



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Programa de Ingeniería Estructural

LM-PIE-UP-M03-2018

MONITOREO DE LA CONDICIÓN ESTRUCTURAL BASADO EN VIBRACIONES AMBIENTALES

SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RÍO VIRILLA RUTA NACIONAL No. 27

Preparado por:
Unidad de Puentes



San José, Costa Rica
Febrero de 2018



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Página intencionalmente dejada en blanco



1. Informe: LM-PIE-UP-M03-2018		2. Copia No. 1
3. Título y subtítulo: MONITOREO DE LA CONDICIÓN ESTRUCTURAL BASADO EN VIBRACIONES AMBIENTALES SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RÍO VIRILLA RUTA NACIONAL No. 27		4. Fecha del Informe Febrero de 2018
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 monitoreo de la condición estructural de la superestructura del puente sobre el río Virilla, en la Ruta Nacional No. 27, es un producto del programa de monitoreo en sitio de estructuras de puentes de la Unidad de Puentes del Programa de Ingeniería Estructural del LanammeUCR para detectar daños, y así 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, mediante el método de identificación de sistemas bajo el marco de análisis modal operacional. Los resultados permiten dar seguimiento al deterioro de la superestructura en el transcurso del tiempo al compararse con un próximo monitoreo, y con un modelo estructural analítico en el caso de desear cuantificar el daño, 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. 27, río Virilla, Monitoreo, Salud Estructural, Análisis Modal Operacional.	9. Nivel de seguridad: Ninguno	10. Núm. de páginas 76
11. Monitoreo e informe por: Ing. Hellen Garita Durán Unidad de Puentes	12. Monitoreo y revisión por: Ing. Pablo Agüero Barrantes Unidad de Puentes	13. Monitoreo y revisión por: Ing. Yi Cheng Liu Kuan Unidad de Puentes
14. Revisado por: Lic. Miguel Chacón Alvarado Asesor Legal LanammeUCR	15. Revisado y aprobado por: Ing. Esteban Villalobos Vega Coordinador Unidad de Puentes	16. Aprobado por: Ing. Rolando Castillo Barahona, Ph.D. 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.	OBJETIVOS	9
2.	ALCANCE DEL INFORME.....	9
3.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	13
4.	ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DISPONIBLE.....	17
5.	DISTRIBUCIÓN DE SENSORES	18
6.	RESULTADOS EXPERIMENTALES	22
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	42
8.	REFERENCIAS	45
	APÉNDICE A. CONCEPTOS Y FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	51
	APÉNDICE B. MÉTODO EXPERIMENTAL.....	68



INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del puente sobre el río Virilla	13
Figura 2. Vista a lo largo de la línea de centro del puente sobre el río Virilla	15
Figura 3. Vista lateral del puente sobre el río Virilla	15
Figura 4. Identificación de los elementos del puente	16
Figura 5. Colocación de sensores sobre las aceras del puente. Nótese que el monitoreo no interrumpe el tránsito de vehículos	19
Figura 6. Distribución de nodos de medición sobre el puente sobre el río Virilla	20
Figura 7. Distribución de sensores sobre el puente en la configuración 1	20
Figura 8. Distribución de sensores sobre el puente en la configuración 2	21
Figura 9. Distribución de sensores sobre el puente en la configuración 3	21
Figura 10. Registros crudos de aceleración vertical de siete sensores correspondientes a un bloque de datos de cinco minutos.	22
Figura 11. Arriba, diagramas de estabilización y primer valor singular del método FDD de tres diferentes bloques de datos (las flechas rojas y verdes indican el primer y segundo modo de flexión respectivamente). Abajo, diagramas de Argand correspondientes al primer modo de flexión	24
Figura 12. Formas modales experimentales identificadas (el acceso 1 se ubica a la izquierda en los gráficos)	27
Figura 13. Vista en elevación de formas modales identificadas, la línea naranja representa el costado aguas abajo del puente (suroeste) y la verde, el costado aguas arriba (noreste)	28
Figura 14. Comparación de la amplitud entre los costados aguas arriba y aguas abajo del puente sobre el río Virilla de la Ruta Nacional No. 27, para el modo de torsión 1.	29
Figura 15. El ensamblaje del “T” invertido empleado para inspeccionar visualmente la superficie de la viga cajón	32
Figura 16. Posible grieta inclinada cerca de nodo 49 a) extensión total, b) acercamiento de extremo izquierdo de la grieta	33
Figura 17. Acercamiento al puntero láser en la parte superior del posible agrietamiento	34
Figura 18. A la izquierda, parte superior del posible agrietamiento y a la izquierda, posible extensión del agrietamiento después de la junta de unión de dovelas	34
Figura 19. La parte inferior del posible agrietamiento que continúa bajando	35
Figura 20. Grietas de cortante, en rojo se resalta la ubicación aproximada el posible agrietamiento hallado (Fuente: Podolny, 1985).....	36
Figura 21. Reparaciones realizadas en la pared de la viga cajón ubicada aguas abajo, cerca del centro del claro	38
Figura 22. Vista más cercana de las reparaciones realizadas en la pared aguas abajo de la viga cajón.....	38
Figura 23. Vista de la pared de la viga cajón ubicada aguas arriba, del centro del claro	39
Figura 24. Vista de la pared de la viga cajón ubicada aguas abajo, del centro del claro	40



Figura 25. Fotografía de la pared de la viga cajón tomada en tramo entre los nodos 9 y 12 (aguas arriba) 41

Figura A.1. Esquema conceptual de un sistema dinámico 56

Figura A.2. Diagrama de flujo del método SSI-COV 64

Figura B.1. Diagrama de flujo del monitoreo de condición estructural basado en vibraciones 70

Figura B.2. Ejemplo de toma de datos sobre las aceras de un puente, nótese que no es necesaria la interrupción del tránsito vehicular..... 71

Figura B.3. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la primera configuración de un puente 72

Figura B.4. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la segunda configuración de un puente..... 73

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 74

Figura B.6. Ejemplo de diagrama de estabilización de frecuencias correspondiente a la estructura sencilla mostrada en la Figura B.5 75

INDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Características básicas del puente sobre el río Virilla 14

Cuadro 2. Resumen de las formas modales operacionales identificadas 26



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Página intencionalmente dejada en blanco



1. OBJETIVOS

1.1. Objetivo General

Monitorear la condición estructural de la superestructura del puente sobre el río Virilla en la ruta nacional No. 27 con base en vibraciones inducidas por cargas ambientales en su condición operacional, para determinar 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 ambientales 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 el método de identificación de sistemas.
- c) Determinar la existencia o no de posibles anomalías y su localización en la superestructura, con base en el análisis de los parámetros modales.

2. 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.27, es un producto del programa de monitoreo de

Ver: Liu-Kuan, et. al. (2017). "Introducción al Monitoreo de la Condición Estructural de Puentes". Boletín Técnico PIE, LanammeUCR.		
Informe No. LM-PIE-UP- M03-2018	Fecha de emisión: 5 de febrero de 2018	Página 9 de 78



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 ambientales y características dinámicas, en el marco de las competencias asignadas mediante el artículo 6 de la ley 8114. La toma de datos del monitoreo estructural se realizó el día 1 de marzo del 2017.

En este informe se presentan resultados de los parámetros modales experimentales, — frecuencias, amortiguamiento y formas modales—, obtenidos del análisis modal operacional de la superestructura del puente, y son indicadores a los cuales se les darán seguimiento para monitorear la evolución del estado estructural en el tiempo.

El objetivo principal del monitoreo de la condición estructural es detección de daño. Los niveles de detección de daño que incluye este informe son los niveles de detección (**nivel 1**) y localización (**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 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 ambientales, los registros de aceleración corresponden a vibraciones inducidas por cargas ambientales, es decir, respuestas del puente ante 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, microvibraciones del suelo (producidas por autobuses, camiones, trenes, o actividades de construcción), entre otros.

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

Informe No. LM-PIE-UP- M03-2018	Fecha de emisión: 5 de febrero de 2018	Página 10 de 78
---------------------------------	--	-----------------



Se registraron aceleraciones únicamente en la dirección vertical, ya que es el sentido donde el puente oscila 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 prueba 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.

La cantidad de parámetros modales operacionales identificados está sujeta a la aleatoriedad de las cargas ambientales 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.

No es posible, por el otro lado, monitorear la condición de la subestructura en el sentido transversal debido a que la amplitud de sus vibraciones es sumamente baja al no ser excitado directamente por el flujo vehicular, y con la sensibilidad que cuentan los acelerómetros disponibles no es posible extraer, de manera confiable, los parámetros modales de la subestructura. Sensores de velocidad para micro-vibraciones son necesarios para este propósito.

Está fuera del alcance de este informe la modelación analítica de la estructura del puente y su calibración con base en los resultados experimentales para cuantificar el daño, lo cual es el **nivel 3** (detección de daño); tampoco el **nivel 4** (predicción), debido a que ambos niveles han llegado al nivel de evaluación. Como se indicó anteriormente, el alcance de este informe

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

Informe No. LM-PIE-UP- M03-2018	Fecha de emisión: 5 de febrero de 2018	Página 11 de 78
---------------------------------	--	-----------------



son el **nivel 1** y **nivel 2** en la identificación de daños en infraestructura civil: detección y localización del daño.

Se debe recordar que para efectos de la modelación analítica y calibración de los modelos estructurales de los puentes, cada estructura de puente es única, por lo que debe construirse un modelo analítico para cada puente en específico, que sirva de referencia de comparación, calibración y cuantificación del daño en caso de haberlo detectado y por lo tanto, es un requisito indispensable contar con los planos constructivos detallados de la estructura.

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.

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

Informe No. LM-PIE-UP- M03-2018

Fecha de emisión: 5 de febrero de 2018
--

Página 12 de 78



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

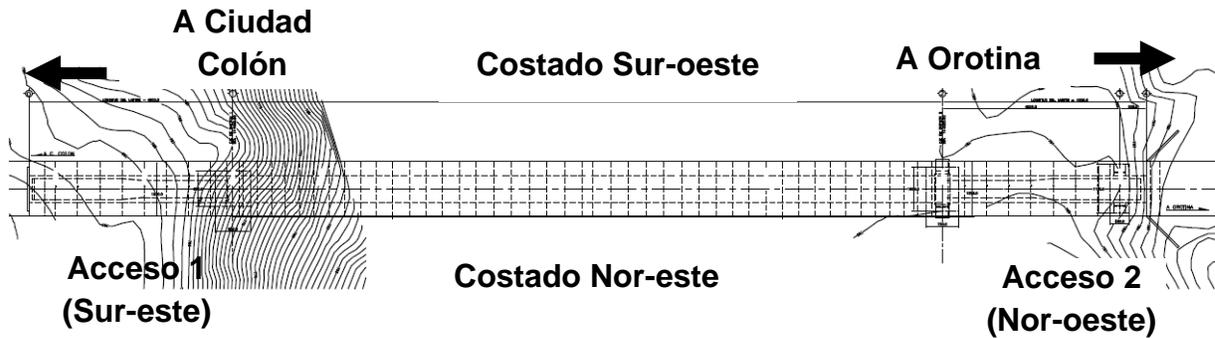
Geometría	Tipo de estructura	Puente
	Longitud total (m)	252,9 (medido entre juntas)
	Ancho total (m)	12,3
	Ancho de calzada (m)	9,8
	Número de tramos	1
	Alineación del puente	Recta
	Número de carriles	2 (1 encada sentido)
Superestructura	Número de superestructuras	1
	Tipo de superestructura (elementos principales)	Superestructura tipo viga con vigas principales tipo cajón de concreto preesforzado
	Tipo de tablero	Losa de concreto reforzado
Apoyos	Tipo de apoyo en bastiones	Bastiones 1 y 2: apoyo de disco confinado
	Tipo de apoyo en pilas	No aplica
Subestructura	Número de elementos	Bastiones: 2 Pilas: 0
	Tipo de bastiones	Bastiones 1 y 2, tipo voladizo de concreto reforzado conectado a la viga cajón rellena (contrapeso)
	Tipo de pilas	No aplica
	Tipo de cimentación	Tipo placa aislada
Diseño y construcción	Año de diseño	2001
	Año de construcción	2002
	Especificación de diseño original	HS-20-44 incrementada 25%
	Carga viva de diseño original	AASHTO Standard 1996
	Año de reforzamiento/rehabilitación	No aplica
	Especificación utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	No aplica
	Carga viva de diseño utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	No aplica



