



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Programa de Ingeniería Estructural

LM-PIE-UP-M01-2019

SEGUIMIENTO AL MONITOREO DE LA CONDICIÓN ESTRUCTURAL BASADO EN VIBRACIONES

SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RÍO VIRILLA RUTA NACIONAL No. 32

Preparado por:
Unidad de Puentes



San José, Costa Rica
Diciembre 2019



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Página intencionalmente dejada en blanco



1. Informe: LM-PIE-UP-M01-2019		2. Copia No. 1
3. Título y subtítulo: SEGUIMIENTO AL MONITOREO DE LA CONDICIÓN ESTRUCTURAL BASADO EN VIBRACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RIO VIRILLA EN RUTA NACIONAL No. 32		4. Fecha del Informe Diciembre, 2019
5. Organización y dirección Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales Universidad de Costa Rica, Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, San Pedro de Montes de Oca, Costa Rica Tel: (506) 2511-2500 / Fax: (506) 2511-4440		
6. Notas complementarias Ninguna		
7. Resumen Este informe de seguimiento al monitoreo de la condición estructural de la superestructura No.2 del puente sobre el río Virilla, en la Ruta Nacional No. 32, es un producto del proyecto de monitoreo en sitio de estructuras de puentes de la Unidad de Puentes del Programa de Ingeniería Estructural del LanammeUCR, para determinar la condición estructural de los puentes bajo condiciones operacionales ubicados a lo largo de la Red Vial Nacional, en el marco de las competencias asignadas mediante el artículo 6 de la ley 8114. Los parámetros modales son extraídos de las múltiples mediciones de aceleración simultáneas realizadas en el 2015, 2017 y 2018, mediante el método de identificación de sistemas bajo el marco de análisis modal operacional. Los resultados permiten dar seguimiento al comportamiento dinámico de la superestructura en el transcurso del tiempo al compararse con resultados de monitoreos previos y próximos cuyos resultados además de complementar las labores de inspección visual, constituyen un insumo valioso en la gestión de puentes y toma de decisiones.		
8. Palabras clave Puentes, Ruta Nacional No. 32, río Virilla, Monitoreo, Salud Estructural, Análisis Modal Operacional.	9. Nivel de seguridad: Ninguno	10. Núm. de páginas 91
11. Monitoreo e informe por: Ing. Hellen Garita Durán Unidad de Puentes	12. Monitoreo e informe por: Ing. Yi Cheng Liu Kuan Unidad de Puentes	13. Revisado por: Lic. Miguel Chacón Alvarado Asesor Legal LanammeUCR
14. Revisado y aprobado por: Ing. Esteban Villalobos Vega Coordinador Unidad de Puentes	15. Revisado y aprobado por: Ing. Rolando Castillo Barahona Coordinador General Programa de Ingeniería Estructural	



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Página intencionalmente dejada en blanco



TABLA DE CONTENIDO

1.	RESUMEN	12
2.	OBJETIVOS	13
1.1.	<u>Objetivo General.....</u>	<u>13</u>
1.2.	<u>Objetivos Específicos.....</u>	<u>13</u>
3.	ALCANCE DEL INFORME	14
4.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	18
5.	ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DISPONIBLE	22
6.	DISTRIBUCIÓN DE SENSORES	25
7.	RESULTADOS EXPERIMENTALES y COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS TRES MONITOREOS REALIZADOS EN LOS AÑOS 2015, 2017 Y 2018.....	27
6.1	<u>Resultados de frecuencias obtenidas mediante la técnica SSI-COV.....</u>	<u>28</u>
6.2	<u>Resultados de frecuencias obtenidas mediante la técnica FDD</u>	<u>32</u>
6.3	<u>Resultados de formas modales obtenidas mediante la técnica SSI-COV.....</u>	<u>37</u>
6.4	<u>Efecto de la temperatura en el monitoreo de puentes</u>	<u>40</u>
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	42
	ANEXO A. CONCEPTOS Y FUNDAMENTOS TEÓRICOS	45
A.1	<u>Enfoques y clasificaciones del Monitoreo de la Condición Estructural.....</u>	<u>45</u>
A.1.1	<i>Monitoreo continuo versus mediciones fuera de línea.....</i>	<i>45</i>
A.1.2	<i>Monitoreo basado en mediciones directas o monitoreo basado en vibraciones.....</i>	<i>46</i>



A.1.3 *Monitoreo basado en modelos físicos o monitoreo basado en indicadores extraídos directamente de las señales* 48

A.2 *Monitoreo de la Condición Estructural basado en vibraciones* 49

A.3 *Método de Identificación de Sistemas Estocásticos* 53

A.4 *Enfoques de monitoreo y frecuencia de toma de datos* 57

A.5 *Pruebas de carga*..... 59

ANEXO B. MÉTODO EXPERIMENTAL 62

ANEXO C. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS DE LOS REGISTROS DEL 9 DE MARZO DEL 2017 Y 4 DE ABRIL DEL 2018 70

C.1 *Resultados obtenidos a partir del registro de datos del 9 de marzo del 2017*. 70

C.2 *Resultados obtenidos a partir del registro de datos del 4 de abril del 2018* 76

ANEXO D. REGISTROS DE TEMPERATURA 79

REFERENCIAS 87



INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 32 (Fuente: OpenStreetMaps)	18
Figura 2. Vista a lo largo de la línea de centro del puente sobre el río Virilla	20
Figura 3. Vista lateral del puente sobre el río Virilla	20
Figura 4. Identificación de los elementos del puente. El tramo resaltado con la línea roja punteada es el tramo en estudio en este informe.....	21
Figura 5. Colocación de sensores sobre las aceras del puente. Nótese que el monitoreo no interrumpe el tránsito de vehículos	25
Figura 6. Distribución de sensores sobre el puente sobre el tramo No. 3. Los sensores conectados a los canales 1-8z y 3-7z se utilizaron en el registro de datos del 2017	26
Figura 7. Comparación de frecuencias obtenidas a partir de registro del 2015, 2017 y 2018, del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32 Las zonas sombreadas representan el rango comprendido entre el máximo y mínimo de las frecuencias identificadas para cada modo, delimitadas al unir los valores máximo y mínimo de las frecuencias experimentales para cada año de medición.....	31
Figura 8. Comparación de promedios del primer valor singular contra frecuencias, extraídos del método FDD de los registros obtenidos en el 2015, 2017 y 2018.....	33
Figura 9. Continuación de comparación de promedios del primer valor singular contra frecuencias, extraídos del método FDD de los registros obtenidos en el 2015, 2017 y 2018	34
Figura 10. Continuación de comparación de promedios del primer valor singular contra frecuencias, extraídos del método FDD de los registros obtenidos en el 2015, 2017 y 2018	35
Figura 11. Superposición de formas modales obtenidas a partir de registros del 2015, 2017 y 2018, de costado aguas arriba y costado aguas abajo del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32	38
Figura 12. Continuación de superposición de formas modales obtenidas a partir de registros del 2015, 2017 y 2018, de costado aguas arriba y costado aguas abajo del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32.....	39
Figura A.1. Esquema conceptual de un sistema dinámico	50
Figura A.2. Diagrama de flujo del método SSI-COV	58

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 7 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	----------------



Figura B.1. Diagrama de flujo del monitoreo de condición estructural basado en vibraciones64

Figura B.2. Ejemplo de toma de datos sobre las aceras de un puente, nótese que no es necesaria la interrupción del tránsito vehicular.....65

Figura B.3. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la primera configuración de un puente.....66

Figura B.4. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la segunda configuración de un puente66

Figura B.5. Ejemplo de cuatro registros de aceleración sincronizados provenientes de cuatro sensores instalados sobre una estructura sencilla en movimiento libre, Abajo a la derecha se presenta un acercamiento de un tramo de un segundo68

Figura B.6. Ejemplo de diagrama de estabilización de frecuencias correspondiente a la estructura sencilla mostrada en la Figura B.569

Figura C.1. Vista en elevación y tridimensional de formas modales experimentales identificadas, el costado aguas abajo del puente (costado oeste) se representa con la línea de color verde y el costado aguas arriba (costado este), con la línea azul.....73

Figura C.2. Continuación de vista en elevación y tridimensional de formas modales experimentales identificadas, el costado aguas abajo del puente (costado oeste) se representa con la línea de color verde y el costado aguas arriba (costado este), con la línea azul.....74

Figura C.3. Formas modales del primer modo de la superestructura del puente, extraídas a partir de dos bloques de datos del 2017. El costado aguas abajo del puente (costado oeste) se representa con la línea de color verde y el costado aguas arriba (costado este), con la línea azul.....75

Figura C.4. Vista en elevación y tridimensional de formas modales experimentales identificadas a partir de registros del 4 de abril del 2018, el costado aguas abajo del puente (costado oeste) se representa con la línea de color verde y el costado aguas arriba (costado este), con la línea azul77

Figura C.5. Continuación de vista en elevación y tridimensional de formas modales experimentales identificadas a partir de registros del 4 de abril del 2018, el costado aguas



abajo del puente (costado oeste) se representa con la línea de color verde y el costado aguas arriba (costado este), con la línea azul 78

Figura D.1. Registros de temperatura obtenidos el 7 de enero del 2015, las líneas punteadas señalan el inicio y/o fin de un bloque de datos 79

Figura D.2. Continuación de registros de temperatura obtenidos el 7 de enero del 2015, las líneas punteadas señalan el inicio y/o fin de un bloque de datos 80

Figura D.3. Continuación de registros de temperatura obtenidos el 7 de enero del 2015, las líneas punteadas señalan el inicio y/o fin de un bloque de datos 80

Figura D.4. Registros de temperatura obtenidos el 9 de marzo del 2017, las líneas punteadas señalan el inicio y/o fin de un bloque de datos 81

Figura D.5. Registros de temperatura obtenidos el 4 de abril del 2018, las líneas punteadas señalan el inicio y/o fin de un bloque de datos 82

Figura D.6. Resultados del método FDD de los bloques del 2015 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias bajas 83

Figura D.7. Resultados del método FDD de los bloques del 2015 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias altas 84

Figura D.8. Resultados del método FDD de los bloques del 2017 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias bajas 84

Figura D.9. Resultados del método FDD de los bloques del 2017 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias altas 85

Figura D.10. Resultados del método FDD de los bloques del 2018 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias bajas 85

Figura D.11. Resultados del método FDD de los bloques del 2018 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias altas 86



INDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Características básicas del puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 32 19

Cuadro 2. Resumen de las frecuencias mínimas, promedio y máximas identificadas a partir de registros de datos correspondientes a las mediciones del 2015, 2017 y 2018 29

Cuadro 3. Comparación de frecuencias obtenidas a partir de gráficos del promedio de resultados del método FDD de los registros del 2017 y del 2018, contra las del 2015 36

Cuadro 4. Valores de MAC de la comparación entre formas modales extraídas a partir de los registros del 2017 y del 2018, contra los del 2015, para ambos costados del puente 40

Cuadro C.1. Resumen de frecuencias obtenidas a partir de las mediciones de aceleración del 9 de marzo del 2017, de los principales modos de vibración de la superestructura de puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32 71

Cuadro C.2. Resumen de frecuencias obtenidas a partir de las mediciones de aceleración del 4 de abril del 2018, de los principales modos de vibración de la superestructura de puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32 76

Cuadro D. 1. Máximos, mínimos y cambios de temperatura de las mediciones del 2015, 2017 y 2018 82



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Página intencionalmente dejada en blanco

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 11 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------

Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales - Código Postal 11501-2060, Universidad de Costa Rica, Costa Rica - Tel. (506) 2511-2500 - Fax (506) 2511-4440 - E-mail: dirección@lanamme.ucr.ac.cr



1. RESUMEN

Este informe de seguimiento al monitoreo de la condición estructural de la superestructura de mayor longitud (superestructura No. 2 según identificación contenida en el cuerpo del informe) del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32, es un producto del proyecto de monitoreo en sitio de estructuras de puentes de la Unidad de Puentes del Programa de Ingeniería Estructural del LanammeUCR, con el objetivo de determinar la condición estructural de los puentes bajo condiciones operacionales ubicados a lo largo de la Red Vial Nacional, en el marco de las competencias asignadas mediante el artículo 6 de la Ley 8114.

Primero se registran las vibraciones en el puente inducidas por el tránsito vehicular que circula sobre éste. Luego, los parámetros modales del puente (formas modales, frecuencias y amortiguamiento) son extraídos de las múltiples mediciones de aceleración simultáneas (puntos de observación), utilizando dos métodos: Identificación Estocástica de Subespacios conducida por Covarianzas (SSI-COV) y Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD). Los resultados obtenidos son una herramienta que complementa la inspección visual, constituyendo un insumo valioso en la gestión de puentes y toma de decisiones. En este caso se hicieron tomas de datos en distintas fechas, lo cual permite dar seguimiento al comportamiento dinámico de la superestructura en el transcurso del tiempo. La primera toma de datos se realizó a inicios del año 2015, y posteriormente, se registraron datos en los años 2017 y 2018.

Los resultados obtenidos evidencian una disminución progresiva en el valor de la frecuencia de todas las formas modales identificadas, con excepción del primer modo de oscilación, lo que indica que la rigidez del puente ha disminuido. Una disminución en la rigidez de la estructura puede relacionarse con daño; sin embargo, los métodos utilizados no son capaces de identificar el tipo de daño, si es que lo hubiese. Debido a lo anterior, se recomienda a la Administración uno o varios mecanismos de monitoreo regular o permanente de la superestructura No. 2, ya sea de la deflexión o de parámetros dinámicos. El LanammeUCR realizará el monitoreo del comportamiento dinámico de forma regular, para darle seguimiento a los valores de las frecuencias.

Ver: Liu-Kuan, et. al. (2017). "Introducción al Monitoreo de la Condición Estructural de Puentes". Boletín Técnico PIE, LanammeUCR.		
---	--	--

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 12 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



2. OBJETIVOS

1.1. Objetivo General

Dar seguimiento al monitoreo de la condición estructural de la superestructura No. 2 del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32 con base en vibraciones inducidas por cargas de tránsito vehicular, en su condición operacional, para verificar o descartar la existencia de posibles anomalías y su localización.

1.2. Objetivos Específicos

- a) Instrumentar la superestructura del puente con una malla de acelerómetros y registrar las vibraciones de la estructura inducidas principalmente por el tránsito vehicular.
- b) Procesar y analizar los datos obtenidos en el campo y caracterizar el comportamiento dinámico de la superestructura, con base en los parámetros modales operacionales extraídos, utilizando métodos de identificación de sistemas.
- c) Comprobar la existencia o no de posibles anomalías y su localización en la superestructura, con base en el análisis de los parámetros modales y en comparaciones con los resultados extraídos a partir de las mediciones realizadas el 7 de enero y 12 de febrero del 2015, 9 de marzo del 2017 y el 4 de abril del 2018.

Ver: Liu-Kuan, et. al. (2017). "Introducción al Monitoreo de la Condición Estructural de Puentes". Boletín Técnico PIE, LanammeUCR.		
---	--	--

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 13 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



3. ALCANCE DEL INFORME

Se recomienda la lectura del Boletín Técnico-PIE, LanammeUCR: Introducción al Monitoreo de la Condición Estructural de Puentes (Liu-Kuan, et. al., 2017) [[Descargar aquí](#)].

Este informe de monitoreo de la condición estructural de la superestructura del puente sobre el río Virilla, en la Ruta Nacional No. 32, es un producto del programa de monitoreo de puentes en sitio de la Unidad de Puentes del Programa de Ingeniería Estructural del LanammeUCR, para evaluar la condición estructural de puentes ubicados a lo largo de la Red Vial Nacional con base en sus vibraciones y características dinámicas, en el marco de las competencias asignadas mediante el artículo 6 de la Ley 8114.

En este informe se presentan los resultados de los parámetros modales experimentales, — frecuencias, amortiguamiento y formas modales—, obtenidos del análisis modal operacional de la superestructura del puente realizado a partir de las mediciones del 9 de marzo del 2017 y el 4 de abril del 2018. Estos resultados se comparan con otros extraídos a partir las mediciones realizadas los días el 7 de enero del 2015 y el 12 de febrero del 2015 que fueron presentados en el informe LM-PI-UP-PN12-2015; informe realizado por la Unidad de Puentes del Programa de Ingeniería Estructural del Lanamme. En este, se reportaron cambios de curvatura en algunos puntos de la forma modal, así como una disminución de la rigidez en la superestructura, determinada por medio de un análisis comparativo con respecto a los resultados de un modelo computacional ideal basado en los planos de diseño. En caso de que los cambios de curvatura sean persistentes en resultados de otras mediciones, estos pueden representar anomalías locales. Debido a lo anterior y con el fin de identificar si la rigidez continuaba variando, se determinó en ese informe que se debía dar seguimiento al estado de la superestructura mediante monitoreo periódico.

Tanto en el registro de datos del 2017 como en el del 2018, solo se obtuvieron registros de aceleración del tramo central del puente (tramo No. 3), localizado entre las pilas 2 y 3 (ver

Ver: Liu-Kuan, et. al. (2017). "Introducción al Monitoreo de la Condición Estructural de Puentes". Boletín Técnico PIE, LanammeUCR.		
Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 14 de 91



Figura 4) debido a que se le está dando seguimiento de las frecuencias modales. Es importante recalcar que las frecuencias modales identificadas son un parámetro global de la superestructura No.2 del puente desde el tramo 2 hasta el 4 como un todo.

El objetivo principal del monitoreo de la condición estructural es relacionar cualquier variación de las propiedades dinámicas del puente con la posible ocurrencia de daño. Los niveles de detección de daño que incluye este informe son los niveles de detección del daño (**nivel 1**) y localización del daño (**nivel 2**). Por lo tanto, similar a los reportes que generan los sistemas de monitoreo, la conclusión final a la que se llega después del análisis de los parámetros modales es de mucha significancia, pero simple, y es la respuesta a las siguientes dos preguntas:

- a. Nivel 1 - Detección: ¿existe o no daño?
- b. Nivel 2- Localización: en caso de existir daño, ¿cuál es su ubicación?

En el caso de las pruebas de vibraciones en puentes, los registros de aceleración corresponden a vibraciones inducidas por cargas vehiculares operacionales aleatorias y a otros efectos como el empuje del viento, impacto del flujo de agua contra las pilas o bastiones de los puentes, micro-vibraciones del suelo (producidas por autobuses, camiones, trenes, o actividades de construcción), entre otros.

Se registraron aceleraciones únicamente en la dirección vertical, ya que es el sentido donde el puente oscila con más amplitud debido a la carga inducida por el tránsito vehicular. Se debe indicar que dicha carga no está controlada por los encargados de la prueba, como es el caso de otros tipos de pruebas de carga como, por ejemplo, en una prueba de carga estática. Por ende, las excitaciones de entrada al sistema estructural son desconocidas y se asumen que son de naturaleza aleatoria en el tiempo y en el espacio.

Ver: Liu-Kuan, et. al. (2017). "Introducción al Monitoreo de la Condición Estructural de Puentes". Boletín Técnico PIE, LanammeUCR.		
Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 15 de 91



La cantidad de parámetros modales operacionales identificados está sujeta a la aleatoriedad de las cargas operacionales y la interacción vehículo-puente. Debido a que la carga no es controlada, no siempre es posible identificar todos los modos de vibración de la estructura.

La extracción de parámetros modales se realizó con el método de identificación de sistemas denominado: Identificación Estocástica de Subespacios basado en Covarianzas (conocido como SSI-COV por sus siglas en inglés). Tales parámetros son extraídos directamente de las mediciones experimentales, y no se recurrió a otros métodos numéricos o modelos estructurales para su estimación, por lo que son representativos del comportamiento dinámico de la estructura en el momento de la medición. Además, se utiliza el método de Descomposición en el Dominio de Frecuencias ("Frequency Domain Decomposition", FDD por sus siglas en inglés), el cual es un método de subespacios en el dominio de la frecuencia que se utiliza para identificar modos (naturales, locales, espurios o en transición) de estructuras civiles, espaciales o mecánicas, cuando las fuerzas provocadas por la excitación son desconocidas.

El presente informe se enfoca en el monitoreo del estado estructural de la superestructura basado en vibraciones bajo condiciones operacionales y excitadas por el flujo vehicular.

A pesar que estas acciones pueden excitar también modos de vibración en la dirección transversal y longitudinal del puente, no se realizó la recolección de datos de aceleración en tales sentidos. Con la instalación de sensores en la dirección transversal y longitudinal se permitiría monitorear la condición de la subestructura, ya que es posible identificar los parámetros modales de dichos sentidos dada la gran elevación de las pilas y a la excitación adicional producida por el viento.

Como se indicó anteriormente, el alcance de este informe incluye el **nivel 1** y el **nivel 2** en la identificación de daños en infraestructura civil: detección y localización del daño. Están fuera

Ver: Liu-Kuan, et. al. (2017). "Introducción al Monitoreo de la Condición Estructural de Puentes". Boletín Técnico PIE, LanammeUCR.		
---	--	--

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 16 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



del alcance de este informe el **nivel 3** de detección de daño y el **nivel 4** (predicción), debido a que ambos niveles sobrepasan el nivel de evaluación.

El seguimiento de la condición de la estructura puede iniciar utilizando el mismo método para determinar si las anomalías evolucionan en el tiempo o se mantienen estables. Si se determina que las anomalías han evolucionado, se puede recomendar realizar una inspección visual detallada de la zona y/o tomar acciones correctivas para evitar que el deterioro se acelere. Los resultados de la inspección visual pueden conllevar a inspecciones detalladas realizando ensayos no destructivos o ensayos destructivos en la zona con anomalía.

En el Anexo A se presenta el marco teórico del método utilizado, incluyendo los conceptos de monitoreo basado en vibraciones, identificación de sistemas, análisis modal operacional y el método de identificación de sistemas estocásticos.

En el Anexo B se describe el método experimental utilizado, por ejemplo: la distribución de equipos, definición de nodos para tomar datos de aceleración, sincronización de las unidades de adquisición de datos y el procesamiento de los datos de aceleración obtenidos en campo.

Para facilitar la lectura del informe, en el capítulo 6 se presenta un resumen de los resultados experimentales obtenidos. Si el lector desea un mayor nivel de detalle, en el Anexo C encontrará los resultados experimentales obtenidos a partir de los datos registrados los días 9 de marzo del 2017 y 4 de abril del 2018.

Se debe tener claro que el presente informe de monitoreo de la condición presenta el comportamiento de un solo puente perteneciente a una ruta en específico y a la Red Vial Nacional, y como tal su atención debe ser vista de forma integral en conjunto con las necesidades de los demás puentes del inventario bajo un esquema de un sistema de gestión de puentes y no respondiendo solamente a un criterio de intervención de “el peor primero”.

Ver: Liu-Kuan, et. al. (2017). “Introducción al Monitoreo de la Condición Estructural de Puentes”. Boletín Técnico PIE, LanammeUCR.		
---	--	--

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 17 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------

4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El puente monitoreado se ubica en la Ruta Nacional No. 32, en la sección de control 19012 y cruza el río Virilla. Desde el punto de vista administrativo, se ubica en el distrito San Juan, del cantón de Tibás, en la provincia de San José. Sus coordenadas, en el sistema geográfico de ubicación WGS84, corresponden con: $9^{\circ}58'07,57''N$ de latitud y $84^{\circ}04'25,33''O$ de longitud. La Figura 1 muestra la ubicación geográfica del puente.

La ruta clasifica como primaria y tiene un tránsito promedio diario de 34480 vehículos por día (medidos en el año 2012) en la sección de control donde se ubica el puente, según el Anuario de Tránsito 2015, publicado por la Dirección de Planificación Sectorial del MOPT. El porcentaje de vehículos pesados es de 17,97% (6196 vehículos), de los cuales el 4,07% (1403 vehículos) corresponde a camiones de 5 o más ejes.



Figura 1. Ubicación del puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 32 (Fuente: OpenStreetMaps)

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 18 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



En el Cuadro 1 se resume las características básicas del puente. En la Figura 2 y la Figura 3 se presentan dos de las vistas principales del puente, la vista a lo largo de la línea de centro y una vista lateral respectivamente. La Figura 4 muestra la identificación utilizada en este informe cuando se hace referencia a ciertos elementos del puente.

Cuadro 1. Características básicas del puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 32

Geometría	Tipo de estructura	Puente
	Longitud total (m)	287,50
	Ancho total (m)	10,95
	Ancho de calzada (m)	8,55
	Número de tramos	7
	Alineación del puente	Recta
	Número de carriles	2 (uno por sentido)
Superestructura	Número de superestructuras	5
	Tipo de superestructura (elementos principales)	Superestructuras 1,3,4 y 5, tipo viga con vigas principales tipo I de concreto preesforzado Superestructura 2, tipo cajón de concreto preesforzado
	Tipo de tablero	Losa de concreto reforzado sobre vigas I de concreto preesforzado. Losa de concreto que forma parte de la viga cajón
Apoyos	Tipo de apoyo en bastiones	Bastiones 1 y 2 : apoyo fijo
	Tipo de apoyo en pilas	Pilas 1, 4, 5 y 6: apoyo inicial: expansivo, apoyo final: expansivo. Pilas 2 y 3: apoyo inicial: rígido, apoyo final: rígido.
Subestructura	Número de elementos	Bastiones: 2 Pilas: 6
	Tipo de bastiones	Bastiones 1 y 2 , tipo voladizo de concreto reforzado
	Tipo de pilas	Pilas 1, 2, 3 y 4, tipo muro de concreto reforzado Pilas 5 y 6 , tipo columna de concreto reforzado
	Tipo de cimentación	Todos los bastiones y pilas: tipo placa de concreto reforzado
Diseño y construcción	Especificación de diseño original	AASHO 1969 (planos 1975)
	Carga viva de diseño original	HS-20-44 (planos 1975)
	Especificación utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	AASHTO LRFD 2012 (planos agosto 2016, no se ha construido)
	Carga viva de diseño utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	HL-93 (planos agosto 2016, no se ha construido)



Figura 2. Vista a lo largo de la línea de centro del puente sobre el río Virilla



Figura 3. Vista lateral del puente sobre el río Virilla

En la Figura 4 (b) se indica la numeración utilizada para identificar los elementos del puente. Se destaca con un círculo punteado rojo el tramo 3, donde se colocaron sensores de aceleración y se obtuvieron datos en las mediciones del 2017 y 2018.

