tres modos con mayor índice MAC se seleccionaron como criterio de validación [45]. El módulo de elasticidad se ajustó a valores superiores a los especificados en planos; los valores mayores utilizados se justifican, ya que durante la construcción se utilizaron concretos acelerados a 2 y 3 días, y éstos alcanzaron resistencias mayores a las especificadas inicialmente. Los valores iniciales y ajustados del módulo de elasticidad del concreto se indican en la Tabla 9.

TABLA 9. VALORES DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO.

Módulo de elasticidad E [MPa]		
	Tablero	Pilas
Valores iniciales	23377	20637
Valores ajustados	27300	23072

Fuente: Autores

Después de ajustar los valores del módulo de elasticidad del concreto en el modelo numérico, se compararon las frecuencias de este modelo y las frecuencias identificadas experimentalmente. Este ajuste logró

disminuir el error ponderado máximo de 9,73% a 6,91%. Los resultados se presentan en la Tabla 10. En esta investigación se decide validar el modelo de la estructura con este porcentaje de error del 6,91%. Se espera que en próximas pruebas de campo sea posible analizar nuevos datos con ensayos de vibración forzada y obtener las formas modales que no fueron identificadas con las técnicas aplicadas.

TABLA 10. FRECUENCIAS FUNDAMENTALES DEL MODELO NUMÉRICO AJUSTADO Y AVT.

Frecuencia fundamental [Hz]		Modelo numérico	Part. Masa transversal %	Error %
Ensayo vibración ambiental (AVT)				
PP	EFDD			
0,684	0,683	0,563	7,23	1,27
0,703	0,698	0,598	48,30	6,91
1,445	1,455	1,332	16,60	1,41

Fuente: Autores

## VI. CONCLUSIONES

En este estudio se estableció una línea base para el posterior monitoreo de la salud estructural del puente utilizando como criterio de comparación las propiedades dinámicas de la estructura. En el artículo se identificaron las propiedades dinámicas del puente vehicular Gómez Ortiz mediante cuatro técnicas de identificación modal basadas en resultados de ensayos de vibración ambiental (PP, FDD, EFDD y SSI). Los resultados muestran que hay similitudes en los valores de frecuencias identificados mediante las cuatro técnicas (con diferencias menores al 1%). Por otra parte, se encuentran grandes diferencias (mayores al 50%) en las fracciones de amortiguamiento modal entre las obtenidas con ancho de banda y los métodos FDD, EFDD y SSI, lo cual ratifica la incertidumbre asociada a este parámetro en la identificación modal de estructuras civiles.

El método en el dominio de la frecuencia FDD fue la técnica con mejores resultados, ya que se lograron identificar frecuencias muy cercanas entre sí (los picos presentados para valores de frecuencias de 0,683 Hz y 0,698 Hz), las cuales no se pudieron identificar como picos diferentes en el espectro de potencia con la técnica de selección de picos.

El paso de vehículos en el puente fue poco frecuente, lo cual, combinado a la gran rigidez del puente estudiado, dificultó la identificación de modos de flexión. Por lo tanto, se recomienda el uso de métodos de vibración forzada para identificar otras formas modales en este tipo de estructuras (traslación longitudinal, flexión vertical, etc.). El uso de otros métodos permitirá identificar un número de modos suficiente para que la sumatoria de la masa participante sea mayor al 90%.

## VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda estudiar la influencia que puedan tener las condiciones medioambientales (p.ej. temperatura y humedad) de la zona en donde se encuentra situada la estructura, ya que allí el gradiente de temperatura es del orden de 20°C. Lo anterior permitirá establecer intervalos de variación de estos parámetros y así evitar una falsa identificación de daño argumentada en esta variación [46], [47].

El monitoreo de la salud de una estructura se basa en la comparación de sus propiedades en diferentes estados de su ciclo de vida. Por esta razón, es importante realizar mediciones de estas propiedades en un tiempo 0 (línea base), que servirán de patrón de referencia para posteriores comparaciones.

## VIII. FINANCIAMIENTO

Artículo de investigación científica derivado del proyecto de investigación titulado: “Caracterización dinámica de puentes de grandes luces en concreto postensado”. Financiado por la Escuela de Ingeniería Civil, Grupo INME de la Universidad Industrial de Santander. Fecha inicio: 1 de septiembre 2016. Fecha terminación: 31 de agosto de 2017.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Departamento de Santander por la información suministrada y a la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander por el aporte de los recursos para desarrollar esta investigación. El segundo autor agradece a la Universidad Militar Nueva Granada por brindar apoyo en sus actividades de investigación.