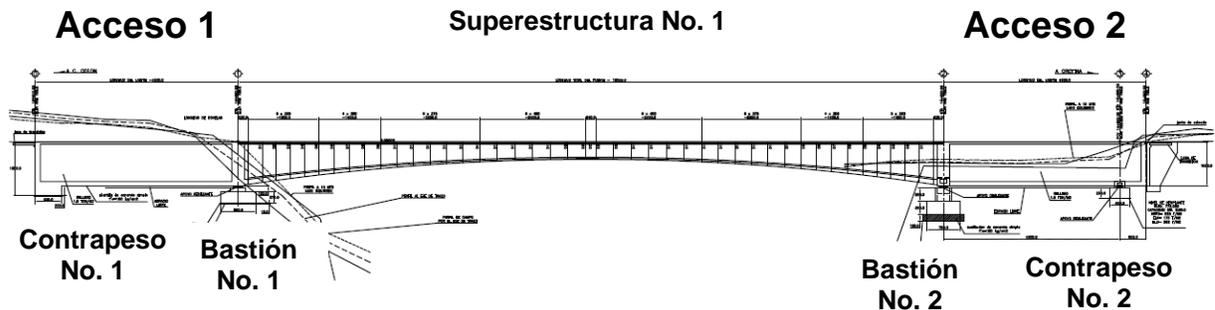
Figura 2. Vista a lo largo de la línea de centro del puente sobre el río Virilla



Figura 3. Vista lateral del puente sobre el río Virilla



(a) Vista en planta



(b) Elevación

Figura 4. Identificación de los elementos del puente



4. ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DISPONIBLE

La Unidad de Puentes del LanammeUCR presentó un informe de inspección del puente sobre el río Virilla en octubre del 2011 (Quirós et al. 2011). En este se consideró el puente en estado regular por los agujeros observados en la losa de concreto y por los problemas que presentaba la junta de expansión sobre el bastión del acceso noroeste.

La Unidad de Gestión y Evaluación de la Red Vial Nacional del PITRA-LanammeUCR, ha venido presentado informes sobre el estado del proyecto San José-Caldera en la Ruta Nacional No. 27. A partir del cuarto informe de evaluación de la ruta No. 27, con número de consecutivo INF-PI-UGERVN-04-2014 (Valverde et al. 2015), se incluye el estado de conservación de los Puentes Mayores. En el caso particular del puente sobre el río Virilla la información mostrada se basa en el informe presentado por la Unidad de Puentes mencionado en el párrafo anterior (Quirós et al. 2011).

En el informe INF-PI-UGERVN-05-2016 de la Unidad de Gestión y Evaluación de la Red Vial Nacional del PITRA-LanammeUCR, publicado en mayo del 2016, se presenta el seguimiento al estado de conservación de los Puentes Mayores de la Ruta Nacional No. 27 (Valverde et al. 2016). Dicho informe se basó en inspecciones visuales a los principales componentes de los puentes. En el caso del puente sobre el río Virilla, se indica que no se ha solucionado las deficiencias reportadas en el año 2011 con respecto al deterioro de la losa de concreto; falta de mantenimiento del bastión sureste, acero de refuerzo expuesto en la superficie de ruedo, desgaste en las juntas constructivas, falta de mantenimiento del bastión noroeste y del sistema de apoyos.

Dando seguimiento al estado de conservación del puente sobre el río Virilla, la Unidad de Puentes del LanammeUCR presentó un nuevo informe titulado Evaluación de la condición del puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 27, en mayo del 2017 (Agüero-Barrantes et al. 2017). En este se concluye que el estado de conservación del puente es DEFICIENTE (categoría 3 de 6, donde la 1 corresponde a una condición SATISFACTORIA y la 6, de



RIESGO INACEPTABLE O FALLA INMINENTE). Lo anterior principalmente debido al estado de conservación del tablero y los apoyos, a que las aceras incumplen la ley 7600 y por la falta de marcadores de objeto y sistema de iluminación en los accesos.

5. DISTRIBUCIÓN DE SENSORES

Para aplicar el método de identificación de parámetros modales 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 5 se presenta una fotografía de la toma de datos de aceleración en el puente sobre el río Virilla, sin necesidad de interrumpir del tránsito vehicular.

Debido a la longitud del puente se debió realizar el registro de datos de aceleración en tres configuraciones (Peeters, 2000). Se debe mencionar que la capacidad máxima del sistema para abarcar longitud es de aproximadamente 100 metros debido a la longitud de los cables para conectar los acelerómetros a las unidades de adquisición de datos. En la Figura 6 se presenta la distribución de nodos en la estructura donde, en las secciones de la losa de aproximación, los sensores se colocaron a cada 15,33 m mientras que en el tramo del puente los nodos se colocaron a cada 8,00 m; en total se tomaron medidas en 54 puntos. En la Figura 7, Figura 8 y Figura 9 se presenta los nodos asociados a cada una de las 3 configuraciones utilizadas para monitorear toda a longitud del puente. Nótese que en los puntos 10, 11, 37 y 38 se colocan sensores en las configuraciones 1 y 2, siendo estos los nodos de empate para poder graficar la totalidad de la formas modales a los largo del puente (señalados con verde en las figuras). En el caso de las configuraciones 2 y 3, los nodos de empate fueron los de los puntos 22, 23, 49 y 50.