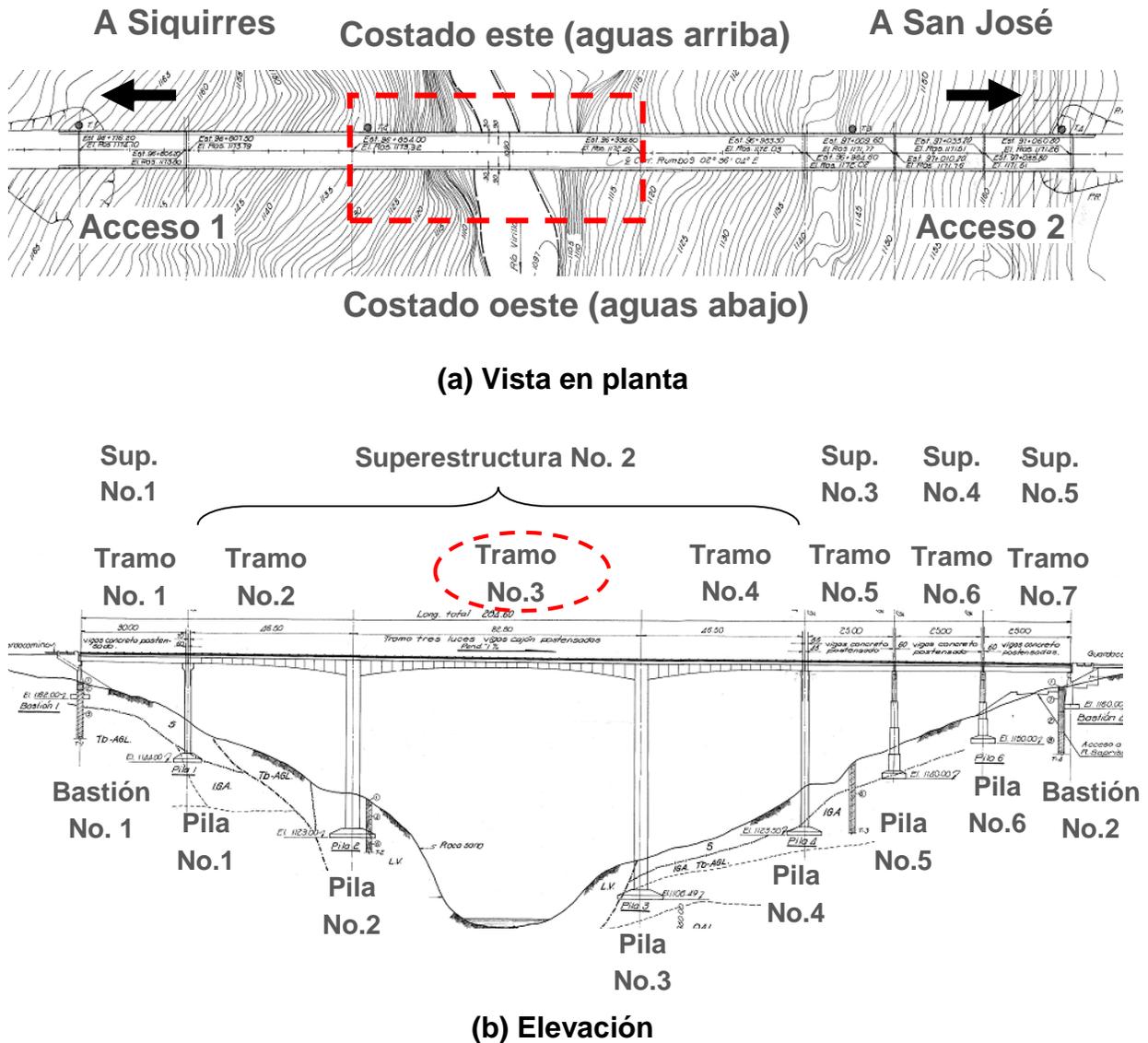


Figura 4. Identificación de los elementos del puente. El tramo resaltado con la línea roja punteada es el tramo en estudio en este informe



5. ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DISPONIBLE

Se cuenta con los planos del diseño original con fecha de marzo de 1975. Los planos originales consisten en un juego de 27 láminas con los detalles constructivos de los elementos estructurales del puente. No se cuenta con documentos relacionados con el proceso constructivo de la estructura ni con los planos de cómo se construyó la obra (planos “as built”).

También se cuenta con los planos y especificaciones de diseño de las rehabilitaciones estructurales del puente con fecha de agosto del 2004 y agosto del 2016, las cuales a la fecha no se han ejecutado.

La Unidad de Puentes del LanammeUCR realizó el informe titulado “Inspección del puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 32”, con base a la inspección visual realizada en enero del 2014 (Agüero-Barrantes, et. al., 2014). En este, se calificó el puente en estado DEFICIENTE (en una escala de calificación de 4 estados: Crítico, Deficiente, Regular y Mantenimiento General) debido a la deformación observada en el tramo 3 (ver figura 2) en la superestructura tipo viga cajón (superestructura No. 2 en Figura 4 (b)). Una de las recomendaciones del informe fue realizar una evaluación estructural detallada de las vigas del puente, prestando atención a la superestructura No. 2 debido a la deformación vertical observada.

Dando seguimiento al estado de conservación del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32, la Unidad de Puentes del LanammeUCR realizó el primer monitoreo estructural de la superestructura No. 2, con datos registrados los días 7 de enero y 12 de febrero del 2015. El informe LM-PI-UP-PN12-2015 (Liu-Kuan, et. al., 2015) presenta los resultados obtenidos experimentalmente que podrían evidenciar anomalías locales (cambios de curvatura) en las formas modales de la superestructura del puente. Además, se realizó un análisis de rigidez y se determinó que la superestructura No. 2 presentaba valores de rigidez menores en el tramo central (40%) y en las zonas de momento negativo (50%) con respecto a un modelo computacional construido con base en la información de los planos de diseño, resultado que puede estar relacionado con agrietamiento de la viga cajón. En dicho análisis realizado, el modelo analítico fue simplificado a un modelo estructural continuo sin considerar las etapas constructivas del puente y las concentraciones de esfuerzos resultantes en cada etapa y

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 22 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



tampoco la rigidez suministrada por el presfuerzo. Se recomendó a la Administración realizar una inspección detallada para detectar posibles agrietamientos y en caso de encontrarlos, realizar acciones correctivas para evitar el aumento del deterioro (propagación de grietas); además se recomendó realizar monitoreo periódico. Atendiendo a esta última recomendación, la Unidad de Puentes del LanammeUCR registró datos de aceleración el 9 de marzo del 2017 y posteriormente el 18 de mayo del 2018. Por lo tanto, en el presente informe se recopilan los resultados modales obtenidos a partir de ambos registros, específicamente del tramo central (superestructura No. 2) que es el tramo crítico de mayor longitud y que es en el cual, como ya se mencionó anteriormente, se detectaron posibles comportamientos anómalos y pérdidas de rigidez en el monitoreo del 2015.

Dándole seguimiento al estado de la condición del puente se realizaron inspecciones visuales los días 4 de abril, 24 de abril, 23 de mayo, 16 de octubre del 2018 y el 9 de setiembre del 2019. En las últimas tres inspecciones se utilizó como herramienta de acceso un vehículo aéreo no tripulado (VANT). El estado de conservación del puente fue calificado como SERIO (en una escala de 6 posibles estados, la cual es diferente a la utilizada en el año 2014), lo que implica que el puente requiere de atención pronta, para detener la progresión del daño. Al comparar el estado de conservación del puente con el observado en el 2014, se evidencia que no se han realizado medidas de corrección en algunos elementos o las medidas realizadas no fueron completamente efectivas. Los detalles de la última evaluación del puente pueden ser consultados en el informe LM-PIE-UP-P12-2019 (Vargas-Alas, et. al, 2019).

Con respecto al monitoreo de salud estructural basado en vibraciones, se pretende llegar al nivel de detección 2 que involucra tanto la detección del daño como la localización del mismo, tal como se mencionó en el alcance del proyecto. Es importante destacar que este nivel de detección no es trivial pues en la literatura se presentan casos de puentes donde se ha identificado daño de consideración utilizando los resultados modales producto del monitoreo basado en vibraciones. Por ejemplo, grietas y delaminación en puentes tipo losa de concreto (Toksoy, T., Aktan, A. E., 1993), grietas por fatiga en puentes tipo viga de acero (Juaregui, D.V., Farrar, C. R., 1995), pérdida de arriostamiento en puentes tipo viga de acero (Doebbling, S. W., Farrar, C. R., 1996), pérdida de anclaje o falla de cables en puentes tipo cajón (Peeters, B., 2000; Huth, O., et al., 2005; Reynders, E., et al., 2007; Schommer, S., et al., 2017),



corrosión avanzada, impacto o falla de elementos en puentes tipo cercha (Zonta, D., et al., 2003; Chang, K. C., Kim, C. W., 2016), entre otros. En algunos de estos casos se ha llegado a niveles de detección de daño 3, mediante la comparación de modelos analíticos contra resultados experimentales.

6. DISTRIBUCIÓN DE SENSORES

Para aplicar el método de identificación de parámetros modales se obtienen registros de aceleración inducida en la dirección vertical por las cargas operacionales sobre el puente, utilizando sensores de aceleración colocados a lo largo de los costados del puente, preferiblemente las aceras. En la Figura 5 se presenta una fotografía de la toma de datos de aceleración en el puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32, sin necesidad de interrumpir del tránsito vehicular.



Figura 5. Colocación de sensores sobre las aceras del puente. Nótese que el monitoreo no interrumpe el tránsito de vehículos

En los registros de aceleraciones del 2017 y del 2018, se empleó la misma distribución de sensores utilizada en el tramo 3 en el 2015. Lo anterior no amerita colocar sensores en los tramos 2 y 4, como fue el caso del registro de datos del año 2015, haciendo más sencilla la comparación de frecuencias modales. En la Figura 6 se presenta la distribución y numeración de sensores colocados sobre la estructura del puente.

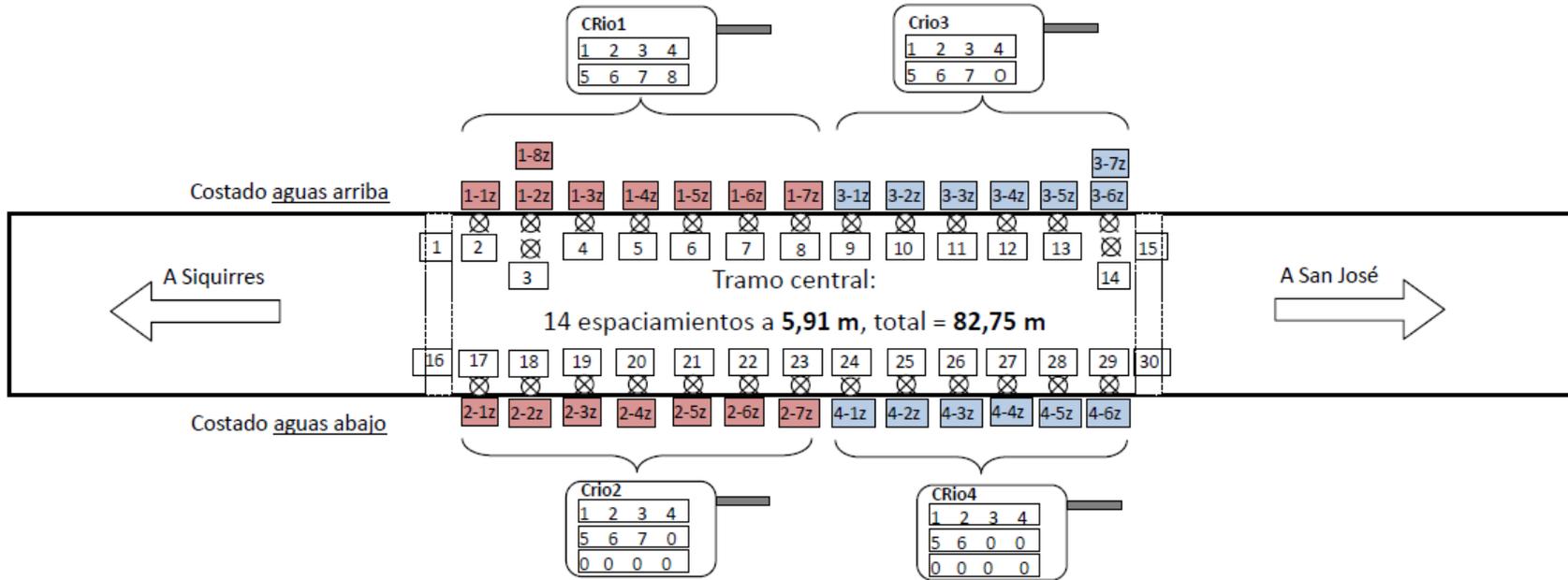


Figura 6. Distribución de sensores sobre el puente sobre el tramo No. 3. Los sensores conectados a los canales 1-8z y 3-7z se utilizaron en el registro de datos del 2017



7. RESULTADOS EXPERIMENTALES Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS TRES MONITOREOS REALIZADOS EN LOS AÑOS 2015, 2017 Y 2018

A continuación, se presenta el resumen de los resultados del análisis modal experimental realizado con base en los datos registrados el 7 de enero y 12 de febrero del 2015, 9 de marzo del 2017 y el 4 de abril del 2018. En el primer apartado se muestran los resultados del análisis realizado a partir del método de Identificación Estocástica de Subespacios conducida por covarianzas (SSI-COV por sus iniciales en inglés), en el segundo los resultados obtenidos a partir del método de Descomposición en el Dominio de Frecuencias (FDD por sus iniciales en inglés) y en el tercer apartado se comparan los resultados del 2017 y 2018 con los obtenidos en el año 2015.

Tanto el SSI-COV como el FDD son métodos de identificación de sistemas existentes. El SSI-COV se puede clasificar como un método paramétrico en el dominio del tiempo mientras que el FDD es un método no paramétrico en el dominio de las frecuencias. La información se puede extraer de manera más sencilla en los métodos en el dominio de las frecuencias porque el tipo de procesamiento que se le da a la señal se basa en la Transformada de Fourier y no requiere de la identificación de parámetros para su implementación. El SSI-COV ha ganado territorio debido a que la base matemática es rigurosa y hay documentación de numerosas experiencias exitosas en la aplicación del método; este permite la identificación tanto de frecuencias naturales como de las formas modales experimentales. Generalmente los resultados del FDD se utilizan para estudiar contenido de frecuencias mientras que el SSI-COV hace la relación de las frecuencias con las formas modales mediante un modelo dinámico de sistemas lineales. En el Anexo B se presenta más información sobre los métodos de identificación utilizados.

Los resultados que se presentan en los siguientes apartados corresponden a los más significativos de la investigación. En el Anexo C se presentan detalladamente los resultados de los monitoreos de seguimiento realizados el 9 de marzo del 2017 y el 4 de abril del 2018.



6.1 Resultados de frecuencias obtenidas mediante la técnica SSI-COV

Mediante las técnicas de análisis modal SSI-COV o FDD, se logran identificar propiedades que describen el comportamiento dinámico de la estructura ante excitaciones inducidas principalmente por el tránsito vehicular. Además, el puente podría experimentar vibraciones inducidas por viento o sismo. Las propiedades dinámicas como las frecuencias naturales y las formas modales, dependen de la masa y rigidez de la estructura; por lo que, al comparar estas propiedades entre dos distintos estados, se puede identificar posibles cambios en la rigidez o masa de la estructura. Por lo general, las estructuras mantienen invariante su masa, sólo en casos excepcionales como cuando se realizan modificaciones debido a reforzamientos o ampliaciones es donde su masa se incrementa (lo cual no ha ocurrido en este puente); por su parte, la variación de la rigidez es más fácil de ocurrir en este puente, ya que cualquier daño debido a fisuramientos, agrietamientos, pandeo o fluencia de elementos estructurales, del acero de refuerzo o presfuerzo entre otros, resultarán en una disminución de la rigidez de la misma, modificando así su comportamiento dinámico conforme se intensifica el daño.

En el Cuadro 2 se presentan los valores de las frecuencias extraídas de la medición realizada en el 2015, 2017 y 2018, obtenidas a partir del método SSI-COV. Para el caso del primer modo de flexión vertical del 2015, se realizó nuevamente el análisis con los datos originales con el fin de corroborarlo con una mayor cantidad de veces y mejorar la precisión del resultado, aumentando la cantidad de bloques de datos analizados y variando la tasa de decimación de los datos. Al observar los porcentajes de diferencia, se aprecia que a pesar de que son bajos en la mayoría de los modos, con excepción del valor promedio del primer modo, todos los demás redujeron el valor de la frecuencia en las mediciones del 2017 y 2018 con respecto al valor del 2015, lo cual se puede observar de manera gráfica en la Figura 7.

Debido a que la frecuencia es dependiente a la rigidez en el rango elástico, la reducción en la frecuencia puede estar asociada con una disminución en la rigidez de la estructura siempre que la masa se mantenga constante y, por ende, es un indicio del deterioro de la condición estructural del puente.

Es importante señalar que los modos de vibración de frecuencias bajas (por ejemplo, debajo de los 10 Hz) son mucho menos sensibles a los daños o fisuramientos locales, esto debido a

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 28 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



que la longitud de las ondas estacionarias de formas modales pueden andar en el orden de decenas de metros en el caso de este puente; por el contrario, mientras más alta sea la frecuencia, menos longitud tiene la forma de onda y por ende, son mucho más sensibles a daños o fisuramientos locales (Worden et al., 2007). No obstante, en caso de existir también un corrimiento evidente en la zona de frecuencias bajas, significaría que la extensión del daño o deficiencia podría ser considerable. Esto se evidencia en estudios como el de Worden *et al.* (2007), en el de Nguten K. & Lien T. V. (2018) y en Peteers (2000).

Al evidenciar en el resto de modos (con excepción del primero) una reducción en el valor de sus frecuencias, aun tratándose de una disminución que podría considerarse como menor (2,50% de diferencia como máximo, entre la frecuencia del 2017 contra la del 2015 y 4,62%, entre la frecuencia del 2018 contra la del 2015), esto podría significar la posible degradación de la estructura producto de un progresivo avance de daño.

Cuadro 2. Resumen de las frecuencias mínimas, promedio y máximas identificadas a partir de registros de datos correspondientes a las mediciones del 2015, 2017 y 2018

Mo- do	Frecuencia (Hz)									Porc. de diferencia** (%)	
	2015			2017			2018			2017	2018
	Min.	Prom.	Max.	Min.	Prom.	Max.	Min.	Prom.	Max.		
1-F	1,375*	1,392*	1,433*	1,359	1,415	1,478	1,304	1,424	1,512	1,69	2,31
2-F	2,375	2,509	2,620	2,468	2,491	2,510	2,388	2,492	2,705	-0,71	-0,65
3-F	2,877	2,936	3,075	2,838	2,893	2,975	2,786	2,888	2,972	-1,46	-1,63
4-F	3,582	3,744	3,903	3,565	3,679	3,758	3,536	3,675	3,856	-1,75	-1,83
5-F	3,942	4,072	4,280	3,897	3,971	4,154	3,656	3,884	3,936	-2,49	-4,62
1-T	4,863	5,084	5,178	4,933	5,054	5,124	4,665	4,989	5,170	-0,58	-1,87
6-F	6,238	6,531	6,794	6,158	6,463	6,596	6,215	6,335	6,400	-1,05	-3,00

*: Resultados obtenidos del análisis realizado nuevamente en el 2017, a partir de los registros de aceleraciones medidos en el 2015.

** : Porcentaje de diferencia de los valores promedio de frecuencia del 2017 o 2018, contra las frecuencias promedio del 2015.

F= flexión, T=torsión; 1-F primer modo en flexión.

Reynders et al. (2007) realizaron un estudio de un puente de concreto tipo cajón de 3 celdas aplicando el mismo método de identificación de frecuencias y compararon los resultados con un modelo de elementos finitos; hallaron una disminución de la rigidez de un 51% en uno de



los tramos y en la inspección en sitio encontraron cables corroídos o rotos. Los investigadores concluyeron que la disminución en la rigidez fue producto a la disminución en la fuerza de pretensión. Sin embargo, la relación entre la rigidez y la fuerza de pretensión no es lineal ya que la reducción en la fuerza no resulta en una disminución de la rigidez, mientras que no haya agrietamiento en el concreto; por el hecho de que el concreto soportaría alguna fuerza de tracción. Debido a lo anterior, es que en este estudio la evidencia indica que la disminución en las frecuencias podría estar relacionada al cambio de la sección agrietada del concreto producto del posible daño y sin descartar también que dicha variación podría ser producto a la pérdida de la tensión del presfuerzo.

Al comparar los porcentajes de diferencias de los promedios de las frecuencias de cada modo, los cuales se muestran en las últimas dos columnas del Cuadro 2, con excepción del modo 2, se observa un aumento del porcentaje de diferencia y, con excepción del modo 1, una disminución de la rigidez en un lapso de 13 meses. Debido a esto se podría afirmar que en caso de que la disminución en la rigidez se deba a la formación de grietas o a la pérdida de la efectividad del presfuerzo, esto estaría presentándose progresivamente en comparación con el estado del puente en el 2015.

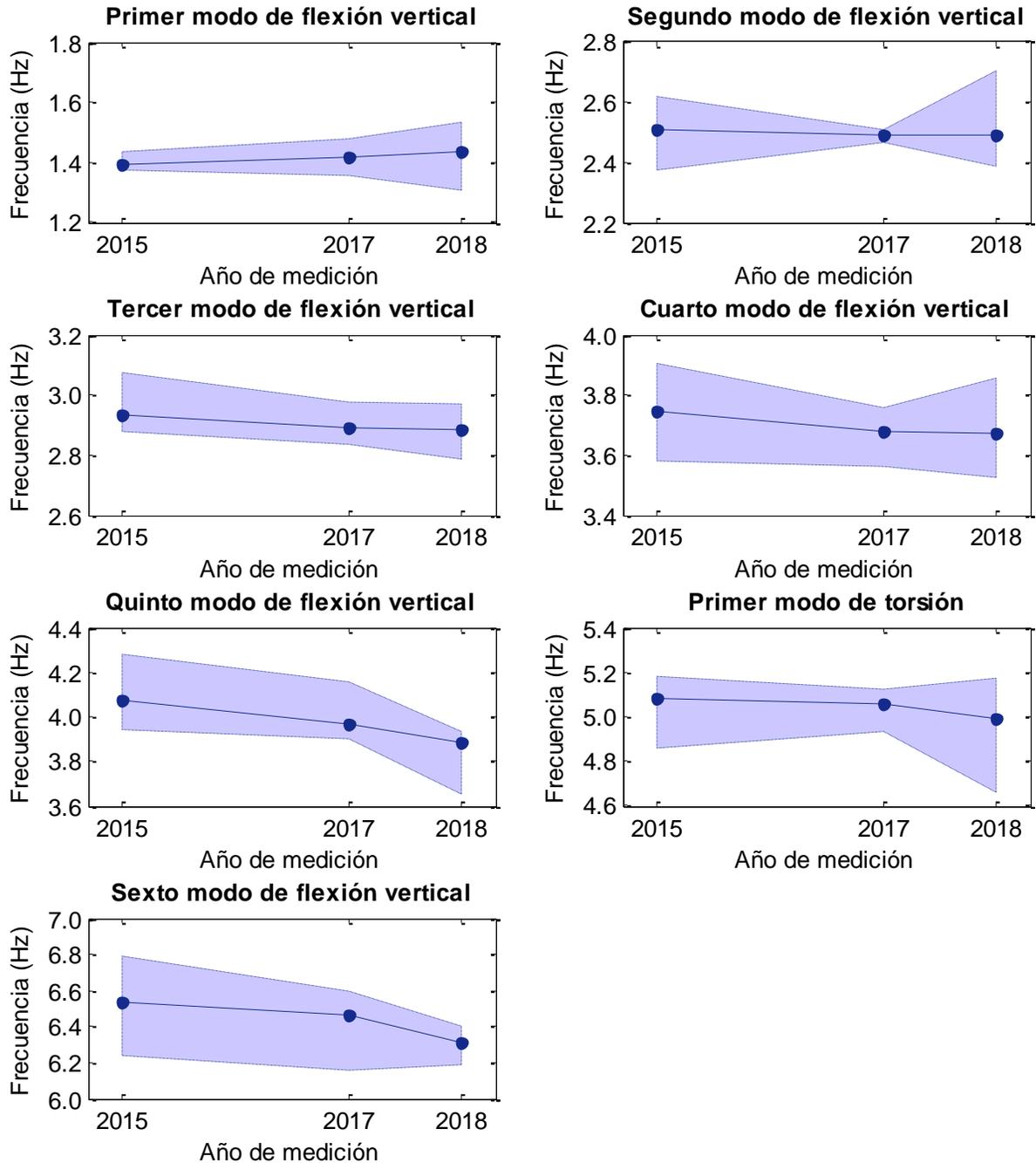


Figura 7. Comparación de frecuencias obtenidas a partir de registro del 2015, 2017 y 2018, del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32 Las zonas sombreadas representan el rango comprendido entre el máximo y mínimo de las frecuencias identificadas para cada modo, delimitadas al unir los valores máximo y mínimo de las frecuencias experimentales para cada año de medición.



La Figura 7 muestra la gráfica de las frecuencias en función de la fecha de toma de datos, de los diferentes modos de la estructura. Además, las zonas sombreadas representan el rango comprendido entre el máximo y mínimo de las frecuencias identificadas para cada modo. De la Figura 7 se evidencia una disminución en la frecuencia en todos los modos con la excepción del primero modo de flexión vertical, lo cual se comentó anteriormente y se mostró en el Cuadro 2. Es importante señalar que la tasa de cambio de frecuencias a lo largo del tiempo también ha aumentado para modos superiores (modo de torsión, modo 5 y 6, y otros modos superiores que se presentarán en lo siguiente), lo que podría indicar que la velocidad o la tasa de deterioro se estaría acelerando.

