

Programa de Ingeniería Estructural

LM-PIE-UP-I02-2020

**Informe parcial para la Vicerrectoría de Investigación de la
Universidad de Costa Rica**

ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE 3 PUENTES MAYORES EN LA RUTA NACIONAL N.º 32 Y N.º 34 DE COSTA RICA

(Proyecto: B9276)

Preparado por:
Unidad de Puentes



San José, Costa Rica
Noviembre de 2020



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA



LABORATORIO NACIONAL
DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES

Página intencionalmente dejada en blanco



1. Informe: LM-PIE-UP-I02-2020		2. Copia No. 1
3. Título y subtítulo: ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE 3 PUENTES MAYORES DE LA RUTA NACIONAL N.º 32 Y N.º 34 DE COSTA RICA		4. Fecha del Informe Noviembre de 2020
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 investigación presenta los resultados parciales del proyecto de investigación aprobado por la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad de Costa Rica (Proyecto: B9276). Dicho informe 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 n.º 8114.		
8. Palabras clave Puentes, Ruta Nacional n.º 32, río Chirripó, río Reventazón, Monitoreo, Salud Estructural, Detección de deficiencia estructural, Análisis Modal Operacional.	9. Nivel de seguridad: Ninguno	10. Núm. de páginas 122
11. Monitoreo e informe por: Ing. Yi Cheng Liu Kuan Unidad de Puentes		
12. Revisado por: Lic. Miguel Chacón Alvarado Asesor Legal LanammeUCR	13. Revisado y aprobado por: Ing. Esteban Villalobos Vega Coordinadora.i. Unidad de Puentes	14. 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

TABLA DE CONTENIDO	5
1. OBJETIVOS	12
<u>1.1. Objetivo General</u>	<u>12</u>
<u>1.2. Objetivos Específicos de este informe parcial.....</u>	<u>12</u>
2. ALCANCE DEL INFORME PARCIAL	12
3. MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL Y DETECCIÓN DE DEFICIENCIA ESTRUCTURAL	16



<u>3.1.</u>	<u>Introducción al Monitoreo de Salud Estructural</u>	16
<u>3.1.1.</u>	<u>Generalidades</u>	16
<u>3.1.2.</u>	<u>Instrumentación, monitoreo y monitoreo estructural</u>	17
<u>3.1.3.</u>	<u>Definición de monitoreo de salud estructural</u>	18
<u>3.1.4.</u>	<u>Relación entre monitoreo de salud estructural y evaluación no destructiva</u>	19
<u>3.2.</u>	<u>Principios básicos de monitoreo de salud estructural</u>	21
<u>3.2.1.</u>	<u>Identificación de deficiencias</u>	21
<u>3.2.2.</u>	<u>Niveles de identificación de las deficiencias</u>	22
<u>3.2.3.</u>	<u>Axiomas fundamentales de monitoreo de salud estructural</u>	23
<u>3.2.4.</u>	<u>Componentes del sistema de monitoreo de salud estructural</u>	24
<u>3.2.5.</u>	<u>El proceso de monitoreo de salud estructural</u>	25
<u>3.2.6.</u>	<u>Beneficios del monitoreo de salud estructural</u>	27
4.	MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL BASADO EN VIBRACIONES	30
<u>4.1.</u>	<u>Fundamentos básicos</u>	30
<u>4.2.</u>	<u>Identificación de sistemas</u>	32
<u>4.3.</u>	<u>Métodos de Identificación de Sistemas Estocásticos</u>	34
<u>4.4.</u>	<u>Método de Identificación de Sistemas Estocásticos conducido por Covarianzas (SSI-COV)</u>	37
5.	IMPLEMENTACIÓN DE MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL BASADO EN VIBRACIONES	39



<u>5.1.</u>	<u>Método experimental.....</u>	<u>39</u>
<u>5.2.</u>	<u>Implementación de SSI-COV.....</u>	<u>43</u>
<u>5.2.1.</u>	<u>Análisis por bloques o lotes de datos: diagrama de estabilización</u>	<u>43</u>
<u>5.2.2.</u>	<u>Análisis de tiempo-frecuencia</u>	<u>45</u>
<u>5.3.</u>	<u>Índice de daño.....</u>	<u>46</u>
6.	PUENTE SOBRE EL RÍO CHIRRIPIÓ RUTA NACIONAL N.º32.....	49
<u>6.1.</u>	<u>Descripción de la estructura</u>	<u>49</u>
<u>6.2.</u>	<u>Antecedentes e información disponible.....</u>	<u>53</u>
<u>6.3.</u>	<u>Distribución de sensores</u>	<u>54</u>
<u>6.4.</u>	<u>Resultados experimentales</u>	<u>57</u>
<u>6.4.1.</u>	<u>Análisis por bloques con base en SSI-COV.....</u>	<u>58</u>
<u>6.4.2.</u>	<u>Análisis de tiempo-frecuencia con base en SSI-COV.....</u>	<u>62</u>
<u>6.4.3.</u>	<u>Formas modales operacionales identificadas.....</u>	<u>70</u>
<u>6.4.4.</u>	<u>Detección y localización de deficiencias estructurales con base en análisis de la curvatura de forma modal.....</u>	<u>72</u>
<u>6.4.5.</u>	<u>Formas modales de algunos modos transcientes y de acoplamiento de modos</u>	<u>80</u>
7.	PUENTE SOBRE EL RÍO REVENTAZÓN RUTA NACIONAL N.º 32	85



<u>7.1.</u>	<u><i>Descripción de la estructura</i></u>	<u>85</u>
<u>7.2.</u>	<u><i>Antecedentes e información disponible</i></u>	<u>89</u>
<u>7.3.</u>	<u><i>Distribución de sensores</i></u>	<u>90</u>
<u>7.4.</u>	<u><i>Resultados experimentales</i></u>	<u>93</u>
<u>7.4.1.</u>	<u><i>Análisis por bloques con base en SSI-COV</i></u>	<u>93</u>
<u>7.4.2.</u>	<u><i>Análisis de tiempo-frecuencia con base en SSI-COV</i></u>	<u>98</u>
<u>7.4.3.</u>	<u><i>Formas modales operacionales identificadas</i></u>	<u>107</u>
<u>7.4.4.</u>	<u><i>Detección y localización de deficiencias estructurales con base en análisis de la curvatura de forma modal</i></u>	<u>110</u>
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	113
9.	REFERENCIAS	117



INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Relación entre MSE y END.	20
Figura 2. Componentes de un sistema de MSE típico. Fuente: Dong, Song y Liu, 2010.	25
Figura 3. Esquema conceptual de un sistema dinámico.	32
Figura 4. Diagrama de flujo del método SSI-COV.	38
Figura 5. Ejemplo de toma de datos sobre las aceras de un puente, nótese que no es necesaria la interrupción del tránsito vehicular.	40
Figura 6. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la primera configuración de un puente.	41
Figura 7. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la segunda configuración de un puente.	42
Figura 8. Ejemplo de diagrama de estabilización de frecuencias correspondiente a una estructura sencilla metálica de laboratorio. Fuente: Liu-Kuan, et. al, 2015a.	44
Figura 9. Ubicación del puente sobre el río Chirripó Ruta Nacional n.º 32. (Fuente: OpenStreetMaps)	49
Figura 10. Vista a lo largo de la línea de centro del puente sobre el río Chirripó.	51
Figura 11. Vista lateral de la superestructura de vigas de acero continuas del puente sobre el río Chirripó.	51
Figura 12. Identificación de los elementos del puente.	52
Figura 13. Colocación de sensores sobre las aceras del puente. Nótese que el monitoreo no interrumpe el tránsito de vehículos.	55
Figura 14. Distribución de sensores sobre el puente sobre el río Chirripó.	56
Figura 15. Diagramas de estabilización superpuestos con los espectros de FDD para las 5 configuraciones y con tasa de muestreo de 4 Hz (derecha) y 2,5 Hz (izquierda).	59
Figura 16. Diagramas de estabilización superpuestos con los espectros de FDD para las 5 configuraciones con una tasa de muestreo de 10 Hz.	61
Figura 17. Diagramas de tiempo-frecuencia para bloques de 20 minutos, con una tasa de 4 Hz, superpuestos con el espectro de FDD respectivo.	63
Figura 18. Histograma resumen de los diagramas de tiempo-frecuencia de todas las configuraciones, con una tasa de 4 Hz, con el espectro de FDD promedio.	65
Figura 19. Histograma resumen de los diagramas de tiempo-frecuencia de todas las configuraciones, con una tasa de 10 Hz, con el espectro de FDD promedio.	65
Figura 20. Histogramas de frecuencia y amortiguamiento correspondiente a cada modo de vibración y su comparación con las funciones de densidad de probabilidad de la distribución normal.	68
Figura 21. Formas modales de flexión identificadas del empate de 5 configuraciones de mediciones.	70
Figura 22. Formas modales de torsión identificadas del empate de 5 configuraciones de mediciones.	71



Figura 23. Superposición de las formas modales de ambos costados, las curvaturas asociadas y su diferencia como índice de daño.	73
Figura 24. Índice general de daño para los 11 modos identificados y para los modos de flexión y torsión respectivamente.	77
Figura 25. Índice general de daño para los modos de flexión, separados en un grupo con concordancia en amplitud modal en ambos costados, y el otro con discrepancia importante.	80
Figura 26. Formas modales empatadas con polos modales correspondientes a líneas de frecuencias ajenas a las ya identificadas.	82
Figura 27. Formas modales identificadas en configuración 1 y 3 para la línea de frecuencias ubicada en 1,3 Hz aproximadamente.	83
Figura 28. Ubicación del puente sobre el río Reventazón Ruta Nacional n.º 32 (Fuente: OpenStreetMaps).	85
Figura 29. Vista a lo largo de la línea de centro del puente sobre el río Reventazón.	87
Figura 30. Vista lateral del puente sobre el río Reventazón.	87
Figura 31. Identificación utilizada para el puente sobre el Río Reventazón.	88
Figura 32. Colocación de sensores sobre las aceras del puente. Nótese que el monitoreo no interrumpe el tránsito de vehículos.	90
Figura 33. Distribución de sensores para el puente sobre el río Reventazón.	91
Figura 34. Diagramas de estabilización superpuestos con los espectros de FDD para las 4 configuraciones y con una tasa de muestreo de 10 Hz.	94
Figura 35. Diagramas de estabilización superpuestos con el espectro de FDD para una tasa de muestreo reducido a 5 Hz con el fin de identificar el modo fundamental.	95
Figura 36. Diagramas de estabilización superpuestos con los espectros de FDD para las 4 configuraciones y una tasa de muestreo de 10 Hz.	97
Figura 37. Diagramas de tiempo-frecuencia para bloques de 20 minutos, con una tasa de 10 Hz, superpuestos con el espectro de FDD respectivo.	99
Figura 38. Diagramas de tiempo-frecuencia para bloques de 20 minutos, con una tasa de 20 Hz, superpuestos con el espectro de FDD respectivo.	100
Figura 39. Histograma resumen de los diagramas de tiempo-frecuencia de todas las configuraciones, con una tasa de 10 Hz, con el espectro de FDD promedio.	102
Figura 40. Histograma resumen de los diagramas de tiempo-frecuencia de todas las configuraciones, con una tasa de 20 Hz, con el espectro de FDD promedio.	103
Figura 41. Histogramas de frecuencia y amortiguamiento correspondiente a cada modo de vibración y su comparación con las funciones de densidad de probabilidad de la distribución normal.	105
Figura 42. Formas modales de flexión identificadas a partir del empate de 4 configuraciones.	108
Figura 43. Formas modales de torsión identificadas a partir del empate de 4 configuraciones.	109



Figura 44. Superposición de las formas modales de ambos costados, las curvaturas asociadas y su diferencia como índice de daño, para primeros modos de flexión..... 110

Figura 45. La deformada esperada de una viga continua de rigidez constante. 112

Figura 46. La deformada esperada de una viga continua articulada en el centro de luz.... 112

INDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Listado de puentes instrumentados para este informe parcial. 12

Cuadro 2. Características básicas del puente sobre río Chirripó n.º 32..... 50

Cuadro 3. Distribución de sensores en el puente sobre el río Chirripó 57

Cuadro 4. Resumen de las frecuencias naturales y sus amortiguamientos identificadas a partir de registros de datos correspondientes a las mediciones del 2019..... 67

Cuadro 5. Características básicas del puente sobre el río Reventazón Ruta Nacional n.º 32. 86

Cuadro 6. Distribución de sensores en el puente sobre el río Reventazón..... 92

Cuadro 7. Resumen de las frecuencias naturales y sus amortiguamientos identificadas a partir de registros de datos correspondientes a las mediciones del 2019..... 104

Página intencionalmente dejada en blanco

Informe No. LM-PIE-UP-I02-2020	Fecha de emisión: 13 de noviembre de 2020	Página 11 de 122
--------------------------------	---	------------------



1. OBJETIVOS

1.1. Objetivo General

Realizar el análisis modal operacional y estudiar el comportamiento dinámico de tres puentes: dos puentes de mayores longitudes del tramo Río Frío – Limón en la Ruta Nacional n.º 32 de Costa Rica, y el puente sobre el Río Tárcoles de la Ruta Nacional n.º 34.

1.2. Objetivos Específicos de este informe parcial

- a) Identificar experimentalmente las características modales del puente sobre el río Chirripó ubicado en la Ruta Nacional n.º 32 de Costa Rica y detectar posible existencia de anomalías en el comportamiento.
- b) Identificar experimentalmente las características modales del puente sobre el río Reventazón ubicado en la Ruta Nacional n.º 32 de Costa Rica y detectar posible existencia de anomalías en el comportamiento.

2. ALCANCE DEL INFORME PARCIAL

Este informe de investigación, es un producto del programa de monitoreo de puentes en sitio de la Unidad de Puentes del Programa de Ingeniería Estructural del LanammeUCR, para evaluar la condición estructural de puentes ubicados a lo largo de la Red Vial Nacional con base en sus vibraciones ambientales y características dinámicas, en el marco de las competencias asignadas mediante el Artículo 6 de la Ley n.º 8114.

En el Cuadro 1 se presenta la longitud, año de construcción y edad en el momento de la toma de datos, de los dos puentes instrumentados de la Ruta Nacional n.º 32.

Cuadro 1. Listado de puentes instrumentados para este informe parcial.