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

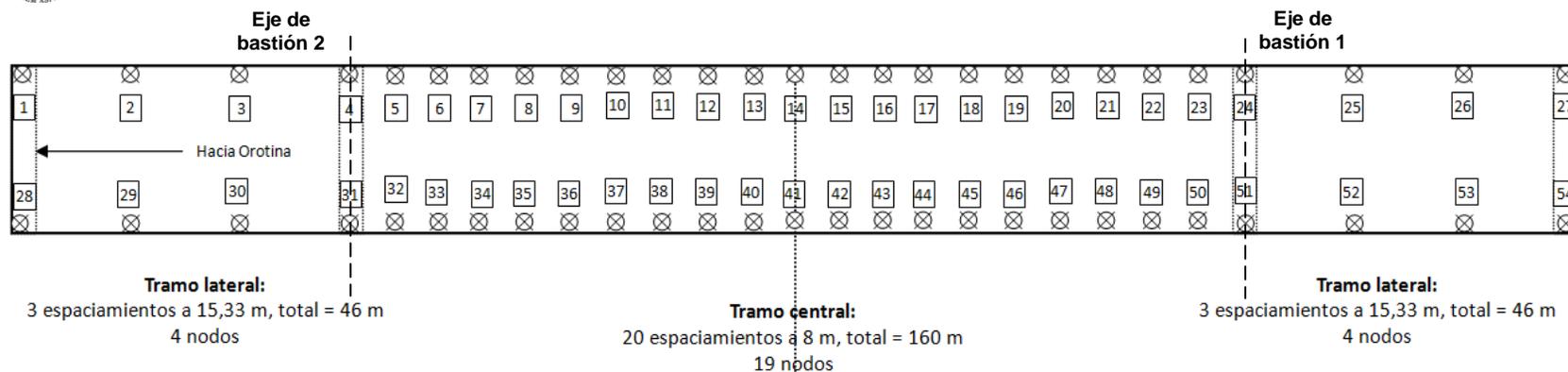


Figura 6. Distribución de nodos de medición sobre el puente sobre el río Virilla

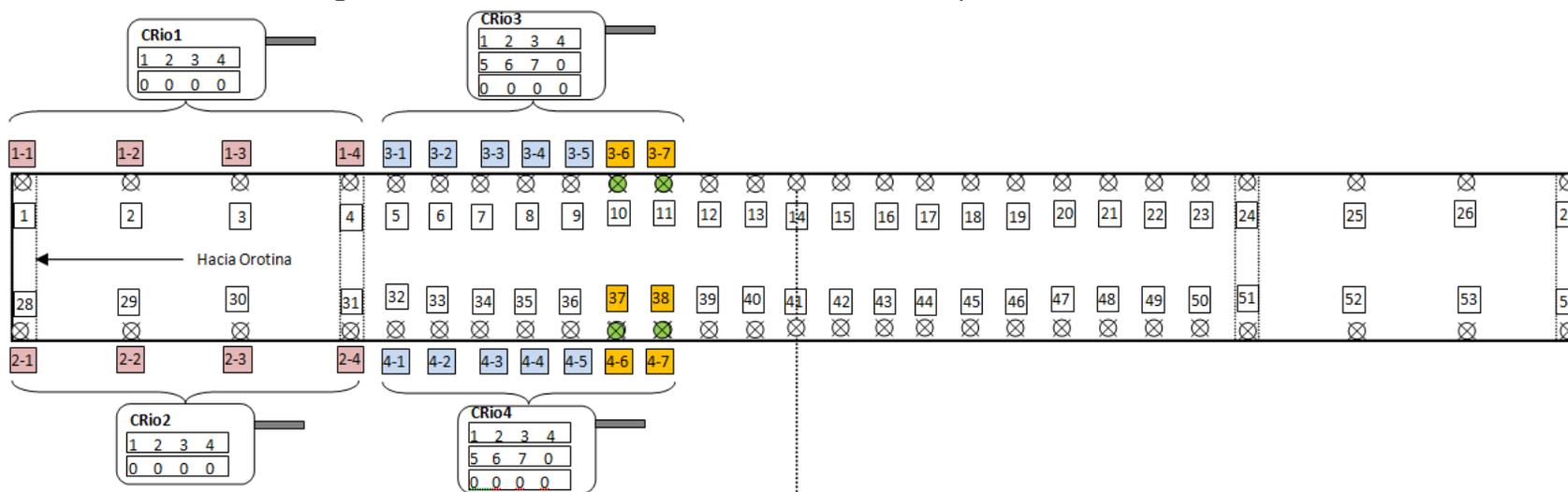


Figura 7. Distribución de sensores sobre el puente en la configuración 1

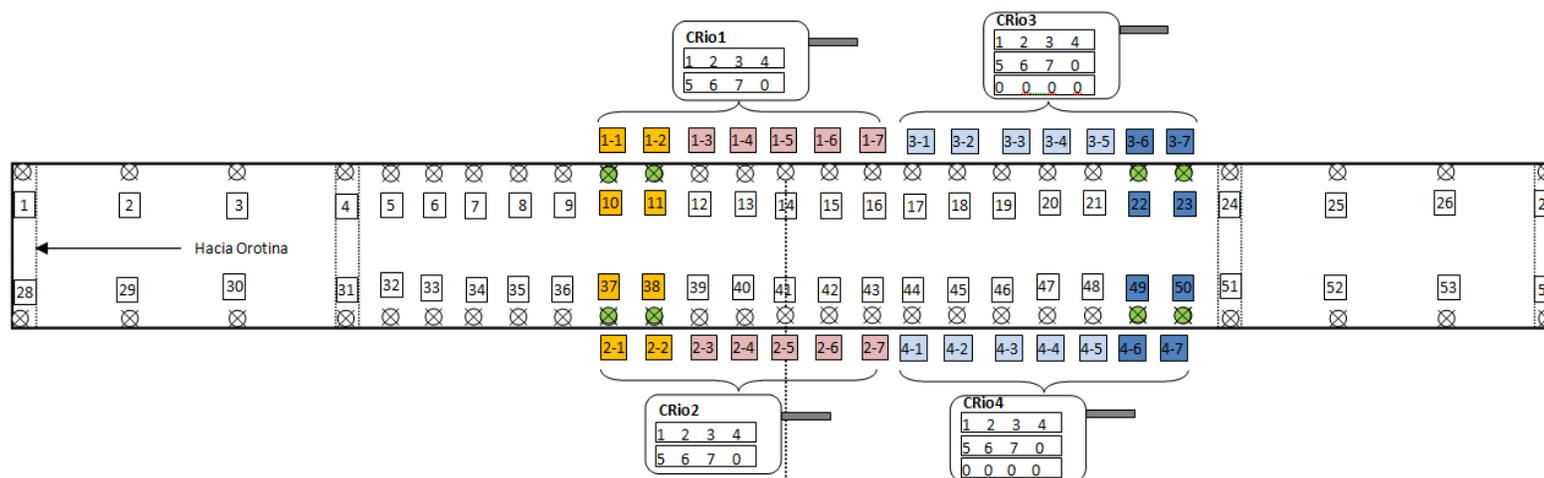


Figura 8. Distribución de sensores sobre el puente en la configuración 2

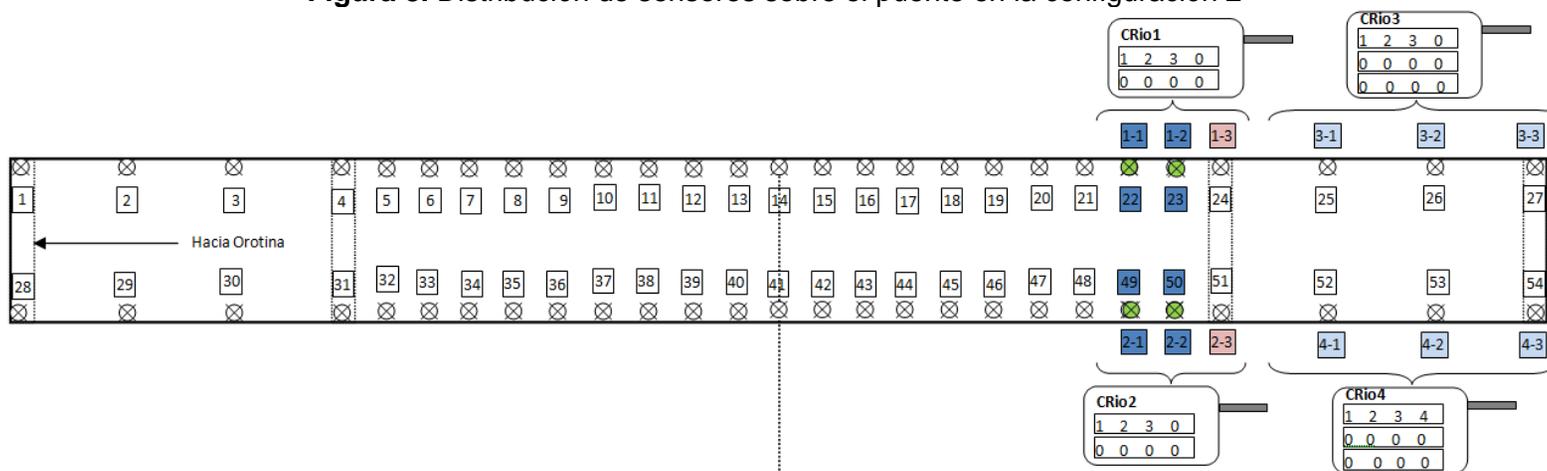


Figura 9. Distribución de sensores sobre el puente en la configuración 3



6. RESULTADOS EXPERIMENTALES

El registro de los datos de aceleración vertical del puente se realizó en bloques de cinco minutos. En la Figura 10 se presentan, a modo de ejemplo, los registros de aceleración vertical sin procesar (conocidos como datos crudos) a una tasa de muestreo de 1652Hz, de siete sensores colocados en el costado aguas arriba del puente, correspondientes a uno de los bloques de datos de cinco minutos. Todos los gráficos presentan la misma escala de aceleración en el eje vertical en unidades de fracciones de la aceleración gravitacional “g” y el eje horizontal muestra el tiempo en segundos.

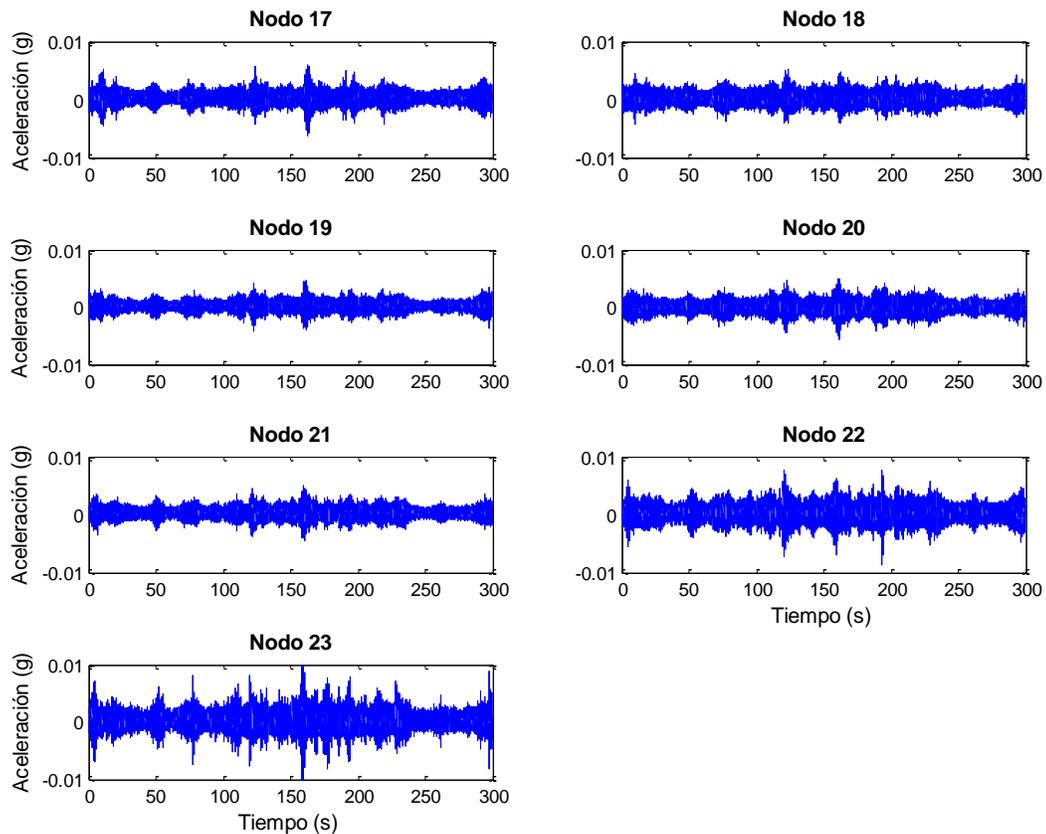


Figura 10. Registros crudos de aceleración vertical de siete sensores correspondientes a un bloque de datos de cinco minutos.



Cada bloque de registros de aceleración de cinco minutos de medición es utilizado como datos de entrada para el método SSI-COV. Los datos son decimados a tasas de muestreo de 13,77 Hz y 8,26 Hz para facilitar la detección de modos de vibración de la estructura asociados a frecuencias bajas.

Una vez que las señales fueron filtradas y decimadas, se realiza el análisis utilizando el método SSI-COV (ver Figura A.2). En la Figura 11 se presentan tres ejemplos de los diagramas de estabilización que resultan del análisis de tres diferentes bloques de registros con una decimación de la frecuencia de muestreo de hasta 8,26 Hz y asignando un orden del sistema de 50. Superpuesto al diagrama de estabilización se presenta con una línea azul, el primer valor singular obtenido con el método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (ver Anexo B) conocido como FDD, por las siglas de su nombre en inglés Frequency Domain Decomposition.

Adicionalmente, la Figura 11 presenta bajo los diagramas de estabilización, los diagramas de Argand correspondientes al primer modo identificado experimentalmente (ver flechas rojas en el gráfico superior), donde se puede observar una tendencia lineal en el gráfico. Dicho comportamiento lineal es indicativo de que cada punto de observación (nodo de medición) de la forma modal operacional comparte la misma fase en el tiempo, característico de un modo normal de la estructura. En otros casos, los modos locales, modos espurios y modos de transición, no presentan un comportamiento similar en sus correspondientes diagramas de Argand y no tienen una tendencia lineal.

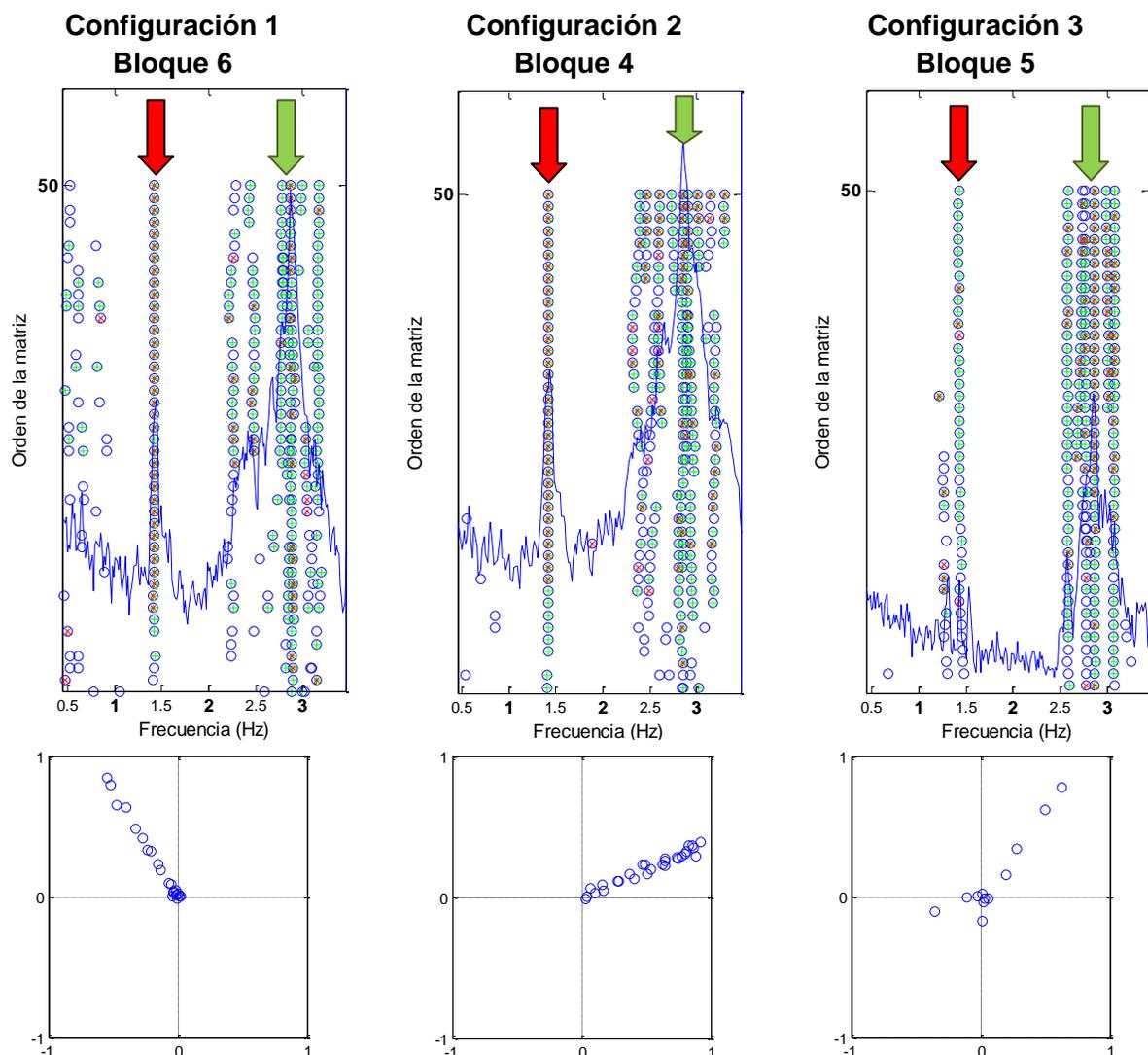


Figura 11. Arriba, diagramas de estabilización y primer valor singular del método FDD de tres diferentes bloques de datos (las flechas rojas y verdes indican el primer y segundo modo de flexión respectivamente). Abajo, diagramas de Argand correspondientes al primer modo de flexión

El criterio de estabilización utilizado para el análisis del puente sobre el río Virilla es considerar que las frecuencias son estables si existe menos de 1% de diferencia entre las calculadas por el orden de matriz $n-1$ y por el orden n , en cuanto a formas modales 3%, y con respecto a amortiguamiento 5%. Un círculo azul en el diagrama de estabilización indica modos con frecuencia estable; el círculo azul con una equis (x) roja indica que tanto la



frecuencia como forma modal son estables; y si se tuviera, además de las anteriores, una cruz verde (+), indica que el amortiguamiento también es estable.