6.2 Resultados de frecuencias obtenidas mediante la técnica FDD

Se realizó una ponderación de los resultados del método FDD. La ponderación consiste en aplicar el método FDD a los diferentes bloques de datos de la medición de un año, y promediar los espectros resultantes. En la Figura 8, Figura 9 y Figura 10 se muestran los resultados y se realizan diferentes comparaciones con el fin de facilitar la comprensión de los datos. Cabe recalcar que solamente se presentan los resultados obtenidos del primer valor singular de la aplicación del FDD, donde los picos representan las frecuencias dominantes, y complementado con el método SSI-COV, permiten la identificación de los modos de oscilación (para más información del método FDD consultar el Anexo B).

Las líneas verdes punteadas de los gráficos (ver Figura 8, Figura 9 y Figura 10) representan el espectro del 2015, las azules continuas el del 2017 y las rojas con cruces el del 2018. Acá, al igual que en los resultados del método SSI-COV, se aprecia la disminución de las frecuencias. Dicha disminución se determina analizando los picos del espectro de frecuencias de los modos globales de la estructura identificados en el año 2015. En la Figura 10 se presentan resultados de modos superiores donde el corrimiento y el aumento de la tasa de reducción de frecuencia con el avance de los años es más evidente.

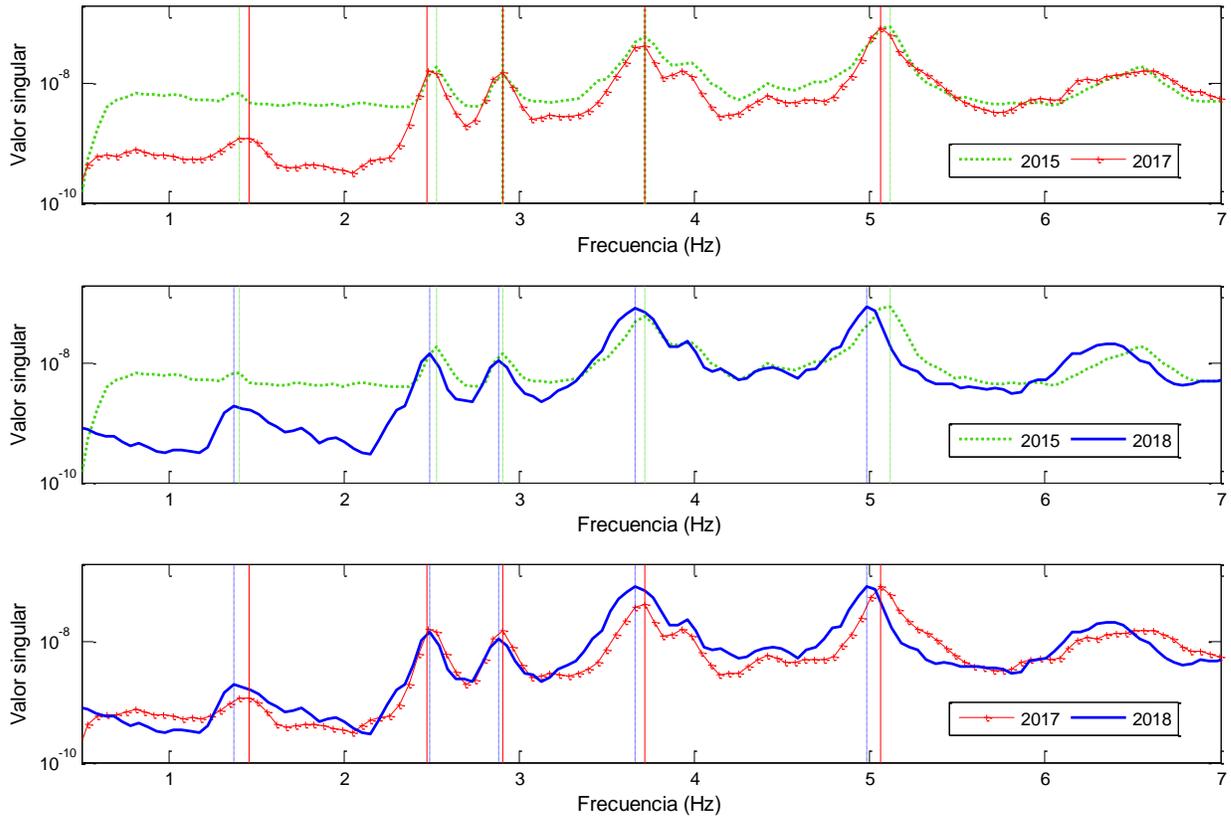


Figura 8. Comparación de promedios del primer valor singular contra frecuencias, extraídos del método FDD de los registros obtenidos en el 2015, 2017 y 2018

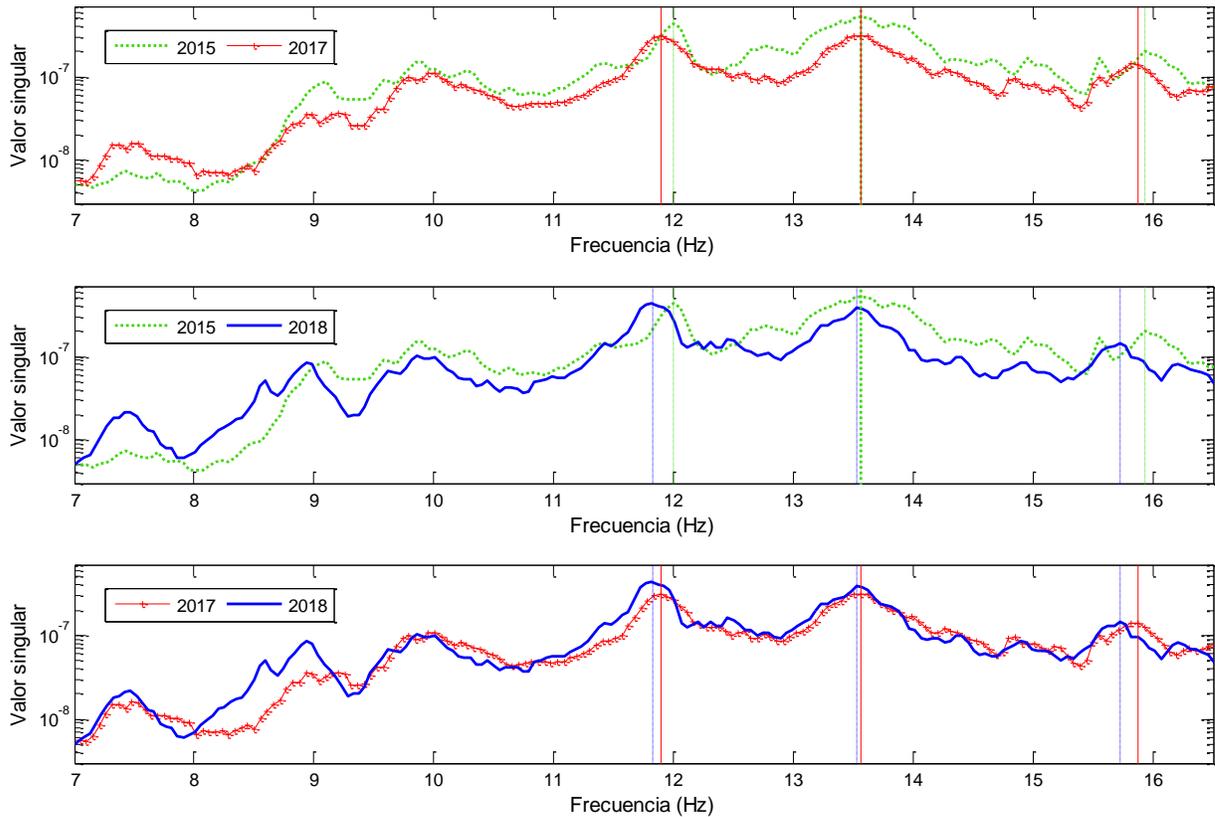


Figura 9. Continuación de comparación de promedios del primer valor singular contra frecuencias, extraídos del método FDD de los registros obtenidos en el 2015, 2017 y 2018

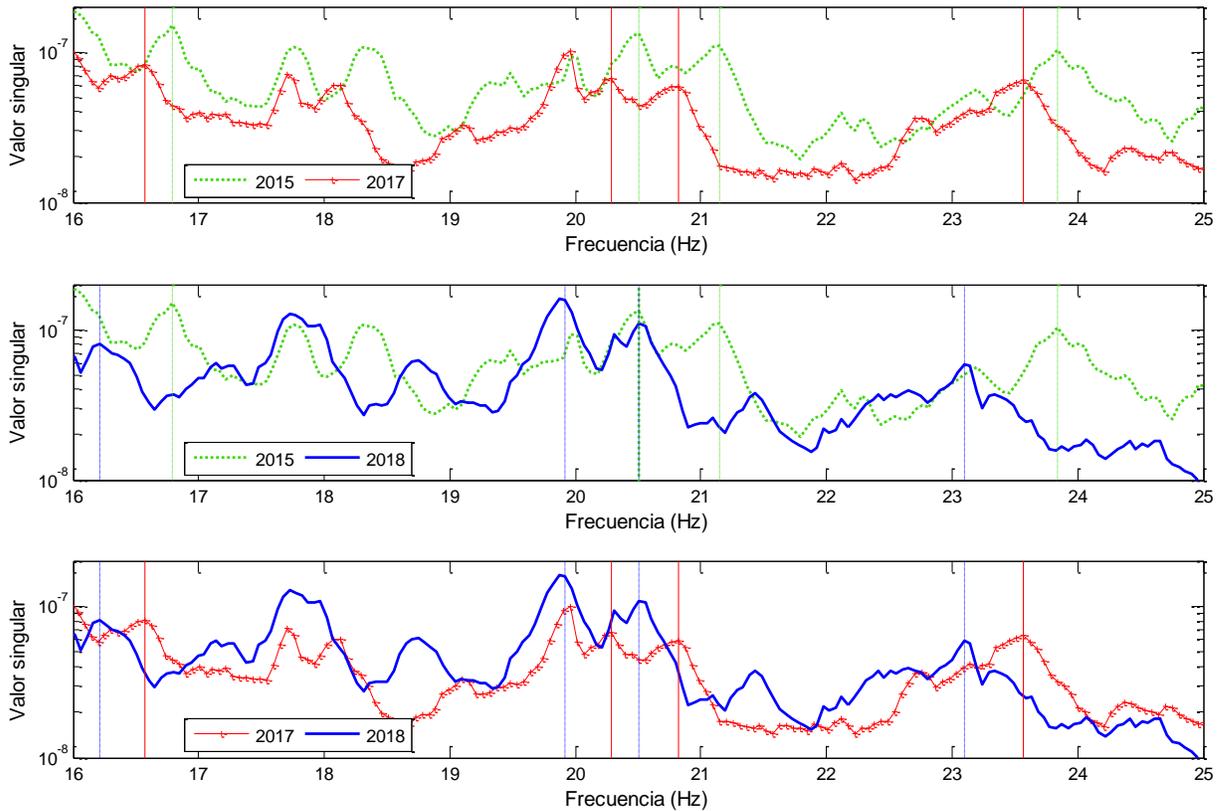


Figura 10. Continuación de comparación de promedios del primer valor singular contra frecuencias, extraídos del método FDD de los registros obtenidos en el 2015, 2017 y 2018

En el Cuadro 3 se muestra el valor de la frecuencia que se obtiene de los espectros presentados para cada modo. Nuevamente se puede apreciar que hubo una disminución de las frecuencias en la mayoría de los modos, tanto en el 2017 como en el 2018, con respecto a las del 2015. Se evidencia de nuevo aquí que la tasa de cambio de las frecuencias ha aumentado con el tiempo al comparar el corrimiento entre el período de 2015 a 2017 y el de 2017 a 2018; se observa que el corrimiento de los picos ocurrido en un solo año (2017 a 2018) es casi igual o inclusive mayor que el corrimiento dado en un período de dos años (2015 a 2017), y este fenómeno es evidente en una gran mayoría de modos. Como antes se mencionó, la disminución de las frecuencias puede evidenciar un posible deterioro en la estructura del puente.

En el caso del primer modo, se puede apreciar en la Figura 8 que la amplitud en “y” (eje vertical) es menor en el 2017 y 2018 que en el 2015, y que la amplitud del pico tanto del año 2015



como del año 2017 y 2018, es pequeña en comparación con la de frecuencias asociadas a otros modos. Esto podría decir que fue un modo de baja excitación y por ende difícil de identificar, por lo que los resultados pueden no ser tan precisos como los de otros modos. No obstante, se aprecia que el ancho de la cresta del mismo aumentó en el espectro del 2017 y posteriormente en el del 2018, lo que indica un aumento de amortiguamiento según la teoría de Espectro de Fourier (Chopra, 2014), el cual podría indicar un mayor grado de fisuramiento o daño para estructuras de concreto (Peeters, 2000 & Frizzarin et al., 2008).

Cuadro 3. Comparación de frecuencias obtenidas a partir de gráficos del promedio de resultados del método FDD de los registros del 2017 y del 2018, contra las del 2015

Descripción del modo	Frecuencias obtenidas del gráfico del método FDD (Hz)			Porcentaje de diferencia respecto a 2015 (%)	
	2015	2017	2018	2017	2018
<i>Bajas frecuencias</i>					
Modo 1-F	1,40	1,40	1,37	0,00	-2,14
Modo 2-F	2,53	2,48	2,49	-1,98	-1,58
Modo 3-F	2,91	2,91	2,88	0,00	-1,03
Modo 4-F	3,71	3,71	3,66	0,00	-1,35
Modo 5-F	3,98	3,93	3,96	-1,26	-0,50
Modo 1-T	5,11	5,06	4,99	-0,98	-2,35
<i>Altas frecuencias</i>					
Modo 7	12,00	11,89	11,82	-0,92	-1,50
Modo 8	13,56	13,56	13,53	0,00	-0,22
Modo 9	15,93	15,82	15,72	-0,69	-1,32
Modo 10	16,79	16,57	16,21	-1,31	-2,17
Modo 11	20,50	20,29	19,92	-1,02	-1,82
Modo 12	21,15	20,82	20,51	-1,56	-1,49
Modo 13	23,84	23,57	23,10	-1,13	-1,99

Como anteriormente se mencionó, los modos de vibración de frecuencias altas tienen menor longitud de onda y, por ende, son mucho más sensibles a daños o fisuramientos locales (Worden et al., 2007). Esta es la razón por la que el corrimiento del espectro de FDD es más evidente que en la zona de altas frecuencias. No obstante, en caso de existir también un corrimiento evidente en la zona de frecuencias bajas, significaría que la extensión del daño podría ser considerable.



6.3 Resultados de formas modales obtenidas mediante la técnica SSI-COV

En la Figura 11 y Figura 12 se presenta la superposición de formas modales de ambos costados del tramo 3 de la superestructura 2 del puente obtenidas a partir de los datos del año 2015, 2017 y 2018. Se observa en las figuras que las líneas de las formas modales del 2015, 2017 y 2018 no presentan variación significativa (para un mismo costado).

La revisión de las formas modales permite la ubicación del daño (nivel 2 de detección del daño) siendo más clara su identificación cuando existe mayor cantidad de nodos de monitoreo (grados de libertad); si no hay evidencia de cambio significativo, solo se puede descartar que la reducción de la rigidez (evidenciada por la reducción de los valores de las frecuencias, que se señaló en los apartados anteriores) se da, en parte, por un daño localizado.

Algunas formas modales obtenidas a partir de los datos del 2015 muestran un cambio de curvatura en el nodo 4 (ver distribución de sensores en Figura 6). El cambio se observa en las formas modales de los modos 2-F, 5-F, 1-T y 6-F del costado aguas arriba (ver en Figura 11 y Figura 12); sin embargo, en los resultados del 2017 y 2018 no se identificó el pico o cambio de curvatura mencionado anteriormente. Como no se identificó el cambio de curvatura en los últimos monitoreos, no puede haber certeza para inferir que haya un daño local en ese punto de la estructura lo cual será necesaria su evaluación en monitoreos futuros.

Los modos del costado aguas abajo que se presentan de la Figura 11 y Figura 12, evidencian cambios en la forma modal entre los nodos 24 y 26 (ver modo 2-F, 4-F, 5-F y 6-F). Estos cambios se observan en los registros del 2015, 2017 y 2018, lo que podría indicar una anomalía local cerca de los nodos 24 y 26. Los nodos N4, N24 y N26 están identificados en las figuras para facilitar la lectura del gráfico.

Cabe rescatar que el primer modo de flexión se piensa que tuvo baja excitación y por ende fue difícil de identificar, por lo que los resultados de las formas modales no muestran curvas suaves como en otros casos.

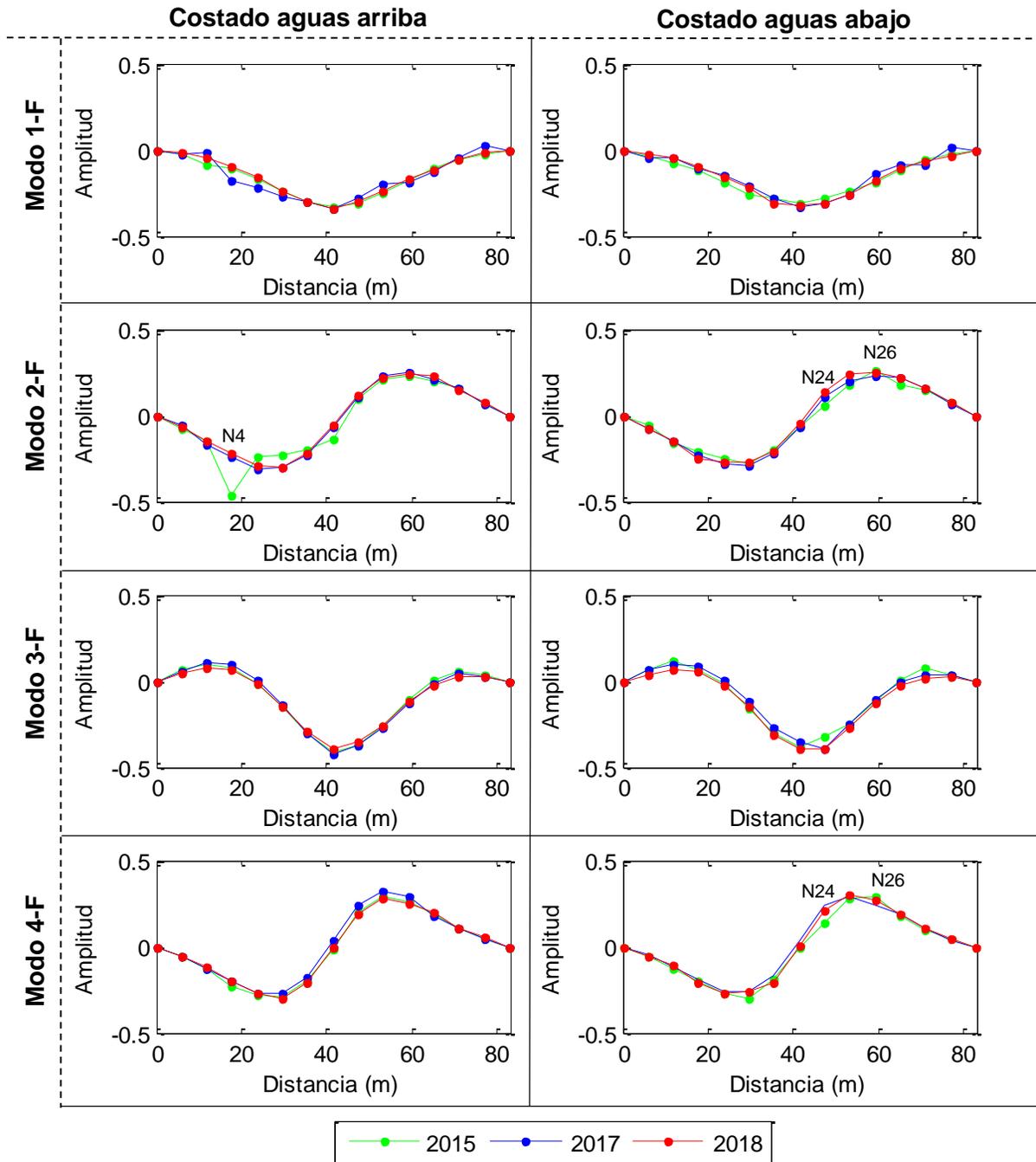


Figura 11. Superposición de formas modales obtenidas a partir de registros del 2015, 2017 y 2018, de costado aguas arriba y costado aguas abajo del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32. N4, 24 y 26 señalan los nodos 4, 24 y 26.

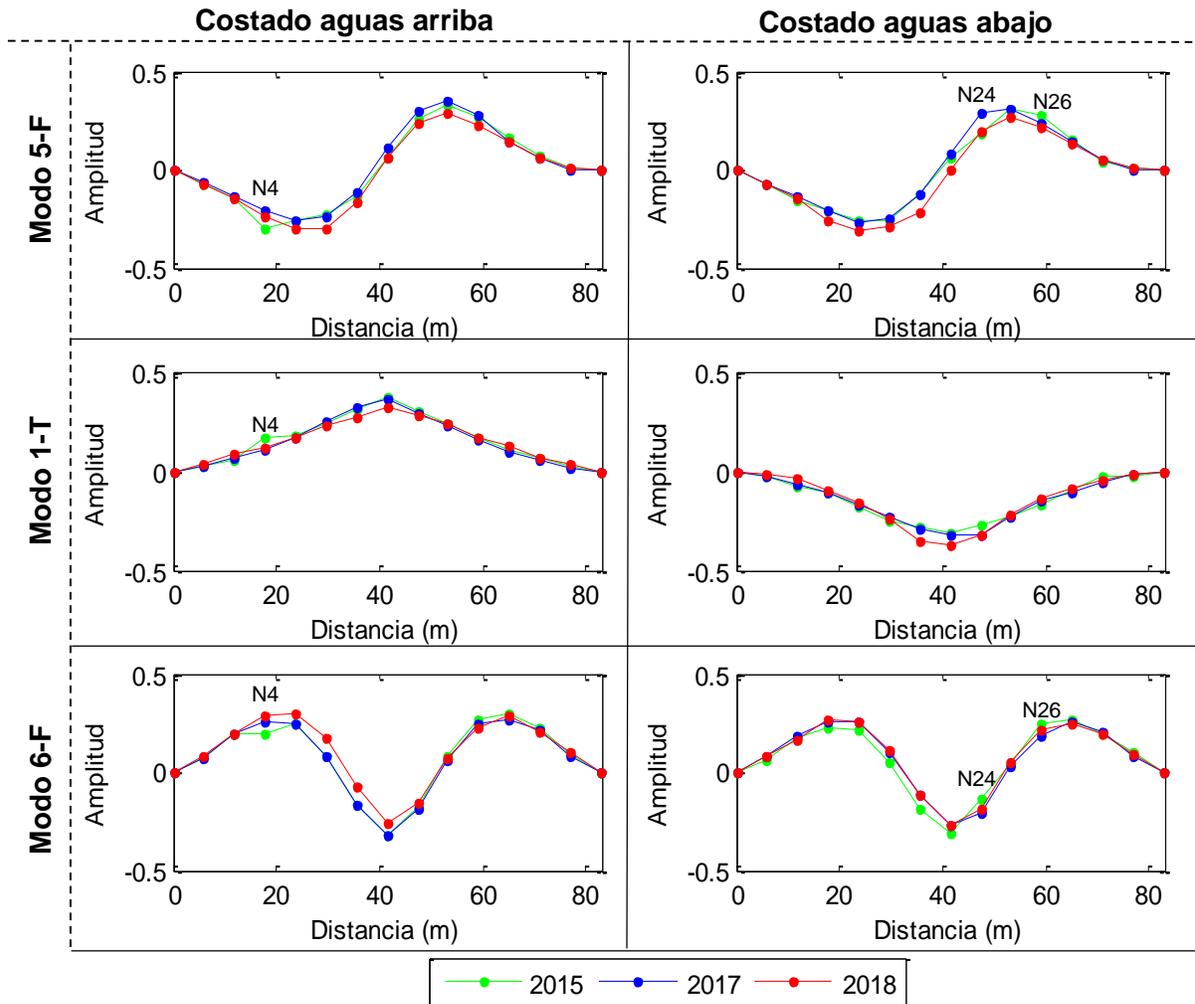


Figura 12. Continuación de superposición de formas modales obtenidas a partir de registros del 2015, 2017 y 2018, de costado aguas arriba y costado aguas abajo del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32. N4, 24 y 26 señalan los nodos 4, 24 y 26.

En el Cuadro 4 se presenta el valor del criterio de aseguramiento modal (MAC por su nombre en inglés Modal Assurance Criterion), el cual determina el grado de correlación entre los vectores de las formas modales (Allemang & Brown, 1983). Entre más cercano sea el valor del MAC a 1, mayor correlación existe entre las formas modales. Los valores del MAC del Cuadro 4 son cercanos a la unidad, lo que indica que hay una alta concordancia entre la forma modal del 2015 contra la del 2017 y entre la forma modal del 2015 contra la del 2018. En 6 casos se observa una disminución entre los MAC 2015-2017 y los MAC 2015-2018, en 4 casos existe un incremento y en 4 casos más no hay cambio, por lo que no hay una tendencia clara.