Puente	Longitud	Año de construcción (aproximado)	Edad en el momento de la toma de datos
Río Chirripó	418,5 m	1974	46 años
Río Reventazón	345,2 m	1978	42 años



Es importante aclarar que se tuvo que realizar modificación tanto en el título del proyecto como en el objetivo general original, estos se referían inicialmente a tres puentes de mayores longitudes del tramo Río Frío – Limón en la Ruta Nacional n.º 32 de Costa Rica que son: el puente sobre el río Chirripó, el puente sobre el río Reventazón y el puente sobre el río Toro Amarillo. Están incluidos en este informe los resultados parciales de los dos primeros puentes porque la instrumentación en campo fue realizado durante el segundo semestre del año 2019. Sin embargo, en el caso del puente sobre río Toro Amarillo, además de la imposibilidad de acudir a instrumentar el puente dada la situación de COVID-19 desde los inicios del año 2020, también presenta el otro inconveniente de no contar con aceras o bordillos donde colocar los equipos y sensores, lo cual implicaría gran peligro para los investigadores y colaboradores del proyecto de la Unidad de Puentes. Para poder instrumentar este puente se requeriría de un plan de manejo de tránsito, lo cual implica reducción de carril y resultará en afectaciones importantes al tránsito, por lo que el escenario más factible para realizarlo sería cuando se inaugure el puente nuevo paralelo.

Por esta razón, se propone sustituir el puente sobre río Toro Amarillo por el puente sobre el río Tárcoles de la Ruta Nacional n.º 34 de Costa Rica, dado que este puente posee prácticamente el mismo diseño que el puente sobre el río Reventazón, y en este último se identificó un comportamiento dinámico experimental no esperado que será presentado más adelante en este informe, y requiere de una comparación directa con este puente sobre río Tárcoles para tener mayores evidencias, además del modelo analítico. Los resultados de este estudio se presentarán en el informe final.

El puente sobre el río Tárcoles de la Ruta Nacional n.º 34 de Costa Rica ya fue instrumentado en el año 2016, sin embargo, el procesamiento de datos no fue quizás lo óptimo porque se encuentra en las etapas incipientes del programa de monitoreo de puentes, por lo que se volverán a analizar los datos con las técnicas empleadas en este proyecto de investigación y se compararán con los resultados obtenidos del puente sobre río Reventazón.

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

Informe No. LM-PIE-UP-I02-2020	Fecha de emisión: 13 de noviembre de 2020	Página 13 de 122
--------------------------------	---	------------------



El objetivo principal del monitoreo de la condición estructural es detección de deficiencia estructural, con base en el estudio del comportamiento dinámico identificado mediante el análisis modal operacional. Los niveles de detección (referirse a sección 3.2.2) que incluye este informe parcial son los niveles de detección (**nivel 1**) y localización (**nivel 2**).

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

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, 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 operacionales y la interacción vehículo-puente. Debido a que la carga no es controlada, no siempre es posible identificar todos los modos de vibración de la estructura.

La extracción de parámetros modales se realizó con el método de identificación de sistemas denominado: Identificación Estocástica de Subespacios basado en Covarianzas (conocido como SSI-COV por sus siglas en inglés). Los parámetros como las frecuencias, amortiguamiento y formas modales 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.

Este estudio se enfoca principalmente en la superestructura. No es posible medir directamente las vibraciones de la subestructura debido a, primero la accesibilidad a la subestructura, y segundo la amplitud de sus vibraciones es sumamente baja y está fuera del



rango de sensibilidad que cuentan los acelerómetros disponibles como para extraer, de manera confiable, los parámetros modales de la subestructura.

Está fuera del alcance de este informe parcial la modelación analítica completa de las estructuras del puente y su calibración con base en los resultados experimentales para cuantificar las diferencias o la deficiencia estructural, lo cual correspondería al **nivel 3** de detección (cuantificación). Como se indicó anteriormente, el alcance de este informe son el **nivel 1** y **nivel 2** en la identificación de deficiencia estructural en infraestructura civil: detección y localización de la deficiencia. En el informe final del presente proyecto de investigación se alcanzará hasta el **nivel 3** (cuantificación de la deficiencia).

Para la modelación analítica y calibración de los modelos estructurales de los puentes, se debe recordar que 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.



3. MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL Y DETECCIÓN DE DEFICIENCIA ESTRUCTURAL

En las últimas décadas, gracias a los avances tecnológicos, la disponibilidad y reducción de costos de múltiples sensores novedosos, surgimiento de algoritmos robóticos de procesamiento, nuevas tecnologías de información y ordenadores con gran capacidad de cómputo, una nueva práctica ingenieril denominada Monitoreo de Salud Estructural se ha extendido en el área de ingeniería civil, a la cual se referirá de aquí en adelante como MSE (en la literatura en inglés se conoce como “Structural Health Monitoring” o SHM por sus siglas). En el campo de administración de puentes, el MSE puede ser considerado como una actividad complementaria a las inspecciones visuales que forman parte de los sistemas de gestión de puentes, que proveen de información necesaria para la toma de decisiones en ciertos proyectos específicos

En esta Sección 3.1, esta práctica se describe de forma general, así como su relación con prácticas antecesoras y complementarias tales como instrumentación, monitoreo estructural y ensayos no destructivos. Luego, en la Sección 11.2, se presenta un resumen sobre el marco conceptual de MSE en cuanto a su finalidad, principios fundamentales, componentes y proceso. La Sección 11.3 se refiere a las consideraciones generales, las estrategias y metodologías recomendadas, junto a las plataformas tecnológicas disponibles para llevarlas a cabo.

3.1. Introducción al Monitoreo de Salud Estructural

3.1.1. Generalidades

El término MSE es un “estándar” (es decir, puede ser utilizado en muchas aplicaciones) reciente que tiene como actividades precursoras la instrumentación, el monitoreo estructural o simplemente el monitoreo, las cuales involucran varios de los componentes del paradigma de MSE moderno, tal como el diseño de la colocación de sensores, la recolección de datos, su procesamiento, seguido por un diagnóstico. En el nivel más simple, las inspecciones

Informe No. LM-PIE-UP-I02-2020	Fecha de emisión: 13 de noviembre de 2020	Página 16 de 122
--------------------------------	---	------------------



visuales rutinarias y la evaluación de la condición estructural (en las que se inspeccionan deficiencias como agrietamiento, desprendimiento de recubrimiento, deformaciones, entre otros) podrían verse como MSE; sin embargo, y aunque las anteriores actividades siguen siendo aún la base de la información para la toma de decisiones en los sistemas de gestión de puentes, los objetivos de las investigaciones que se realizan hoy día, buscan desarrollar medios cada vez más efectivos y confiables para la adquisición, manejo, integración e interpretación de los datos sobre el desempeño estructural, para el máximo aprovechamiento de la información a un mínimo costo. Además, se busca eliminar el factor cualitativo humano (Brownjohn, 2006).

En las últimas dos décadas, se han desarrollado procedimientos experimentales de recolección de información extensiva de campo mediante mediciones específicas, que permiten validar modelos y respaldar análisis computacionales. Estos han demostrado su idoneidad práctica en muchas aplicaciones. Los avances en la tecnología de sensores junto con las aplicaciones de las tecnologías de información y el análisis de datos han contribuido a este desarrollo (Rücker, Hille y Rohrmann, 2006). Una de las aplicaciones de estos procedimientos o técnicas, se da en los sistemas de gestión de puentes y en los respectivos proyectos de reforzamiento o rehabilitación de puentes, donde se requiere de alguna forma la validación y el aseguramiento de la efectividad del trabajo realizado con datos o mediciones concretas. En este sentido, el MSE puede proveer a la Administración evidencias (por ejemplo, validación de la efectividad de una rehabilitación por incremento en las frecuencias, en una forma muy básica) y respaldo para su toma de decisiones (Brownjohn, 2006).

3.1.2. Instrumentación, monitoreo y monitoreo estructural

Anteriormente se mencionó que las actividades de instrumentación, monitoreo y monitoreo estructural son precursoras del MSE, debido a que involucran distintos componentes que deben ser considerados como parte de este. A continuación, se definen cada una de estas actividades con el fin de aclarar las terminologías y las relaciones que existen.

Instrumentación: se refiere al uso de un conjunto de dispositivos con el objetivo de medir, controlar o registrar variables de un proceso. En el caso específico de la infraestructura

Informe No. LM-PIE-UP-I02-2020	Fecha de emisión: 13 de noviembre de 2020	Página 17 de 122
--------------------------------	---	------------------



civil, puede tener distintos objetivos, tal como conocer el estado (deflexiones, esfuerzos, deformaciones, etc.) de los elementos o componentes estructurales, o del sistema estructural como un todo, en un determinado momento. También puede emplearse para conocer otras variables que afectan otros sistemas que están relacionados con la estructura civil.

Monitoreo: es una inspección u observación continua del desempeño o salidas de un proceso para un propósito especial dentro de un alcance definido (por ejemplo: mediante una muestra de cierto tamaño o durante cierto período), y manteniendo los registros de dichas observaciones.

Monitoreo estructural: el monitoreo estructural es un proceso que consiste en la captura continua o periódica, de forma permanente o temporal, de los parámetros más representativos que permiten conocer el estado de una estructura, lo cual significa que puede realizarse a corto, mediano, o largo plazo e inclusive durante la vida útil de un activo (Mendoza-Salas, 2011). La actividad de monitoreo estructural se diferencia del MSE, en que la primera consta en la observación y seguimiento de fenómenos físicos y parámetros o variables que se adquieren a través de la instrumentación, mientras que la segunda implica un acercamiento más integral y global desde la perspectiva de gestión y alerta temprana.

3.1.3. Definición de monitoreo de salud estructural

El concepto de Monitoreo de la Salud Estructural (MSE), consiste en “dar, periódica o continuamente durante la vida útil de una estructura, un diagnóstico del estado de los materiales constituyentes de sus diferentes componentes y/o del sistema global” (Balageas, et. al., 2006).

En un sentido más práctico, el MSE es un método de identificación y evaluación no-destructivo en el sitio, que utiliza distintos tipos de sensores para obtener datos de diversa índole (de manera continua o periódica), colocados o embebidos en una estructura para recolectar, analizar y almacenar información, con el objetivo de:

- Monitorear la respuesta estructural y analizar sus características, con el propósito de estimar la severidad del daño o deterioro, y evaluar sus consecuencias en la estructura



en términos de su respuesta, capacidad y vida útil (Housner et al., 1997, Karbhari 2005, Mufti 2001).

- Que estos sirvan de referencia o línea base y puedan ser utilizados para identificar daños incipientes, así como para evaluar la seguridad, integridad, resistencia o desempeño de la estructura (Dong, Song y Liu, 2010).

Por lo tanto, el MSE puede entenderse como la identificación de un sistema, término que se refiere al proceso de hallar un modelo matemático a partir de datos medidos (Peeters, 2000) utilizando datos temporales, es decir, tomados en diferentes tiempos. Las señales utilizadas en el MSE pueden no solo provenir de las vibraciones, la cual es una de las formas más difundidas a nivel de los puentes, sino también de los efectos cuasiestáticos, como los ciclos térmicos. Una vez identificado un modelo de sistema de línea de base, es decir, contra el cual se realizan las comparaciones posteriores, los procedimientos de MSE tienen como objetivo identificar y alertar cuando las señales de salida se desvían del comportamiento esperado (Brownjohn, 2006).

3.1.4. Relación entre monitoreo de salud estructural y evaluación no destructiva

El MSE también puede incluir el uso de muchos dispositivos, técnicas y sistemas que tradicionalmente se designan como herramientas de ensayos no destructivos (END) y evaluación no destructiva (NDE). No hay una delimitación formal entre cada enfoque, pero hay una diferencia entre END/NDE y MSE. El primero se refiere normalmente a una evaluación única de la condición de los materiales en un solo punto o componente, y al efecto o alcance de las deficiencias identificadas en la estructura, utilizando para ello equipos externos a la misma. El MSE normalmente se refiere a actividades enfocadas en evaluar la condición de la estructura o sus componentes clave en función de la respuesta a varios tipos de cargas, y generalmente implica una evaluación continua o repetida de esta respuesta (Dong, Song y Liu, 2010).

Según Balageas et al. (2006), como diferencia adicional con respecto a los END, el MSE implica la integración de sensores, posiblemente materiales inteligentes, transmisión de datos, potencia computacional y capacidad de procesamiento dentro de las estructuras (ver



Figura 1). Adicionalmente, el MSE permite retroalimentar el diseño de la estructura debido a que se pueden comprobar las hipótesis de diseño, la gestión completa de la estructura y la estructura considerada como parte de sistemas más amplios, como por ejemplo un sistema inteligente de infraestructura vial y transporte.

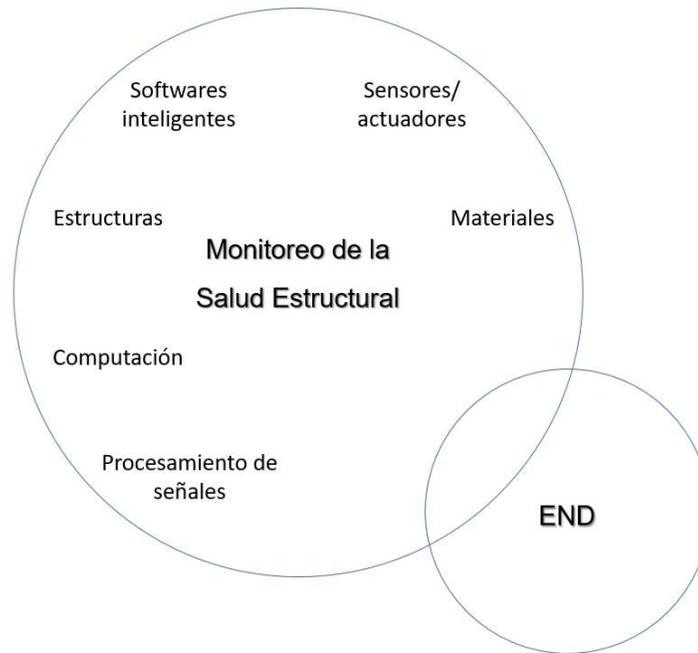


Figura 1. Relación entre MSE y END.

Fuente: Balageas, et al., 2006.



3.2. Principios básicos de monitoreo de salud estructural

3.2.1. Identificación de deficiencias

Previo a establecer la forma en que el MSE permite la identificación de deficiencias en estructuras de puente, es importante definir en este contexto lo que se entiende por deficiencia (concepto que abarca tanto daños como deterioro). En la literatura de referencia, la identificación de deficiencias se halla como “damage identification”, donde “damage” se traduce al español comúnmente como daño, sin embargo, aquí se empleará la palabra deficiencia como una forma generalizada para referirse a cualquier estado estructural que se desvía del estado normal o ideal.

Las deficiencias se definen como los cambios en el material y/o en las propiedades geométricas de los elementos, incluyendo los cambios en las condiciones de frontera y la conectividad del sistema, que afectan adversamente el desempeño actual o futuro de este último. Implícito en esta definición, está el concepto de que la deficiencia no es significativa sin una comparación entre dos estados diferentes del sistema, uno de los cuales se supone que representa el estado inicial, y a menudo, sin deficiencia (Farrar y Worden, 2007).