Debido a que no todos los modos son excitados en un lapso de tiempo dado, se deben revisar todos los bloques de datos obtenidos en campo y discriminar los modos de acuerdo con su frecuencia y forma modal, de forma que se puede obtener un rango de valores de frecuencias naturales a partir de cada bloque de datos. En el



Cuadro 2 se presenta el valor mínimo, máximo y el promedio de las frecuencias correspondientes a los modos identificados. 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 logró identificar tres modos de flexión vertical y dos modos de torsión, con frecuencias entre 1,414 Hz y 7,489 Hz. En general, los modos hallados se identificaron múltiples veces, sin embargo, la cantidad de veces que los modos son identificados no es constante. En el



Cuadro 2 se reporta que el modo de flexión vertical 1 fue identificado 21 veces mientras que el modo de flexión vertical 2 fue identificado 59 veces. Esto se debe 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. Por ejemplo, en los gráficos de la Figura 11 se observa que el primer modo fue identificado por el método FDD en los tres bloques presentados (ver flechas rojas), aunque con una amplitud de un orden menor que la del segundo modo de flexión (ver flechas verdes). Este hecho indica que es menos probable que el primer modo de flexión vertical sea excitado por el tránsito vehicular en este tipo de puentes siendo el modo predominante el segundo modo en flexión, de igual forma que ocurrió en el puente sobre el río Virilla en la ruta No. 32 (Liu-Kuan, et.al, 2015b).

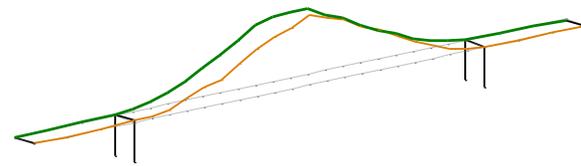


Cuadro 2. Resumen de las formas modales operacionales identificadas

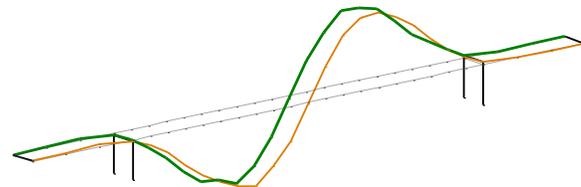
Modo	Frecuencia (Hz)			Cantidad de veces identificado	Cantidad de bloques en que se identificó
	Mínimo	Promedio	Máximo		
Flexión vertical 1	1,41	1,43	1,44	21	21
Flexión vertical 2	2,66	2,89	3,10	59	28
Torsión 1	4,62	4,69	4,87	29	25
Flexión vertical 3	4,95	5,00	5,05	16	16
Torsión 2	7,32	7,40	7,49	7	6

En la Figura 12 se presentan las formas modales de los modos identificados; las líneas naranja representan el costado suroeste o aguas abajo del puente, mientras que las líneas verdes representan el costado noreste o aguas arriba. 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, y no se basa en un análisis con modelos analíticos, por lo tanto son uno de los resultados más importantes para la detección de daño.

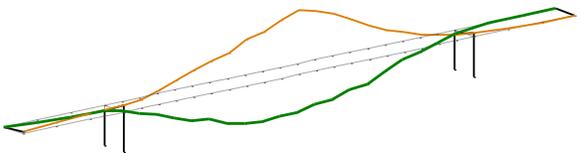
En la Figura 13 se representan las formas modales en elevación utilizando la misma convención de colores, nótese algunas anomalías en las formas modales en el costado suroeste (aguas abajo). Se observa un cambio de curvatura cerca del nodo 49 (ver forma modal del modo de flexión vertical 3 y modo de torsión 2) y en el nodo 41 (ver forma modal del modo de flexión vertical 1 y modo de torsión 1); mientras que en el costado aguas arriba (líneas verdes) se presenta un cambio de curvatura entre los nodos 9 y 12 (ver forma modal del modo de flexión vertical 2 y del modo de torsión 2).



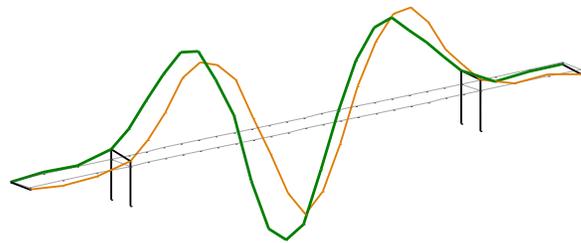
Modo de flexión vertical 1
 $f=1,428$ Hz



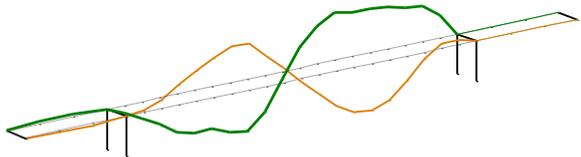
Modo de flexión vertical 2
 $f=2,889$ Hz



Modo de torsión 1
 $f=4,686$ Hz



Modo de flexión vertical 3
 $f=4,997$ Hz



Modo de torsión 2
 $f=7,395$ Hz

Figura 12. Formas modales experimentales identificadas (el acceso 1 se ubica a la izquierda en los gráficos)

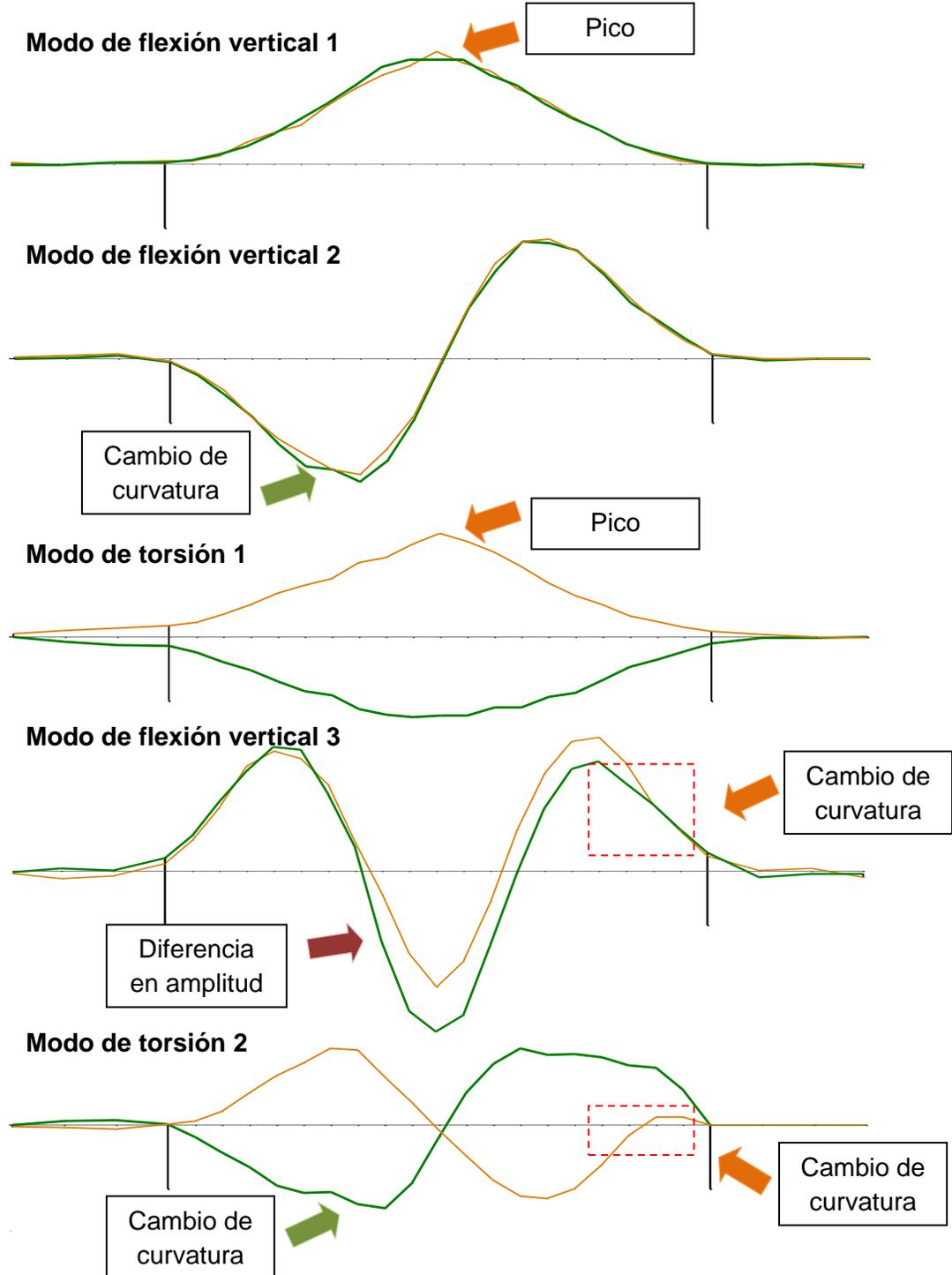


Figura 13. Vista en elevación de formas modales identificadas, la línea naranja representa el costado aguas abajo del puente (suroeste) y la verde, el costado aguas arriba (noreste)



La forma modal del costado aguas arriba del modo flexión vertical 3 presenta una amplitud distinta a la del costado aguas abajo. La misma situación se presenta en el modo de torsión 1 tal como se ilustra en la Figura 14, donde para facilitar la comparación entre los dos costados, se grafica el costado aguas abajo como curva espejo del costado aguas arriba. Tanto en el modo de flexión vertical 1 como en el modo de torsión 1, se evidencia que existe diferencia en el comportamiento entre los costados, el cual ha de ser en principio muy similares dada la simetría de la estructura.

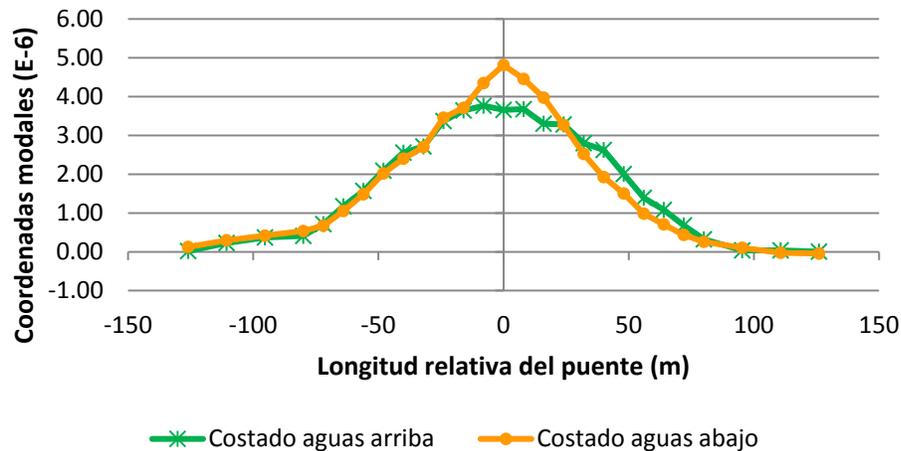


Figura 14. Comparación de la amplitud entre los costados aguas arriba y aguas abajo del puente sobre el río Virilla de la Ruta Nacional No. 27, para el modo de torsión 1.

Es importante señalar que esta diferencia de la Figura 14 no necesariamente implica que exista una mayor deformación en el costado aguas arriba ya que los valores del eje vertical son coordenadas modales extraídas a partir de registros de aceleración y no magnitudes de deformación. A pesar de que los dos términos anteriores están relacionados, al ser la aceleración la segunda derivada de la deformación, es mucho más sensible a cambios en la condición estructural. Sin embargo, el hecho de que la amplitud modal de un costado sea mayor que la del otro, sí implica una mayor aceleración en las vibraciones a la frecuencia de los modos anómalos en consideración.