Cuadro 4. Valores de MAC de la comparación entre formas modales extraídas a partir de los registros del 2017 y del 2018, contra los del 2015, para ambos costados del puente

Descripción modos	MAC 2015-2017		MAC 2015-2018	
	Aguas Abajo	Aguas arriba	Aguas Abajo	Aguas arriba
1-F	0.97	0.96	0.99	1.00
2-F	0.98	0.89	0.97	0.88
3-F	0.97	1.00	0.97	0.99
4-F	0.97	0.99	0.98	1.00
5-F	0.97	0.97	0.95	0.97
1-T	0.99	0.99	0.97	0.99
6-F	0.96	0.99	0.96	0.94

Es importante señalar que tanto la frecuencia, el amortiguamiento y las formas modales son indicadores de daño independientes. Por ello es que pueden existir cambios en la frecuencia y no necesariamente en la forma modal, como podría ser este el caso. Lo anterior se corrobora en los estudios de calibración de estructuras, donde un parámetro, como por ejemplo el módulo de elasticidad, la masa, la rigidez de los apoyos, puede hacer que cambie uno o varios indicadores, como las frecuencias o las formas modales (Montalto, 2016 & Durán, 2018).

6.4 Efecto de la temperatura en el monitoreo de puentes

Algunos estudios como el de Sohn et al. (1999), Peeters, Maeck & De Roeck (2000) y Alampalli (1998) consideran o investigan el efecto de la temperatura en las frecuencias naturales de estructura. Se ha encontrado que las frecuencias pueden variar según la hora del día o la época del año. Alampalli (1998) señala que la mayor variación se da ante bajas temperaturas, por el congelamiento de los apoyos. Peeters, Maeck & De Roeck realizaron el estudio para un puente y encontraron que entre los $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ se dan las mayores variaciones (hasta de 10%); en el rango de temperaturas entre $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $40\text{ }^{\circ}\text{C}$, la variación es menor.

Para el puente sobre el río Virilla se registraron temperaturas en las tres visitas (2015, 2017 y 2018). Los datos extraídos se pueden observar en el Anexo D. Se realizó un análisis comparativo de frecuencias obtenidas a partir de los bloques de datos registrados en el momento que se presenta la menor temperatura, la mayor temperatura y valores cercanos al promedio de temperatura, para cada uno de los años de estudio. El efecto de la temperatura



puede tener alguna relevancia en las diferencias de frecuencia de los modos de vibrar del puente obtenidas en cada fecha de monitoreo, sin embargo, en el Anexo D se presentan los gráficos comparativos obtenidos en donde no se encontró variación entre los valores de las frecuencias, por lo que se dedujo que, la disminución de las frecuencias con el tiempo no es producto de variaciones en la temperatura.



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este informe se da seguimiento a los resultados experimentales presentados en el informe LM-PI-UP-PN12-2015 sobre el comportamiento dinámico del puente sobre el río Virilla, ubicado en la Ruta Nacional No. 32. Se presentan los resultados de dos monitoreos de la condición estructural con base en datos registrados el 9 de marzo del 2017 (25 meses después del primer monitoreo y 42 años después de que se finalizó la construcción de la estructura) y el 4 de abril del 2018 (36 meses después del primer monitoreo). Los resultados obtenidos del análisis representan el comportamiento dinámico experimental de la superestructura No. 2 y tramo 3 (ver Figura 4) del puente en el momento que se realizó la toma de datos de aceleración, inducida por la carga dinámica operacional.

Con base en el análisis realizado y la información disponible, se concluye lo siguiente:

- a. Al comparar las frecuencias obtenidas en el rango entre 1,97 Hz y 6,80 Hz a partir del método SSI-COV, se identifica, en 6 de las 7 frecuencias modales, una reducción entre 0,58 % y 2,5 % de los valores de las frecuencias entre los años 2015 y 2017. El comportamiento se repitió al comparar las frecuencias del 2015 y las del 2018, donde la reducción fue entre 0,65 % y 4,62 %. La última comparación evidencia una reducción de las frecuencias mayor que la del 2015 al 2017, lo que indica que hubo una disminución de las frecuencias del 2017 al 2018.
- b. A partir de los resultados del Criterio de Aseguramiento Modal (MAC) se concluye que las formas modales obtenidas a partir del monitoreo realizado en el 2017 y en el 2018, no variaron significativamente en comparación a las obtenidas en el año 2015, lo cual indica que las formas modales resultan menos sensibles a la posible progresión del daño de la estructura.

Se le recomienda a la Administración:

1. Atender las recomendaciones de los informes LM-PI-UP-PN06-2014 y LM-PIE-UP-P12-2019, referente al estado de conservación del puente sobre el río Virilla de la Ruta Nacional No. 32.

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 42 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



2. Se recomienda a la Administración colocar al menos un punto de control en la zona de máxima deflexión para que el LanammeUCR pueda realizar en futuros estudios el monitoreo de la deflexión con topografía de precisión. La medición inicial de referencia corresponderá al estado de la estructura al momento de efectuarla, por lo que el monitoreo no es con respecto a una medición del estado sano de la estructura justo después de entrar en operación, sino que lo que se busca analizar son los cambios de deflexión con respecto a la medición inicial de referencia.

Finamente, como se ha evidenciado una disminución en las frecuencias de sus formas modales que son indicio de una posible disminución en la rigidez global o local de la superestructura No. 2 asociado a una progresión de daño, el LanammeUCR realizará el monitoreo del comportamiento dinámico del puente de forma regular, para darle seguimiento a los valores de las frecuencias. Estas mediciones y sus resultados se comunicarán de forma oportuna a la Administración.



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Página intencionalmente dejada en blanco

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 44 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------

Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales - Código Postal 11501-2060, Universidad de Costa Rica, Costa Rica - Tel. (506) 2511-2500 - Fax (506) 2511-4440 - E-mail: dirección@lanamme.ucr.ac.cr



ANEXO A. CONCEPTOS Y FUNDAMENTOS TEÓRICOS

En este apartado se presenta brevemente los conceptos técnicos que fundamentan el análisis realizado. Para un mayor detalle el lector puede revisar la lista de referencias bibliográficas.

A.1 Enfoques y clasificaciones del Monitoreo de la Condición Estructural

A.1.1 Monitoreo continuo versus mediciones fuera de línea

Existen diferentes estrategias o metodologías para lograr el monitoreo estructural. En términos de la instalación y propósito, se clasifica en dos tipos: monitoreo continuo (también llamado monitoreo permanente o monitoreo en línea) y mediciones fuera de línea (también llamadas como pruebas de diagnóstico o de evaluación).

El monitoreo continuo implica la instalación permanente de sensores, sistema de cableado y de adquisición de datos en sitio, lo cual implica elevados costos en la instalación, seguridad, operación y mantenimiento del sistema, por lo que generalmente sólo se encuentra en puentes de gran envergadura y de vital importancia. Ejemplo de ello son todos los puentes mayores atirantados de Hong Kong como el puente Tsing Ma, Kap Shui Mun, Ting Kau, Western Corridor y Stonecutters (Ni, 2014; Ni y Wong, 2012); el puente Bill Emerson (Zang, et, al., 2008) sobre el río Misisipí, Illinois, y el puente Vincent Thomas (He, et, al., 2008) que cruza el puerto de Los Ángeles, California; el nuevo puente Jindo en Corea del Sur (Jang, et, al., 2010) y muchos otros puentes importantes alrededor del mundo.

Los objetivos de un sistema de monitoreo continuo son: a) emisión de alertas tempranas cuando la estructura está sujeta a cargas excesivas, ya sea causadas por el tráfico, por el viento o por sismos, y cuando se requieren detectar daños o anomalías en tiempo real para una toma de decisión inmediata; b) evaluar en forma continua las condiciones y los estados operacionales del puente; c) verificar los parámetros de diseño contra el desempeño de la construcción in situ; y d) monitorear, estudiar, caracterizar y controlar, en una fase más avanzada, las solicitaciones que son impuestas por las excitaciones ambientales como el viento o el sismo, o por el tráfico vehicular, donde para este último se buscan implementar estrategias especiales para el pesaje en movimiento o pesaje dinámico en el puente ("Bridge Weight-In-Motion", como se le conoce en inglés) (Wall, et, al., 2009; Kolev, 2015).

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 45 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



Por otro lado, para las mediciones fuera de línea se utilizan generalmente sistemas portátiles que pueden colocarse temporalmente en un puente, tomar los datos durante unas horas, varios días o hasta algunos meses, y ser retirados del sitio para instalarse en otros puentes. Los datos recolectados pueden ser procesados y analizados luego en la oficina o incluso en el sitio mismo.

Los objetivos de las mediciones fuera de línea son: a) evaluaciones y revisiones rutinarias de la condición estructural, detección de daños y cuantificación de su deterioro en el tiempo; b) evaluación rápida post-evento; c) actualización o validación del modelo estructural mediante elemento finito; y d) pruebas de carga diversas. El sistema de monitoreo híbrido y portátil desarrollado y validado por LanammeUCR, a través de la Unidad de Puentes del Programa de Ingeniería Estructural (Liu-Kuan, et, al. 2015a), fue creado justamente para los propósitos mencionados de mediciones fuera de línea.

A.1.2 Monitoreo basado en mediciones directas o monitoreo basado en vibraciones

En términos de la medición, se puede hablar de dos perspectivas: monitoreo basado en mediciones directas o monitoreo basado en vibraciones. Se puede citar ejemplos del primero como el monitoreo de la deformación unitaria de un elemento o en una sección crítica o agrietada de un puente mediante una galga extensométrica, monitoreo de la presión del suelo o tensión de un cable con una celda de carga, monitoreo del ángulo de rotación de una pila con un inclinómetro o el asentamiento de la misma con un LVDT (siglas en inglés de “Linear Variable Displacement Transducer”), entre otros, donde el valor obtenido de la medición puede compararse directamente con un umbral establecido teóricamente y determinar así el desempeño y la seguridad de la sección o del elemento monitoreado.

Por otro lado, monitoreo basado en vibraciones es un método indirecto y global. Es indirecto porque las mediciones de vibraciones no pueden compararse directamente con algún valor de referencia, sino que a través de métodos de procesamiento de señales o métodos denominados como “métodos de identificación de sistemas”, se extraen los parámetros de interés de la estructura como un todo y, por ende, es llamado un método global.



Estas dos perspectivas son, de hecho, complementarias, y en la práctica es común verlas aplicadas conjuntamente en el monitoreo continuo de puentes de gran envergadura. El monitoreo basado en mediciones directas es más común en monitoreo permanente y de largo plazo, debido a su instalación in situ; además, los trabajos de calibración y verificación, son laboriosos, y se busca vigilar continuamente el objetivo: un valor de deformación unitaria, fuerza, rotación o desplazamiento en el tiempo, y así emitir una alerta cuando este alcance un valor o rango de valores preestablecidos.

En obras de infraestructura civil, rara vez el interés es estudiar el valor medido tal cual de la historia de vibraciones registrada en campo o compararlo contra alguna referencia (sea en términos de deformación, velocidad o aceleración); el análisis modal operacional es el método comúnmente empleado para analizar estas señales vibratorias y extraer frecuencias y formas modales, así como valores de amortiguamiento, siendo estas últimas propiedades dinámicas de la estructura como un todo.

En resumen, el monitoreo basado en mediciones directas puede indicar solo el estado del elemento, sección o punto monitoreado de la estructura. Se deben hallar los componentes más críticos de una obra antes de su implementación; de esta manera el monitoreo será significativo. En cambio, el monitoreo basado en vibraciones muestra el estado global de la estructura como un todo y permite identificar y ubicar anomalías o daños en la estructura.

El monitoreo basado en vibraciones puede ser continuo o fuera de línea; y es posible extraer los parámetros modales de una estructura con solo un par de minutos de registro de datos. Estos resultados equivalen a una fotografía de su estado en el momento de la medición, Mediante una comparación con los parámetros obtenidos cuando la estructura se encuentra “sana” o en su estado inicial, es posible determinar y cuantificar el deterioro o cambio de la estructura en el tiempo. En caso de no disponer de la información del estado inicial o “sano”, podría compararse con los parámetros modales de la estructura modelada analíticamente con el método de elementos finitos, y suponerlo como el estado “ideal” contra el que se hace la comparación, proceso que es denominado como la calibración, ajuste o actualización del modelo de los elementos finitos.



El sistema de monitoreo híbrido y portátil desarrollado por LanammeUCR está diseñado para realizar mediciones fuera de línea y está basada en las vibraciones (aceleraciones registradas) de la estructura. Así, dada las competencias asignadas mediante el artículo 6 de la ley 8114 a LanammeUCR para la evaluación de la Red Vial Nacional, el sistema puede trasladarse libremente a puentes en cualquier parte del país que requieren de una evaluación. Además, puede determinar la existencia y ubicación de anomalías, posibles daños en el puente, y cuantificar el estado global o el deterioro del puente en el transcurso del tiempo. Los resultados de este monitoreo complementan las labores de inspección visual y constituyen un insumo muy valioso en la toma de decisiones con respecto a la estructura evaluada.

Además, antes de implementar un sistema de monitoreo continuo en una estructura que lo amerita, se debe realizar previamente una medición fuera de línea en forma exhaustiva para determinar las propiedades dinámicas y condiciones reales de la estructura. Esta evaluación a priori permite determinar los elementos o las secciones críticas que requieren de monitoreo, y así disponer a la estructura con la menor cantidad posible de sensores, pero ubicados óptimamente, de forma que se pueda inferir el estado de la estructura. Para ello, se debe contar con un modelo analítico previamente calibrado, con base en los resultados experimentales producto de la medición fuera de línea, que permita integrar las mediciones continuas y hacer predicciones en tiempo real.

A.1.3 Monitoreo basado en modelos físicos o monitoreo basado en indicadores extraídos directamente de las señales

En cuanto al método de procesamiento y análisis de las señales captadas por el sistema de monitoreo, se puede clasificar, en general, en dos enfoques: el primero es el basado en un modelo físico y el segundo, en indicadores extraídos directamente de las señales,

El primero cuenta con un modelo físico que sirve como referencia para hacer el procesamiento de señales y se aplica la metodología denominada como identificación de sistemas, para hallar los parámetros del modelo a partir de las mediciones,

Un ejemplo típico de ello es el modelo dinámico (ecuación de movimiento) de un sistema lineal de múltiples grados de libertad, expresado en la forma de espacio de estados, el que también constituye, en nuestro caso, el modelo base para realizar el análisis modal operacional. Al

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 48 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



contar con un modelo físico base, los parámetros identificados también cuentan con sus respectivos significados físicos; cualquier cambio en ellos permite inferir entonces, cambios reales en la estructura,

Por otro lado, el segundo enfoque se basa más en métodos de procesamiento y descomposición de señales, y extraer de ellas patrones, características o indicadores de interés o que representan daño. Ejemplo de estas técnicas se puede mencionar como: el Análisis Multi-resolución con Ondículas ("Multi-Resolution Analysis with Wavelets" en inglés), Transformada de Hilbert, Descomposición Empírica de Modos ("Empirical Model Decomposition" en inglés), Análisis de Componentes Principales ("Principal Component Analysis" en inglés); métodos basados en la inteligencia artificial como las Redes Neuronales, Algoritmos de Aprendizaje Automático ("Machine Learning" en inglés) y muchas otras. No obstante, actualmente no existe una clara división entre los dos enfoques, y por lo tanto es frecuente encontrar combinaciones de ambos para alcanzar mejores resultados.

A.2 Monitoreo de la Condición Estructural basado en vibraciones

El concepto y la hipótesis en que se basa el Monitoreo de la Condición Estructural basado en vibraciones, estrategia que es adoptada por la Unidad de Puentes del LanammeUCR, consiste en que al presentarse daños en la estructura, conceptualmente éstas modificarían las propiedades mecánicas tales como la masa, la rigidez, el amortiguamiento, las frecuencias de vibración (*i.e.*, parámetros modales) y en consecuencia, afectarían a las características vibratorias de las estructuras, Si existe una buena resolución espacial en cuanto a la distribución de sensores, y si el método de procesamiento de señales e identificación de parámetros dinámicos es lo suficientemente robusto como para extraer todos estos cambios a partir de las señales de vibración captadas, el monitoreo de la salud estructural y la identificación de daños sería factible midiendo únicamente las vibraciones de la estructura (Doebbling, et al., 1996).

La investigación sobre el tema de vibraciones en las estructuras civiles no es algo reciente; desde los años sesenta del siglo pasado y con la creación de los sismógrafos electromagnéticos modernos, se han efectuado pruebas dinámicas de vibración libre o forzada para estudiar el comportamiento dinámico de las estructuras con especial atención a los

edificios. En dichas pruebas se coloca instrumentación permanente en la base y el nivel superior de los edificios, y en el caso de los edificios de gran altura en los niveles intermedios, para el estudio y monitoreo del comportamiento de la estructura ante los desplazamientos inducidos por el sismo. En este caso, las aceleraciones registradas en la base serían la entrada al edificio, el que es considerado como el sistema, y la respuesta del mismo sería la salida, tal como se ilustra esquemáticamente en la Figura A.1.

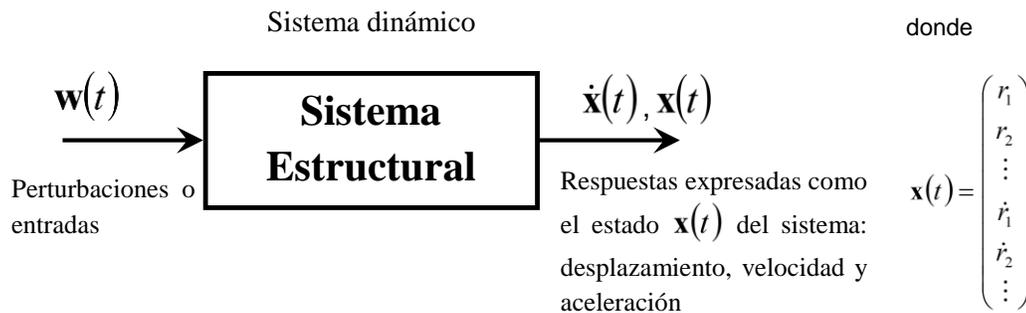


Figura A.1. Esquema conceptual de un sistema dinámico

A pesar de la temprana implementación de pruebas dinámicas en las estructuras civiles, su objetivo difiere del enfoque del monitoreo de condición estructural, donde la finalidad de este último es la implementación de un sistema para la detección de daños, alerta temprana, y como una estrategia para la gestión de la infraestructura civil.

Los monitoreos de condición estructural son posibles gracias al gran avance de la electrónica y de la tecnología de sensores en los últimos años, así como del desarrollo y mejoramiento de poderosas herramientas matemáticas y computacionales para el procesamiento de una gran cantidad de datos producto de señales digitales e identificación de sistemas.

Para lograr una mejor comprensión sobre la metodología del Monitoreo de la Condición Estructural basado en vibraciones, es posible referirse a tres enfoques o problemas asociados a un sistema dinámico: a) análisis estructural, b) identificación de sistema y c) el problema inverso o identificación de fuerzas.

a) **Análisis estructural:** en general, el proceso de análisis estructural consiste en adoptar modelos de cargas, espectros de estas o historias en el tiempo establecidas en diversos códigos de análisis y diseño, documentación técnica o bases de datos, como

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 50 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



perturbaciones o entradas al sistema; luego, determinar las incógnitas, que son las respuestas de un modelo estructural conocido previamente, las cuales pueden traducirse luego en términos de fuerzas internas y que son llamadas en el proceso de diseño como la demanda estructural, la que al final es comparada con la capacidad de los miembros estructurales que conforman el sistema.

- b) **Identificación de sistemas:** cuando se desean conocer las características dinámicas (o también estáticas) de una estructura a escala real, el sistema o el modelo dinámico pasaría a ser la incógnita. En el caso de pruebas de vibración libre, por ejemplo, la perturbación (entrada) es cero, se conoce la salida y se desea despejar o resolver los parámetros dinámicos del sistema (frecuencias naturales, amortiguamiento, formas modales). En una prueba de vibración forzada, es conocida tanto la entrada al sistema (en su ubicación y forma: son excitaciones sinusoidales en el tiempo y en un punto de la estructura) como su salida. En un evento sísmico, la entrada es tomada como la aceleración registrada en la base, y la salida son las respuestas tomadas por los acelerógrafos instalados en pisos intermedios y superior. La determinación de las propiedades dinámicas de un sistema dinámico a partir de las entradas y salidas del mismo es conocida como Identificación de Sistemas (Van Overschee y De Moor, 1996).

En casos de pruebas estáticas es similar, es decir, se aplican sobre la estructura cargas conocidas y controladas, mientras que las respuestas, como el desplazamiento o deformación, son registradas, de forma que se puede recuperar la curva carga-deformación de la estructura como su modelo estático.

- c) **Problema inverso o identificación de fuerzas:** es cuando el sistema estructural ha sido identificado previamente, ya sea en términos dinámicos o estáticos, y junto con las mediciones de las respuestas del sistema se buscan determinar las fuerzas que actúan en el sistema. Ejemplos de ello es la identificación de la fuerza del viento que actúa en edificios altos (Liu, et al., 2013), o la identificación de las cargas vehiculares que transitan sobre un puente conocido como pesaje en movimiento o pesaje dinámico en el puente (Wall, et al., 2009; Kolev, 2015), como se mencionó anteriormente.



En el caso específico de puentes, es posible realizar pruebas de carga estática o dinámica tradicionales de manera controlada permitiendo así tener mediciones tanto de entrada como de salida para identificar el sistema. Sin embargo, esto implica el cierre total al paso vehicular durante la prueba, lo cual podría causar una gran congestión vehicular en las rutas alternas si las hay, y es algo que difícilmente se pueda lograr en las rutas nacionales con un alto volumen de tránsito vehicular.

Si se midiera únicamente las respuestas del puente sin interrupción del tránsito, se estaría enfrentando a un escenario donde se desconocen las entradas al sistema y únicamente las salidas son conocidas. Este escenario es bastante común en las estructuras civiles y el método empleado para ello es denominado **identificación de sistemas estocásticos** o **identificación de sistemas de solo salida** ("output-only system identification" en inglés); y las salidas que se registran del sistema serían las denominadas **vibraciones por cargas ambientales**. Por ende, este tipo de pruebas reciben también el nombre de **pruebas de vibraciones por cargas ambientales**, y en ello se resume el monitoreo de la condición estructural de los puentes basado en vibraciones.

El sistema portátil de monitoreo desarrollado por LanammeUCR puede instalarse en ambos costados del puente, sobre las aceras o los espaldones, de modo que ni su instalación ni la toma de datos implica alguna interrupción del tránsito. De esta forma, es posible extraer e identificar los parámetros dinámicos del puente que comprenden: las frecuencias naturales de vibración, el amortiguamiento y las formas modales operacionales del puente, a partir de los registros de aceleración obtenidos simultáneamente por un arreglo predefinido de sensores de vibración; y todo lo anterior bajo condiciones operacionales del puente. A este proceso de análisis se le conoce también como el **análisis modal operacional**.

Se definen las formas modales operacionales de una estructura como las obtenidas a partir de las vibraciones inducidas por las cargas ambientales en su condición normal de operación. En el caso de puentes vehiculares, las vibraciones por cargas ambientales más frecuentes son las inducidas por la carga vehicular en movimiento y la carga inducida por el empuje del viento.

Cualquier variación en las propiedades mecánicas de la estructura inducirá cambios en sus vibraciones, los cuales serán reflejados en los parámetros dinámicos mencionados

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 52 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



anteriormente. Algunos ejemplos prácticos de estos cambios son: el aumento de la masa sobre el puente por sobrecapas de asfalto o, variaciones en la rigidez de los elementos estructurales debido a deformaciones en el rango inelástico, daños en elementos o agrietamientos, y cambios en la condición de los apoyos.

A.3 Método de Identificación de Sistemas Estocásticos

El objetivo de las denominadas pruebas de vibraciones por cargas ambientales, análisis modal operacional o identificación de sistemas de solo salida, es la correcta identificación de los parámetros modales del puente a partir de múltiples mediciones de vibración. Los datos son recolectados por un sistema de adquisición que registra las aceleraciones experimentadas en una malla de puntos sobre el puente. Para su éxito, las herramientas matemáticas o técnicas de identificación deben ser robustas ante señales de ruido e interferencias presentes en los registros y capaces de discriminar los modos de vibración reales de los espurios.

De los métodos de identificación de sistemas existentes, se pueden clasificar en métodos en el dominio de frecuencias o en el dominio del tiempo, y también métodos no paramétricos o paramétricos. En el dominio de frecuencias son los métodos espectrales basados en la Transformada de Fourier, como el Espectro de Potencia o Densidad Espectral de Potencia ("Power Spectrum" o "Power Spectral Density" en inglés). Cuando son múltiples mediciones se utiliza comúnmente Descomposición en el Dominio de Frecuencias (FDD por sus siglas en inglés de "Frequency Domain Decomposition") que permite integrar las múltiples mediciones a través de la técnica de Descomposición de Valores Singulares. Los anteriores métodos también son denominados no-paramétricos ya que se basan en la Transformada de Fourier y no requiere de la definición de parámetros para su implementación; la forma para hallar las frecuencias modales consiste en selección de picos.

Por otro lado, de los métodos en el dominio del tiempo, se puede hablar del método de Identificación Estocástica del Subespacio (conocido como SSI por sus siglas en inglés, "Stochastic Subspace Identification"), el método clásico de Variable Instrumental aplicado al modelo Autorregresivo de Media Móvil (en inglés "AutoRegressive Moving Average", abreviados en ARMA), la técnica de Excitación Natural con Algoritmo de Realización de Sistemas Propios ("Natural Excitation Technique with Eigensystem Realization Algorithm" en

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 53 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



inglés, abreviados en NExT-ERA), entre otros. Estos métodos son paramétricos ya que requieren de la definición, por ejemplo, del orden del sistema dinámico a identificar.

En el monitoreo de la condición estructural en el ámbito de ingeniería civil, el método Identificación Estocástica del Subespacio de sistemas lineales ha ganado territorio por su robustez y eficacia. El método cuenta con una base matemática rigurosa y experiencias exitosas de su aplicación a diferentes tipos de obras de infraestructura civil que se puede encontrar en numerosas publicaciones técnicas internacionales (Liu-Kuan, et, al., 2012; Weng, et, al., 2008; Loh, et, al., 2012; Wei-Xin, et, al., 2004; Peeters, 2000; Pridman & Wilson, 2002; Basseville, et, al., 2001; Giraldo, et, al., 2009; van Overschee & de Moor, 1996).