Aunque no necesariamente es un concepto universalmente aceptado, la deficiencia se podría explicar, como defectos o imperfecciones que se presentan, en cierto grado, en todos los materiales, pero que, bajo ciertos escenarios de demanda o carga, pueden expandirse y unirse a diferentes tasas, provocando daños generalizados a los componentes y hasta a nivel del sistema.

El término deficiencia no implica necesariamente una pérdida total de la funcionalidad del sistema, sino que este no está en su condición óptima. A medida que aumente la deficiencia, llegará a un punto en que afectará su funcionalidad, hasta que ya no es aceptable para el usuario o su seguridad se ve comprometida. Este punto se le conoce como falla. Por otro lado, en términos de escalas de tiempo, la deficiencia puede acumularse gradualmente durante largos períodos, como es el caso de acumulación de daños por fatiga o corrosión (Farrar y Worden, 2007).



3.2.2. Niveles de identificación de las deficiencias

Existen 4 niveles de identificación de deficiencias referidas en la literatura (Rytter, 1998; Bisby, 2006; Peeters 2000), los cuales se describen a continuación. Cada uno responde a la pregunta planteada en cada nivel.

- **Nivel 1 Detección:** ¿Presenta la estructura alguna deficiencia o no?

El sistema de MSE da una indicación cualitativa de que podría existir alguna deficiencia en la estructura. En este nivel no se puede proveer información acerca de la naturaleza, ubicación o severidad de la deficiencia; tampoco evaluar la seguridad estructural.

- **Nivel 2 Localización:** ¿Dónde está la deficiencia?

Un poco más avanzado que Nivel 1. El sistema de MSE no sólo indica la existencia de la deficiencia, sino también su ubicación más probable.

- **Nivel 3 Cuantificación:** ¿Cuál es la extensión de la deficiencia?

El sistema de MSE detecta la existencia de la deficiencia, su ubicación y cuantifica su severidad.

- **Nivel 4 Predicción:** ¿Cuánto es la vida remanente de servicio de la estructura?

Este es el nivel más sofisticado. El sistema de MSE no sólo abarca los tres niveles anteriores, sino que también puede evaluar la seguridad del sistema estructural ante un cierto estado de deficiencia.

Se puede observar que entre más alto sea el nivel de identificación de la deficiencia del sistema de MSE, mayor cantidad de información se debería recolectar para la evaluación y toma de decisiones. Sin embargo, este mayor nivel del sistema también estará asociado a una mayor sofisticación de este y por lo tanto a un mayor costo.



3.2.3. Axiomas fundamentales de monitoreo de salud estructural

Worden, et al. (2007) definieron los axiomas fundamentales del MSE. Es importante mencionarlos ya que, por la misma definición de axioma, estos postulados se consideran verdaderos y constituyen la base para el razonamiento y argumentación posterior.

- I. Todos los materiales tienen defectos o imperfecciones inherentes.
- II. La evaluación de la deficiencia requiere una comparación entre dos estados del mismo sistema correspondientes a diferentes periodos.
- III. La identificación de la existencia y ubicación de la deficiencia se puede hacer en un modo de aprendizaje no supervisado, pero la identificación del tipo de deficiencia presente y la gravedad de esta generalmente solo se puede hacer en un modo de aprendizaje supervisado (ver sección 3.2.5).
- IV. Este axioma se divide en dos partes:
 - a. Los sensores no pueden medir la deficiencia directamente. La extracción de características a través del procesamiento de señales y la clasificación estadística, son necesarias para convertir los datos del sensor en información de la deficiencia.
 - b. Cuanto más sensible es una medición a la deficiencia, más sensible es ante las condiciones ambientales y operativas cambiantes, por ello es necesario una extracción inteligente de las características de las señales.
- V. Las propiedades requeridas para el sistema de identificación de MSE dependen del tamaño de la deficiencia y la tasa de su evolución a través del tiempo.
- VI. Entre más sensible es un algoritmo a la detección de deficiencias, menor es su capacidad de rechazo de ruido, entendiéndose por ruido a las fluctuaciones irregulares e interferencias que no tienen un significado, presentes en una señal eléctrica.



- VII. El tamaño de la deficiencia que puede detectarse a partir de cambios en la dinámica del sistema es inversamente proporcional al rango de frecuencia de excitación y de estudio.

3.2.4. Componentes del sistema de monitoreo de salud estructural

Si bien es cierto los detalles específicos de cada sistema MSE pueden variar sustancialmente, tal y como se indicó en la parte introductoria del presente informe, el MSE básicamente implica la adquisición de datos mediante sensores, su transferencia y comunicación, análisis e interpretación, y su gestión. Lo anterior implica que, aunque el sistema pueda contar con múltiples variaciones, pueden reconocerse generalmente seis componentes comunes, los cuales se enlistan a continuación (Dong, Song y Liu, 2010):

- i) Sensores y redes de adquisición de datos.
- ii) Comunicación de datos.
- iii) Procesamiento de datos.
- iv) Almacenamiento de datos procesados.
- v) Análisis de diagnóstico y prognosis (es decir, detección de deficiencias y algoritmos de modelado, identificación e interpretación de eventos).
- vi) Recuperación de información según sea necesario.

Un patrón de flujo típico entre los seis componentes de un sistema de MSE se muestra en la Figura 2; sin embargo, también son posibles otros patrones de flujo, y el tránsito de información entre los componentes del sistema ciertamente puede tomar más de un camino.

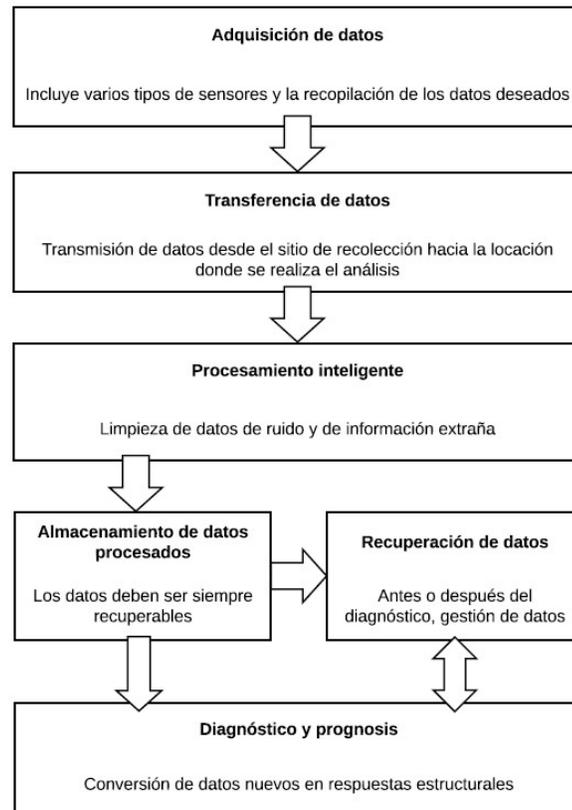


Figura 2. Componentes de un sistema de MSE típico.

Fuente: Dong, Song y Liu, 2010.

3.2.5. El proceso de monitoreo de salud estructural

Los autores Sohn et al. (2002), consideran que el problema por resolver en el MSE es básicamente el reconocimiento de patrones estadísticos. El proceso para ello puede ser descrito como un proceso de cuatro partes:

i. Evaluación operacional

- Definir los tipos de deficiencias y los parámetros de monitoreo asociados para la estructura en la que se desea implementar MSE.



- Identificar los factores ambientales (como cambios de temperatura o de humedad) y del sistema estructural que pueden influir en los resultados.
- Identificar las limitaciones temporales, espaciales, tecnológicas y ambientales en la adquisición de datos.
- Clarificar los motivos económicos, técnicos o de seguridad para implementar MSE, de preferencia por medio de un análisis costo-beneficio.

ii. **Adquisición, integración y limpieza de datos**

- Escoger el tipo, la cantidad y la ubicación de los sensores.
- Escoger la plataforma tecnológica más adecuada para constituir el sistema de adquisición y transmisión de datos, de modo que se ajusta a los requerimientos.
- Determinar las características temporales de la toma de datos, es decir, si debe ser continua o periódica, y si fuera el segundo caso ¿cada cuándo?
- Seleccionar, limpiar, filtrar, reducir e integrar los datos provenientes de múltiples sensores para una identificación de deficiencias más confiable.

iii. **Extracción de características y condensación de la información**

- La extracción de características es el proceso de identificación de las características del puente sensibles al daño (por ejemplo, en un caso de MSE podrían ser la extracción de las propiedades modales del puente como las frecuencias, amortiguamientos y formas modales), derivadas de las señales de respuesta medida en el sistema, que permiten distinguir entre la estructura dañada y no dañada.
- Las tecnologías de medición y de diagnóstico necesarias para realizar MSE, suelen producir una gran cantidad de datos en su implementación. La compresión de datos en vectores con características de dimensión pequeña es necesaria para obtener estimaciones precisas de la distribución estadística de las características.



iv. Desarrollo de modelos estadísticos

- Su propósito es evaluar si los cambios en las características seleccionadas para identificar si una estructura está dañada, son estadísticamente significativos.
- Se puede hablar de 2 grupos principales de algoritmos:
 - o Algoritmos de aprendizaje supervisado: se aplica cuando hay datos disponibles tanto de la estructura con deficiencia, como de la que no tiene deficiencias. Métodos como redes neuronales artificiales, sistemas expertos y algoritmos genéticos, son ejemplos de este tipo de algoritmo que se basa en clasificación de grupos y análisis de regresión.
 - o Algoritmos de aprendizaje no supervisado: se refiere a la clase de algoritmos que no contienen ejemplos de la estructura con deficiencia. Se basa en análisis de valores atípicos, como el análisis de gráficos de control y métodos de detección de anomalías.

3.2.6. Beneficios del monitoreo de salud estructural

El MSE presenta una serie de beneficios claves para estructuras civiles, los cuales son importantes de conocer a la hora de realizar el análisis costo-beneficio de utilizarlo en un puente dado. Algunos de los más comunes son (Bisby, 2006; Dong, Song y Liu, 2010):

i. Mejorar el entendimiento del comportamiento estructural in situ

La mayor parte de la información que se utiliza actualmente en los códigos de diseño estructural se ha obtenido de programas de investigación realizados en diferentes laboratorios del mundo, donde es difícil o poco práctico, modelar completamente (física o numéricamente) el comportamiento de estructuras a escala real.

En este contexto, el MSE proporciona una gran cantidad de información sobre el comportamiento real de las estructuras cuando están sujetas a cargas operacionales y a



condiciones de exposición ambiental reales. Esta información puede ser usada como base para la mejora de las prácticas futuras de diseño, construcción, operación y conservación de los puentes.

ii. **Detección temprana de deficiencia estructural**

La detección de deficiencias estructurales en su inicio permite una reacción temprana en implementar medidas preventivas, de modo que se pueden llegar a disminuir significativamente los costos de reparación resultantes, ya que se evita un mayor deterioro por tener que soportar cargas durante tiempos prolongados en un estado dañado, o porque resulta más costo-efectivo atender deficiencias cuando su extensión y severidad es baja.

iii. **Garantía de la resistencia y capacidad de servicio de la estructura**

Esto puede ser particularmente importante para puentes de mayor envergadura o de difícil acceso debido a los accidentes geográficos o condiciones operacionales, donde las inspecciones visuales para determinar la seguridad de un puente son, en muchos casos, inadecuadas o con riesgos más allá de lo aceptable. Además, la implementación de un sistema de MSE puede proporcionar confianza sobre el desempeño de un nuevo material de construcción, un nuevo concepto de diseño o una técnica de construcción innovadora. En el caso de una estructura que se acerca al final de su vida útil, la información obtenida del uso del MSE permitiría continuar con su uso por un tiempo, brindando confianza sobre su desempeño satisfactorio.

iv. **Reducción del tiempo fuera de servicio**

El tiempo fuera de servicio de un puente durante la reparación estructural o trabajos de rehabilitación, es uno de los principales costos por considerarse en la evaluación de la efectividad de la infraestructura vial. Estos costos se reflejan en la afectación a la productividad y el crecimiento económico, incomodidad a los usuarios y de aumento de consumo energético. La posibilidad de la detección temprana de daños y de una mejor comprensión del comportamiento estructural, ambos a través el uso del MSE, mejorará su gestión y como resultado una reducción en el tiempo fuera de servicio.



v. Estrategias de mantenimiento y gestión para una mejor asignación de recursos

Los sistemas de MSE pueden proveer información experimental clave sobre la condición de los puentes, que puede actualizarse sistemática y automáticamente, que puede servir como base para la operación, conservación y reparación de puentes, y como validación para el diseño, construcción y aceptación de las rehabilitaciones. Por medio de esta información extra en el sistema de gestión, la Administración puede formular mejores estrategias para una mayor efectividad en la intervención de la infraestructura y eficiencia en la asignación de recursos.



4. MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL BASADO EN VIBRACIONES

4.1. Fundamentos básicos

La vibración es un fenómeno físico existente en todos los cuerpos sólidos, el cual no es ajeno a nuestras experiencias cotidianas. Un ejemplo de ello es el sonido, el cual son ondas sonoras generadas por la vibración mecánica de un cuerpo sólido, y transmitidas a través del aire hasta nuestro oído. La vibración del cuerpo puede darse en una amplia gama de frecuencias y el mismo ejemplo del sonido corresponde a un espectro de frecuencias de vibración audibles.

La estructura del puente puede vibrar en un amplio rango de frecuencias: la vibración en el rango de frecuencias bajas (en términos prácticos, menosque 100 Hz), es generalmente resultado de oscilaciones o movimientos globales de la estructura como un todo; mientras tanto en el rango de frecuencias altas (en el orden de los kHz), corresponde a la propagación de ondas acústicas u ondas de esfuerzo. En el caso del sonido audible por los seres humanos, el rango de frecuencias es entre 20 Hz y 20 kHz, y más allá de los 20 kHz se denominan frecuencias ultrasónicas.

Si se toma como ejemplo el sonido generado por el golpe en un vaso de vidrio, el cual es de frecuencias altas y es sumamente sensible al daño, los ensayos no destructivos como tomografía de ondas de esfuerzo u ondas acústicas, ondas guiadas, ensayos de impacto-eco e incluso ensayos ultrasónicos para la detección de daño se basan en este mismo principio. No obstante, estos ensayos son llamados métodos locales debido a que en este rango de frecuencias, la amplitud de vibración decae rápidamente conforme se aleja de la fuente de vibración (Balageas, 2006), y no podría dar un diagnóstico global o servir como indicador del estado global de la estructura. Además, la contaminación del ruido en la señal es crítico en frecuencias altas tal como lo señalan los Axiomas Fundamentales de MSE de la sección 3.2.3 (Worden, 2007), la cual dificultaría aún más el trabajo de lectura y diagnóstico.