De la anomalía presente cerca del nodo 49 se deduce que puede ser causada por daño o un defecto constructivo porque: 1) la amplitud del tercer modo de flexión del costado aguas abajo es mayor y difiere del otro costado a partir del nodo 49 hasta el nodo 38, 2) en este mismo nodo 49 y sus nodos colindantes se da un cambio de curvatura totalmente contrario a lo esperado, 3) considerando el hecho de que la susodicha anomalía no se evidencia en los modos fundamentales como el primer modo de flexión y de torsión, los que tienen una relación directa con la deformada de la estructura, y se repite, más bien, en los modos superiores como el tercer modo de flexión y el segundo modo de torsión con frecuencias de vibración de 5 Hz y 7.40 Hz respectivamente y que son más sensibles al daño, se deduce que dicha anomalía no tiene gravedad suficiente como para alterar los modos fundamentales directamente relacionados con la deformada de la estructura, pero que el nivel o el tipo de daño (o defecto) ha logrado repercutir y afectar la amplitud modal a lo largo de unos diez nodos de medición en el tercer modo de flexión, por lo que es poco probable que se trate de un ruido eléctrico o un efecto local de la estructura, sino, un daño o defecto estructural en la viga cajón alrededor del nodo 49 reflejado en el cambio del comportamiento dinámico del costado aguas abajo.

Se trató de verificar la hipótesis anterior con una inspección visual en la parte superficial de la estructura alrededor del nodo 49, del nodo 41 y el tramo entre los nodos 9 a 12, en donde se detectaron cambios de curvatura en búsqueda de anomalías, cuyo resultado se detalla a continuación. Se procedió a verificar en sitio mediante el uso de cámara de video digital si es posible observar alguna anomalía o daño superficial en la viga cajón en los nodos previamente mencionados como una verificación preliminar de estos cambios de curvatura observados.



7. INSPECCIÓN VISUAL SUPERFICIAL PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA ALREDEDOR DE LOS NODOS CON ANOMALÍAS

Con el motivo de verificar la existencia o no de daños o defectos estructurales superficiales visibles alrededor del nodo 49, del nodo 41 y el tramo entre los nodos 9 a 12, se realizó una visita al sitio el 18 de octubre de 2017. Se utilizaron cámaras digitales y un ensamblaje de barras telescópicas como se muestra en la Figura 15, para tomar fotografías con la cercanía suficiente para observar y distinguir agrietamientos u otras anomalías.

El ensamblaje consta de una barra telescópica con una longitud máxima de 5,4 m, sostenida en el centro de su longitud por otra barra telescópica, de manera que se forma una “T” invertida. En un extremo del ala se colocó la cámara digital y en el otro, un contrapeso que le diera estabilidad al ensamblaje. Para este puente el ala de la “T” invertida utilizada se extendió cerca de los 5 metros y el alma se extendió aproximadamente 2,5 metros desde el nivel de la losa superior de la viga cajón, hacia el centro de la viga. Dado que la distancia entre el borde de las alas de la viga cajón, a la pared más cercana es de 3,15 m según los planos de la estructura, la cámara estaría capturando imagen aproximadamente a 0,7 metros de la pared de la viga cajón.

Además de la cámara digital que permite visualizar en tiempo real la imagen de la superficie de la viga cajón en una computadora, la acompaña también un foco y un puntero láser, donde este último puede proyectar un punto rojo aproximadamente elíptico, con el diámetro mayor de 2,5 mm y menor de 2,0 mm aproximadamente, en una superficie a una distancia de entre 0,5 m a 1,5 m, el cual además de permitir discernir si se tratan de las juntas constructivas o agrietamiento en las imágenes captadas, se utilizó como referencia para estimar la dimensión de los defectos observados.



Figura 15. El ensamblaje del “T” invertido empleado para inspeccionar visualmente la superficie de la viga cajón

7.1. Primer aspecto evidenciado

Se detectó un posible agrietamiento poco inclinado a 2,0 metros del nodo 49 con dirección hacia el bastión 1 en el costado aguas abajo como se muestra en la Figura 16, el cual estaría ubicado aproximadamente entre 1,0 y 1,5 metros debajo de la cara superior de las alas.



Figura 16. Posible grieta inclinada cerca de nodo 49 a) extensión total, b) acercamiento de extremo izquierdo de la grieta

Si se hace un acercamiento a la Figura 17a), y se hace un conteo de pixeles (tal como se observa en la Figura 17), se puede observar que en dirección horizontal que es el diámetro menor del foco (2 mm) cuenta con 6 pixeles de ancho, por lo que cada pixel tiene una dimensión de 0,3 mm de ancho. Del análisis de la imagen se detecta que el agrietamiento podría tener un ancho alrededor de los 0,3 mm ya que tiene aproximadamente 1 pixel de ancho. Se debe tener en cuenta que existe una imprecisión en la imagen digital a color debido al efecto del filtro de Bayer en las cámaras digitales, por lo que el ancho determinado es una medida aproximada.



Figura 17. Acercamiento al puntero láser en la parte superior del posible agrietamiento

En la Figura 18 se observa que la parte superior del posible agrietamiento termina en la junta de unión de dovelas, pero un poco abajo inicia la parte inferior del posible agrietamiento que continúa con pendiente negativa hacia la derecha de la imagen, tal y como se observa en la Figura 18 y Figura 19.



Figura 18. A la izquierda, parte superior del posible agrietamiento y a la izquierda, posible extensión del agrietamiento después de la junta de unión de dovelas



Figura 19. La parte inferior del posible agrietamiento que continúa bajando

Mediante el conteo de píxeles que existen entre el inicio y el fin de la primera y segunda parte del posible agrietamiento, se puede dar un estimado de las longitudes del mismo como una recta inclinada, las cuales serían: 311 mm para la parte superior y 293 mm para la parte inferior. Sin embargo, se nota que especialmente para la parte superior del posible agrietamiento, la cámara no está alineada con el plano de la pared del cajón y hay un efecto del ángulo en la imagen, por lo que la distancia real puede ser un poco mayor. Por medio del video grabado, se estima que esta parte superior podría tener una extensión de 1/6 de la longitud de la dovela, la cual sería unos 500 mm. Por consiguiente, la longitud total en línea recta de este posible agrietamiento podría oscilar entre unos 600 a 800 mm de largo.

Por otro lado, el posible agrietamiento tiene una orientación de aproximadamente 10° para la parte superior y 16° para la parte inferior, calculado por medio de la tangente de los píxeles verticales y horizontales, por lo que podría incurrir también en cierto error debido a que la cámara está un poco rotada y tampoco está alineada con la superficie de la viga.

Es importante señalar que la anomalía identificada en las formas modales del tercer modo de flexión y segundo de torsión no puede atribuirse únicamente al posible agrietamiento superficial observado a 2 metros del nodo 49 sin realizar inspecciones más detalladas de la



zona para determinar la extensión y severidad del daño y descartar la existencia de otros daños.

Con el fin de hallar la causa del posible agrietamiento, en primer lugar se revisaron los planos constructivos de la estructura. Se observó en los planos constructivos que en la sección donde posiblemente se tiene agrietamiento cruza un ducto de postensión, sin embargo, la dirección de la grieta no coincide con la del ducto (el ángulo que forma la grieta con el ducto, podría ser de cerca de 45°). Ante esto se deduciría que el posible agrietamiento no sería producto de una mala colocación del ducto de postensado o por un mal anclaje del mismo.

Al considerar la ubicación del posible agrietamiento, que es muy cercana a las alas superiores, su poca inclinación (10 a 16 grados), y de comprobarse que no es nada superficial sino un agrietamiento estructural, podría tratarse del inicio de un agrietamiento por cortante. En la Figura 19 se muestra la forma esperada del agrietamiento por cortante, en puentes viga cajón. Se aprecia que la dirección de inclinación de las grietas se asemeja a la del posible agrietamiento hallado.

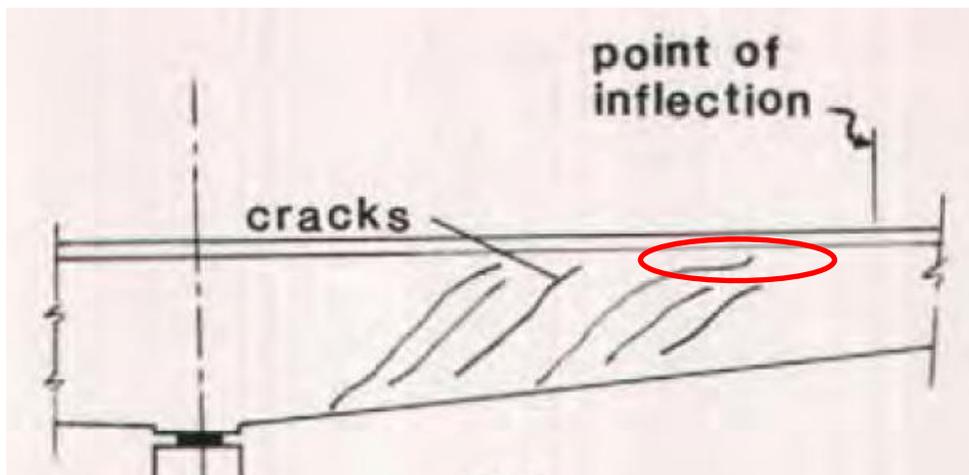


Figura 20. Grietas de cortante, en rojo se resalta la ubicación aproximada el posible agrietamiento hallado (Fuente: Podolny, 1985).

Debido a la limitación de extensión del ensamblaje utilizado para la inspección visual en sitio y que en esta visita realizada se limitó, por ende, a revisar la parte superior de la viga cajón,



y dada la resolución del video registrado por la cámara digital, no se pudo verificar si el posible agrietamiento superficial continúa hacia el bastión como se indica en el ejemplo mostrado en la Figura 20, lo cual verificarse posteriormente utilizando equipo de acceso y al alcance de la mano.

7.2. Segundo aspecto evidenciado

Se observaron posibles defectos constructivos o reparaciones en el centro del claro del costado aguas abajo, tal y como lo sugirió el análisis dinámico realizado. La Figura 21 corresponde a una fotografía tomada aproximadamente a 3 m de la pared de la viga cajón, en la que se ilustra los defectos hallados cerca del nodo 41; sin embargo, el comportamiento es similar en el todo el tramo entre los nodos 40 y 41. En la Figura 22 se presenta una fotografía tomada desde un punto más cercano a la pared de la viga cajón (a 0,7 m). En apariencia, a la estructura se le realizaron reparaciones o inyecciones en ese tramo, se observa que una de estas cubre una longitud importante de casi toda la longitud de una dovela, y otras son más localizadas. Cabe señalar que no se tiene información sobre el motivo de las inyecciones o reparaciones.

Del análisis dinámico se observa que la anomalía modal es tal que se puede observar en el primer modo de flexión vertical y el primer modo de torsión como un pico ubicado localmente en el centro de la luz, por lo que si este fuese el motivo de la anomalía, podría asociarse a un defecto constructivo, sin embargo, no se puede descartar que existan otros defectos no visibles.