## REFERENCIAS

- [1] H. Sohn, C. R. Farrar, F. Hemez y J. Czarnecki, “A Review of Structural Health Monitoring Literature 1996 – 2001,” *Third World Conf. Struct. Control*, no. December, pp. 1–7, 2002.
- [2] A. Cury, C. Cremona y J. Dumoulin, “Long-term monitoring of a PSC box girder bridge: Operational modal analysis, data normalization and structural modification assessment,” *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 33, pp. 13–37, nov. 2012. <https://doi.org/10.1016/j.ymsp.2012.07.005>
- [3] K. A. Kvåle, O. Øiseth y A. Rønquist, “Operational modal analysis of an end-supported pontoon bridge,” *Eng. Struct.*, vol. 148, pp. 410–423, oct. 2017. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.069>
- [4] R. M. Azzara, A. De Falco, M. Girardi y D. Pellegrini, “Ambient vibration recording on the Maddalena Bridge in Borgo a Mozzano (Italy): data analysis,” *Ann. Geophys.*, vol. 60, no. 4 VO - 60, 2017.
- [5] O. García Domínguez, A. G. Milián, Ayala, R. Reyes Greco y C. Álvarez Guillén, “Modelo estructural y medición de vibraciones dinámicas del puente ‘Fernando Espinosa,’” in XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, 2002, no. 55, pp. 849–860.
- [6] P. Thomson, J. Marulanda C y J. Marulanda A, “Monitoreo de Salud Estructural,” *Ing. y Compet.*, vol. 2, no. 2, pp. 40–46, 2000.
- [7] E. Muñoz, F. Núñez, J. A. Rodríguez, A. Ramos, C. Otálora y P. Universidad, “Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural. Seismic vulnerability and load carrying capacity studies of a steel bridge based on structural reliability,” *Rev. Ing. Construcción*, vol. 23, pp. 125–144, 2008.
- [8] P. Thomson y J. Marulanda, “Sistema de MSE del Viaducto Pereira-Dos Quebradas,” in IV Semana de la Ingeniería, 2005.
- [9] J. Marulanda, P. Thomson, J. M. Caicedo, S. J. Dyke y A. Orozco, “Implementation of a Modal Identification Methodology on the Pereira-Dos Quebradas Cable-Stayed Bridge,” in 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, 2003, pp. 1–11.
- [10] W. J. Carrillo León, “Estimación de los periodos naturales de vibración de viviendas de baja altura con muros de concreto,” *Cienc. e Ing. Neogranadina*, vol. 19, pp. 39–54, 2009. <https://doi.org/10.18359/rcin.309>
- [11] J. Carrillo y S. M. Alcocer, “Simplified equation for estimating periods of vibration of concrete wall housing,” *Eng. Struct.*, vol. 52, pp. 446–454, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.011>
- [12] P. Omenzette et al., “Forced and Ambient Vibration Testing of Full Scale Bridges,” *Earthq. Comm. Res. Found.*, no. oct., 2013-2014.
- [13] C. P. Lamarche, S. Mousseau, P. Paultre y J. Proulx, “A comparison of Ambient and Forced-Vibration Testing of a Full-Scale Concrete Structure,” in 22nd International Modal Analysis Conference IMA-XXII, 2004.
- [14] S. Au, *Operational Modal Analysis*. Singapore: Springer Nature, 2017. <https://doi.org/10.1007/978-981-10-4118-1>
- [15] I. Gómez Araujo, E. Maldonado Rondón y G. Chio Cho, “Pruebas de Vibración Ambiental en Puentes,” *UIS Ing.*, vol. 9, no. 1, pp. 55–68, 2010.
- [16] INGETEC, “Planos ‘As Built’ Puente Guillermo Gómez Ortiz,” Santander, Colombia, 2014.
- [17] J. Bien, “Modelling of structure geometry in Bridge Management Systems,” *Arch. Civ. Mech. Eng.*, vol. XI, no. 3, 2011.
- [18] M. C. Corredor y C. Castellanos, “Calibración del modelo numérico de puentes viga cajón en concreto, utilizando ensayos de vibración ambiental. Caso de estudio: Nuevo Puente Gómez Ortiz. Bucaramanga,” 2015.
- [19] MIDAS Information Technology Co Ltda, “Online manual. Civil Structure Design,” 2015.
- [20] C. C. Rangel y J. A. Silva de Carvalho, “Evaluación del impacto de las alteraciones climáticas en un puente de concreto preesforzado,” 2016.
- [21] W. Kornkassem, D. A. Foutch y J. H. Long, “Seismic Behaviour of Pile-Supported Bridges,” p. 275, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2001.
- [22] W. X. Ren, W. Zatar y I. E. Harik, “Ambient vibration-based seismic evaluation of a continuous girder bridge,” *Eng. Struct.*, vol. 26, no. 5, pp. 631–640, 2004.
- [23] L. A. Vargas Carvajal, “Propuesta de plan de monitoreo del comportamiento dinámico para la salud estructural del nuevo puente Gómez Ortiz en la vía Girón-Zapatoca,” Universidad Industrial de Santander, 2016.
- [24] A. Dall Asta y L. Dezi, “Prestress Force Effect on Vibration Frequency of Concrete Bridges,” *J. Struct. Eng.*, pp. 458–460, 1996.
- [25] E. Hamed y Y. Á. Frostig, “Natural frequencies of bonded and unbonded prestressed beams – prestress force effects,” *J. Sound Vib.*, vol. 295, pp. 28–39, 2006.
- [26] *Structural vibration solutions*, “ARTEMIS,” Denmark. <http://www.svibs.com/index>
- [27] T. M. Inc, “Matlab,” The MathWorks Inc, Massachusetts, 2011.
- [28] M. Döhler, P. Andersen y L. Mevel, “Operational Modal Analysis using a Fast-Stochastic Subspace Identification Method” in Proceedings of the 30th International Modal Analysis Conference (IMAC) Jacksonville, Florida USA, 2012.