La ventaja de trabajar con el rango de frecuencias bajas, consiste en que la vibración de la estructura se da de manera global (*i.e.* método global) y la contaminación del ruido es muy baja, es decir, disminuye la medición de respuestas provenientes de otras fuentes. Las



frecuencias naturales o resonantes de vibración, junto con sus correspondientes formas de movimiento global de la estructura (llamadas formas modales) son denominadas como modos normales de vibración, o sencillamente modos de vibración. Las frecuencias naturales o modales, la razón de amortiguamiento y las formas modales de vibración, son denominadas como los parámetros modales de la estructura o características dinámicas intrínsecas de una estructura.

La identificación de los parámetros modales de una estructura a partir de los datos crudos de vibración recolectados en campo, y el análisis de la variación de las frecuencias modales, incremento del amortiguamiento o cambios en las formas modales debido al daño, es denominado como análisis modal; y como el trabajo es realizado bajo condiciones operacionales, recibe el nombre de análisis modal operacional.

Este método global se basa en el hecho de que un daño o deterioro local causaría una reducción de rigidez local, la cual dependiendo de su importancia, influirá en el comportamiento global de la estructura como un todo, tanto en el tiempo como en el espacio; en otras palabras, al poder identificar las frecuencias (información temporal de vibración de la estructura) y las formas modales (información espacial de vibración) de la estructura de un puente, la existencia de algún comportamiento anómalo o diferencia al compararlo contra el de un estado considerado como “sano”, evidencia la presencia de un daño o deterioro que repercutió en cambios en masa y rigidez.

La desventaja del método global es su sensibilidad, y por lo tanto, su capacidad de detección para daños leves o incipientes puede ser baja (Balageas, 2006). Aunque deseable, empero, no siempre es una prioridad detectar daño en su etapa incipiente, pues, es importante recordar que no existen materiales ni sistemas estructurales perfectos, por lo que una muy buena sensibilidad ante cualquier cambio leve, podría incurrir, más bien, en falsas alarmas. Dado que el método global detecta cambio solo si el daño repercute en el comportamiento dinámico global de la estructura, este sería el nivel de detección que podría alcanzar (**nivel 2**) y se considera adecuado, puesto que se considera daño a aquel que afecta adversamente al desempeño de la estructura y por ende, refleja una variación en el comportamiento de la respuesta estructural.



4.2. Identificación de sistemas

El MSE basado en vibraciones puede tener como base a modelos físicos-matemáticos, o también puede basarse en indicadores extraídos directamente de la señal y a través de un análisis de novedad o valores atípicos. El primero, que consiste en la identificación o extracción de parámetros de un modelo se denomina como identificación de sistemas, y en este caso, se trata de un sistema dinámico vibratorio.

Para la mejor comprensión de lo que es “identificación de un sistema dinámico”, tal como se muestra en la Figura 3, es posible referirse a tres enfoques o problemas asociados a ello: **a)** análisis estructural, **b)** identificación de sistema y **c)** el problema inverso o identificación de fuerzas.

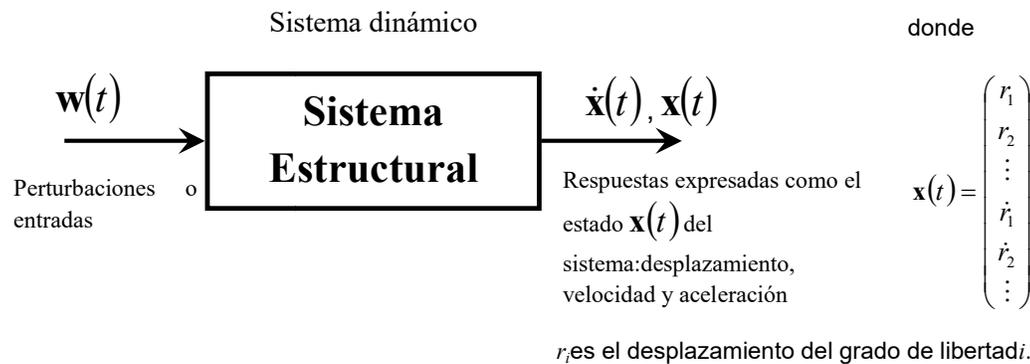


Figura 3. Esquema conceptual de un sistema dinámico.

- i. **Análisis estructural:** en general, el proceso de análisis estructural consiste en adoptar modelos de cargas, espectros de estas o historias de aceleración en el tiempo como perturbaciones o entradas al sistema, para luego, determinar las salidas o respuestas de un modelo estructural.
- ii. **Identificación de sistemas:** en este caso, las características dinámicas del sistema son las incógnitas por determinar. La determinación de las propiedades dinámicas de un sistema a partir de las entradas y salidas del mismo es conocida como



identificación de sistemas; en el caso donde las entradas son indeterminadas y se asumen como procesos estocásticos, se denomina como identificación de sistemas estocásticos (Van Overschee y De Moor, 1996).

- iii. **Problema inverso o identificación de fuerzas:** es cuando el sistema estructural ha sido identificado previamente y en conjunto con las mediciones de las respuestas del sistema se busca 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 (Wall, et al., 2009; Kolev, 2015).

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 o respuestas son conocidas. Este escenario es bastante común en las estructuras civiles y métodos de identificación de sistemas estocásticos o identificación de sistemas de solo salida (“output-only system identification” en inglés) deben ser empleados. Las salidas o respuestas que se registran del sistema son denominadas vibraciones por cargas ambientales o simplemente “vibraciones ambientales”.



4.3. Métodos de Identificación de Sistemas Estocásticos

Para la identificación de sistemas estocásticos, 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 estocásticos 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. Cuando son múltiples mediciones se utiliza comúnmente Descomposición en el Dominio de Frecuencias (FDD por sus siglas en inglés de “Frequency Domain Decomposition”), el cual 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 de Subespacios (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 “Auto Regressive 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 publicadas en



diversas literaturas 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 de Subespacios 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 $K \in \mathbb{R}^{n \times n} \in \mathbb{R}^{n \times n}$ son las matrices de masa, amortiguamiento y de rigidez respectivamente, Además

$q(t) \in \mathbb{R}^n$ 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,

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

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

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

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

La ecuación (1) puede ser discretizada en el tiempo, y después de una serie de manipulaciones matemáticas con la hipótesis de que se desconocen las excitaciones de entrada al sistema pero que estas pueden ser asumidas como un ruido espacialmente 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; $w_k \in \mathfrak{R}^{2n \times 1}$, $v_k \in \mathfrak{R}^{l \times 1}$ 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.

4.4. Método de Identificación de Sistemas Estocásticos conducido por Covarianzas (SSI-COV)

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 4.

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 la deficiencia estructural; el primero indica su severidad y el segundo su ubicación, cuando pueden ser comparados con una referencia. Además, cualquier anomalía en las formas modales experimentales podría indicar directamente zonas con deficiencia estructural sin necesidad de una referencia.

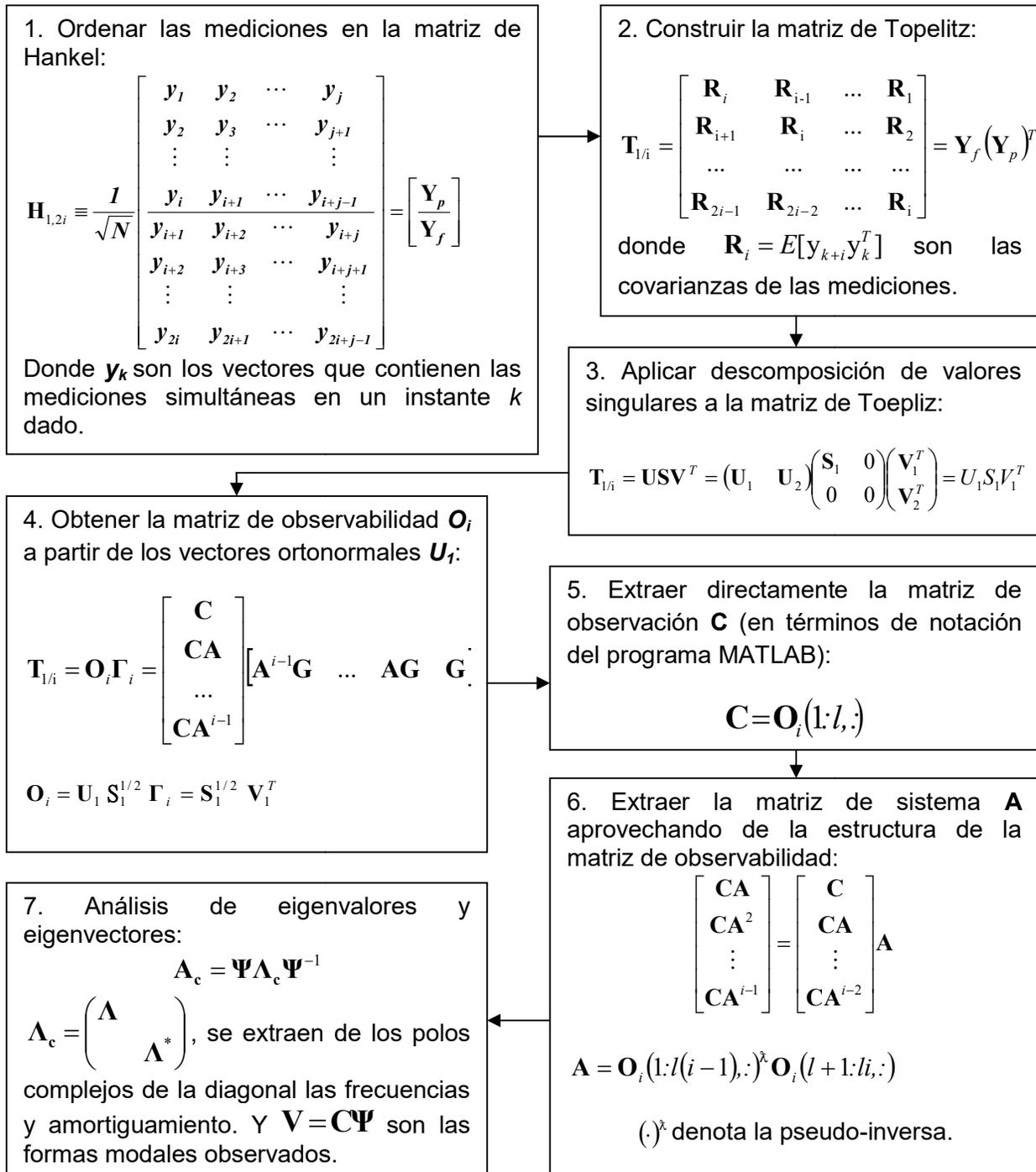


Figura 4. Diagrama de flujo del método SSI-COV.



5. IMPLEMENTACIÓN DE MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL BASADO EN VIBRACIONES

5.1. Método experimental

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 las maletas de adquisición. Los sensores de aceleración se conectan mediante cables a las unidades de adquisición de datos, de modo que el sistema puede considerarse híbrido, en otras palabras, la transmisión de datos se da en forma cableada e inalámbrica simultáneamente. La longitud de los cables es de 23 metros. (Liu-Kuan, et. al, 2015a).

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 de un puente, sin necesidad de interrumpir del tránsito vehicular.



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 5. 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 como estos de la Ruta Nacional n.º 32 en estudio, 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 las Figuras 6 y 7 se presenta a modo de ejemplo la distribución y numeración de sensores colocados sobre la estructura de un puente que requiere ser abarcado con 2 configuraciones. Se dividió el primer y segundo tramo de la estructura definiendo 30 y 28 puntos respectivamente.

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

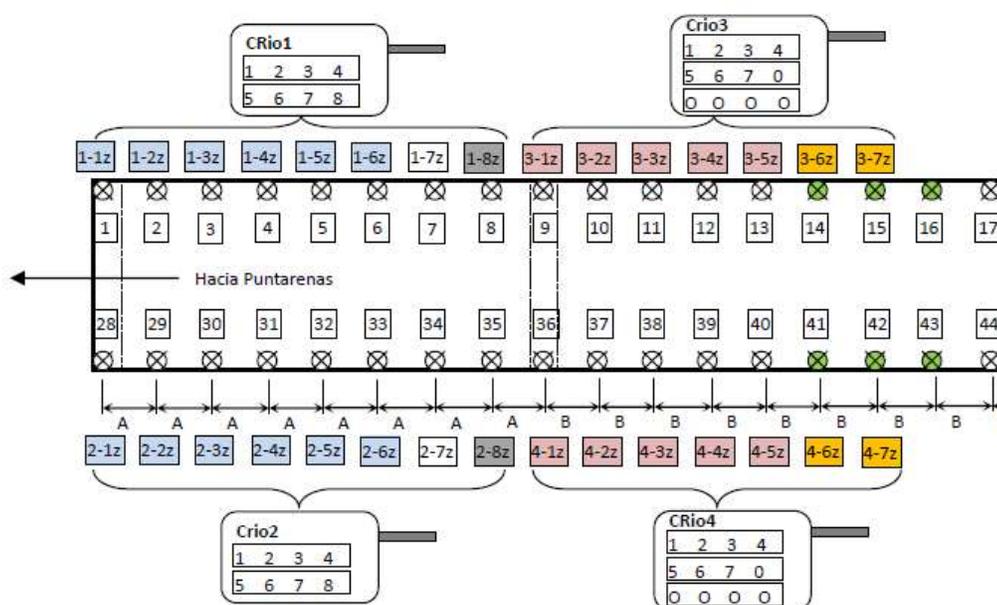


Figura 6. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la primera configuración de un puente

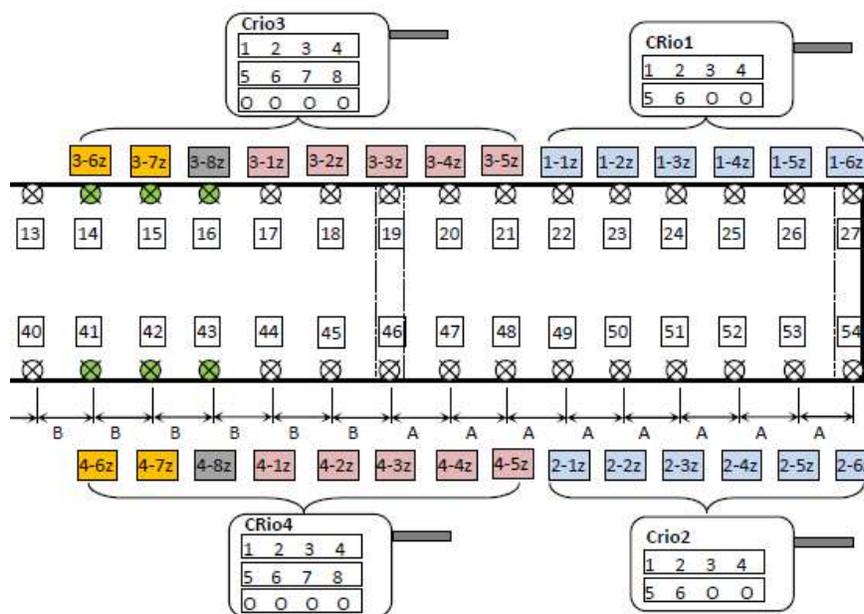


Figura 7. Ejemplo de distribución de sensores y unidades de adquisición de datos en la segunda configuración de un puente

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).