El Método Estocástico Subespacial parte desde la ecuación de movimiento de un sistema dinámico invariante en el tiempo:

$$M\ddot{q}(t) + C_2\dot{q}(t) + Kq(t) = F(t) = Lu(t) \quad (1)$$

donde M , C_2 y $K \in \mathfrak{R}^{n \times n} \in \mathfrak{R}^{n \times n}$ son las matrices de masa, amortiguamiento y de rigidez respectivamente, Además

$q(t) \in \mathfrak{R}^n$ es el vector de desplazamiento en tiempo continuo,

$\dot{q}(t)$ es el vector de velocidad,

$\ddot{q}(t)$ es el vector de aceleración con la misma dimensión que el vector de desplazamiento,

$F(t) \in \mathfrak{R}^n \in \mathfrak{R}^n$ es el vector de la excitación externa,

$L \in \mathfrak{R}^{n \times m}$ es la matriz de ubicación de entradas de excitación externa al sistema,

$u(t) \in \mathfrak{R}^m$ es el vector que describe m entradas como función del tiempo t ,

n es el número de grados de libertad del sistema y m es el número de entradas.

La ecuación (1) puede ser discretizada en el tiempo, y después de una serie de manipulaciones matemáticas con la hipótesis de que se desconocen las excitaciones de entrada al sistema pero que estas pueden ser asumidas como un ruido blanco, se puede llegar al modelo conocido como el Modelo Estocástico de Espacio de Estados en Tiempos Discretos:

$$x_{k+1} = Ax_k + w_k \quad (2)$$

$$y_k = Cx_k + v_k \quad (3)$$



Donde $x_k = x(k\Delta t) = [q_k^T \dot{q}_k^T]^T$ es el vector del estado discreto que contiene los desplazamientos y velocidades muestreados (discretos) en el punto k ; Δt es el intervalo de tiempo en el muestreo; $y_k \in \mathfrak{R}^l$ representa las l mediciones discretas (es decir, l sensores) de salida del sistema; A es la matriz del sistema; C es la matriz de observación en tiempos discretos; $w_k \in \mathfrak{R}^{2n \times 1}$ y $w_k \in \mathfrak{R}^{l \times 1}$ son asumidos como un ruido espacialmente blanco de media cero. La relación que hay entre la matriz A en tiempos discretos y las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la ecuación del movimiento en tiempo continuo es la siguiente:

$$A = e^{A_c \Delta t} \quad (4)$$

$$A_c = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C_2 \end{bmatrix} \in \mathfrak{R}^{2n \times 2n} \quad (5)$$

donde I es la matriz de identidad.

La matriz de observación C en el caso de que sólo hay mediciones de aceleración y después de la conversión a tiempos discretos, se define de la siguiente manera:

$$C = (-C_a M^{-1}K \quad -C_a M^{-1}C_2) \in \mathfrak{R}^{l \times 2n} \quad (6)$$

donde $C_a \in \mathfrak{R}^{l \times n}$ es la matriz de ubicación de los sensores de aceleración sobre los grados de libertad de la estructura en vibración.

Del análisis de valores propios (eigenvalores) de la matriz A se puede extraer la información de las frecuencias naturales de vibración así como los amortiguamientos de los modos excitados durante las mediciones; mientras que de la matriz de observación C multiplicada por los vectores propios (eigenvectores) de la matriz A se obtendrá la forma modal operacional observada en los puntos de medición. Por esta razón, mientras mayor sea la cantidad de puntos de medición, más resolución espacial se dispone de la forma modal operacional experimental.

El método de Identificación Estocástica de Subespacios, que se llamará SSI de ahora en adelante, consiste en un algoritmo numérico de múltiples pasos que permite extraer de las múltiples mediciones simultáneas las matrices A y C , y luego de ellos, los parámetros modales



de interés. El método SSI conducido por covarianzas (SSI-COV) es el método aplicado para el análisis de este puente y se ilustra en el diagrama de flujo de la Figura A.2.

Como SSI-COV es un método numérico basado en descomposición matricial, en el proceso se podrían generar polos numéricos complejos y se podrían encontrar también modos debido a señales de ruido en los registros, así como, aquellos correspondientes a modos no bien excitados o modos transitorios. La herramienta usada comúnmente para discriminar los polos físicos de los polos espurios se denomina el diagrama de estabilización. Se puede encontrar un estudio a fondo del uso de esta herramienta en Loh, et al. (2012).

El método SSI-COV junto con la implementación de diagrama de estabilización es programado en MATLAB y ha sido utilizado en diversos trabajos de investigación en laboratorio y en campo; para este último se puede mencionar el análisis modal operacional de la torre de televisión de Cantón (China) de 600 m de altura (Liu-Kuan, et al., 2012; Loh, et. al., 2013), y el de un puente de arco (Loh, et al., 2012).

Tanto las frecuencias naturales y las formas modales experimentales obtenidas con SSI-COV, podrían servir de indicadores para cuantificar el daño; el primero indica la severidad del daño y el segundo su ubicación, cuando pueden ser comparados con una referencia. Además, cualquier anomalía en las formas modales experimentales podría indicar directamente zonas de daño sin necesidad de una referencia.

Para la comparación de diferentes formas modales, se utiliza el criterio de aseguramiento modal ("Modal Assurance Criterion", MAC por sus siglas en inglés), que mide el grado de correlación que hay entre dos vectores de formas modales:

$$MAC(u, v) = \frac{|u^T \cdot v|^2}{(u^T \cdot u)(v^T \cdot v)} \quad (7)$$

Donde u es el vector de forma modal experimental y v es el analítico, obtenido por ejemplo del modelo de elementos finitos.



A.4 Enfoques de monitoreo y frecuencia de toma de datos

En el caso de puentes nuevos, lo ideal es realizar un monitoreo y análisis modal una vez concluida la construcción de la obra, para obtener un marco de referencia. Posteriormente, realizar monitoreo periódico dependiendo de la importancia de la obra (por ejemplo, cada 2 años). Cambios importantes entre los parámetros modales obtenidos en el monitoreo del estado inicial y cualquier otro monitoreo posterior, son indicativo de daño probable.

Lo anterior también es recomendable para puentes que han sido reparados, reforzados o rehabilitados, para generar un registro histórico de la estructura después de la intervención. También, se podría realizar un monitoreo antes del inicio de las obras de intervención para evaluar el efecto de los trabajos de reforzamiento en el comportamiento de la estructura.

En el caso de puentes existentes que no se cuenta con el monitoreo inicial después de finalizar la construcción, la única forma para poder evaluar el estado de puente y estimar su grado de deterioro, es comparar con un modelo estructural analítico.

La modelación con elementos finitos se realiza con base en la información disponible del puente como planos y especificaciones, y el modelo resultante es considerado como la condición ideal y “sana” del puente.

Sin embargo, el método de los elementos finitos es un método numérico y acarrea por sí mismo errores de modelación. Por esta razón, deben ser examinados diferentes niveles de refinamiento del modelo analítico, y realizarse un estudio de sensibilidad y convergencia en cuanto a los parámetros modales analíticos para tomar en cuenta el nivel de incertidumbre incurrido en este método.

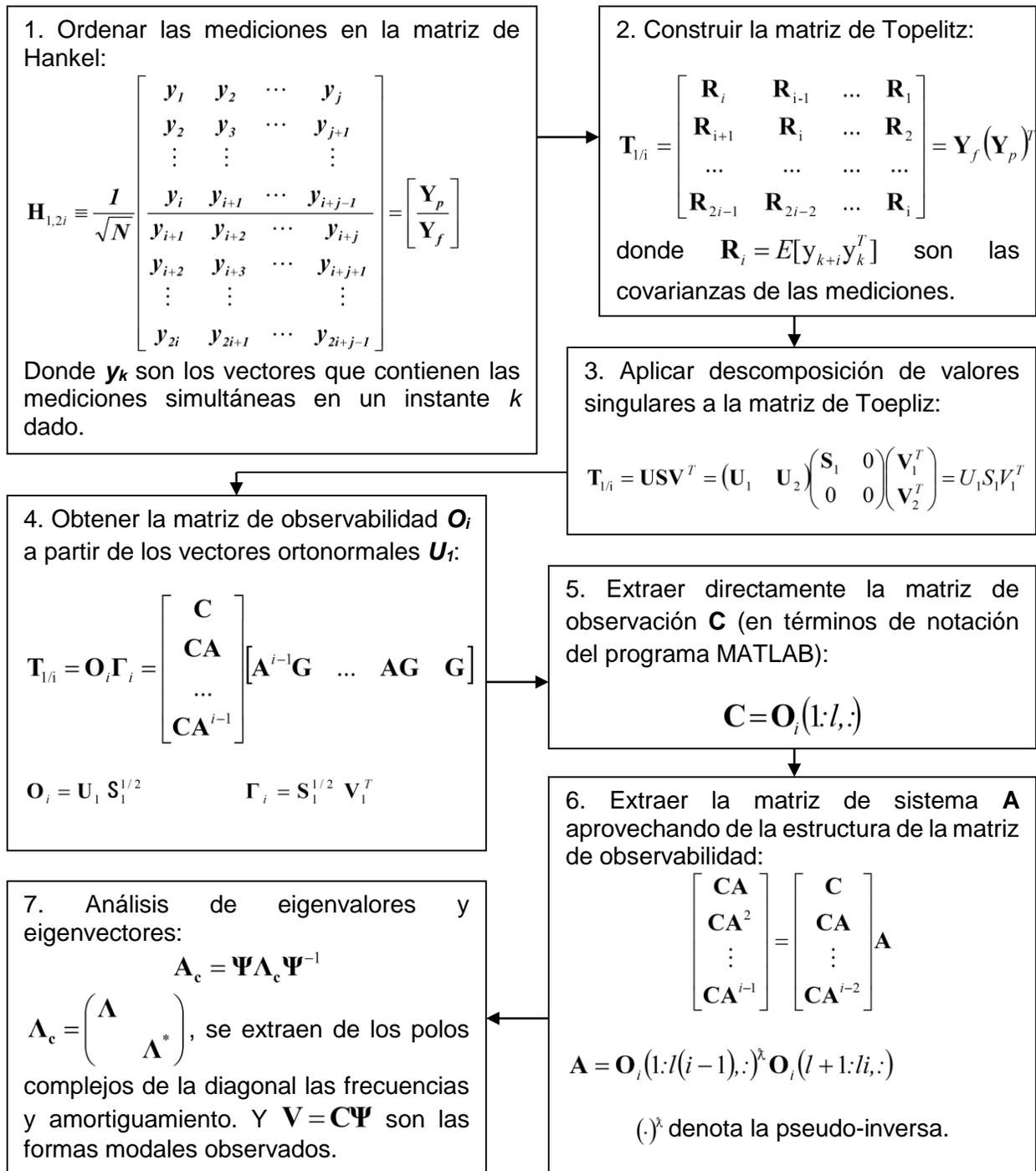


Figura A.2. Diagrama de flujo del método SSI-COV



En todos los casos anteriores (puente nuevo, intervenido o existente) se recomienda realizar un monitoreo cada vez que la estructura se vea sometida a un evento extremo significativo como un sismo o una crecida del río.

A.5 Pruebas de carga

Una prueba de carga es la observación y medición de la respuesta de un puente sujeto a carga controlada y predefinida sin causar cambios en la respuesta elástica de la estructura. Las pruebas de carga pueden ser utilizadas para verificar el desempeño tanto de componentes como del sistema bajo la acción de una carga viva conocida, proveyendo una alternativa de metodología para evaluación analítica de la capacidad de carga del puente (AASHTO, 2011).

Las pruebas de carga se clasifican en dos tipos: pruebas de diagnóstico y pruebas de capacidad. Las pruebas de diagnóstico son realizadas para determinar la respuesta del puente ante cargas o para validar procedimientos analíticos o modelos matemáticos. Son utilizadas para mejorar el conocimiento acerca del comportamiento del puente y reducir incertidumbres relacionadas con las propiedades del material, condiciones de frontera, contribuciones de la sección transversal, efectividad de reparaciones, influencia de daño y deterioro, y otras variables similares. Estas pruebas incluyen la medición de los efectos de la carga en uno o varios miembros críticos del puente y la comparación de éstos efectos con los calculados utilizando un modelo analítico.

Las pruebas de capacidad se utilizan para establecer la máxima carga segura sobre el puente, donde el comportamiento se encuentra en el rango lineal elástico. En este caso, el puente es sujeto a cargas específicas y se realizan observaciones para determinar si el puente es capaz de soportar dichas cargas sin daño. Las cargas deben ser aplicadas en incrementos y el puente debe ser monitoreado para identificar de forma temprana cualquier indicio de agrietamiento o comportamiento en el rango no lineal.

Las pruebas estáticas se realizan con cargas estacionarias para evitar inducir vibraciones en la estructura, a diferencia de las pruebas dinámicas donde se utilizan cargas que inducen vibraciones en el puente. Por lo tanto, las pruebas de diagnóstico pueden ser estáticas o



dinámicas, y en cambio, las pruebas de capacidad son realizadas en su mayoría de forma estática.

Algunas ventajas de las pruebas de carga son:

- Proveen suficiente información para establecer un nivel de carga viva seguro para puentes existentes. En los casos de puentes donde no se dispone de información del proceso constructivo (planos “as-built”).
- En algunos casos, los cálculos teóricos de capacidad de carga resultan en bajas cargas vivas permisibles y las pruebas de carga pueden proveer una carga viva máxima permisible más realista.
- Puentes que han sido rehabilitados o reforzados a través de los años no pueden ser evaluados teóricamente de forma precisa debido a la interacción de varios elementos,
- Las pruebas de carga permiten confirmar la naturaleza de la distribución de carga. Los factores de distribución utilizados en diseño o en evaluación teórica de la capacidad de carga generalmente son aproximaciones conservadoras de la distribución real.
- El análisis de miembros estructurales con deterioro es complicado, en especial en miembros con deterioro avanzado. En este caso las pruebas de carga son una valiosa herramienta para identificar el comportamiento existente.
- Las pruebas de carga pueden ofrecer información del rango de esfuerzos y de los ciclos de carga actuando en el miembro.

Por lo tanto, el enfoque de las pruebas de cargas estáticas es la evaluación de la capacidad, seguridad y comportamiento del sistema o elementos estructurales, y requiere de un ambiente controlado y cargas controladas; mientras tanto, el monitoreo de la condición estructural basado en vibraciones por cargas ambientales puede considerarse como una versión avanzada de pruebas de diagnóstico dinámicas, donde se trabaja en condiciones operacionales normales, y se emplea una malla densa de sensores de vibración y técnicas



avanzadas de identificación de sistemas para detectar daños o anomalías, para al final, dar un diagnóstico del estado de “salud” del puente.



ANEXO B. MÉTODO EXPERIMENTAL

En la Figura B.1 se presenta un esquema conceptual general del monitoreo de condición estructural basado en vibraciones. Como se indicó anteriormente, el presente informe tiene como alcance los niveles 1 y 2 de la detección de daño: identificación y localización del daño. El diagrama también incluye los niveles 3 y 4 que no se encuentran dentro del alcance del presente informe.

La presente sección describirá de manera general el método experimental utilizado para realizar la prueba de vibración ambiental. Para las otras etapas que involucra el monitoreo basado en vibraciones el lector puede consultar las referencias bibliográficas.

El sistema de adquisición de datos utilizado es un sistema portátil diseñado para monitoreo y evaluación de puentes sometidos a vibraciones, que consiste en cinco maletas. La primera maleta se denomina “nodo usuario” y contiene un enrutador inalámbrico (router wi-fi) y una batería. Las cuatro maletas restantes contienen una unidad de adquisición de datos con procesador en tiempo real con módulos de GPS y de vibración, fuente de poder, y un nodo de señal inalámbrica (wi-fi) para la comunicación entre el nodo de usuario y cada maleta (Liu-Kuan, et, al, 2015a).

Las unidades de adquisición de datos se comunican de forma inalámbrica con el nodo de usuario mientras que los sensores de aceleración se conectan mediante cables a las unidades de adquisición de datos, convirtiéndolo en un sistema híbrido, o sea, que se comunica con cables e inalámbricamente de forma simultánea. La longitud de los cables es de 23 metros.

Se obtienen registros de aceleración inducida por las cargas operacionales sobre el puente en la dirección vertical, utilizando sensores de aceleración colocados a lo largo de los costados del puente, preferiblemente las aceras, en puntos definidos previamente. En la Figura B.2 se presenta una fotografía de la toma de datos de aceleración de un puente, sin necesidad de interrumpir del tránsito vehicular.

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 62 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



Para definir los puntos de medición donde se colocarán los sensores se debe tener en cuenta la longitud del puente a monitorear. Por ejemplo, un puente con una longitud entre 15 y 50 metros generalmente requiere dos unidades de adquisición de datos para ser monitoreado, a menos que se requiera aumentar la densidad de sensores. Un puente entre 55 y 100 metros requiere de cuatro unidades de adquisición de datos registrando datos simultáneamente.

Debido a que la capacidad máxima del sistema para trabajar con las cuatro unidades de adquisición de datos simultáneamente es de aproximadamente 100 metros de longitud, en puentes que superan dicha longitud se debe realizar el registro de datos de aceleración en varias configuraciones.

El uso de varias configuraciones obedece a que se excede la capacidad del sistema o se requiere un mayor nivel de detalle de las formas modales y se utiliza una malla de sensores más densa (Peeters, 2000).

En la Figura B.3 y Figura B.4 se presenta a modo de ejemplo la distribución y numeración de sensores colocados sobre la estructura de un puente que requiere ser abarcado con 2 configuraciones. Se dividió el primer y segundo tramo de la estructura definiendo 30 y 28 puntos respectivamente.

Nótese que tanto en la configuración 1 como en la configuración 2 se colocan sensores en los puntos 14, 15, 41 y 42, siendo estos los nodos de empate para poder graficar la totalidad de las formas modales a lo largo del puente.

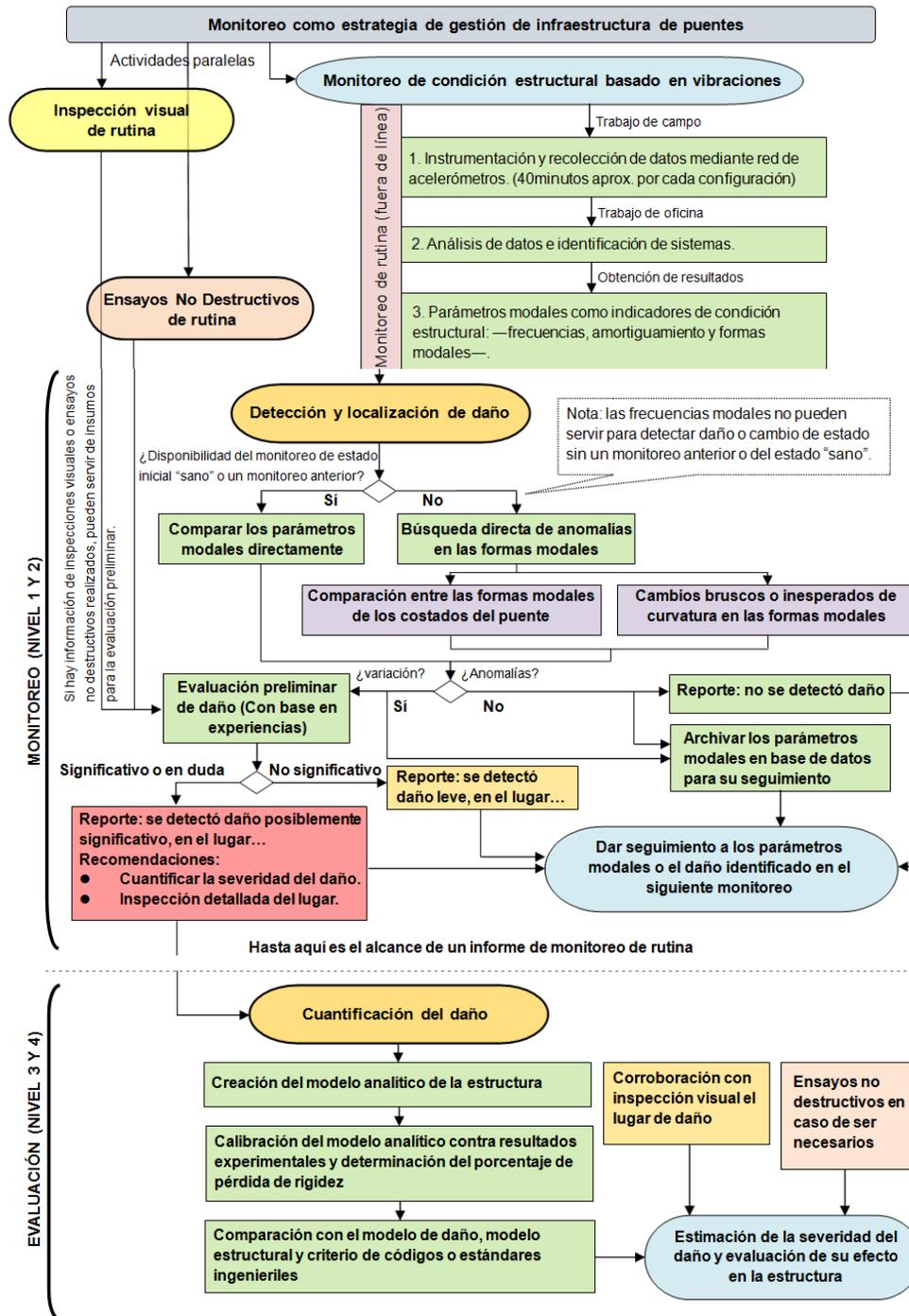


Figura B.1. Diagrama de flujo del monitoreo de condición estructural basado en vibraciones



Figura B.2. Ejemplo de toma de datos sobre las aceras de un puente, nótese que no es necesaria la interrupción del tránsito vehicular

Debido a que se utiliza comunicación inalámbrica entre las unidades de adquisición de datos, la sincronización de los datos registrados es esencial para poder implementar correctamente el método SSI. Los datos registrados son sincronizados por GPS, y el algoritmo de adquisición de datos y sincronización fue implementado y verificado previamente por el equipo investigador. Para propósitos de validación del sistema, se realizaron pruebas de sincronización en laboratorio y posteriormente en campo. Para un mayor conocimiento de la conceptualización, desarrollo y validación de todo el sistema portátil de monitoreo, se puede referir al informe de investigación LM-PI-UP-07-2015 (Liu-Kuan, et al., 2015a).

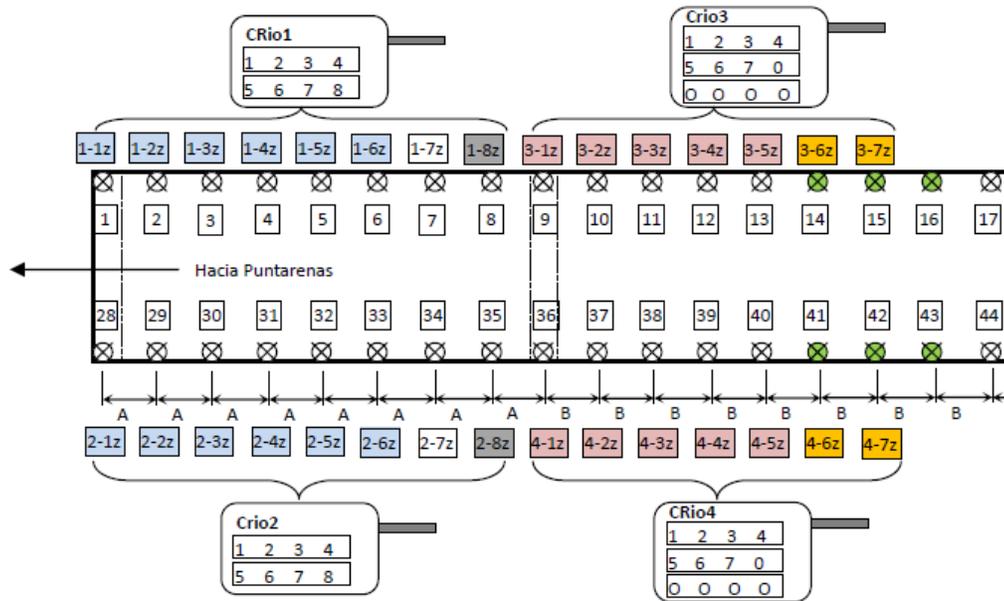


Figura B.3. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la primera configuración de un puente

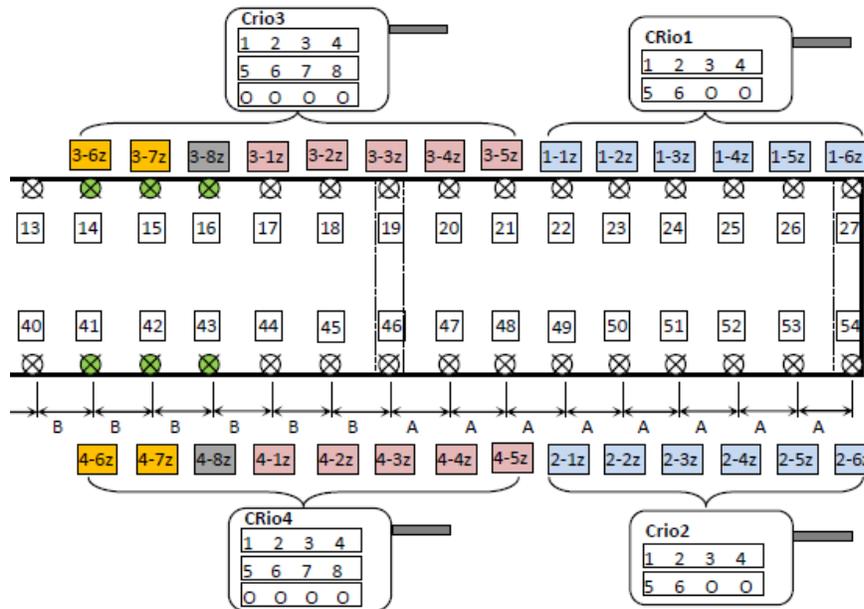


Figura B.4. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la segunda configuración de un puente



En la Figura B.5 se presenta, a modo de ejemplo, los datos de cuatro registros de aceleración obtenidos en laboratorio de un modelo experimental de una estructura metálica sencilla de tres niveles utilizada en la validación de la sincronización de la adquisición de datos. Los registros corresponden a cuatro sensores instalados en una estructura sencilla en oscilación libre. Cada uno de los cuatro sensores fue conectado a una unidad de adquisición de datos independiente y en el acercamiento se observa el nivel de sincronización de las cuatro unidades de adquisición de datos (Liu-Kuan, et al., 2015a).