- [29] R. Brincker y P. Andersen, "Understanding Stochastic Subspace Identification" in Proceedings of the 24th International Modal Analysis Conference (IMAC), St. Louis, Missouri, 2006.
- [30] R. Brincker, P. Andersen y N. Jacobsen, "Automated Frequency Domain Decomposition for Operational Modal Analysis," pp. 1-7. in Proceedings of The 25th International Modal Analysis Conference (IMAC), Orlando, Florida, 2007.
- [31] R. Brincker, L. Zhang y P. Andersen, "Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition" in Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, pp.625-630,2000.
- [32] I. D. Gómez Araujo, "Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental," Universidad Industrial de Santander, 2010.
- [33] P. D. Welch, "The use of fast fourier transform for the estimation of power spectra: A method based on time averaging over short, modified periodograms," in *IEEE Transactions on Audio and Electroacoustics*, vol. 15, no. 2, pp. 70-73, 1967. <https://doi.org/10.1109/TAU.1967.1161901>
- [34] A. J. Felber, "Development of a Hybrid Bridge Evaluation System," The University of British Columbia, Ph.D. Thesis, University of British Columbia, Canada, 1993
- [35] R. Lyons, *Understanding digital signal processing*. Michigan: Pearson, 2011.
- [36] M. Paz, *Dinámica estructural: Teoría y Cálculo*. Barcelona: Editorial Reverté S.A, 1992.
- [37] C. Rainieri y G. Fabbrocino, *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures*. New York: Springer science + business, 2014.
- [38] C. Lanczos, "The Lanczos Method Evolution and Application," vol. 12, pp. 197-198, 2003.
- [39] N. Gastinel, *Análisis numérico lineal*. Barcelona: Editorial Reverté, S.A, 1975.
- [40] R. J. Allemang y D. L. Brown, "A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis," in Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference. pp. 110-116. Orlando, FL, 1982.
- [41] E. C. Chu, *Discrete and continuous fourier transforms: analysis, applications and fast algorithms*. CRC Press, 2008.
- [42] R. Boroschek y F. Hernández, "Corrección de sobreestimación del amortiguamiento en el método de ancho de banda del espectro de potencia," in Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 2010.
- [43] J. D. Stevenson, "Structural Damping Values as a Function of Dynamic Response Stress and Deformation Levels," *Nucl. Eng. Des.*, vol. 60, pp. 211-237, 1980. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(80\)90238-1](https://doi.org/10.1016/0029-5493(80)90238-1)
- [44] G. Martínez, P. Roca, J. Caselles, J. Clapes y A. H. Barbat, "Determinación experimental y analítica de las propiedades dinámicas para la Catedral de Mallorca," in Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 2007, pp. 1-8.
- [45] X. Chen, P. Omenzetter y S. Beskhyroun, "Calibration of the finite element model of a twelve-span prestressed concrete bridge using ambient vibration data," 7th Eur. Work. Struct. Heal. Monit., EWSHM 2014, pp. 1388-1395, 2014.
- [46] C. Farrar et al., "Variability of Modal Parameters Measured on the Alamosa Canyon Bridge," in Proceedings of the 15th International Modal Analysis Conference., p. 257. 1997.
- [47] M. Wahab y G. De Roeck, "Effect of Temperature on Dynamic System Parameters of a Highway Bridge," *Struct. Eng. Int.*, pp. 266-270.

**Alvaro Viviescas Jaimes** es ingeniero civil con distinción *Cum Laude* de la UIS. Doctor en estructuras de la Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España). Profesor asociado en la Escuela de Ingeniería Civil e investigador asociado de Colciencias, adscrito al Grupo INME de la UIS. <http://orcid.org/0000-0003-0052-8801>

**Wilmer Julián Carrillo León** es profesor titular del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Militar Nueva Granada, UMNG. Doctor en Ingeniería Civil y Estructuras por la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. Sus áreas de interés son el diseño y rehabilitación sísmica de estructuras de concreto reforzado. <http://orcid.org/0000-0002-8274-5414>

**Laura Andrea Vargas Carvajal** estudió la Maestría en Ingeniería Estructural impartida por la Universidad Industrial de Santander (Bucaramanga, Colombia). Sus intereses de investigación incluyen ingeniería sísmica, caracterización dinámica, vibraciones ambientales y análisis modal, diseño de hormigón armado y diseño basado en desplazamiento. Es profesora de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander. <https://orcid.org/0000-0002-9187-4488>