5.2. Implementación de SSI-COV

En este trabajo se implementa el método SSI-COV, un método paramétrico en el dominio del tiempo, apoyándose en FDD (Descomposición en el Dominio de Frecuencias), un método no-paramétrico que muestra el contenido de frecuencias de la señal. Este último tiene a la Transformada de Fourier como base y no requiere de otros parámetros para su implementación, y dado que los picos de los espectros de Fourier es un indicador de posible existencia de modos de vibración, la cantidad de estos debajo de una frecuencia Nyquist dada definiría el posible orden del sistema, un parámetro de entrada para el método SSI-COV. Las frecuencias y las formas modales son extraídas entonces con este último que tiene al modelo dinámico de una estructura vibrante como fundamento.

5.2.1. Análisis por bloques o lotes de datos: diagrama de estabilización

En el análisis por bloques o lotes de datos se introduce los datos de todos los canales sincronizados de un bloque de 5, 10 o 20 minutos de datos para ser procesado por el algoritmo SSI-COV. Las frecuencias naturales de la estructura son determinadas gráficamente a partir del diagrama de estabilización. Únicamente aquellas hileras de 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 8 se presenta, a manera de ejemplo, el diagrama de estabilización correspondiente a una estructura utilizada en laboratorio (un modelo metálico sencillo de 3 niveles) para la validación de sistema de adquisición de datos.

El criterio de estabilización utilizado para el análisis de los puentes 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.

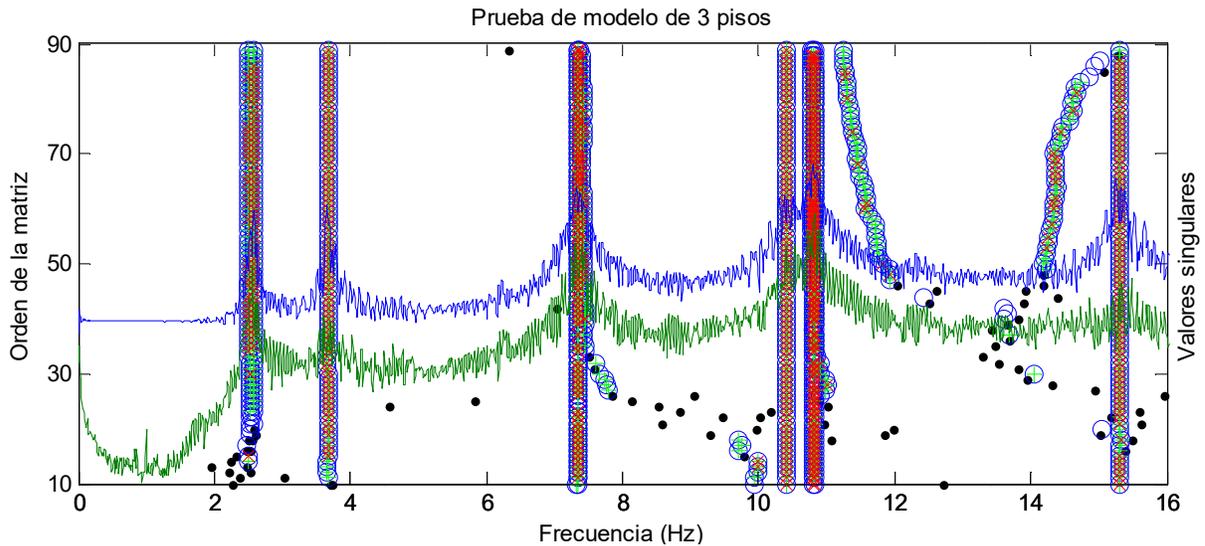


Figura 8. Ejemplo de diagrama de estabilización de frecuencias correspondiente a una estructura sencilla metálica de laboratorio.

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

Además, superpuesto al diagrama de estabilización de la Figura 8 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. 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 錯誤! 找不到参照来源。 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.



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

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

Donde u es el primer vector y v el segundo por compararse entre sí. Estos dos pueden ser las formas modales complejas obtenidas una con la matriz Toeplitz de orden n y otra con la de orden $n-1$ como es requerido para el diagrama de estabilización, o también pueden tratarse de vectores de la forma modal experimental comparado con el otro procedente del modelo de elementos finitos. En el caso de formas modales complejas, el superíndice T sería un transpuesto conjugado.

5.2.2. Análisis de tiempo-frecuencia

El análisis de tiempo-frecuencia es una técnica que permite caracterizar y extraer de la señal propiedades variantes en el tiempo. Un ejemplo básico de ello es la Transformada de Fourier de Corta Duración que permite generar un espectrograma, que permite mostrar el contenido de frecuencias de una señal en un gráfico de tres dimensiones: tiempo-frecuencia-amplitud de Fourier. Esto se realiza tomando una determinada cantidad de muestras por medio de una ventana temporal, de un tamaño definido de acuerdo a la tasa de muestreo y la resolución que se desea alcanzar en el eje de las frecuencias. Esta ventana temporal se desplaza a lo largo de los datos y se obtiene un espectro por cada desplazamiento. Al conjunto de espectros mostrados en un gráfico de tres dimensiones con cada espectro ubicado en su lugar correspondiente es llamado espectrograma.

La implementación de SSI-COV en modalidad de análisis tiempo-frecuencia se basa en el susodicho concepto de espectrograma: se utiliza una ventana temporal con una duración más corta posible, siempre que dé resultados estables en la identificación de parámetros modales,



moverla a lo largo de los datos crudos de diferentes configuraciones, y ejecutar el algoritmo SSI-COV con un orden del sistema y de matriz de Toeplitz fijo para los datos abarcados en cada movimiento de la ventana.

Para el caso específico de este sistema de adquisición de datos, acelerómetros y los puentes bajo estudio, se determinó que es posible obtener un resultado estable de rastreo de parámetros modales con una ventana temporal de 3 minutos de duración, y puede desplazarse a cada 5 segundos a lo largo de los datos crudos.

A diferencia de un espectrograma basado en Transformada de Fourier de Corta Duración, el análisis tiempo-frecuencia basado en SSI-COV no requiere de gráficos de tres dimensiones sino que obtiene un juego de parámetros modales por cada desplazamiento de la ventana temporal, por lo que un gráfico de 2 dimensiones de tiempo-frecuencia bastaría mostrar el comportamiento de las frecuencias identificadas.

5.3. Índice de daño

Las formas modales operacionales identificadas en sí poseen información espacial y permiten detectar deficiencias estructuras, haciendo observación de su comportamiento. Para generalizar el reconocimiento de anomalía en las formas modales operacionales, se puede definir un índice de daño basado en la denominada “curvatura de forma modal” (Farrar y Jaureguiz, 1998; Rucevskis y Wesolowski, 2010) para detectar y cuantificar la existencia o no de cambios inesperados y abruptos de curvatura que se asocian a la presencia de deficiencia.

La curvatura es definida generalmente como:

$$\kappa = \frac{1}{\rho_c} = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2v}{dx^2} = v'' \quad (8)$$

donde κ es la curvatura expresada como el inverso del radio de curvatura ρ_c , y es igual a la tasa de cambio de ángulo o pendiente respecto al incremento en la distancia x , o también la segunda derivada de la deformación vertical respecto a la distancia x .



La “curvatura de forma modal” no se trata de aquella debido a la deformación de viga en flexión sino de las formas modales observadas experimentalmente cuyas amplitudes son escalares adimensionales. Al ser estas formas modales puntos discretos a lo largo del puente, la curvatura de forma modal puede ser determinada en su forma discreta como:

$$\kappa_i = v''_i = \frac{\frac{v(i+1)-v(i)}{x(i+1)-x(i)} + \frac{v(i)-v(i-1)}{x(i)-x(i-1)}}{2} = \frac{\frac{v(i+1)-v(i)}{d_{i+1}} + \frac{v(i)-v(i-1)}{d_i}}{\frac{d_{i+1}+d_i}{2}} \quad (9)$$

donde $v(i)$ es la amplitud modal en el nodo i , $v''(i)$ es la segunda derivada respecto a x de la amplitud modal, en forma discreta, y d_i es la distancia comprendida entre el nodo i y el nodo $i-1$.

Es común definir el índice de daño de forma modal como la diferencia de la curvatura entre el estado sano de un tiempo t_0 y el de un tiempo t_1 , para un punto dado de la estructura:

$$\Delta\kappa_i = |\kappa_i^{t_1} - \kappa_i^{t_0}| \quad (10)$$

En el caso de los puentes en estudio, no se cuenta con la información modal del estado “sano”, aunque sí se cuenta con la medición a lo largo de los 2 costados del puente que podrían servir para comparación entre ellos; lo anterior debido a que si bien es cierto el puente es totalmente simétrico estructuralmente respecto a su eje central, tanto las cargas vehiculares así como las sísmicas son de carácter aleatoria y asimétrica, de modo que es muy poco probable que el daño ocurra de forma totalmente simétrica y de igual magnitud en ambos costados. Por esta razón, se modifica esta comparación entre 2 estados en el tiempo a la comparación entre los 2 costados del puente, y se añade el valor absoluto a las curvaturas para facilitar la comparación también para los modos de torsión:

$$\Delta\kappa_i = |\kappa_i^{aguas\ arriba}| - |\kappa_i^{aguas\ abajo}| \quad (11)$$

Al ser múltiples los modos identificados, se puede definir el índice general de daño asociado a cada posición longitudinal de los nodos en el puente como el promedio ponderado de los índices de los modos de vibración considerados:



$$I.D._i = \frac{1}{\sum_{n=1}^N \varphi_n} \sum_{n=1}^N \varphi_n (\Delta\kappa_i)_n \quad (5)$$

donde $I.D._i$ es la abreviatura de índice general de daños asociado al nodo i , N es el número de modos considerados en el análisis y φ_n es el peso de ponderación asignado a cada modo.



6. PUENTE SOBRE EL RÍO CHIRRIPO RUTA NACIONAL N.º32

6.1. Descripción de la estructura

El puente instrumentado se ubica en la Ruta Nacional n.º 32, en la sección de control 70471 y cruza el río Chirripó. Desde el punto de vista administrativo, se ubica en el distrito Matina, del cantón del mismo nombre, en la provincia de Limón. Sus coordenadas, en el sistema geográfico de ubicación WGS84, corresponden con: $10^{\circ}2'43,01''N$ de latitud y $83^{\circ}17'26,02''O$ de longitud. La Figura 9 muestra la ubicación geográfica del puente.

La ruta clasifica como primaria y tiene un tránsito promedio diario de 6791 vehículos por día (medidos en el año 2007) en la sección de control donde se ubica el puente, según el Anuario de Tránsito 2018, publicado por la Dirección de Planificación Sectorial del MOPT. El porcentaje de vehículos pesados es de 45,45% (3087 vehículos) y 31,09% (2111 vehículos) corresponde a camiones de 5 o más ejes.

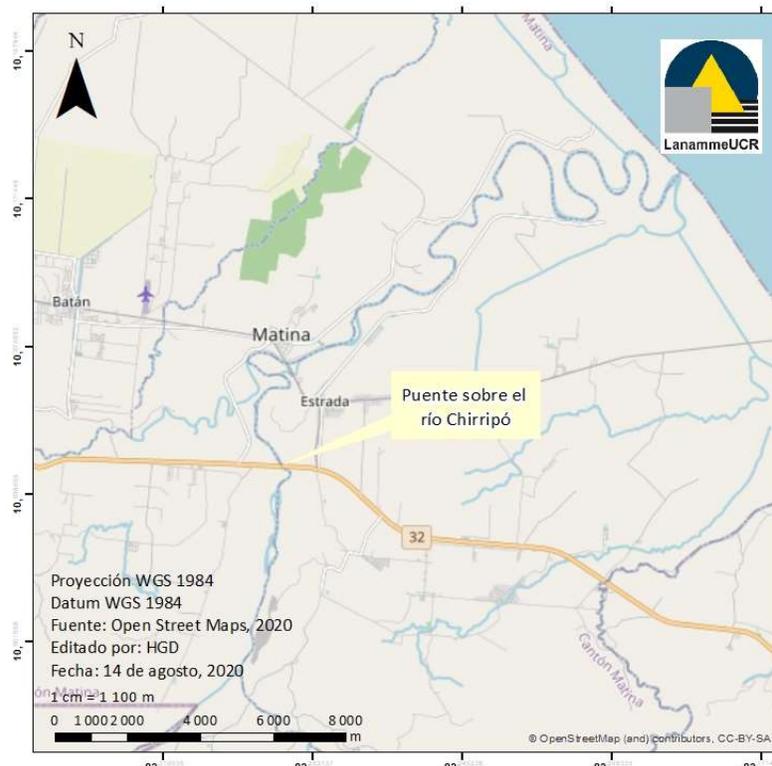


Figura 9. Ubicación del puente sobre el río Chirripó Ruta Nacional n.º 32.
(Fuente: OpenStreetMaps)



En el Cuadro 2 se resumen las características básicas del puente. En la Figura 10 y la Figura 11 se presentan dos de las vistas principales del puente, la vista a lo largo de la línea de centro y una vista lateral respectivamente. La Figura 12 muestra la identificación utilizada en este informe cuando se hace referencia a ciertos elementos del puente.

Cuadro 2. Características básicas del puente sobre río Chirripó n.º 32.

Geometría	Tipo de estructura	Puente
	Longitud total (m)	418,5
	Ancho total (m)	10,40
	Ancho de calzada (m)	8,7
	Número de tramos	7
	Alineación del puente	Recto
	Número de carriles	2
Superestructura	Número de superestructuras	2
	Tipo de superestructura (elementos principales)	Superestructura 1: tipo viga continua de acero, con sección variable, con 6 tramos de 60 m, 67 m, 74 m, 74 m, 67 m y 60 m. Superestructura 2 (superestructura de tramo de acceso 2): tipo viga simplemente apoyada de acero con un tramo de 16,5 m La superestructura del tramo de acceso 1 (este) colapsó durante el terremoto de Limón de 1991 y en su lugar se colocó un relleno para dar acceso al puente.
	Tipo de tablero	Concreto reforzado
Apoyos	Tipo de apoyo en bastiones	Bastión 2: Apoyo fijo
	Tipo de apoyo en pilas	Pila 1 (Actualmente funciona como bastión): Apoyo expansivo Pilas 2, 6 y 7: apoyos expansivos Pilas 3,4 y 5: apoyos fijos
Subestructura	Número de elementos	Bastiones: 1 Pilas: 7
	Tipo de bastiones	Bastión 2: tipo cabezal de concreto reforzado sobre pilotes
	Tipo de pilas	Pilas 1 a 7, tipo columna sencilla de concreto reforzado con viga cabezal tipo cabeza de martillo.
	Tipo de cimentación	Bastión: tipo cabezal sobre pilotes de acero Pilas: Pilotes de acero
Diseño y construcción	Especificación de diseño original	AASHO 1965
	Carga viva de diseño original	HS 20 - 44
	Especificación utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	No aplica
	Carga viva de diseño utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	No aplica

Fuente: Vargas-Alas et al., 2014.