La captura de datos en el campo se realiza por periodos definidos y divididos en bloques de registros de 5 minutos para las todas las configuraciones definidas y con el tránsito en operación. La tasa de muestreo en campo es de 1652 Hz (datos por segundo), y los datos obtenidos en campo son llevados a la oficina para su análisis, donde se obtienen las frecuencias, formas modales y amortiguamiento correspondientes a cada modo de oscilación operacional identificado de la estructura. Los datos adquiridos deben ser revisados en forma exhaustiva canal por canal. Además, los registros se pasan por un filtro paso bajo de Butterworth para que estén en el rango de frecuencias que favorecen la identificación de los modos de vibración del puente.

Las frecuencias naturales de la estructura son determinadas gráficamente a partir del diagrama de estabilización. Únicamente aquellos modos (parámetros modales) que se estabilizan conforme aumenta el orden de la matriz de Toeplitz se tomarán en cuenta, caso contrario podría tratarse de modos transitorios o modos no bien excitados de los que no se obtendrá buena calidad y certeza en su identificación. En la Figura B.6 se presenta, a manera de ejemplo, el diagrama de estabilización correspondiente a la estructura utilizada en laboratorio (el modelo sencillo de 3 niveles presentado en la Figura B.5) para la validación de sistema de adquisición de datos.

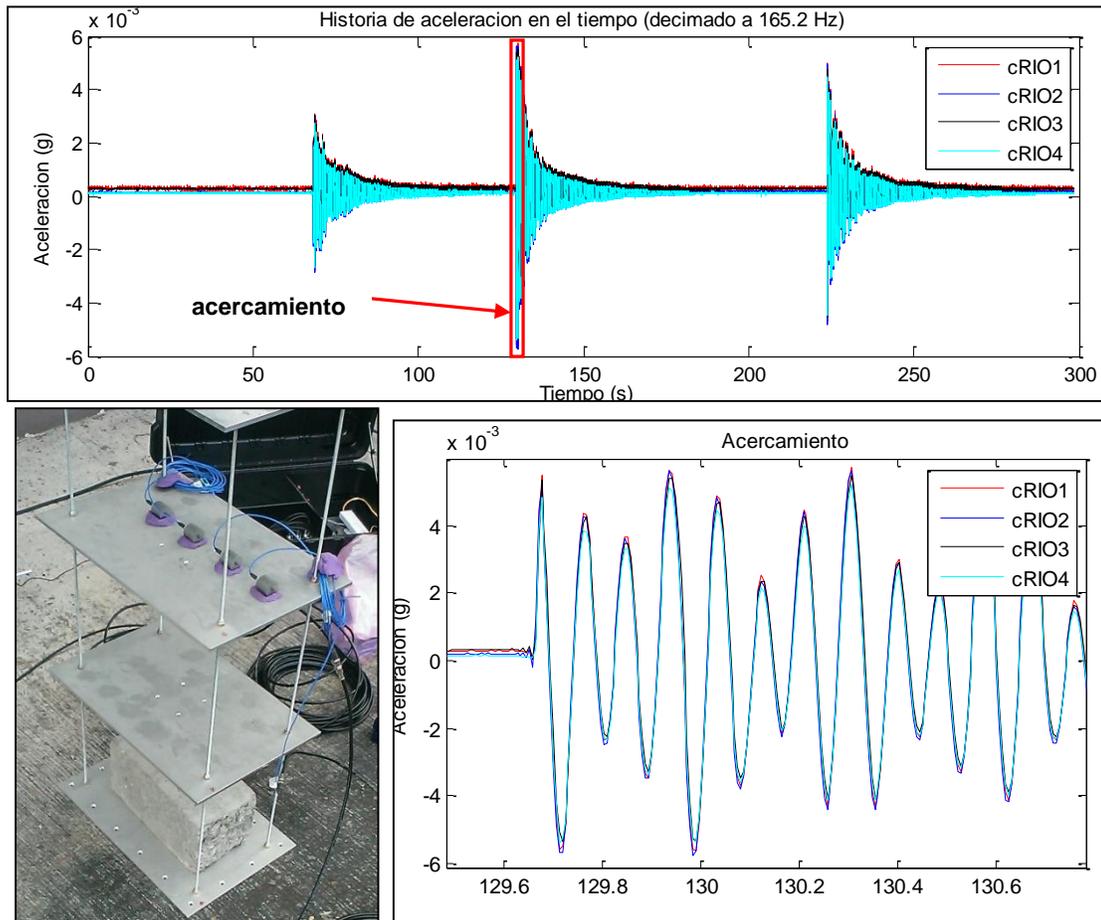


Figura B.5. Ejemplo de cuatro registros de aceleración sincronizados provenientes de cuatro sensores instalados sobre una estructura sencilla en movimiento libre, Abajo a la derecha se presenta un acercamiento de un tramo de un segundo

Fuente: Liu-Kuan, et al., 2015a

Además, superpuesto al diagrama de estabilización de la Figura B.6 se encuentra el resultado del método de Descomposición en el Dominio de Frecuencias ("Frequency Domain Decomposition", FDD por sus siglas en inglés), el cual también es un método de subespacios en el dominio de la frecuencia que consiste en aplicar Descomposición de Valores Singulares de la matriz de densidad espectral cruzada.

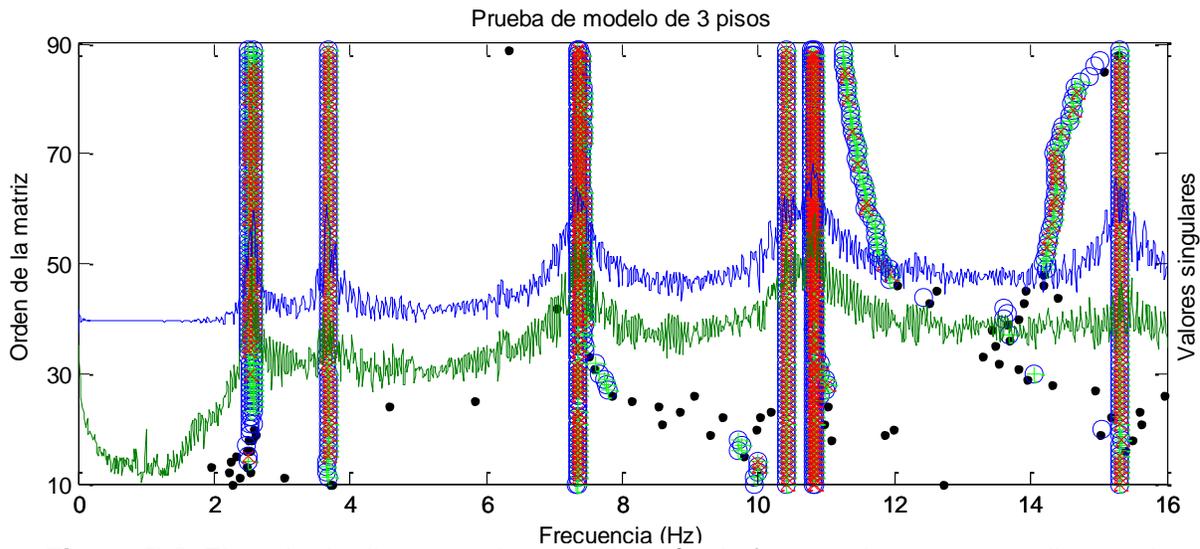


Figura B.6. Ejemplo de diagrama de estabilización de frecuencias correspondiente a la estructura sencilla mostrada en la Figura B.5
Fuente: Liu-Kuan, et. al., 2015a

El método FDD consiste en aplicar la descomposición de valor singular a la matriz de densidad espectral cruzada de la señal. La técnica es empleada para identificar modos (naturales, locales, espurios o en transición) de estructuras civiles, espaciales o mecánicas, cuando las fuerzas provocadas por la excitación son desconocidas (Brincker, Zhang & Andersen, 2000). El método se fundamenta en el procesamiento de la señal usando la transformada de Fourier y se utiliza para realizar un análisis preliminar o complementario a la técnica SSI-COV.

Los dos primeros valores singulares de la matriz descompuesta (representados con líneas azul y verde) son graficados en conjunto con el diagrama de estabilización permitiendo visualizar las señales adquiridas y sus componentes armónicos. La combinación gráfica del diagrama de estabilización con FDD, tal como se presenta en la Figura B.6 permite la identificación de los modos operacionales estables de forma más clara. Finalmente, después de identificar los modos estables, se procede a graficar las formas modales operacionales de la estructura para identificar anomalías en el comportamiento dinámico de la estructura.



ANEXO C. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS DE LOS REGISTROS DEL 9 DE MARZO DEL 2017 Y 4 DE ABRIL DEL 2018

Como anteriormente se mencionó, en este informe se recopilan los resultados del análisis dinámico realizado a partir de los registros de datos del 9 de marzo del 2017 y los obtenidos a partir de los datos del 4 de abril del 2018. Posteriormente se presentan los resultados finales de formas modales y frecuencias, tanto de los registros del 2017 como del 2018.

C.1 Resultados obtenidos a partir del registro de datos del 9 de marzo del 2017

En el Cuadro 2 se presenta el valor mínimo, máximo y el promedio de las frecuencias correspondientes a los modos identificados a partir del registro de datos del 2017. Además, se indica la cantidad de veces que se identificó el modo en los bloques de datos analizados, y en cuantos bloques de datos se identificó.

Se lograron identificar claramente seis modos de flexión vertical y un modo de torsión. La cantidad de veces que los modos son identificados no es constante debido a que bajo las condiciones de la carga operacional hay modos dominantes que son excitados una mayor cantidad de veces y por consecuencia son identificados con mayor facilidad.

Cabe mencionar que las coordenadas de las formas modales experimentales de los nodos son extraídas directamente de los registros de aceleración por el método SSI-COV, no se basa en un análisis con modelos analíticos, y por lo tanto son uno de los resultados más importantes para la detección de daño.



Cuadro C.1. Resumen de frecuencias obtenidas a partir de las mediciones de aceleración del 9 de marzo del 2017, de los principales modos de vibración de la superestructura de puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32

Descripción modos	Frecuencia (Hz)			Cantidad de veces identificado
	Mínima	Promedio	Máxima	
1er modo de flexión vertical del puente	1,359	1,415	1,478	12
2do modo de flexión vertical del puente	2,468	2,491	2,510	11
3er modo de flexión vertical del puente	2,838	2,893	2,975	11
4to modo de flexión vertical del puente	3,565	3,679	3,758	21
5to modo de flexión vertical del puente	3,897	3,971	4,154	7
1er modo de torsión en tramo en estudio	4,933	5,054	5,124	22
6to modo de flexión vertical del puente	6,158	6,463	6,596	6

La vista en elevación y la tridimensional de las formas modales operacionales determinadas a partir de las mediciones realizadas el 9 de marzo del 2017, se presenta en la Figura C.1. La línea verde representa el costado aguas abajo o costado oeste, y la línea azul representa el costado aguas arriba o costado este.

En la Figura C.2 se aprecian cambios de curvatura puntuales que se resaltan con flechas verdes y azules. Estos cambios de curvatura o picos se aprecian en diferentes formas modales operacionales de la estructura. La flecha azul resalta el nodo 8 (ver Figura 6 en donde se indica la ubicación de los nodos) que se encuentra en el costado aguas arriba, mientras que la flecha verde destaca el nodo 24 del costado aguas abajo. Además, se observan segmentos en los que, para ciertos modos, la forma modal del costado aguas arriba debería de coincidir con la del costado aguas abajo, sin embargo, se presenta un desfase. Los segmentos se resaltan con un cuadro punteado de color rojo y otro color celeste. El rojo, destaca la diferencia entre los nodos del costado aguas arriba, 5 y 6, contra los nodos del costado aguas abajo, 20 y 21; mientras que el cuadro punteado celeste resalta los nodos del costado aguas arriba, 10 y 11,



y entre los nodos del costado aguas abajo, 24 y 26. Los cambios de curvatura son indicativos de que el comportamiento modal del puente es diferente al comportamiento inicial del puente recién construido. En este caso el comportamiento ideal de la superestructura 2 del puente fue determinado en la realización del informe LM-PI-UP-PN12-2015, ya que el primer monitoreo del puente se realizó en el año 2015.

Para el primer modo de vibración del puente se encontró variación entre las formas modales extraídas a partir de distintos bloques de datos. En la Figura C.3 se presenta las formas modales correspondientes al primer modo de la estructura, extraídas a partir de dos bloques de datos; además se presenta el diagrama de estabilización de cada bloque con el fin de evidenciar que el modo realmente se trata de un modo de la estructura (se evidencia por la línea vertical que forman los puntos, que indican la estabilización del modo ante el incremento del orden de la matriz). Durante el análisis de los datos se corroboró que el pico del nodo 23 que se observa en la forma modal del bloque 7, no se obtuviera por ruido en la señal. El hecho de que ese pico se haya encontrado solo en las formas modales de ciertos bloques de datos puede deberse a que es el modo con menor amplitud del diagrama de FDD, por lo que puede que no todos los nodos hayan podido ser excitados. En la comprobación en campo que se presenta más adelante, se le da seguimiento a esta anomalía.

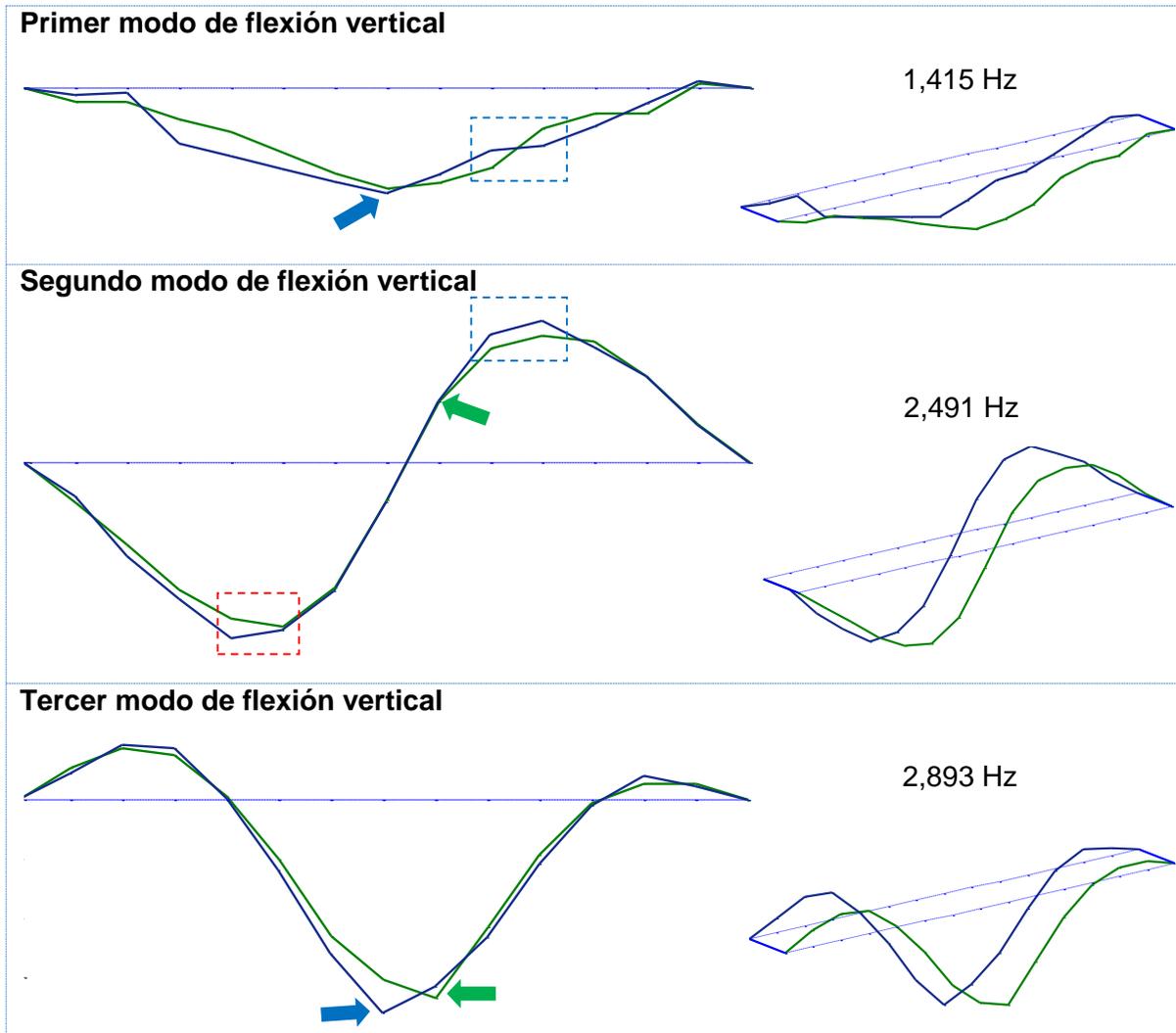


Figura C.1. Vista en elevación y tridimensional de formas modales experimentales identificadas, el costado aguas abajo del puente (costado oeste) se representa con la línea de color verde y el costado aguas arriba (costado este), con la línea azul

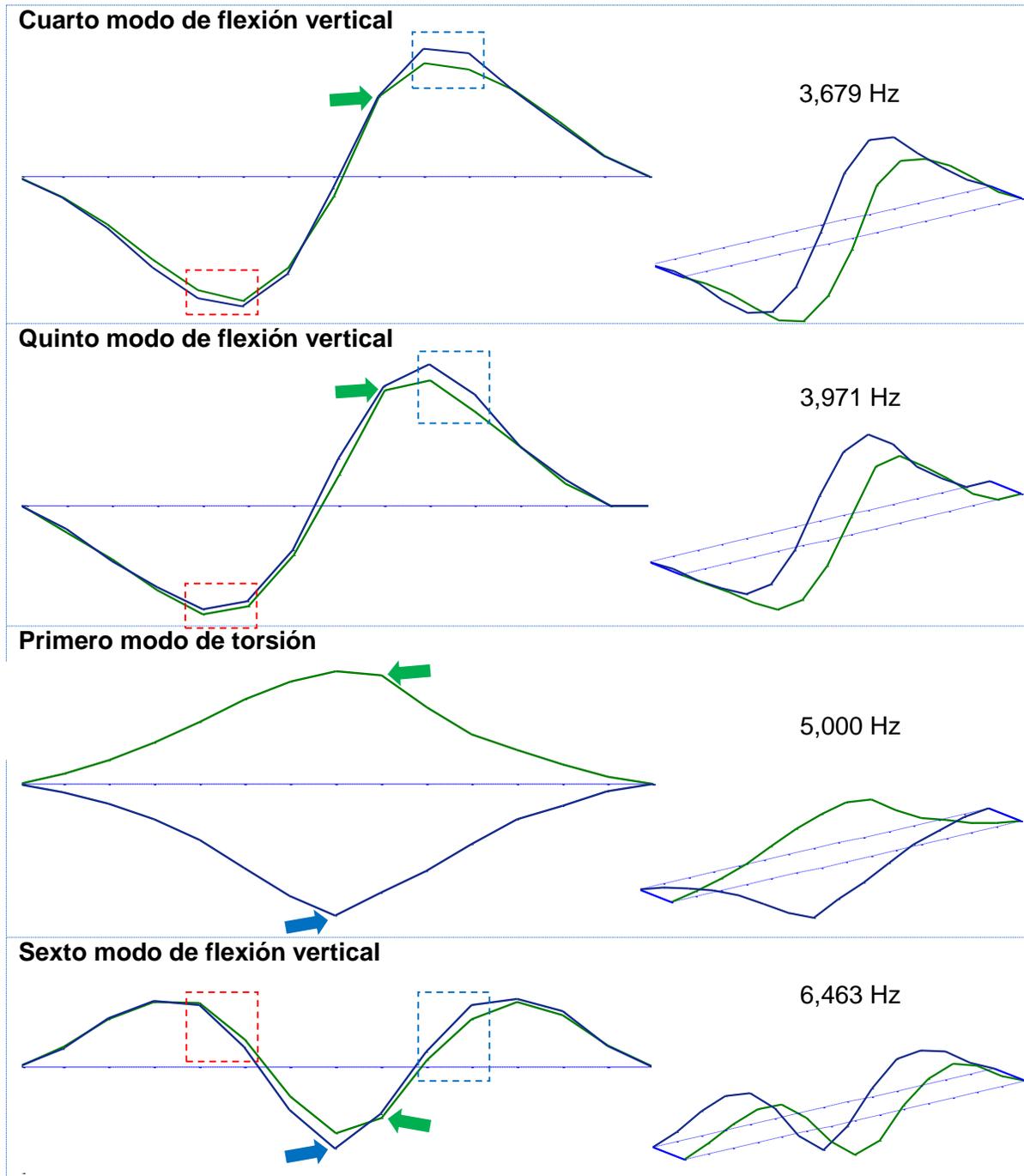


Figura C.2. Continuación de vista en elevación y tridimensional de formas modales experimentales identificadas, el costado aguas abajo del puente (costado oeste) se representa con la línea de color verde y el costado aguas arriba (costado este), con la línea azul

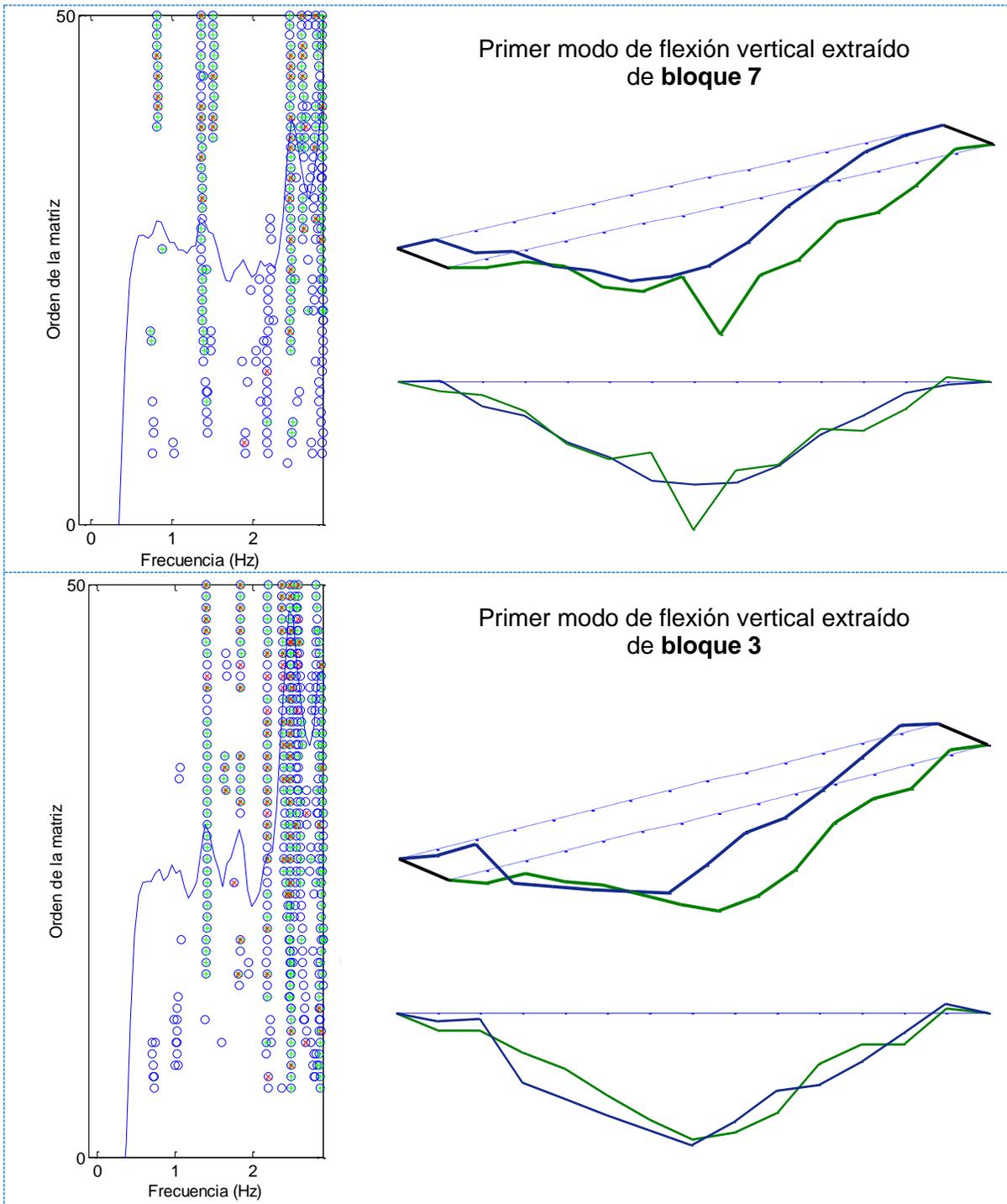


Figura C.3. Formas modales del primer modo de la superestructura del puente, extraídas a partir de dos bloques de datos del 2017. El costado aguas abajo del puente (costado oeste) se representa con la línea de color verde y el costado aguas arriba (costado este), con la línea azul



C.2 Resultados obtenidos a partir del registro de datos del 4 de abril del 2018

Del registro de datos obtenido el 4 de abril del 2018 se hallaron 6 modos de flexión y un modo de torsión. Los resultados de los valores mínimos, máximos, así como los promedios de las frecuencias y la cantidad de veces que se identificó el modo, se presentan en el Cuadro C.2.