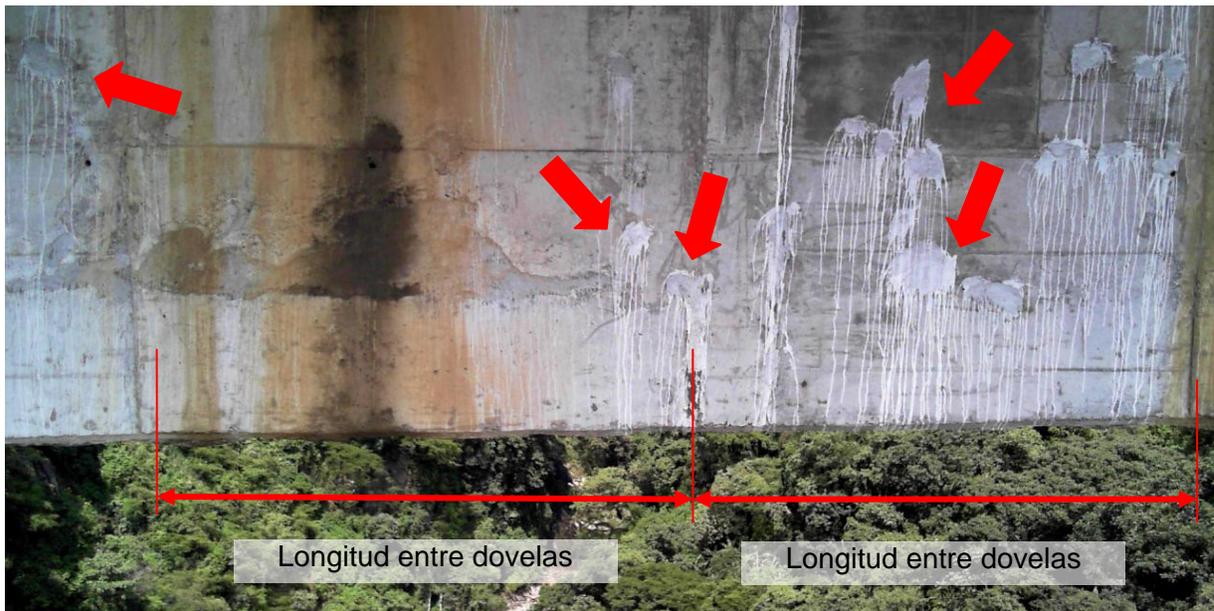


Figura 21. Reparaciones realizadas en la pared de la viga cajón ubicada aguas abajo, cerca del centro del claro



Figura 22. Vista más cercana de las reparaciones realizadas en la pared aguas abajo de la viga cajón



Al comparar la Figura 23 en la que se muestra el centro del claro la pared aguas arriba de la viga cajón, con la Figura 24 en donde se muestra la misma vista pero para la pared aguas abajo, se evidencia que en la primera, no se realizaron reparaciones o inyecciones mientras que en la segunda sí. Este es un resultado que puede confirmar lo extraído del análisis dinámico.



Figura 23. Vista de la pared de la viga cajón ubicada aguas arriba, del centro del claro



Figura 24. Vista de la pared de la viga cajón ubicada aguas abajo, del centro del claro

7.3. Tercer aspecto evidenciado

A todo lo largo de este tramo comprendido entre los nodos 9 y 12 ubicados en el costado aguas arriba del puente, se observan algunas reparaciones o inyecciones (como se evidencia en la Figura 25), sin embargo, al comparar la Figura 21 con la Figura 25 se comprueba que la densidad de estos trabajos fue menor en el tramo en cuestión. Los arreglos que se le realizaron a la estructura, podrían ser el motivo de que en las formas modales obtenidas a partir del análisis dinámico, se haya obtenido un cambio de curvatura en el modo de flexión vertical 2 y el modo de torsión 2, en el tramo comprendido entre el nodo 9 y 12. El hecho de que estos cambios de curvatura se presenten en el segundo modo de torsión y flexión vertical, y no en el primero, podría ser un indicativo de que la anomalía es menos grave que la hallada en el centro del claro ubicado aguas abajo, donde se observa influencia el primer modo de torsión y flexión vertical.



Figura 25. Fotografía de la pared de la viga cajón tomada en tramo entre los nodos 9 y 12 (aguas arriba)

En el próximo monitoreo del puente se debe dar seguimiento a las anomalías detectadas para determinar si hay cambios en el comportamiento dinámico global de la estructura que brinden información sobre la evolución de éstas. Si los futuros resultados evidencian evolución de las anomalías se puede recomendar estudios específicos en las zonas donde fueron identificadas.



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este informe se presentan los resultados del monitoreo de la condición estructural de la superestructura del puente sobre el río Virilla, ubicado en la Ruta Nacional No. 27. El monitoreo se realizó el día 1 de marzo de 2017, 15 años después de construida la obra; los resultados obtenidos del análisis representan el comportamiento dinámico del puente en el momento que se realizó el registro de aceleraciones. Los resultados experimentales corresponden a una prueba de carga dinámica, con carga operacional.

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

- a. Se observaron cambios de curvatura en las formas modales en el costado aguas abajo cerca de los nodos 41 (centro de la luz) y 49 (tramo central, a 16 metros del bastión 1) y en el costado aguas arriba entre los nodos 9 y 12 (tramo central, entre 40 y 56 metros con respecto al bastión 2).
- b. De los resultados de una inspección visual superficial preliminar en el costado aguas arriba entre los nodos 9 y 12, se evidencian posibles reparaciones en la cara externa de la viga cajón, las cuales podrían ser la causa del cambio de curvatura.
- c. Se halló una importante densidad de reparaciones o inyecciones en el centro del claro del costado aguas abajo (cerca del nodo 41); estas podrían ser la causa del pico identificado en la forma modal debido a que se provocaría una reducción en la rigidez.
- d. Se detectó un posible agrietamiento superficial en la pared del costado aguas abajo de la viga cajón, a 2 metros del nodo 49 hacia el bastión 1, con una longitud aproximadamente entre 60 a 80 cm y con una inclinación de aproximadamente 10° para la parte superior y 16° para la parte inferior. Mientras en el análisis modal se identificó un cambio de curvatura cerca del nodo 49 ubicado en el costado aguas abajo del puente, que ha logrado repercutir y afectar la amplitud modal a lo largo de aproximadamente 10 nodos de medición, razón por la que se considera un aspecto evidenciado al que debe dársele seguimiento.



- e. Los resultados obtenidos sirven como base para estudiar el comportamiento dinámico del puente a través del tiempo partiendo de este monitoreo de la condición estructural, y dar seguimiento a la evolución de las anomalías detectadas.

Por lo tanto, con el propósito de tener un mayor conocimiento sobre la naturaleza de las anomalías detectadas y asimismo la extensión y severidad de los daños o posible agrietamiento asociado, además de mejorar el estado de conservación de la estructura, se recomienda a la Administración realizar las siguientes acciones:

1. Inspeccionar visualmente las zonas donde se identificaron posibles defectos constructivos o daños a una distancia “al alcance de la mano” utilizando equipo de acceso como una grúa para inspección de puentes, para determinar la ubicación de los posibles defectos.
2. Inspeccionar si el posible agrietamiento observado cerca del nodo 49 (aproximadamente a 2 metros) hacia el bastión costado aguas abajo, se extiende por la pared de la viga cajón y si se hace visible desde el interior de la viga, para determinar la extensión y severidad de este posible agrietamiento.
3. Construir el modelo estructural analítico del puente para comparar con los resultados modales experimentales, determinar si hay diferencias importantes en los parámetros modales y estimar si hubo pérdida de rigidez en donde se detectaron anomalías.
4. Realizar el mismo estudio del puente con pruebas de carga dinámica operacional un año después del presente monitoreo, para comparar los resultados presentados en el presente informe y poder determinar si hay variación en las formas modales y frecuencias de los modos operacionales identificados.

Finalmente, con el propósito de mejorar el estado de conservación de la estructura, se recuerda a la Administración atender las recomendaciones de los informes LM-PI-UP-PC08-2011, INF-PI-UGERVN-14-2014, INF-PI-UGERVN-05-16 y LM-PIE-UP-P14-2017, referentes al estado de conservación del puente sobre el río Virilla de la Ruta Nacional No. 27.



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Página intencionalmente dejada en blanco



9. REFERENCIAS

1. AASHTO. *"The Manual of Bridge Evaluation"*. Second Edition. Washington, DC. 2011.
2. Agüero-Barrantes, P., Liu-Kuan, Y. C., Barrantes-Jiménez, R., Loría-Salazar, L. G. (2016a). *Monitoreo Estructural de la superestructura del puente sobre el río Grande Ruta Nacional No. 27 LM-PI-UP-07-2016*. San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
3. Agüero-Barrantes, P., Liu-Kuan, Y. C., Barrantes-Jiménez, R., Loría-Salazar, L. G. (2016b). *Monitoreo Estructural de la superestructura del puente sobre la quebrada Salitral Ruta Nacional No. 27 LM-PI-UP-08-2016*. San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
4. Agüero-Barrantes, P., Liu-Kuan, Y. C., Barrantes-Jiménez, R., Loría-Salazar, L. G. (2016c). *Monitoreo Estructural de la superestructura del puente sobre el río Ciruelas Ruta Nacional No. 27 LM-PI-UP-09-2016*. San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
5. Agüero-Barrantes, P., Vargas-Alas, L. G., Villalobos-Vega, E., Castillo-Barahona, R. (2017). *Evaluación de la condición del puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 27 LM-PIE-UP-P14-2017*. San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería Estructural (PIE), LanammeUCR.
6. Balageas, D; Fritzen, C. P., Güemes, A. (2006). *"Structural Health Monitoring"*. Hermes Science Publishing.
7. Basseville M., Benveniste A., Goursat M. (2001) *"Output-Only Subspace-Based Structural Identification: From Theory to Industrial Testing Practice"*. Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control, Vol. 123, December.
8. Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2000). *Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition*.
9. Cheng, G., Wang, W., Zheng, M. (2007). *"Assessment of the Bill Emerson Memorial Cable-stayed Bridge Based on Seismic Instrumentation Data"*. Final Report RI05-023, Missouri Department of Transportation Organizational Results, University of Missouri-Rolla.
10. Collins, M.P., Mitchell, D. *"Prestressed Concrete Structures"*. Response Publications, Ontario,



Canada, 1997.

11. Doebling, S.W., Farrar, C.R., Prime, M.B., Shevitz, D.W. *“Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review”*. LA-13070-MS (1996). Los Alamos National Laboratory (LANL).
12. Farrar, C.R., Worden, K. (2007). *“An introduction to structural health monitoring”*. Phil. Trans. R. Soc. A 365, 303–315.
13. Gandhi, M.V., Thompson B.S. (1992). *“Smart Materials and Structures”*. Chapman & Hall.
14. Giraldo, D.F.; Song, W., Dyke, S.J., Caicedo, J.M. (2009). *“Modal Identification through Ambient Vibration: Comparative Study”*. J. Engrg. Mech. 135, 759 (2009).
15. 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 (2008) 373–388.
16. 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, Vol. 6, No. 5-6 (2010) 439-459.
17. Kolev, V.I. (2015). *“Bridge Weigh-in-Motion Long-Term Traffic Monitoring in the State of Connecticut”*. Master of Science Thesis. University of Connecticut, 2015.
18. Liu, Y.C.; Loh, C.H.; Ni, Y.Q. *“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. Wiley Online Library. June, 2012.
19. 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.
20. Liu-Kuan, Y.C., Castillo-Barahona, R., Loria-Salazar, L.G. (2013). *“Monitoreo y evaluación estructural de puentes utilizando un sistema de Instrumentación Inalámbrico”*. LM-PI-UP-02-2013. Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR).



21. Liu-Kuan, Y.C., Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., Loria-Salazar, L.G. (2015a). *“Desarrollo y validación de un sistema portátil de monitoreo y evaluación de puentes LM-PI-UP-07-2015”*. San José, Costa Rica: Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
22. Liu-Kuan, Y.C., Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., Loria-Salazar, L.G. (2015b). *“Monitoreo estructural de la superestructura No.2 del puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 32 LM-PI-UP-PN12-2015”*. San José, Costa Rica: Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
23. Liu-Kuan, Y.C., Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., Loria-Salazar, L.G. (2016). *“Desarrollo y validación de un sistema de medición de desplazamientos en tiempo real mediante técnicas de procesamiento de imágenes digitales LM-PI-UP-10-2016”*. San José, Costa Rica: Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
24. Liu-Kuan, Y.C., Agüero-Barrantes, P., (2017). *“Introducción al Monitoreo de la condición Estructural en Puentes”*. San José, Costa Rica: Boletín Técnico, Programa de Ingeniería Estructural (PIE), LanammeUCR. N°5, Volumen 2, Año 2017, ISSN: 2215-4566. [\[Descargar\]](#)
25. 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, Vol. 10, No. 4-5 (2012) 331-351.
26. Loh, C.H., Chen, M.C., Chao, S.H. (2012). *“Stochastic subspace identification for operational modal analysis of an arch bridge”*. Proc. SPIE 8345, Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2012, 834504; doi:10.1117/12.912514.
27. Loh, C.H., Liu, Y.C., Wu, T.H., Ni, Y.Q. (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 Hong Kong.
28. Muñoz-Barrantes, J., Vargas-Alas, L. G., Vargas-Barrantes, S., Agüero-Barrantes, P., Villalobos-Vega, E., Barrantes-Jiménez, R., Loria-Salazar, L.G. (2015). *“Actualización de los criterios para la evaluación visual de puentes LM-PI-UP-05-2015”*. San José, Costa Rica: Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), LanammeUCR.