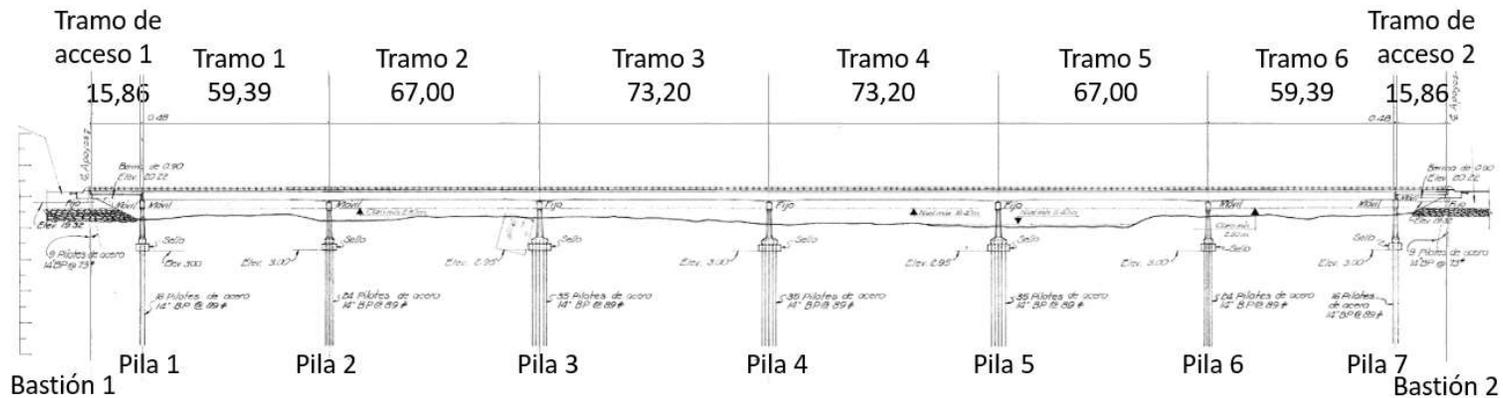
Figura 10. Vista a lo largo de la línea de centro del puente sobre el río Chirripó.



Figura 11. Vista lateral de la superestructura de vigas de acero continuas del puente sobre el río Chirripó.



(a) Vista en planta



(b) Elevación (se muestra la longitud de cada tramo en metros)

Figura 12. Identificación de los elementos del puente



6.2. Antecedentes e información disponible

Se cuenta con los planos del puente con fecha de marzo de 1969. No se cuenta con los planos de cómo se construyó la obra (denominados en inglés como planos “*as built*”).

En el informe de JICA (2007) titulado “Estudio sobre el desarrollo de capacidad en la planificación de rehabilitación, mantenimiento y administración de puentes basado en 29 puentes de la red de carreteras nacionales de Costa Rica”, se realizó una selección de 10 puentes (basándose en la evaluación de las deficiencias de los 29 puentes analizados), para un estudio detallado y recomendaciones para la rehabilitación. En ese grupo de 10 puentes se incluyó al puente sobre el río Chirripó. Los resultados de dicho estudio detallado, el cual incluyó una prueba de carga estática, se encuentran en dicho documento.

La Unidad de Puentes del LanammeUCR realizó el informe titulado “Fiscalización del puente sobre el río Chirripó Ruta Nacional n.º 32”, con base a la inspección visual realizada en enero del 2014 (Vargas-Alas, et. al., 2014). En este, se calificó el puente en estado CRITICO (en una escala de calificación de 4 estados: Crítico, Deficiente, Regular y Mantenimiento General). Esta calificación se debió a 8 razones principales que se describen en el informe, siendo las siguientes las tres principales:

- a. Debido a la reducción en la longitud de asiento de la superestructura de vigas simplemente apoyadas sobre la pila 7 por el desprendimiento de concreto durante el terremoto de Limón de 1991.
- b. Debido al desplazamiento permanente en la dirección perpendicular a la dirección del tránsito de la superestructura de vigas continuas.
- c. Debido al desplazamiento permanente en los apoyos de la superestructura de vigas simplemente apoyadas (del tramo de acceso 2) sobre el bastión 2.

En ese informe también se recomendaron acciones como realizar una evaluación de capacidad estructural y sísmica, tomando en cuenta la rotación del bastión B1 y el agrietamiento del bastión B2, entre otros

Informe No. LM-PIE-UP-I02-2020	Fecha de emisión: 13 de noviembre de 2020	Página 53 de 122
--------------------------------	---	------------------



La Unidad de Puentes del LanammeUCR realizó el “Informe ejecutivo de la evaluación de la condición de 34 puentes ubicados en el tramo cruce de río Frío – Limón de la Ruta Nacional N.º 32” (Agüero-Barrantes et al., 2018). La sección del informe sobre el río Chirripó se basó en el informe realizado en el 2014, debido a que el objetivo del estudio era presentar un panorama general de esa sección de la Ruta Nacional n.º 32. En el mismo se indica que en el caso del puente sobre el río Chirripó, no existe otra ruta alterna de ningún tipo que permita el tránsito ante un escenario en el que se presente la falla de la estructura. Por su estado de la condición, año de construcción, vulnerabilidad sísmica y condiciones hidrológicas-hidráulicas, el informe indica que el puente es candidato a sustitución, se agregó además que debe realizarse el análisis técnico y económico para definir la solución más eficiente.

Es importante mencionar que el puente sobre el río Chirripó se encuentra dentro del proyecto de ampliación y rehabilitación de la Ruta Nacional n.º 32. A setiembre del 2020 no se ha iniciado la rehabilitación del puente existente; los trabajos están enfocados en la construcción del puente paralelo.

6.3. Distribución de sensores

La toma de datos fue realizada en dos fechas distintas debido a que la longitud del puente y el tiempo requerido no permiten ejecutarse en un solo día. Esto se realizó el 12 de junio del 2019 y 21 de junio del 2019.

Para aplicar el método de identificación de parámetros modales se obtienen registros de aceleración inducida en la dirección vertical por las cargas operacionales sobre el puente, utilizando sensores de aceleración colocados a lo largo de los costados del puente, preferiblemente las aceras. En la Figura 13 se presenta una fotografía de la toma de datos de aceleración en el puente sobre el río Chirripó en la Ruta Nacional n.º 32, sin necesidad de interrumpir del tránsito vehicular.



Figura 13. Colocación de sensores sobre las aceras del puente. Nótese que el monitoreo no interrumpe el tránsito de vehículos

En la Figura 14 se presenta la distribución y numeración de sensores colocados sobre la estructura del puente y en el Cuadro 3 el detalle de espaciamiento entre sensores en los tramos dado que no son de la misma longitud.

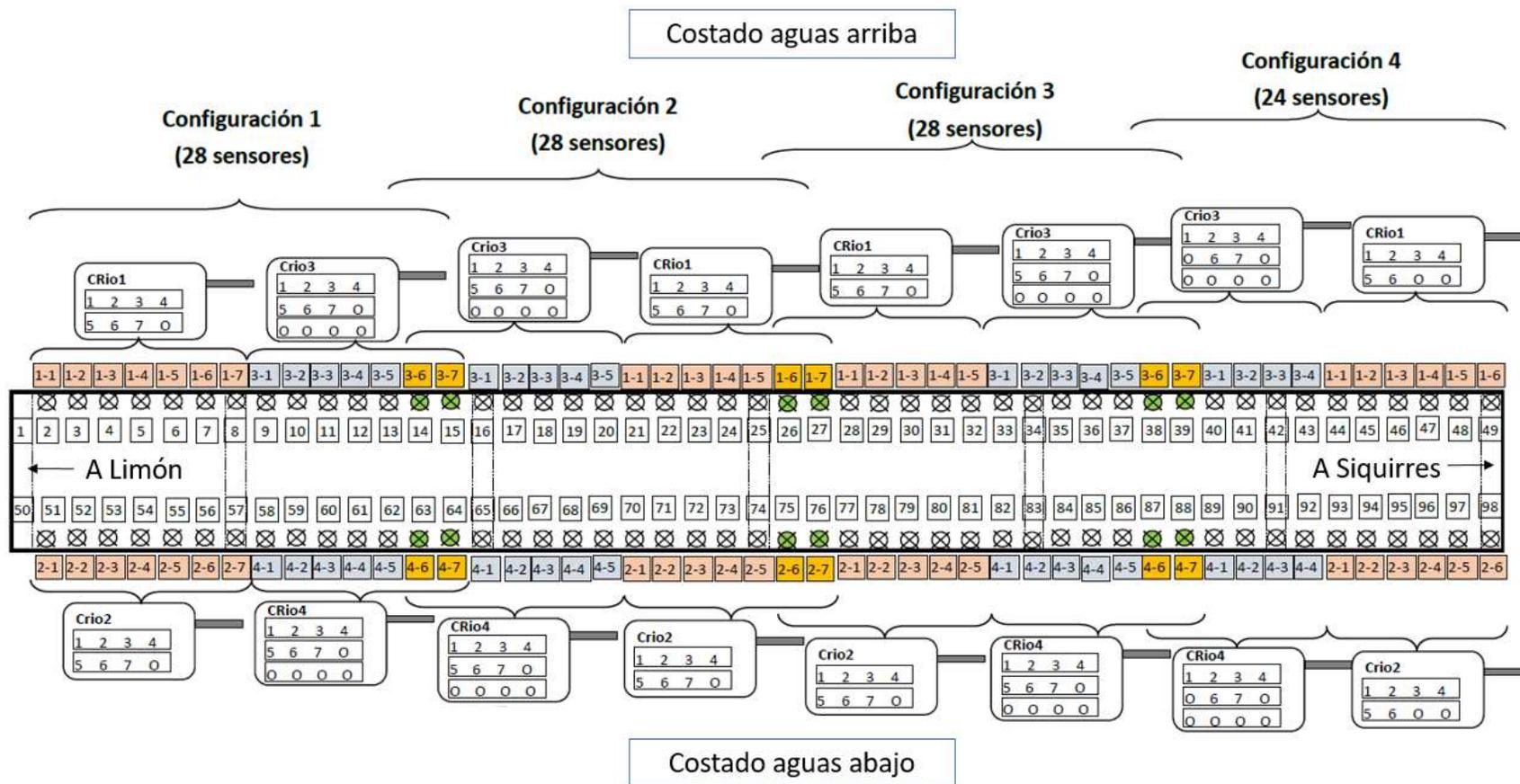


Figura 14. Distribución de sensores sobre el puentesobre el río Chirripó.



Cuadro 3. Distribución de sensores en el puente sobre el río Chirripó

Tramo	Longitud del tramo(m)	Número de segmentos en el tramo	Separación entre sensores
1	59,39	7	Entre nodo 1 y 2: 9,6 m Demás segmentos: 8,3 m
2	67,00	8	Entre nodos 8 y 9, y 15 y 16: 8,6 m Demás segmentos: 8,3 m
3	73,20	9	8,14 m
4	73,20	9	8,14 m
5	67,00	8	8,37 m
6	59,39	7	8,48 m

Dada la longitud del puente, es imposible cubrirlo con la cantidad de sensores y longitud de cable que cuenta el sistema de instrumentación, por lo que se planeó 4 configuraciones con sus respectivos nodos de empate para la construcción de las formas modales completa. No obstante, debido a la fuerte lluvia que se experimentó durante el primer día de instrumentación, fallaron 10 canales de medición en la configuración 2 por la entrada de humedad o agua por las conexiones expuestas a la intemperie, hecho que distorsionó totalmente las señales de medición. Por esta razón, en el segundo día de instrumentación, se tuvo que reponer estos nodos perdidos en una quinta configuración con los respectivos nodos de empate, en aras de recuperar el perfil completo de las formas modales, y se tuvo éxito en el empate de las formas modales de estas cinco configuraciones, resultados que serán presentados en la siguiente sección.

6.4. Resultados experimentales

En la primera parte de esta sección se muestran los diagramas de estabilización obtenidos del análisis por bloques o lotes de datos con el método SSI-COV. Estos diagramas sintetizan la información modal contenida en todo el bloque. En lo siguiente, se muestran el análisis tiempo-frecuencia igualmente basado en SSI-COV, pero conducido a través de una ventana deslizante de corta duración que se desplaza a lo largo del bloque de datos. Al final, se muestran las frecuencias y las formas modales empatadas para cada modo de vibración identificado, como resultado de los dos análisis conducidos dada la complejidad en la respuesta dinámica que se encontró en este puente.



6.4.1. Análisis por bloques con base en SSI-COV

El análisis por bloques es conducido mediante la superposición de los diagramas de estabilización obtenidos del método SSI-COV y el espectro de FDD.

Como pre-procesamiento para el método SSI-COV, se redujo la tasa de muestreo de datos crudos (que es 200 Hz) a una tasa de 4 Hz en general, para enfocarse en la identificación de los modos debajo de los 2 Hz. Esto debido a la concentración de una gran cantidad de modos, muy cercanos unos a otros, debajo de los 4 Hz, los cuales aparecían como una meseta de crestas en los espectros de FDD. Luego, con una tasa de 10 Hz se identificaron los modos encontrados entre 2 Hz y 4 Hz.

En la columna derecha de la Figura 15 se muestran los diagramas de estabilización obtenidos para los modos debajo de los 2 Hz, comparando las 5 configuraciones (recordando que la quinta configuración es reposición de nodos perdidos de configuración 2), con orden de sistema de 30, y 70 el tamaño de la matriz de Toeplitz. Los espectros de FDD superpuestos en los diagramas de estabilización tienen una resolución en frecuencias de 0,012 Hz. Se puede observar que a diferencia de otros puentes con superestructura de viga continua (Liu-Kuan et al., 2019), donde se presenta una sola hilera estable de resultados modales por cada pico del espectro de FDD, en el caso de este puente, además de que las crestas son mucho más anchas y algunos hasta tienen varios picos, están asociados a múltiples hileras aproximadamente estables en el diagrama de estabilización. Una revisión de las formas modales obtenidos por SSI-COV muestran que efectivamente existen diferencias en las formas modales entre estas hileras pertenecientes a la misma cresta, que se tratan de diferencia de amplitud de la forma modal entre ambos costados para diferentes tramos, o de alguna forma una mezcla de forma modal de flexión con torsión. Este hallazgo se evidencia en el análisis de tiempo-frecuencia y se discutirá más adelante.