Cuadro C.2. Resumen de frecuencias obtenidas a partir de las mediciones de aceleración del 4 de abril del 2018, de los principales modos de vibración de la superestructura de puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 32

Descripción modos	Frecuencia (Hz)			Cantidad de veces identificado
	Mínima	Promedio	Máxima	
1er modo de flexión vertical del puente	1,304	1,424	1,509	9
2do modo de flexión vertical del puente	2,388	2,493	2,705	34
3er modo de flexión vertical del puente	2,786	2,889	2,972	26
4to modo de flexión vertical del puente	3,536	3,677	3,856	45
5to modo de flexión vertical del puente	3,856	3,910	3,936	11
1er modo de torsión en tramo en estudio	4,665	4,988	5,170	30
6to modo de flexión vertical del puente	6,215	6,326	6,400	5

En la Figura C.4 y Figura C.5 se presentan las formas modales de los modos descritos en el Cuadro C.2. Se aprecia algunas diferencias entre la línea de la forma modal del costado aguas abajo (línea verde) con la del costado aguas arriba (línea azul). La flecha azul resalta el nodo 8 que se encuentra en el costado aguas arriba, mientras que la flecha verde destaca el nodo 24 del costado aguas abajo. También se señala con una línea roja punteada, el desfase entre las formas modales del costado aguas arriba y del costado aguas abajo.

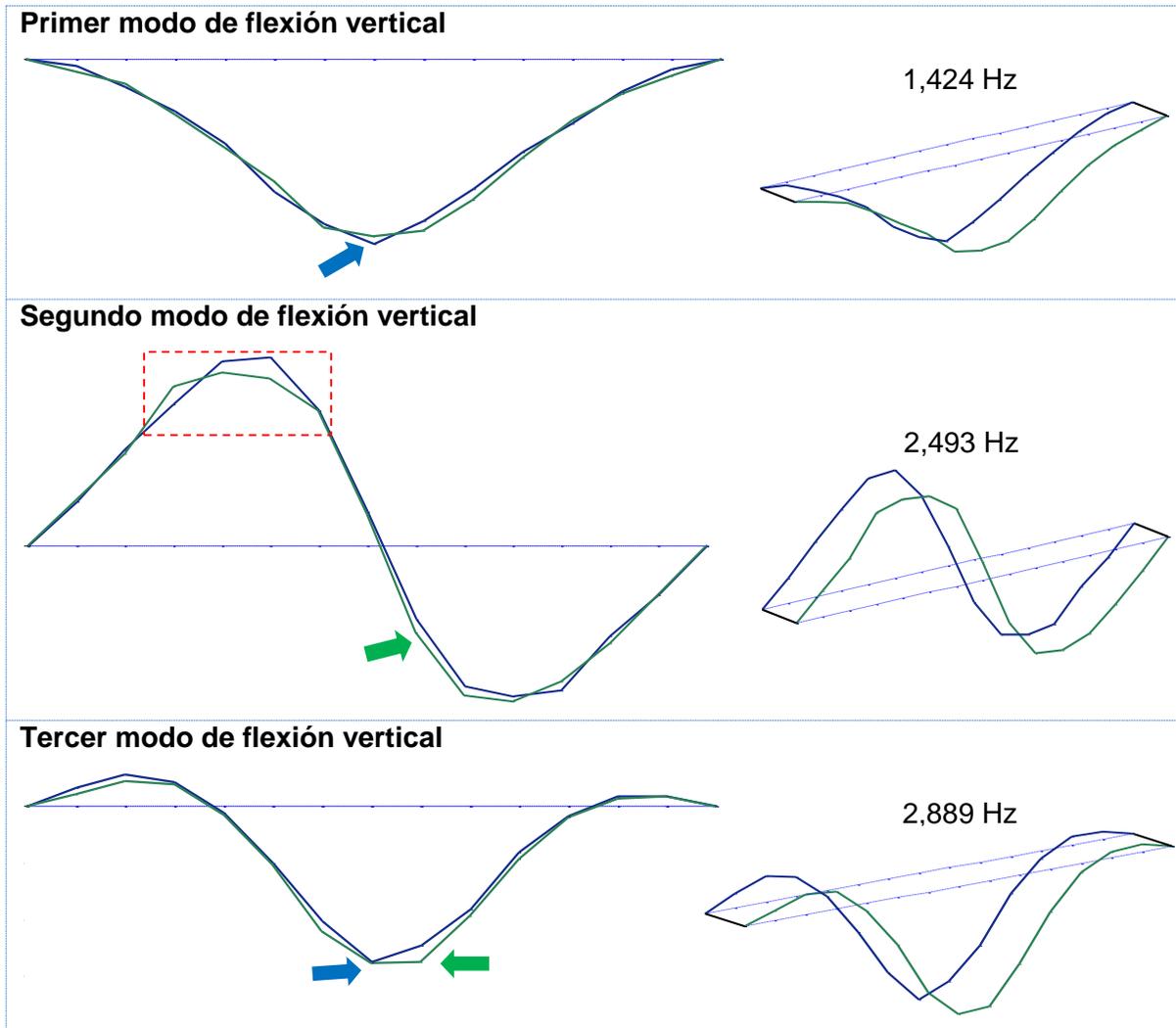


Figura C.4. Vista en elevación y tridimensional de formas modales experimentales identificadas a partir de registros del 4 de abril del 2018, el costado aguas abajo del puente (costado oeste) se representa con la línea de color verde y el costado aguas arriba (costado este), con la línea azul

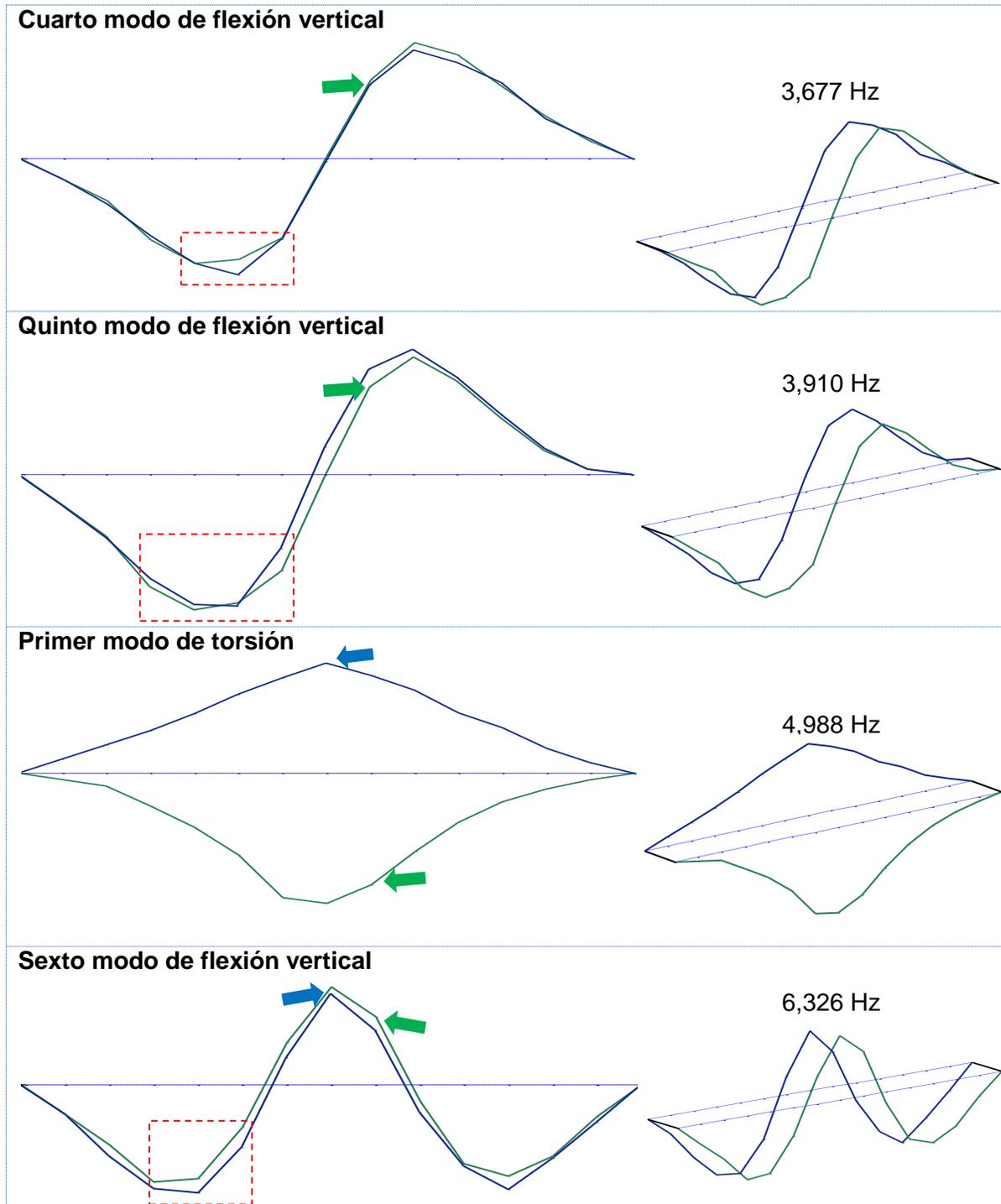


Figura C.5. Continuación de vista en elevación y tridimensional de formas modales experimentales identificadas a partir de registros del 4 de abril del 2018, el costado aguas abajo del puente (costado oeste) se representa con la línea de color verde y el costado aguas arriba (costado este), con la línea azul



ANEXO D. REGISTROS DE TEMPERATURA

En el presente apartado se muestran los registros de temperatura que se obtuvieron en cada uno de las mediciones realizadas.

El registro de temperaturas de la medición del 7 de enero del 2015 se presenta en la Figura D.1, Figura D.2 y Figura D.3. Los espacios en donde no se muestra registro de temperatura, son debido a que se detuvo la toma de datos para realizar algún ajuste o cambio en las configuraciones. Cabe recordar que el monitoreo realizado en el 2015 fue el primero de este tipo realizado por la UP del Lanamme-UCR.

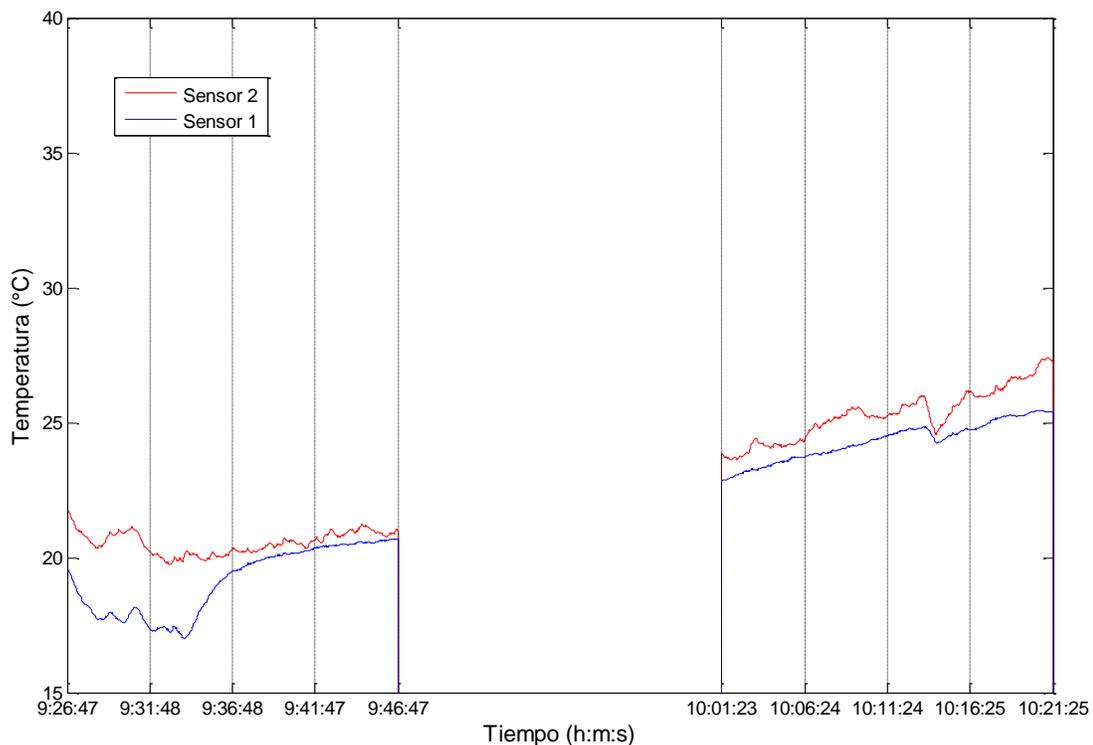


Figura D.1. Registros de temperatura obtenidos el 7 de enero del 2015, las líneas punteadas señalan el inicio y/o fin de un bloque de datos

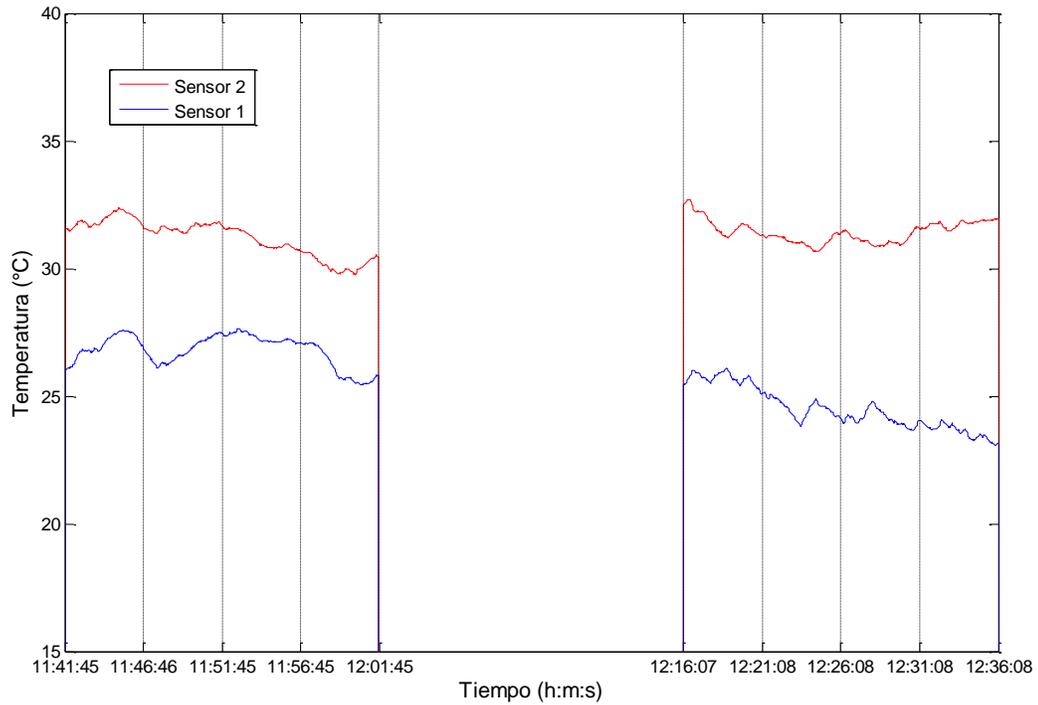


Figura D.2. Continuación de registros de temperatura obtenidos el 7 de enero del 2015, las líneas punteadas señalan el inicio y/o fin de un bloque de datos

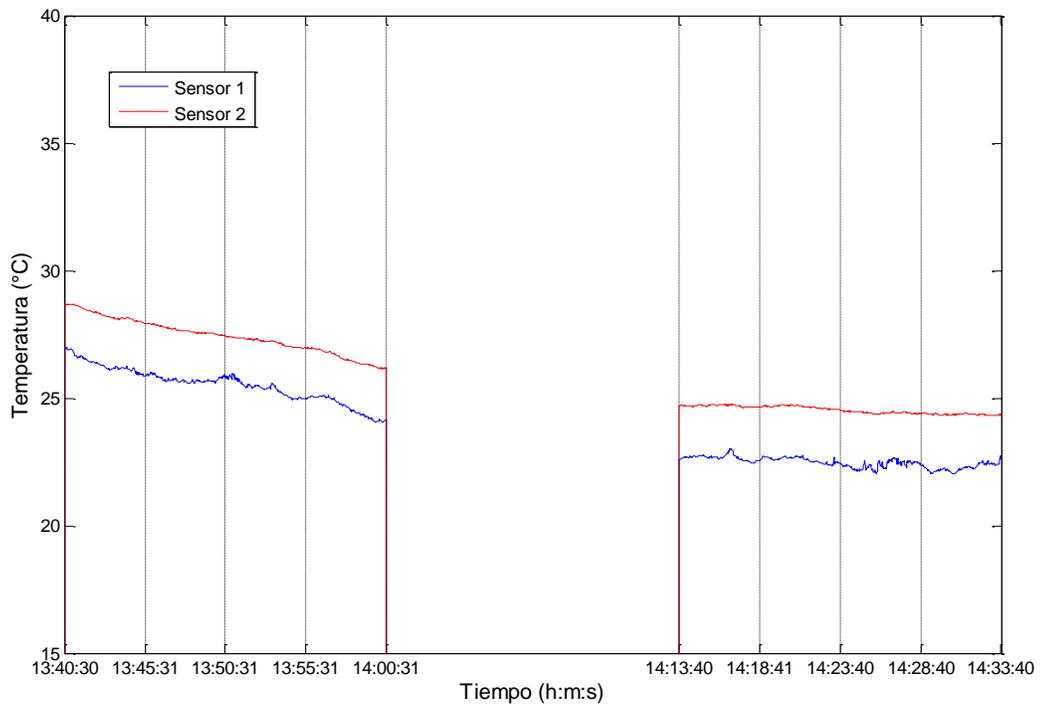


Figura D.3. Continuación de registros de temperatura obtenidos el 7 de enero del 2015, las líneas punteadas señalan el inicio y/o fin de un bloque de datos



Los registros del 9 de marzo del 2017 se muestran en la Figura D.4. En este caso también se muestra un segmento donde no se presenta registro de temperatura debido a que se detuvo la toma de datos para realizar algún ajuste o cambio en las configuraciones.

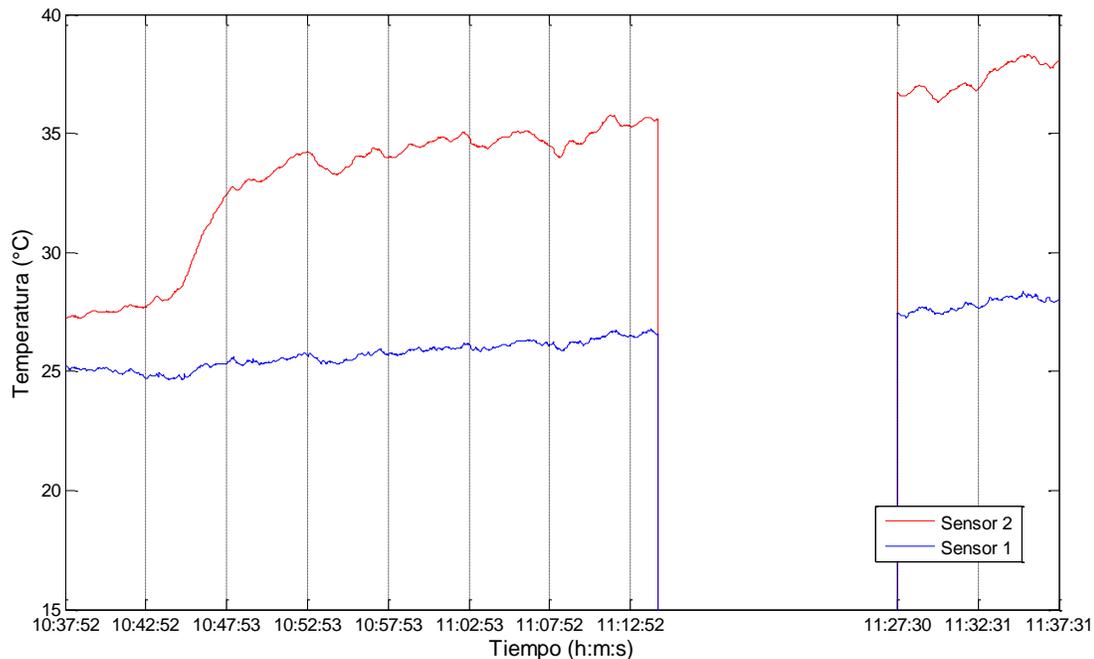


Figura D.4. Registros de temperatura obtenidos el 9 de marzo del 2017, las líneas punteadas señalan el inicio y/o fin de un bloque de datos

Los registros del 4 de abril del 2018 se observan en la Figura D.5.

El Cuadro D. 1 muestra el resumen de los valores máximos y mínimos de temperatura, así como el mayor valor de cambio de temperatura medido durante el monitoreo, tanto para los registros obtenidos del sensor expuesto al sol, como para el sensor ubicado en la sombra.

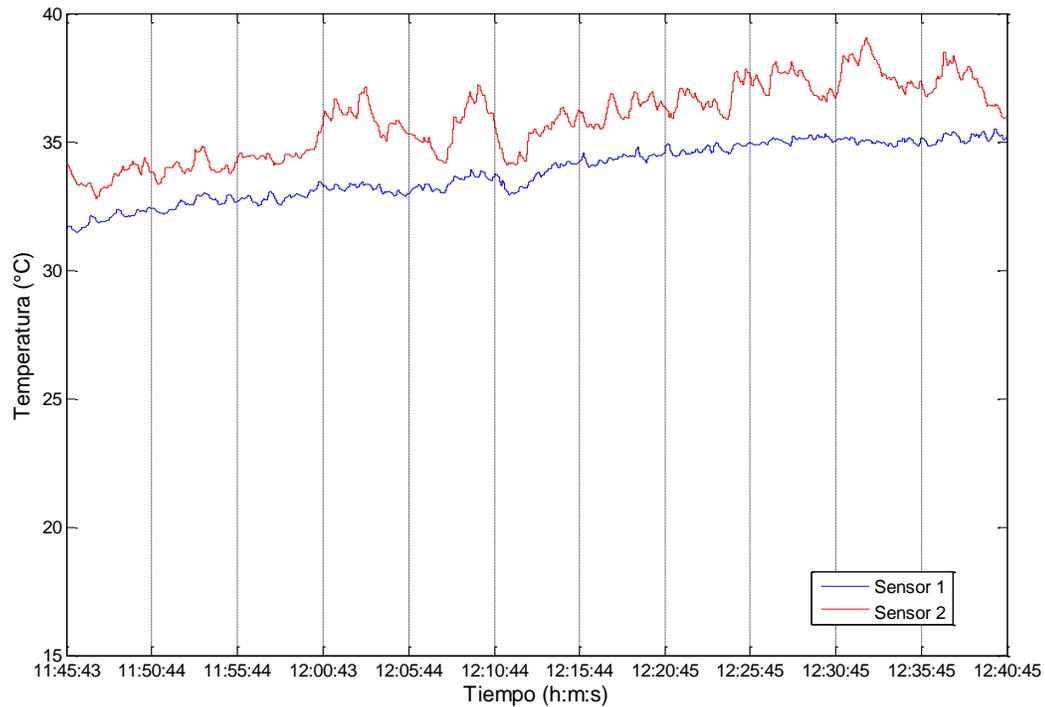


Figura D.5. Registros de temperatura obtenidos el 4 de abril del 2018, las líneas punteadas señalan el inicio y/o fin de un bloque de datos

Cuadro D. 1. Máximos, mínimos y cambios de temperatura de las mediciones del 2015, 2017 y 2018

Temperatura	Año de monitoreo	Sensor colocado a la sombra (sensor 1)	Sensor expuesto al sol (sensor 2)
Temperatura máxima (°C)	2015	27,62	32,72
	2017	28,34	38,31
	2018	35,49	39,13
Temperatura mínima (°C)	2015	16,99	19,82
	2017	24,65	27,26
	2018	31,53	32,78
Cambio de temperatura (°C)	2015	10,63	12,90
	2017	3,69	11,05
	2018	3,96	6,35

Algunos estudios señalan que las frecuencias pueden variar según la hora del día o la época del año. Alampalli (1998) menciona que la mayor variación se da ante bajas temperaturas, por el congelamiento de los apoyos. Peeters, Maeck & De Roeck (2000) realizaron el estudio para un puente y encontraron que entre los $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ se dan las mayores variaciones (hasta de 10%); en el rango de temperaturas entre $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $40\text{ }^{\circ}\text{C}$, la variación es menor.

Por lo anterior es que se realizaron gráficos comparativos de espectros de frecuencia obtenidos por medio del método FFD, de bloques de datos registrados cuando la temperatura en el sitio era la menor de toda la medición, la mayor o que representan una temperatura promedio. Desde la Figura D.6 a la Figura D.11 observan gráficos comparativos de espectros para algunos rangos de frecuencias. Se observa que, en la gran mayoría de los casos, no hay variación de las frecuencias por lo que se deduce que, en este caso, la temperatura al momento de la toma de datos de aceleración, no afecta los resultados de las frecuencias naturales de la estructura.