29. 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.
30. Ni, Y.Q., Wong, K.Y. (2012). "Integrating Bridge Structural Health Monitoring and Condition-Based Maintenance Management". Civil Structural Health Monitoring Workshop CSHM-4, ISHMII.
31. Peeters, B. (2000). "System Identification and Damage Detection in Civil Engineering". Ph.D. Dissertation, Katholieke Universiteit, Leuven.
32. Podolny, W. (1985). "The Cause of Cracking in Post-Tensioned Concrete Box Girder Bridges and Retrofit Procedures". PCI Journal.
33. Pridham, B. A., Wilson, J. C. (2002). "Subspace Identificación of Vincent Thomas Suspension Bridge". IMAC-XX: A Conference on Structural Dynamics.
34. Quirós-Serrano, C., Castillo-Barahona, R., Loría-Salazar, L.G. (2012). "Inspección del puente sobre el río Concepción Ruta Nacional No. 27 LM-PI-UP-PC03-2012". San José, Costa Rica: Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
35. Ren, W.R., Zong, Z.H. (2004). "Output-only modal parameter identification of civil engineering structures". Structural Engineering and Mechanics, Vol. 17, No. 3-4.
36. Sauvageot, G. (2000). "Segmental Concrete Bridges". Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan. CRC Press, Boca Raton.
37. Sohn, H.S., Farrar, C., Hemez, F.M., Czarnecki, J.J. (2002). "A Review of Structural Health Monitoring Literature form 1996-2001". LA-13976-MS. Los Alamos National Laboratory.
38. Takács, P.F. "Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling". Doctoral Thesis, Department of Structural Engineering, The Norwegian University of Science and Technology. Trondheim, Norway, March, 2002.
39. Technical Committee ISO/TC 173, Subcommittee SC2 "Quality Management Systems – Requirements. ISO 9001:2015". International Organization for Standardization.
40. Valverde-Cordero, C., Garro-Mora, J. F., Naranjo-Ureña, R., Ruiz-Cubillo, P., Villalobos-Vega, E., Barrantes-Jiménez, R., Loría-Salazar, L. G. (2015). "Informe de evaluación del



Proyecto San José Caldera Ruta Nacional 27 Año 2014 - 2015 INF-PI-UGERVN-14-2014.
San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería del Transporte (PITRA), LanammeUCR.

41. Valverde-Cordero, C., Naranjo-Ureña, R., Ruiz-Cubillo, P., Villalobos-Vega, E., Barrantes-Jiménez, R., Loría-Salazar, L. G. (2016). *Informe de evaluación del Proyecto San José Caldera Ruta Nacional 27 Año 2015 - 2016 INF-PI-UGERVN-05-16*. San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
42. Van Overschee, P., De Moor, B.L. (1996). "Subspace Identification for Linear Systems: Theory - Implementation - Applications". Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
43. Vargas-Alas, L. G., Villalobos-Vega, E., Castillo-Barahona, R., Navas-Carro, A. (2017). *Evaluación de la condición del puente sobre el río Concepción Ruta Nacional No. 27 LM-PIE-UP-P16-2017*. San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería Estructural (PIE), LanammeUCR.
44. 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*. Report No. CT-2251-3-09-5. Connecticut Department of Transportation.
45. 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 (2008) 1820–1830.
46. 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.
47. 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 October 12-17, 2008, Beijing, China.



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Página intencionalmente dejada en blanco



ANEXO A. CONCEPTOS Y FUNDAMENTOS TEÓRICOS

En este apartado se presentan 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 Weigh-In-Motion", como se le conoce en inglés) (Wall, et. al., 2009; Kolev, 2015).

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 del 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.

Informe No. LM-PIE-UP- M03-2018	Fecha de emisión: 5 de febrero de 2018	Página 56 de 78
---------------------------------	--	-----------------



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 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 ambientales

El concepto y la hipótesis en que se basa el Monitoreo de la Condición Estructural basado en vibraciones ambientales, 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.

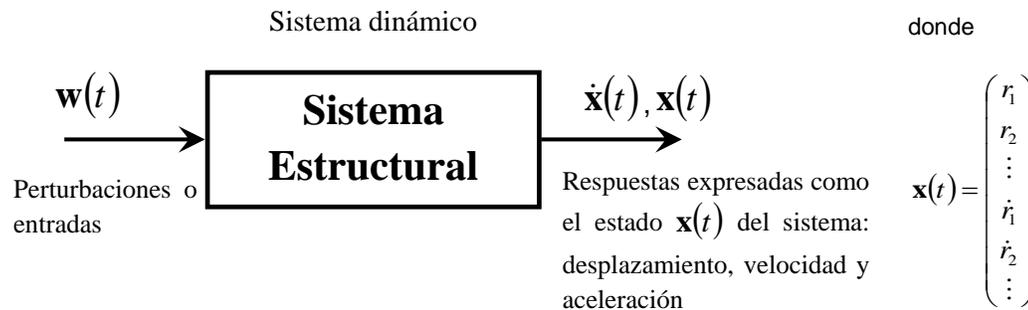


Figura A.1. Esquema conceptual de un sistema dinámico

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 ambientales, 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 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 ambientales**. Por ende, este tipo de pruebas reciben también el nombre de **pruebas de vibraciones ambientales**, y en ello se resume el monitoreo de la condición estructural de los puentes basado en vibraciones ambientales.

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 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 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 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 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 $K \in \mathfrak{R}^{n \times n} \in \mathbb{R}^{n \times n}$ 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.

$F(t) \in \mathfrak{R}^n \in \mathbb{R}^n$ 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 (2.1) 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 $v_k \in \mathfrak{R}^{l \times 1}$ 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:

Informe No. LM-PIE-UP- M03-2018	Fecha de emisión: 5 de febrero de 2018	Página 64 de 78
---------------------------------	--	-----------------



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

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

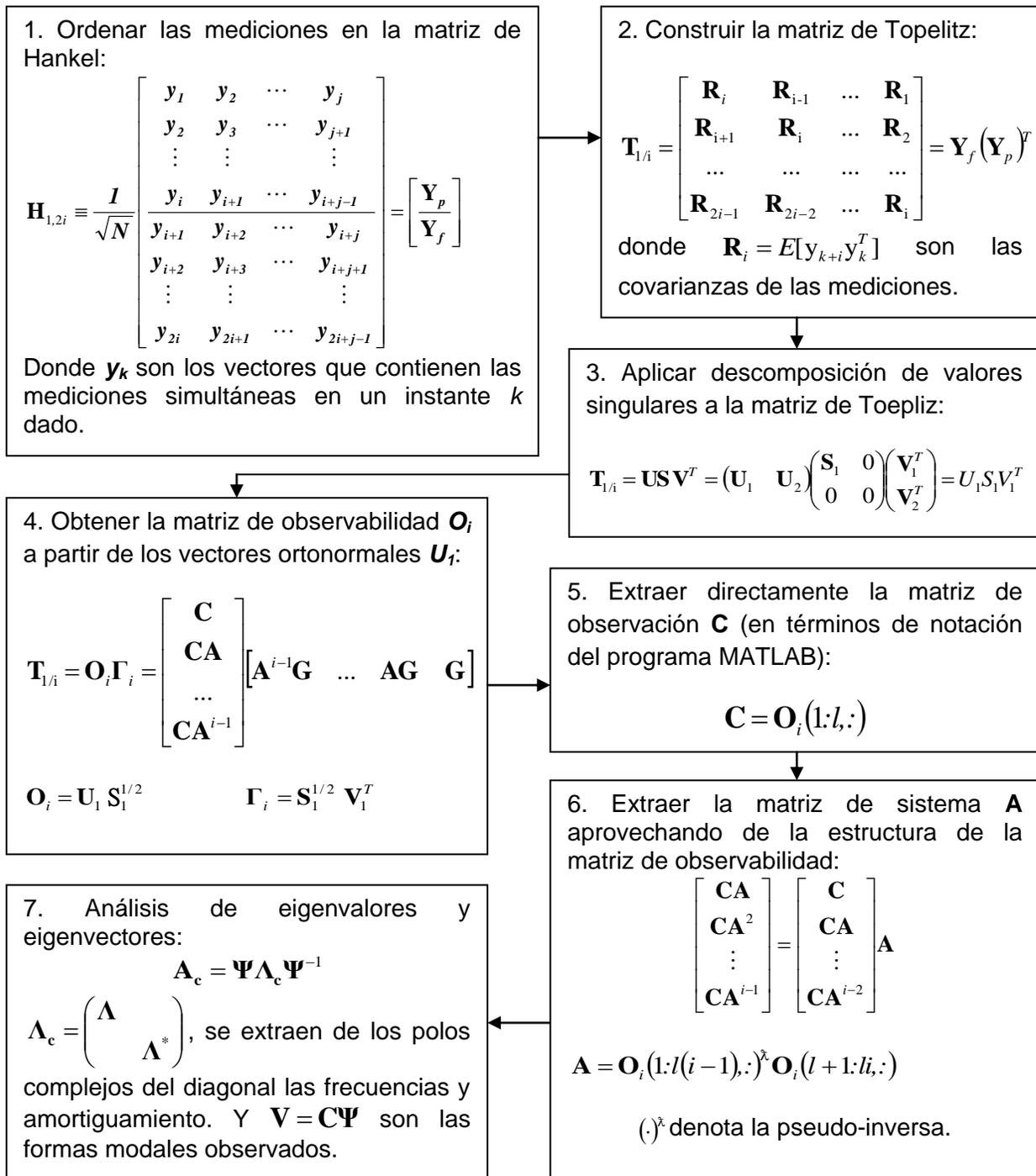


Figura A.2. Diagrama de flujo del método SSI-COV



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.

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:

Informe No. LM-PIE-UP- M03-2018	Fecha de emisión: 5 de febrero de 2018	Página 68 de 78
---------------------------------	--	-----------------



- 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 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 tienen 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.