En la misma Figura 15, se muestra en su columna izquierda los diagramas de estabilización obtenidos con una tasa de muestreo de 2,5 Hz, específicamente para identificar el modo de 1,0 Hz que no fue posible hallar en configuración 3 y 4 con la tasa de 4 Hz dada la concentración de demasiados modos, sean normales, transcientes o de acoplamiento, en este rango de frecuencias.

Informe No. LM-PIE-UP-M02-2020	Fecha de emisión: Octubre, 2020	Página 58 de 91
--------------------------------	---------------------------------	-----------------

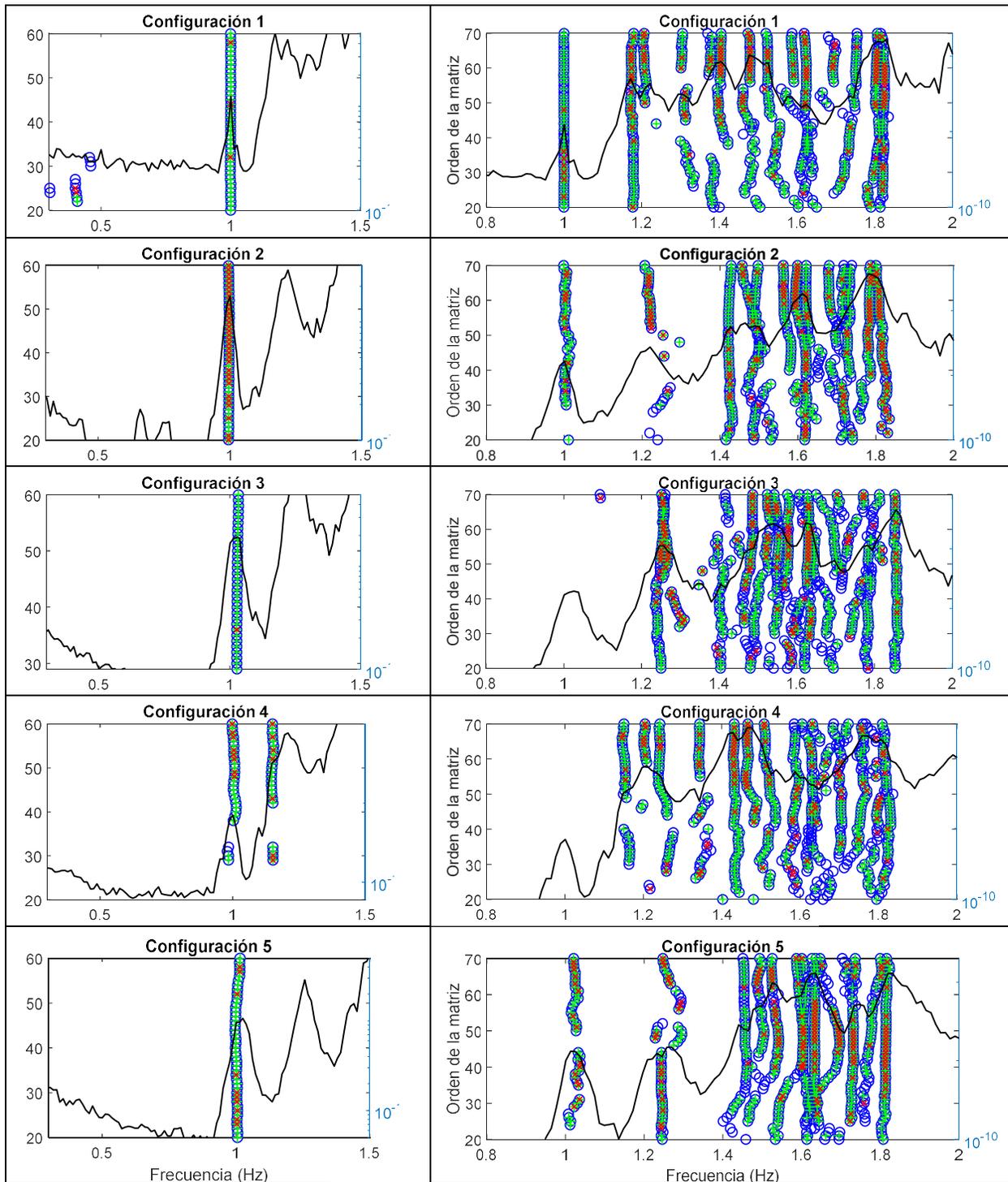


Figura 15. Diagramas de estabilización superpuestos con los espectros de FDD para las 5 configuraciones y con tasa de muestreo de 4 Hz (derecha) y 2,5 Hz (izquierda).



En la Figura 16 se muestran los diagramas correspondientes a una tasa de muestreo de 10 Hz, obtenidos con un orden de sistema de 60, para la identificación de los modos entre 2 Hz y 4 Hz. A pesar de que aquí se observan hileras totalmente estables y únicos por cada cresta ancha del espectro de FDD entre 1,5 Hz y 2,5 Hz, no se revelaron en varios bloques los modos asociados a 1 Hz, 1,2 Hz e 1,5 Hz que son los primeros 3 modos de flexión vertical como se mostrarán más adelante; además, aún aumentando mucho más el orden de sistema, no fue posible hacerlos revelar sino que las hileras de resultados modales se concentraron en el rango de frecuencias mayores a 2,5 Hz, razón por la que fue necesario utilizar frecuencias de muestreo bastante menores como 4 Hz y 2,5 Hz para detallar mejor los modos de esta franja de frecuencias bajas, donde se evidenció que de hecho, existen variaciones en las formas modales de los modos entre el rango de 1,2 Hz y 2 Hz, cada uno asociado a múltiples hileras como las mostradas en la Figura 15.

El modo asociado a la frecuencia de 2 Hz solo se halló en las configuraciones 1 y 4; para la identificación de este modo en las configuraciones 2, 3, y 5, se tuvo que recurrir a otros bloques de datos y empleando una tasa de muestreo menor de 8 Hz. Luego, en el rango de frecuencias superiores a los 2.5 Hz ya se aprecian grupos de hileras asociados a crestas de múltiples picos en el espectro de FDD, pero con formas modales diferentes como lo citado anteriormente. Cabe mencionar aquí que los diagramas de estabilización y espectro de FDD presentados corresponden a análisis por bloques de datos de 20 minutos

Dado que existen múltiples hileras de estabilización y por ende, formas modales con leves variaciones entre sí, asociados a un único modo de vibración o cresta del espectro de FDD, dificultó la labor del empare de modos debido a que son 5 configuraciones por unirse. Para tener un criterio de mayor respaldo, además del análisis por bloques o lotes de datos (de 20 minutos), se implementó el método SSI-COV a través de ventanas temporales de corta duración, obteniéndose así un diagrama de tiempo-frecuencia para visualizar la distribución y variación de las frecuencias naturales y formas modales dados los diferentes niveles de excitación presente en diferentes tiempos. Asimismo, dada la gran cantidad de resultados modales que se genera en este análisis de tiempo-frecuencia, es posible hacer un análisis estadístico de los parámetros modales identificados y obtener un valor esperado de ellos, así como su desviación estándar.

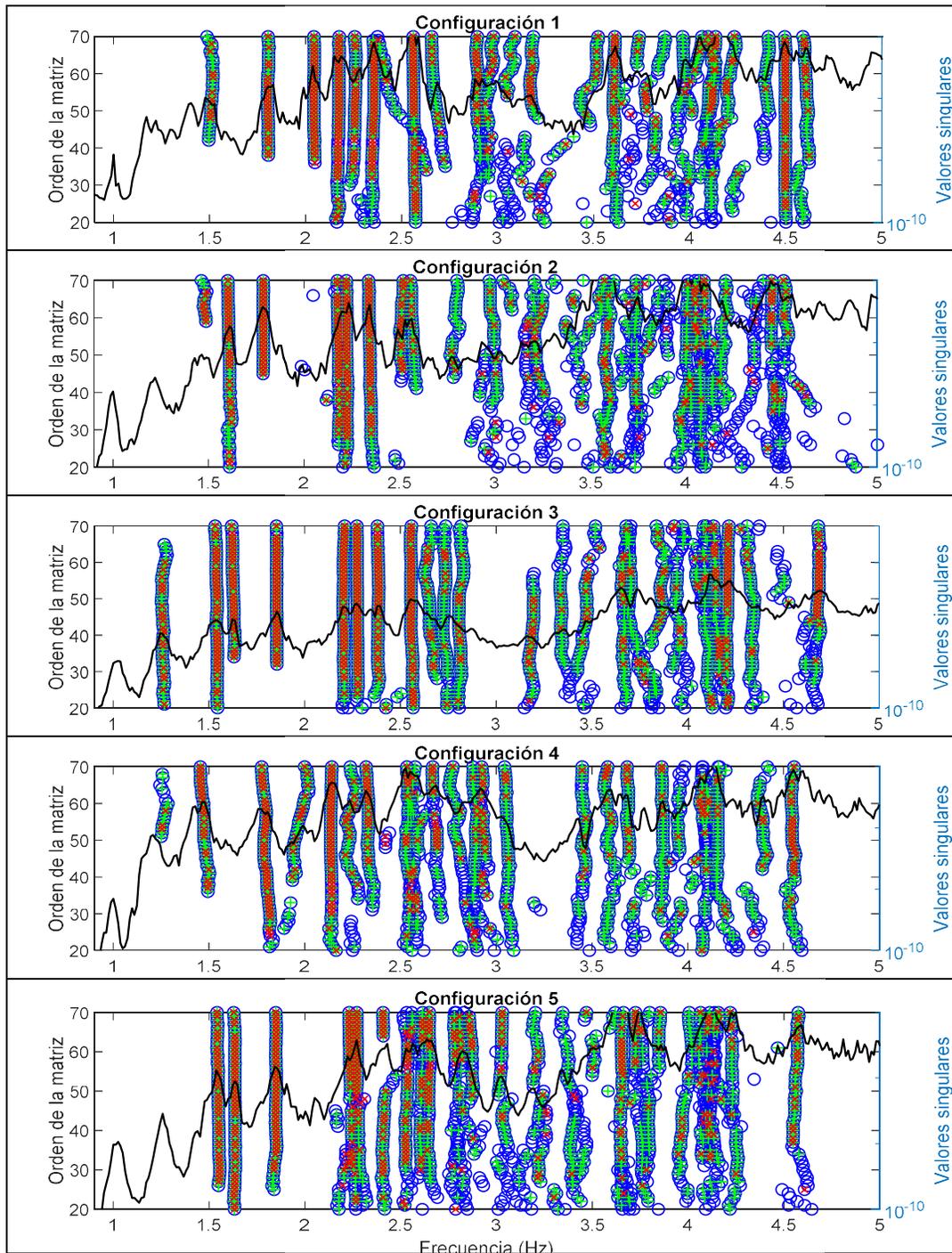


Figura 16. Diagramas de estabilización superpuestos con los espectros de FDD para las 5 configuraciones con una tasa de muestreo de 10 Hz.



6.4.2. *Análisis de tiempo-frecuencia con base en SSI-COV*

La implementación de SSI-COV en modalidad de ventana deslizante consiste en usar una ventana de datos con una duración más corta posible, siempre que dé resultados estables en la identificación de parámetros modales, y moverla a lo largo de los datos crudos de diferentes configuraciones, y ejecutar el algoritmo SSI-COV con un orden del sistema y de matriz de Toeplitz fijo para cada movimiento de la ventana. En este análisis se determinó que es posible obtener un resultado estable de rastreo de los parámetros modales con una ventana deslizante de 3 minutos de duración, y se mueve a cada 5 segundos a lo largo de bloques de datos crudos de 20 minutos. Al tener en total 12 bloques de datos crudos de 20 minutos y eliminando el tiempo que ocuparía la ventana en el inicio de cada bloque, se tendría en total unos 2400 juegos de parámetros modales identificados a lo largo del tiempo. En cuanto a los parámetros de SSI-COV, se definió 20 como orden de sistema y una dimensión de matriz de Toeplitz de 60 bloques de covarianzas.

En la Figuras 17 se puede apreciar estos diagramas de tiempo-frecuencia obtenidos para diferentes configuraciones con una tasa de muestreo de 4 Hz. En estas mismas están también trazadas las líneas correspondientes a las frecuencias modales promedio identificadas como guía para la interpretación del diagrama, las que se presentarán más adelante en el Cuadro 4. Se observa que además de los modos identificados representados con las líneas rojas, que existen unas 2 líneas de frecuencias más entre los modos 2-F (1,24 Hz) y 3-F (1,5 Hz), observadas casi en todas las configuraciones, aunque no fueron excitadas constantemente a lo largo de los bloques. Asimismo, entre los modos 3-F (1,49 Hz), 1-T (1,62 Hz) y 4-F (1,82 Hz), al ser frecuencias tan cercanas unas a la otra, son tantas las líneas de frecuencias identificadas en este rango que parecen ser un grupo de modos difícilmente distinguibles unos de los otros que abarcan una franja de frecuencias.