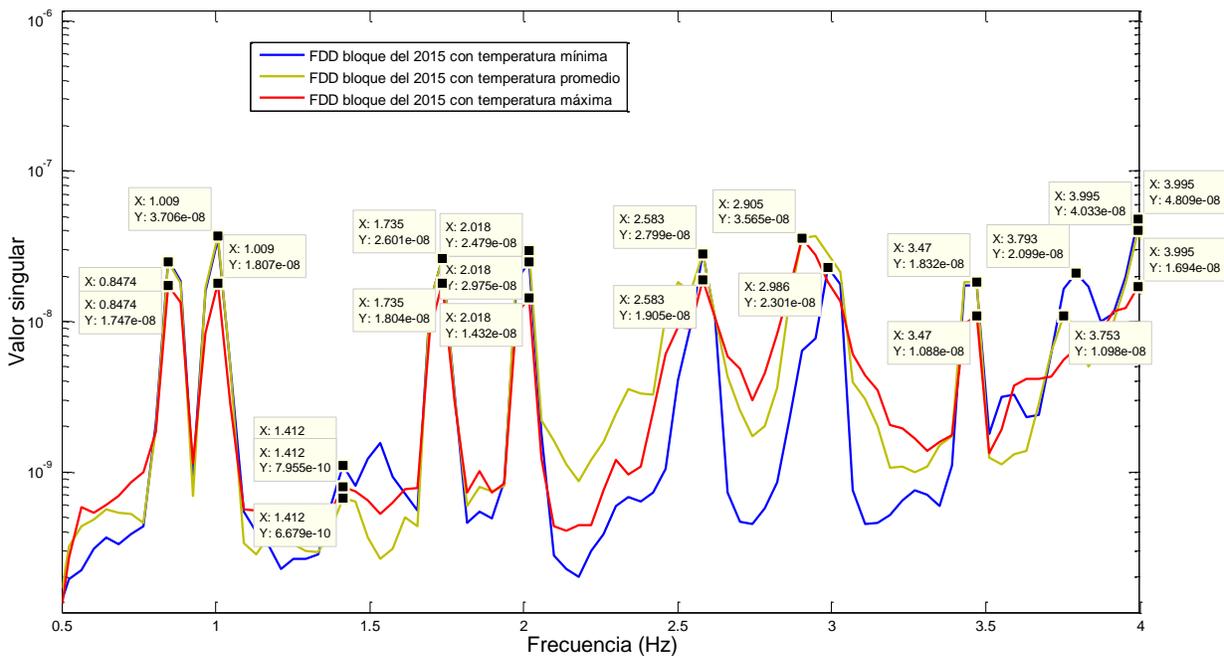


Figura D.6. Resultados del método FFD de los bloques del 2015 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias bajas

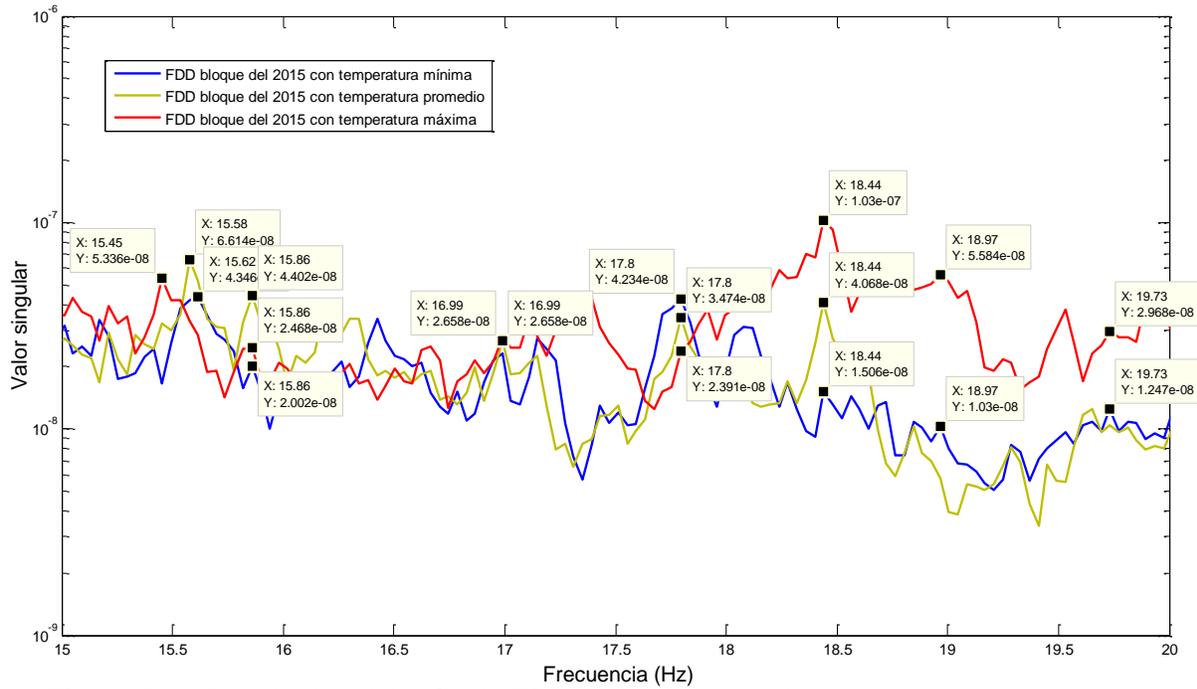


Figura D.7. Resultados del método FDD de los bloques del 2015 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias altas

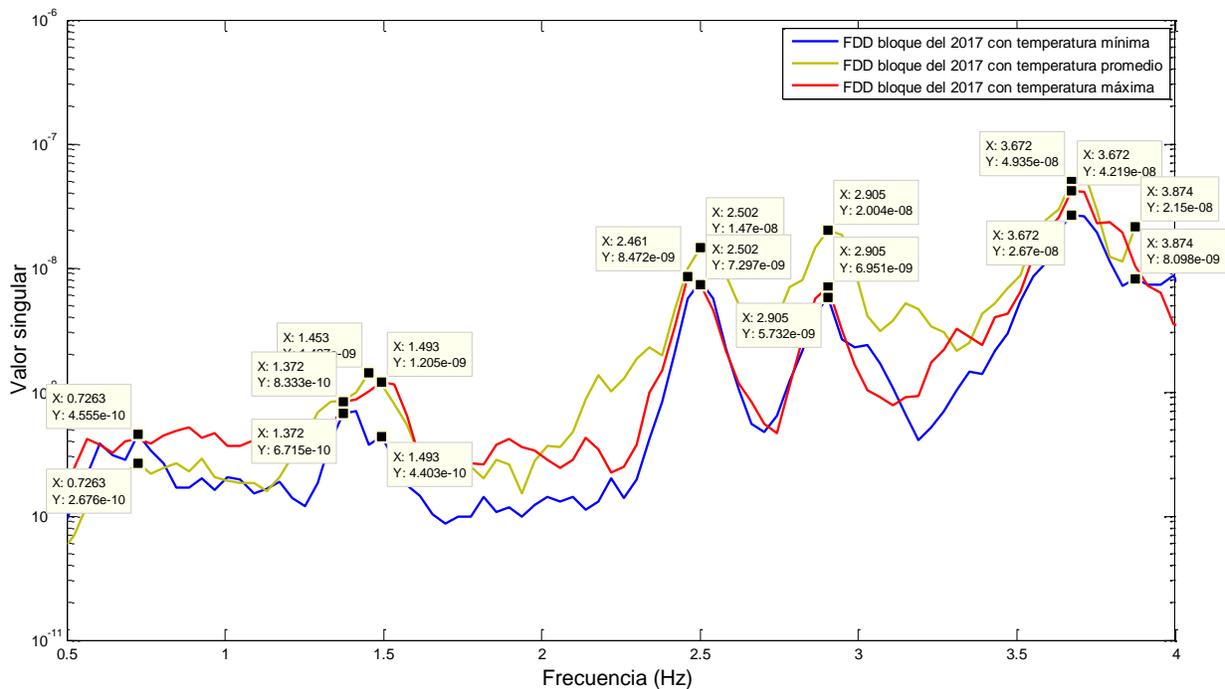


Figura D.8. Resultados del método FDD de los bloques del 2017 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias bajas

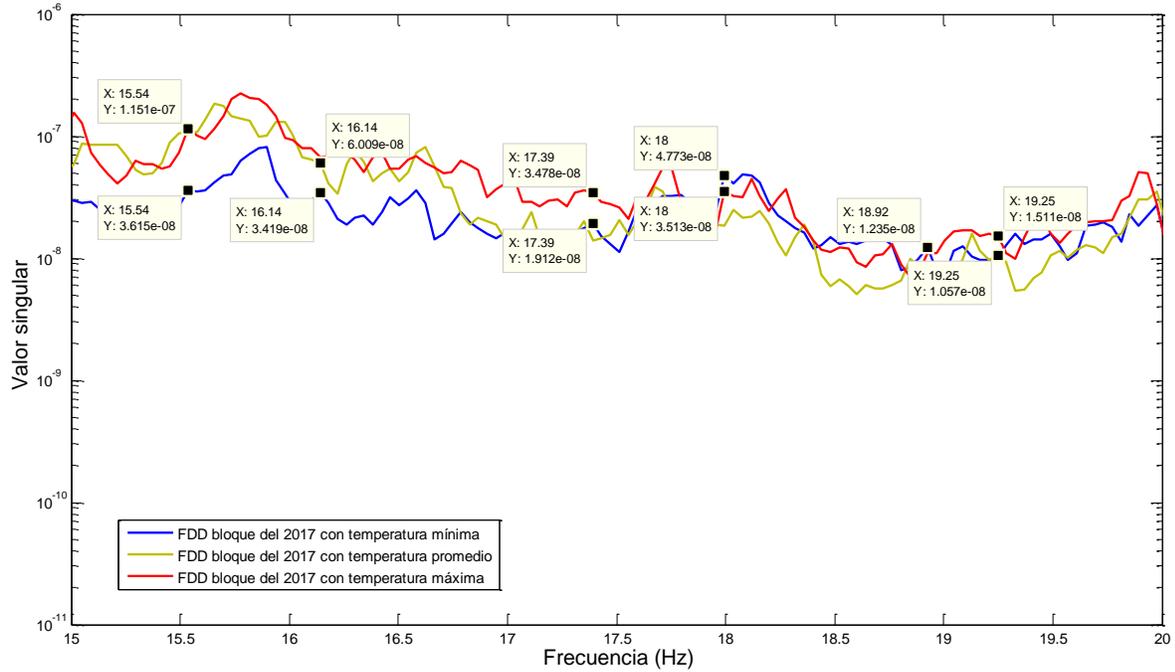


Figura D.9. Resultados del método FDD de los bloques del 2017 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias altas

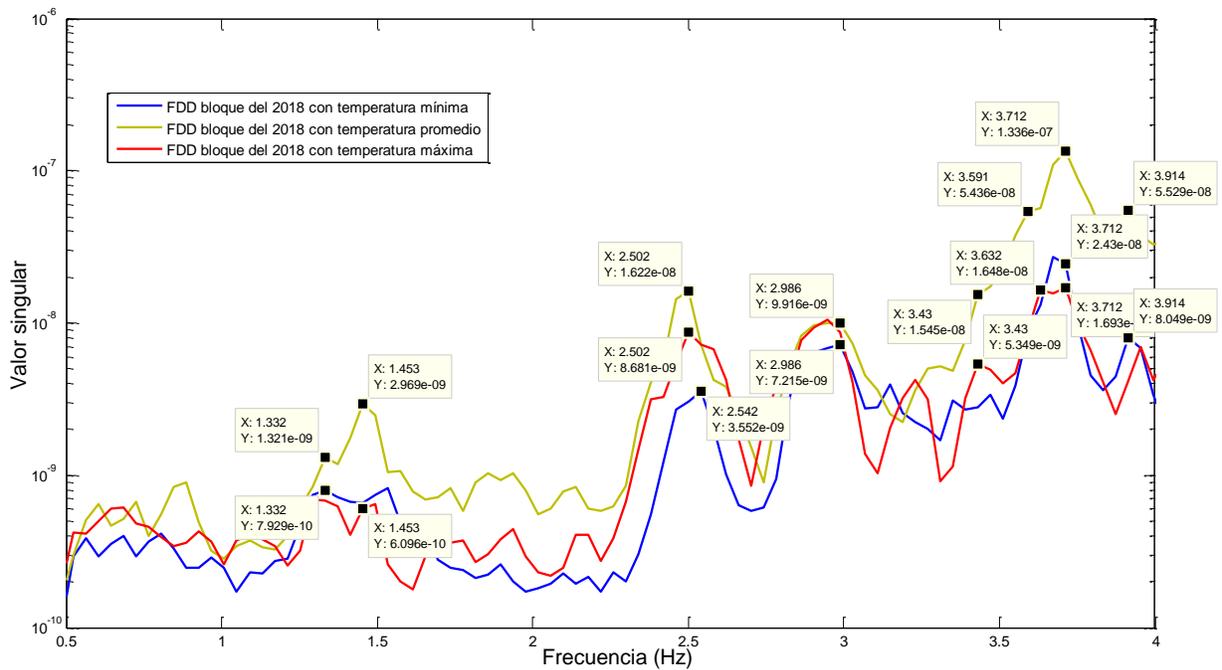


Figura D.10. Resultados del método FDD de los bloques del 2018 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias bajas

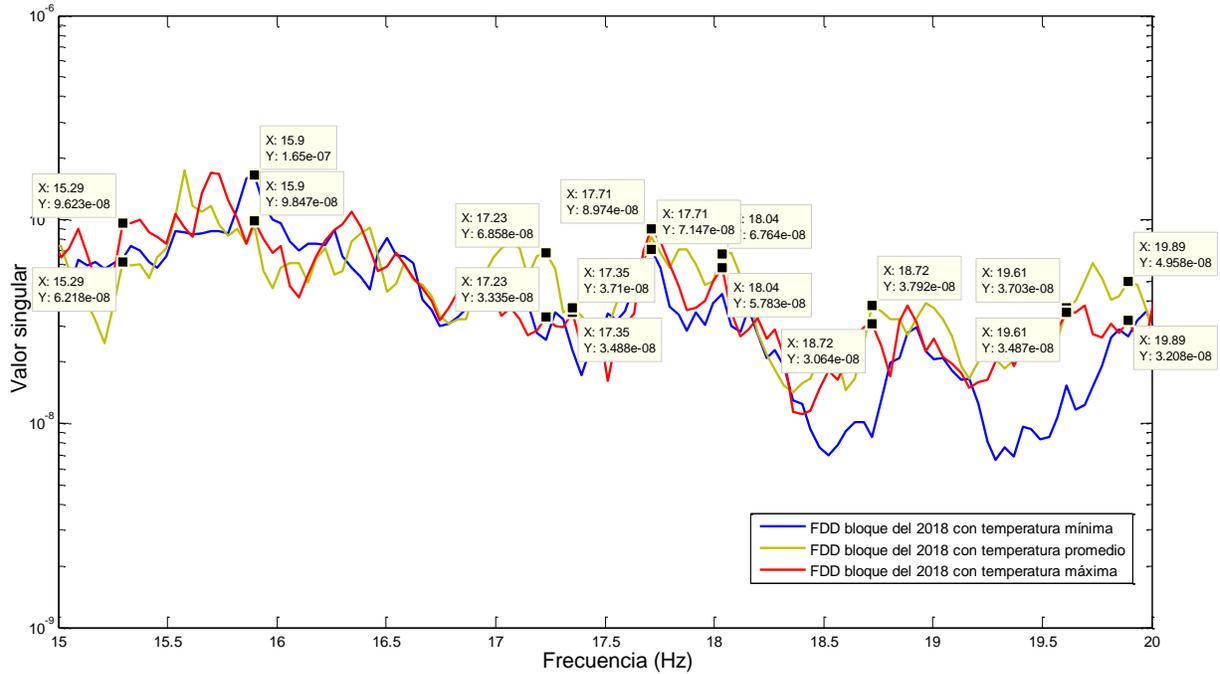


Figura D.11. Resultados del método FDD de los bloques del 2018 con temperatura menor, mayor y promedio, para un rango de frecuencias altas



REFERENCIAS

- AASHTO. (2011). *The Manual of Bridge Evaluation* (Second Edition ed.). Washington, DC.
- Allemang, R. J., & Bromn, D. L. (1983). A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis. *Proceedings 1st IMAC*, 110-116.
- Balageas, D., Fritzen, C. P., & Güemes, A. (2006). *Structural Health Monitoring*. Hermes Science Publishing.
- Basseville, M., Benveniste, A., & Goursat, M. (2001). *Output-Only Subspace-Based Structural Identification: From Theory to Industrial Testing Practice* (Vol. 123). Journal of Dynamics Systems, Measurement, and Control.
- Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2000). *Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition*.
- Chang, K. C., & Kim, C. W. (2016). Modal-Parameter Identification and Vibration-Based Damage Detection of a Damaged Steel Truss Bridge. *Engineering Structures*(122), 156-173.
- Cheng, G., Wang, W., & Zheng, M. (2007). *Assessment of the Bill Emerson Memorial Cable-Stayed Bridge Based on Seismic Instrumentation Data*. Final Report, University of Missouri-Rolla, Missouri Department of Transportation Organizational Results.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (4ta ed.). Berkeley, California: Pearson.
- Collins, M. P., & Mitchell, D. (1997). *Prestressed Concrete Structures*. Response Publications, Ontario, Canada.
- Doebling, S. W., & Farrar, C. R. (1995). *Computation of Structural Flexibility for Bridge Health Monitoring Using Ambient Modal Data*. Los Alamos National Laboratory (LANL).
- Doebling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B., & Shevitz, D. W. (1996). *Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in their Vibration Characteristics: A Literature Review*. Los Alamos National Laboratory (LANL).
- Durán, M. F. (2018). *Calibración de modelos estructurales y estudio del comportamiento dinámico para puentes de vigas de acero compuestas y continuas de 3 tramos*. Trabajo final de graduación para optar por título de Licenciado en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, San José.
- Farrar, C. R., & Worden, K. (2007). An Introduction to Structural Health Monitoring. *Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, A 365, 303-315.

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 87 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



- Felber, A. J. (1993). *Development of a Hybrid Bridge Evaluation System*. Thesis for apply to the title of Doctor of Philosophy, University of British Columbia, Department of Civil Engineering.
- Frizzarin, M., Feng, M. Q., Franchetti, P., Soyoz, S., & Modena, C. (2008). Damage detection based on damping analysis of ambient vibration data. *Structural Control and Health Monitoring*, 368-385.
- Gandhi, M. V., & Thompson, B. S. (1992). *Smart Materials and Structures*. Chapman & Hall.
- Giraldo, D. F., Song, W., Dyke, S. J., & Caicedo, J. M. (2009). Modal Identification through Ambient Vibration: Comparative Study. *Engineering Mechanics*, 135(8).
- He, X., Moaveni, B., Conte, J. P., Elgamal, A., & Masri, S. F. (2008). Modal Identification Study of Vincent Thomas Bridge Using Simulated Wind-Induced Ambient Vibration Data. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 23, 373-388.
- Huth, O., Feltrin, G., Maeck, J., Kilic, N., & Motavalli, M. (2005). Damage Identification Using Modal Data: Experiences on a Prestressed Concrete Bridge. *Journal of Structural Engineering*, 131(12), 1898-1910.
- Jang, S., Jo, H., Cho, S., & Agha, G. (2010). Structural Health Monitoring of a Cable-Stayed Bridge Using Smart Sensor Technology: Deployment and Evaluation. *Smart Structures and Systems*, 6(5-3), 439-459.
- Juaregui, D. V., & Farrar, C. R. (2010). *Comparison of Damage Identification Algorithms on Experimental Modal Data from a Bridge*. Los Alamos National Laboratory (LANL).
- Kolev, V. I. (2015). *Bridge Weigh-in-Motion Long-Term Traffic Monitoring in the State of Connecticut*. Master of Science Thesis, University of Connecticut.
- Liu, Y. C., Loh, C. H., & Ni, Y. Q. (2012). Stochastic Subspace Identification for Output-Only Modal Analysis: Application to Super High-Rise Tower under Abnormal Loading Condition. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42, 477-498.
- Liu, Y. C., Wu, T. H., Loh, C. H., & Ni, Y. Q. (2013). Variation of Modal Parameters of Canton Tower under Different Earthquake Excitations. *The 6th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*, Hong Kong.
- Liu-Kuan, Y. C., & Agüero-Barrantes, P. (2017). *Introducción al Monitoreo de la condición Estructural en Puentes*. Boletín Técnico, Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR), Programa de Ingeniería Estructural (PIE).



- Liu-Kuan, Y. C., Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., & Loría-Salazar, L. G. (2015a). *Desarrollo y validación de un sistema portátil de monitoreo y evaluación de puentes*. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica, Programa de Infraestructura del Transporte, San José.
- Liu-Kuan, Y. C., Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., & Loría-Salazar, L. G. (2015b). *Monitoreo estructural de la superestructura No. 2 del puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 32*. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR), Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA).
- Liu-Kuan, Y. C., Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., & Loría-Salazar, L. G. (2016). *Desarrollo y validación de un sistema de medición de desplazamientos en tiempo real mediante técnicas de procesamiento de imágenes digitales*. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR), Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA).
- Liu-Kuan, Y. C., Castillo-Barahona, R., & Loría-Salazar, L. G. (2013). *Monitoreo y evaluación estructural de puentes utilizando un sistema de instrumentación inalámbrico*. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR), Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA).
- Log, C. H., Liu, Y. C., Wu, T. H., & Ni, Y. W. (2013). Variation of Modal Parameters of Canton Tower Under Different Earthquake Excitations. *Proceedings of the 6th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*.
- Loh, C. H., Chen, M. C., & Chao, S. H. (2012). Stochastic Subspace Identification for Operational Modal Analysis of an Arch Bridge. *Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems*.
- Loh, C. H., Liu, Y. C., & Ni, Y. Q. (2012). SSA-Based Stochastic Subspace Identification of Structures from Output-Only Vibration Measurements. *Smart Structures and Systems*, 10(4-5), 331-351.
- Montalto, E. J. (2016). *Calibración del modelo de elemento finito del puente sobre el río Tenorio*. Trabajo final de graduación para obtener el título de Licenciado en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, San José.
- Muñoz-Barrantes, J., Vargas-Alas, L. G., Agüero-Barrantes, P., Villalobos-Vega, E., Barrantes-Jiménez, R., & Loría-Salazar, L. G. (2015). *Actualización de los criterios para la evaluación visual de puentes*. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR), Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), San José, Costa Rica.



- Nguyen, K., & Lien, T. V. (2018). Natural Frequencies of Multistep Functionally Graded Beam with Cracks. *Iranian Journal of Science and Technology*.
- Ni, Y. Q. (2014). Structural Health Monitoring of Cable-Supported Bridges Based on Vibration Measurements. *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics EURODYN*.
- Ni, Y. Q., & Wong, K. Y. (2012). Integrating Bridge Structural Health Monitoring and Condition-Based Maintenance Management. *Civil Structural Health Monitoring Workshop CSHM-4*.
- Peeters, B. (2000). *System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*. Ph.D. Dissertation, Katholieke Universiteit, Leuven.
- Peeters, B., Maeck, J., & De Roeck, G. (2000). Dynamic monitoring of the Z24- Bridge: separating temperature effects from damage. *In Proceedings of the European COST F3 Conference on System Identification and Structural Health Monitoring*, 377-386.
- Pridham, B. A., & Wilson, J. C. (2002). Subspace Identification of Vincent Thomas Suspension Bridge. *IMAC-XX: A Conference on Structural Dynamics*.
- Ren, W. R., & Zong, Z. H. (2004). Output-Only Modal Parameter Identification of Civil Engineering Structures. *Structural Engineering and Mechanics*, 17(3-4).
- Reynders, E., De Roeck, G., Gunders Bakir, P., & Sauvage, C. (2007). Damage Identification on the Tilff Bridge by Vibration Monitoring Using Optical Fiber Strain Sensors. *Journal of Engineering Mechanics*, 133(2).
- Sauvageot, G. (2000). *Bridge Engineering Handbook: Segmental Concrete Bridges*. (C. Wai-Fah, & D. Lian, Edits.) Boca Raton: CRC Press.
- Schommer, S., Mahowald, J., Nguyen, V. H., Waldmann, D., Maas, S., Zuerbes, A., & De Roeck, G. (2017). *Health Monitoring Based on Dynamic Flexibility Matrix: Theoretical Models Versus In-Situ Tests*.
- Sohn, H. S., Farrar, C., Hemez, F. M., & Czarnecki, J. J. (2002). *A Review of Structural Health Monitoring Literature from 1996-2001*. Los Alamos National Laboratory (LANL).
- Sohn, H., Dzwonczyk, M., Straser, E. G., Kiremidjian, A. S., Law, K. H., & Meng, T. (1999). An Experimental Study of Temperature Effect on Modal Parameters of the Alamosa Canyon Bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 879-897.
- Takács, P. F. (2002). *Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling*. Doctoral Thesis, The Norwegian University of Science and Technology, Department of Structural Engineering, Trondheim, Norway.

Informe No. LM-PIE-UP-M01-2019	Fecha de emisión: noviembre, 2019	Página 90 de 91
--------------------------------	-----------------------------------	-----------------



- Technical Committee ISO/TC 173, Subcommittee SC2. (2015). *Quality Management Systems - Requirements, ISO 9001:2015*. International Organization for Standardization.
- Toksoy, T., & Aktan, A. E. (1993). *Bridge-condition Assessment by Modal Flexibility*. SEM Spring Conference on Experimental Mechanics, Dearborn, Michigan.
- Van Overshee, P., & De Moor, B. L. (1996). *Subspace Identification for Linear Systems: Theory - Implementation - Applications*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Wall, C. J., Christenson, R. E., McDonnell, A. H., & Jamalipour, A. (2009). *A Non-Intrusive Bridge Weigh-in-Motion System for a Single Span Steel Girder Bridge Using Only Strain Measurements*. Connecticut Department of Transportation.
- Weng, J. H., Loh, C. H., Lynch, J. P., Lu, K. C., Lin, P. Y., & Wang, Y. (2008). Output-Only Modal Identification of a Cable-Stayed Bridge Using Wireless Monitoring Systems. *Engineering Structures*, 30, 1820-1830.
- Worden, K., Farrar, C. R., Manson, G., & Park, G. (2007). The fundamental Axioms of Structural Health Monitoring. *Proceedings of the Royal Society, A*(463), 1639-1664.
- Zhang, Y. X., Caicedo, J. M., Sim, S. H., Chang, C. M., Spencer, B. F., & Guo, X. (2008). Modal Identification of Bill Emerson Bridge. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Zonta, D., Lanaro, A., & Zanon, P. (s.f.). A Strain - Flexibility - Based Approach to Damage Location. *Key Engineering Materials*, 243-246, 87-94.