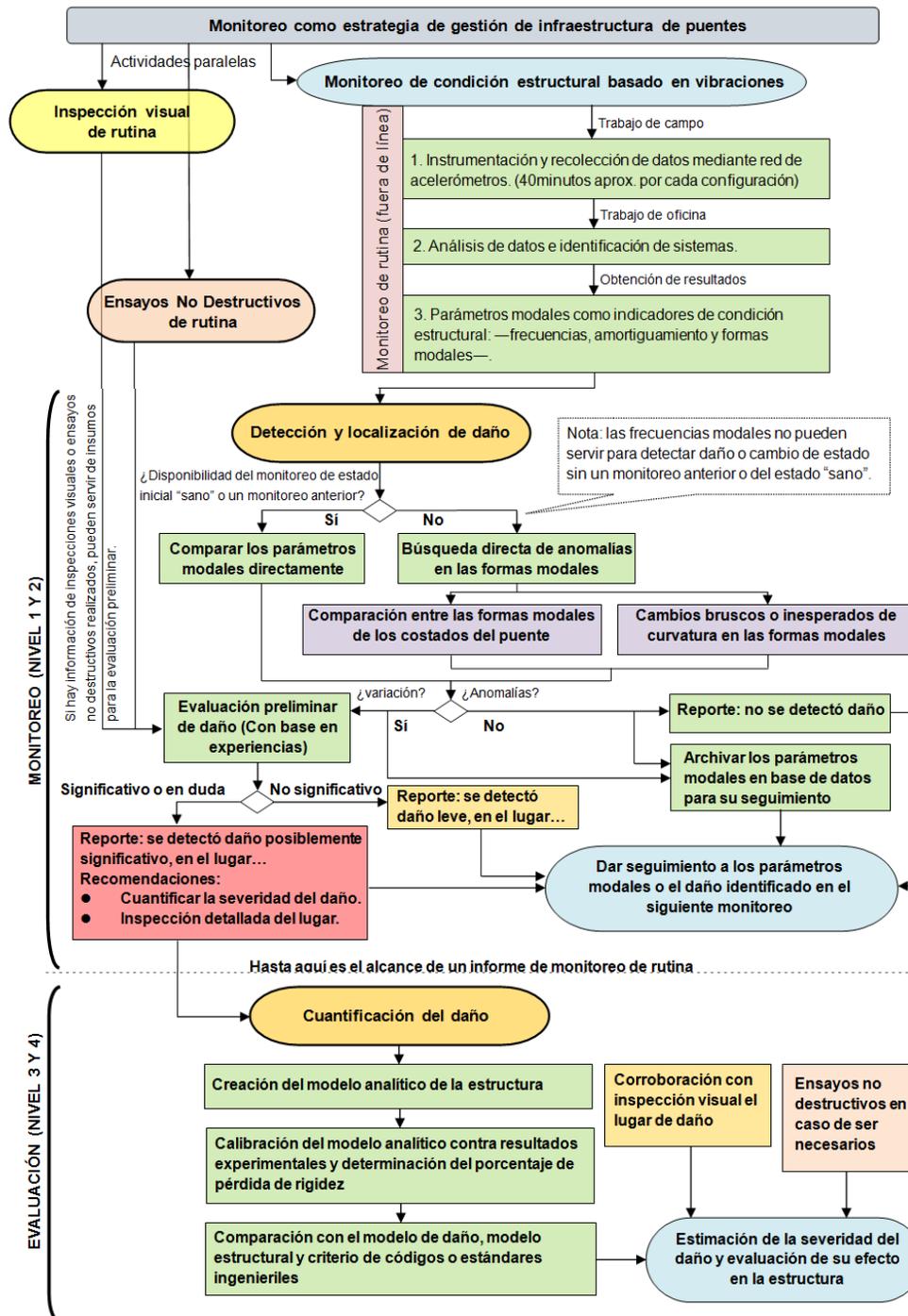


Figura B.1. Diagrama de flujo del monitoreo de condición estructural basado en vibraciones

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.



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 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 la formas modales a lo largo del puente.

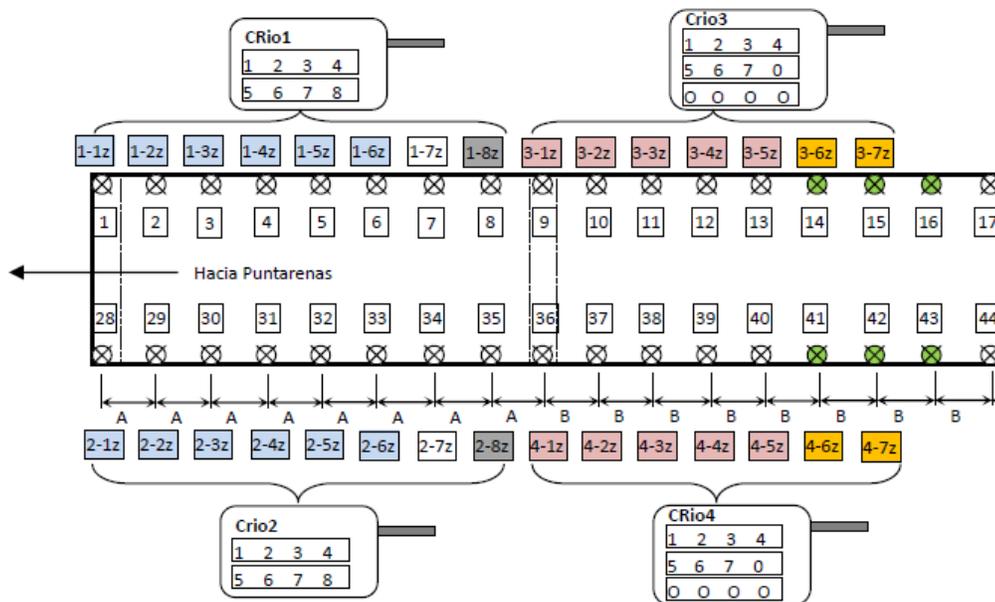


Figura B.3. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la primera configuración de un puente

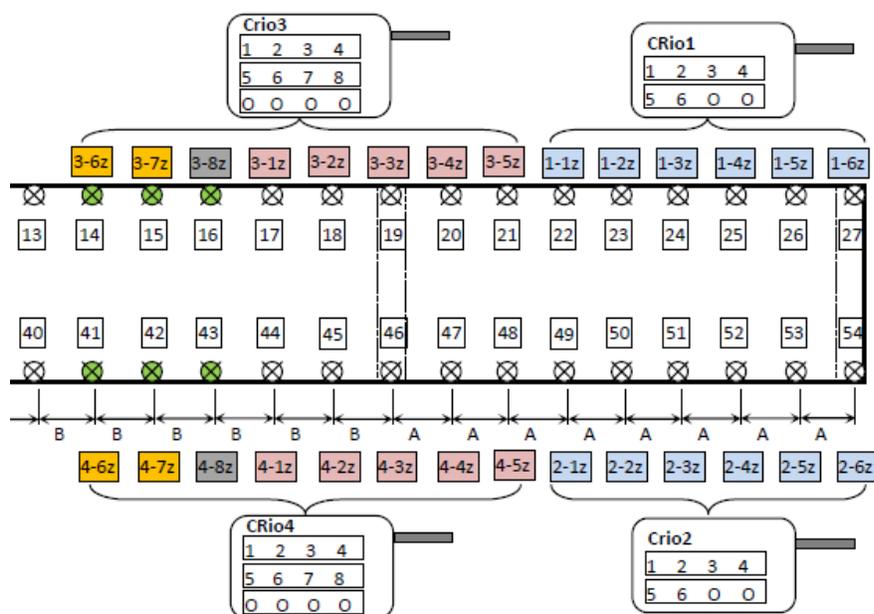


Figura B.4. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la segunda configuración de un puente

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).

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.

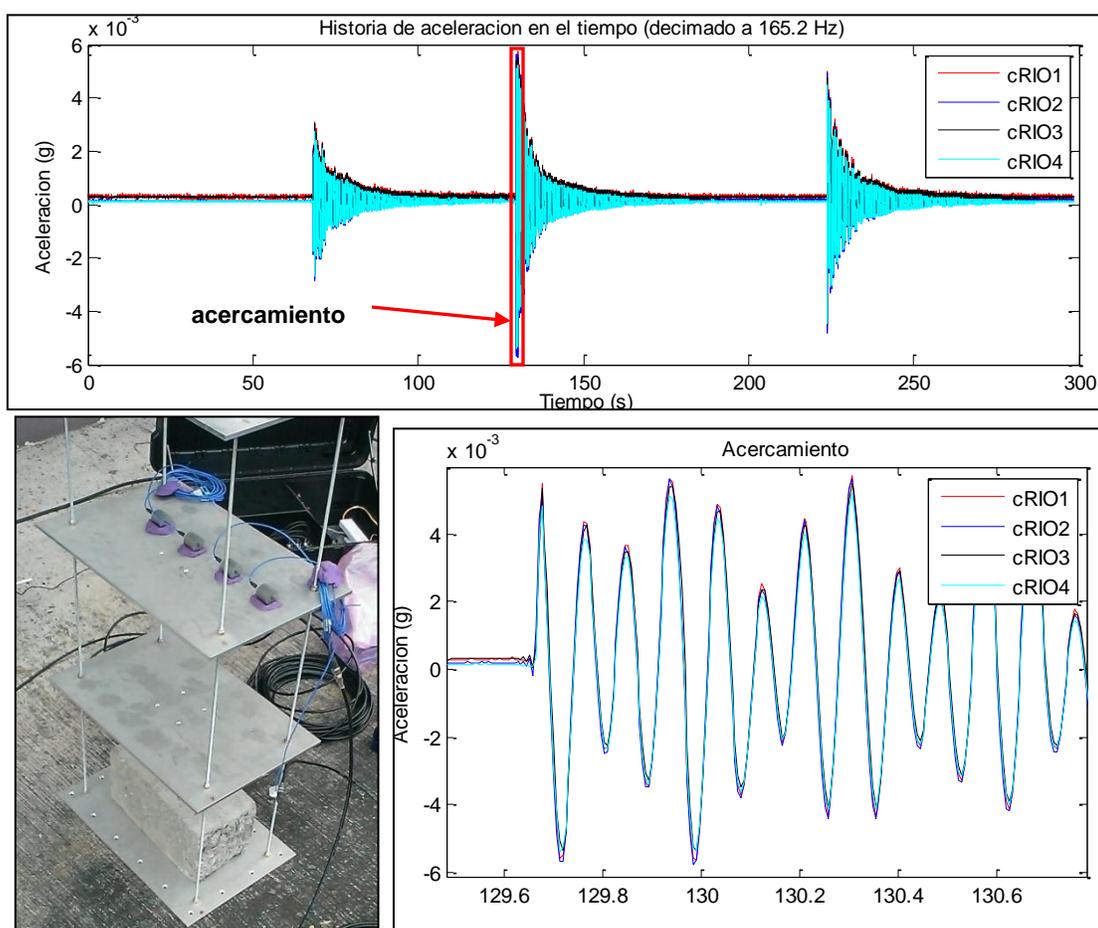


Figura B.5. Ejemplo de cuatro registros de aceleración sincronizados provenientes de cuatro sensores instalados sobre una estructura sencilla en movimiento libre. Abajo a la derecha se presenta un acercamiento de un tramo de un segundo

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

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.

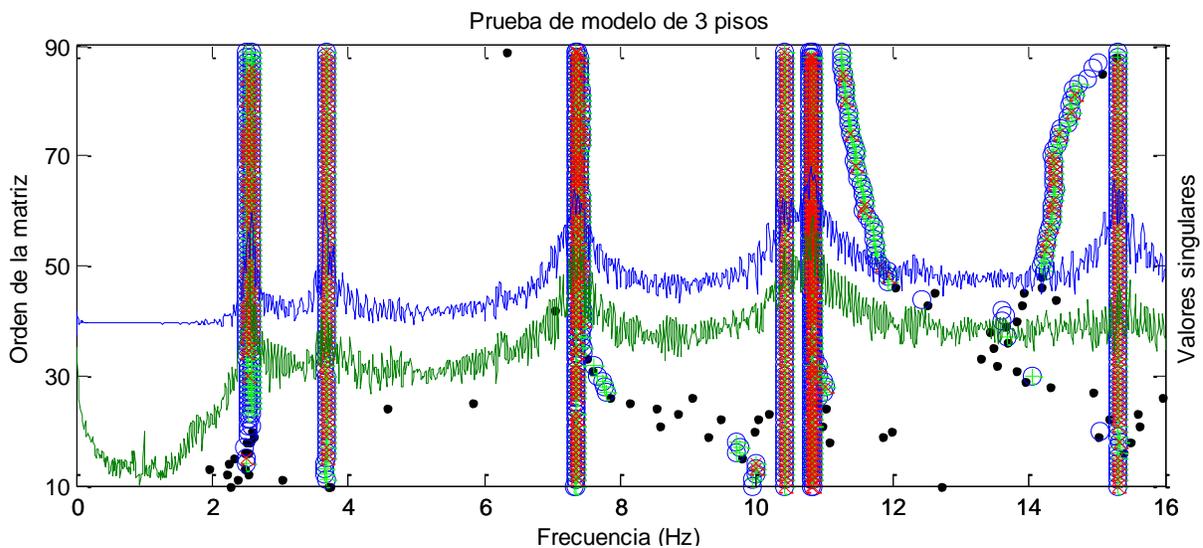


Figura B.6. Ejemplo de diagrama de estabilización de frecuencias correspondiente a la estructura sencilla mostrada en la Figura B.5
Fuente: Liu-Kuan, et. al, 2015a

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.

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.