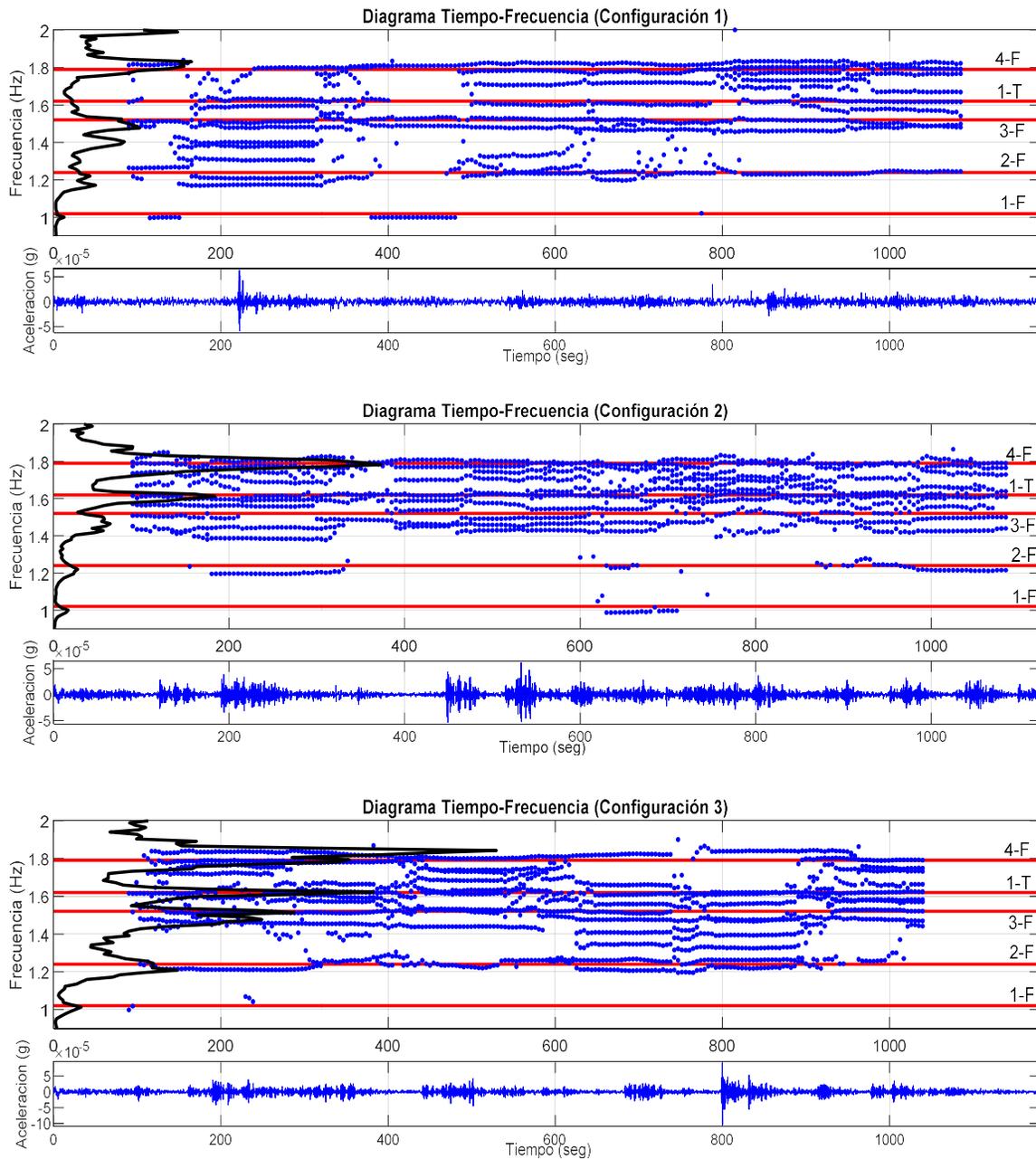


Figura 17. Diagramas de tiempo-frecuencia para bloques de 20 minutos, con una tasa de 4 Hz, superpuestos con el espectro de FDD respectivo.

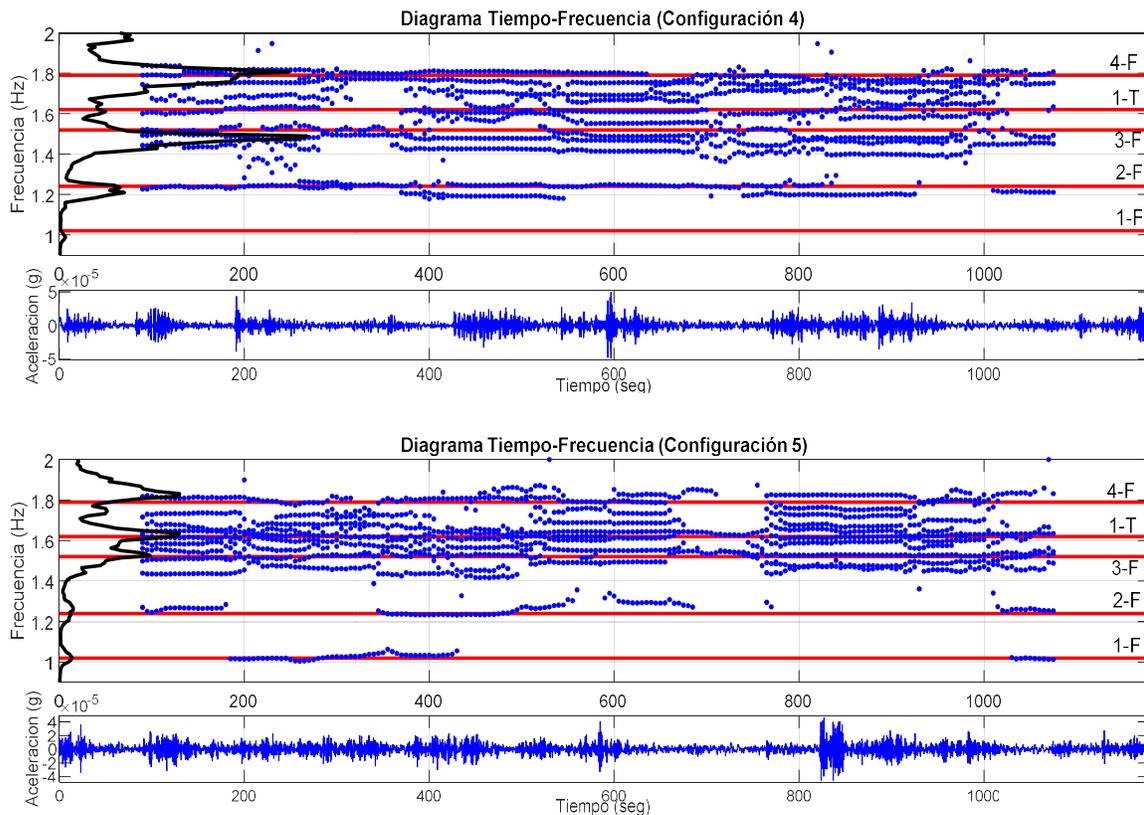


Figura 17 (Continuación). Diagramas de tiempo-frecuencia para bloques de 20 minutos, con una tasa de 4 Hz, superpuestos con el espectro de FDD respectivo.

La forma como se identificaron las frecuencias modales más representativas para cada modo fue a través del histograma resumen de todos los parámetros modales identificados de los 12 bloques de datos de 20 minutos y de las 5 configuraciones, y de las estadísticas normales que se obtuvieron para cada modo. Se muestra en la Figura 18, el histograma obtenido con la tasa de muestreo de 4 Hz, y en la Figura 19, con la de 10 Hz. El lado izquierdo del eje y (en color azul) es el tiempo en segundos que resume de las frecuencias identificados a partir de 12 bloques de datos, mientras tanto, el lado derecho (en color rojo-café) es el conteo de la cantidad de modos encontrados para cada incremento de frecuencia del histograma. El incremento de frecuencia empleado es de 0,01 Hz, esto en consideración del nivel de precisión y número de decimales que se reporta en estos estudios.

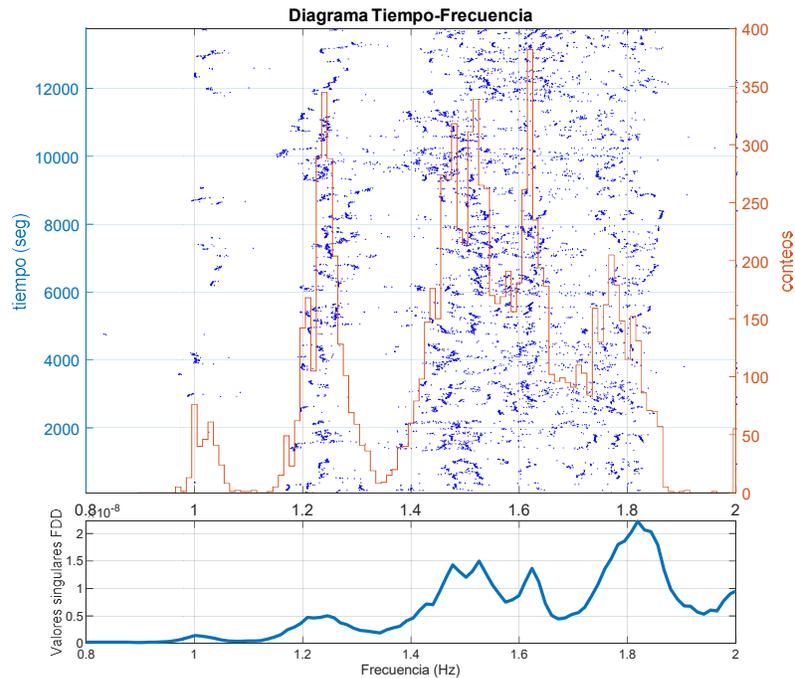


Figura 18. Histograma resumen de los diagramas de tiempo-frecuencia de todas las configuraciones, con una tasa de 4 Hz, con el espectro de FDD promedio.

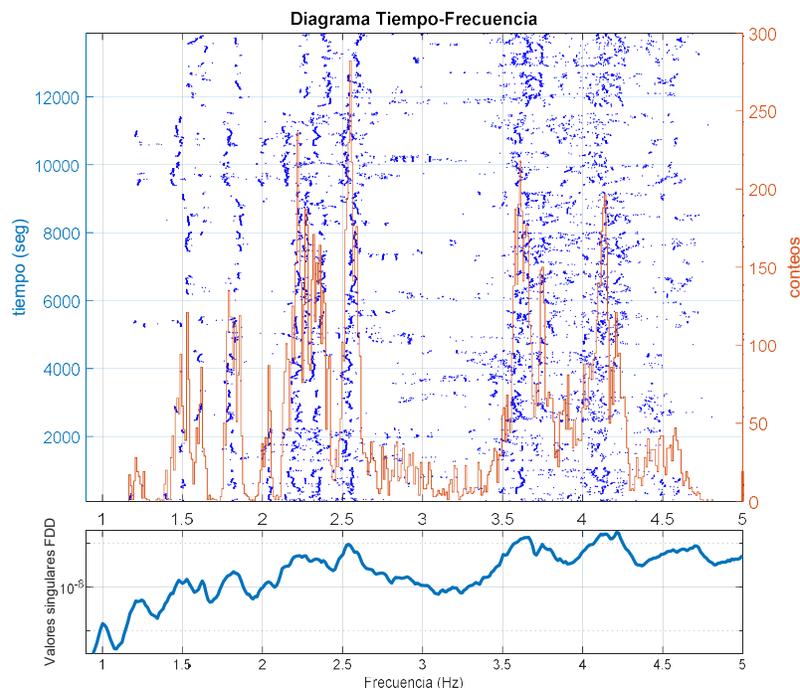


Figura 19. Histograma resumen de los diagramas de tiempo-frecuencia de todas las configuraciones, con una tasa de 10 Hz, con el espectro de FDD promedio.



A pesar de que las frecuencias identificadas (puntos azules) no se aprecian como líneas claras en las Figuras 18 y 19, esto es por un lado, debido al efecto visual que da la escala de tiempo en el eje, que si se acercara lo suficiente se observarían líneas de frecuencias similares a las mostradas en la Figura 17; por el otro lado, esto también se debe a las mismas fluctuaciones que se presentan en las frecuencias identificadas, dado que las frecuencias naturales están tan próximas unas de las otras que mejor se asemejan a una nube de frecuencias modales.

A partir de la comparación entre los máximos valores determinados en el historgrama, y apoyado también en los picos de los espectros de FDD promedio (lo cual es un promedio directo de los espectros de FDD obtenidos de los 12 bloques de datos) y los diagramas de estabilización obtenidos del análisis por lotes de datos, se pudieron identificar con certeza los modos y sus frecuencias naturales asociados. En el [錯誤! 找不到參照來源](#) se presentan los valores de las frecuencias y amortiguamientos extraídos de los historgramas mencionados.

Vale la pena mencionar aquí que con base en la prueba estadística de Chi-cuadrado, los historgramas parciales correspondientes a cada modo no se ajustan a la distribución normal, por más baja que sea el nivel de confianza, y en especial los modos que poseen varios máximos en su historgrama, lo cual los alejan aún más de lo que se espera de una distribución normal. Sin embargo, también hay modos cuyo valor medio concuerda justamente con el máximo del historgrama, los cuales son modos con menor dispersión.

Por la razón mencionada, a pesar de que en el [錯誤! 找不到參照來源](#) se presentan las estadísticas normales como son el promedio y desviación estándar, estos se determinaron como práctica habitual pero no deben ser interpretados con todo el rigor de una distribución normal. Lo mismo ocurre con el historgrama de los amortiguamientos identificados, no se ajustan a una distribución normal. Para encontrar una distribución que describa adecuadamente la dispersión de amortiguamiento requiere de estudios de mayor profundidad y está fuera del alcance de este informe.

Por lo tanto, en el [錯誤! 找不到參照來源](#) se puede encontrar una columna de resultados referida como “Estadísticas normales” y otra como “Máximos en historgrama” para cada



frecuencia modal identificado. Para amortiguamiento sólo se reportan los resultados con base en estadísticas normales. Una gran cantidad de modos no presentan un único pico en el histograma de las frecuencias modales, razón por la que se reporta una columna correspondiente al máximo “principal” y otra columna como máximos “secundarios” de las frecuencias modales asociadas.

Cuadro 4. Resumen de las frecuencias naturales y sus amortiguamientos identificadas a partir de registros de datos correspondientes a las mediciones del 2019

Modo	Frecuencias (Hz)				Amortiguamiento	
	Estadísticas normales		Máximos en histograma		Estadísticas normales	
	Promedio	Desviación estándar	Principal	Secundarios	Promedio	Desviación estándar
1-F	1.02	0.019	1.00	1.03	0.014	0.010
2-F	1.24	0.034	1.24	1.21 (no)	0.015	0.011
3-F	1.49	0.047	1.48	1.52	0.010	0.009
1-T	1.62	0.035	1.62	-	0.007	0.007
4-F	1.82	0.032	1.81 (de 4hz*) 1.79 (de 10hz**)	1.77 (de 4hz*) 1.83, 1.86 (de 10hz**)	0.018	0.010
2-T	2.03	0.025	2.04	-	0.016	0.008
5-F	2.21	0.019	2.22	2.15; 2.19	0.014	0.008
3-T	2.27	0.012	2.27	-	0.013	0.010
6-F	2.36	0.036	2.36	2.32; 2.38; 2.42	0.014	0.009
4-T	2.55	0.040	2.55	2.59	0.012	0.007
7-F	3.62	0.037	3.61	3.58; 3.65	0.010	0.007

F= flexión, T=torsión; n-F n-ésimomodo en flexión.

* Son los máximos identificados a partir de datos decimados a una tasa de muestreo de 4 Hz.

** Son los máximos identificados a partir de datos decimados a una tasa de muestreo de 10 Hz.

Ejemplos de comparación entre una distribución normal y el histograma de algunos modos (en términos de su frecuencia y amortiguamiento) son mostrados en la Figura 20, para los primeros modos de frecuencias más bajas. Se puede observar 2 máximos (uno principal y otro secundario) como en el histograma de los modos 1-F y 2-F, y una meseta con varios picos en donde es difícil de discernir máximos principales y secundarios como el de los modos 3-F y 4-F. Asimismo, es evidente que los histogramas no se ajustan a la función probabilística de una distribución normal, lo cual también se observa para los histogramas de amortiguamiento, donde el máximo del histograma está sesgado, en general, hacia un valor menor de amortiguamiento en comparación con la media de la distribución normal.

Informe No. LM-PIE-UP-M02-2020	Fecha de emisión: Octubre, 2020	Página 67 de 91
--------------------------------	---------------------------------	-----------------

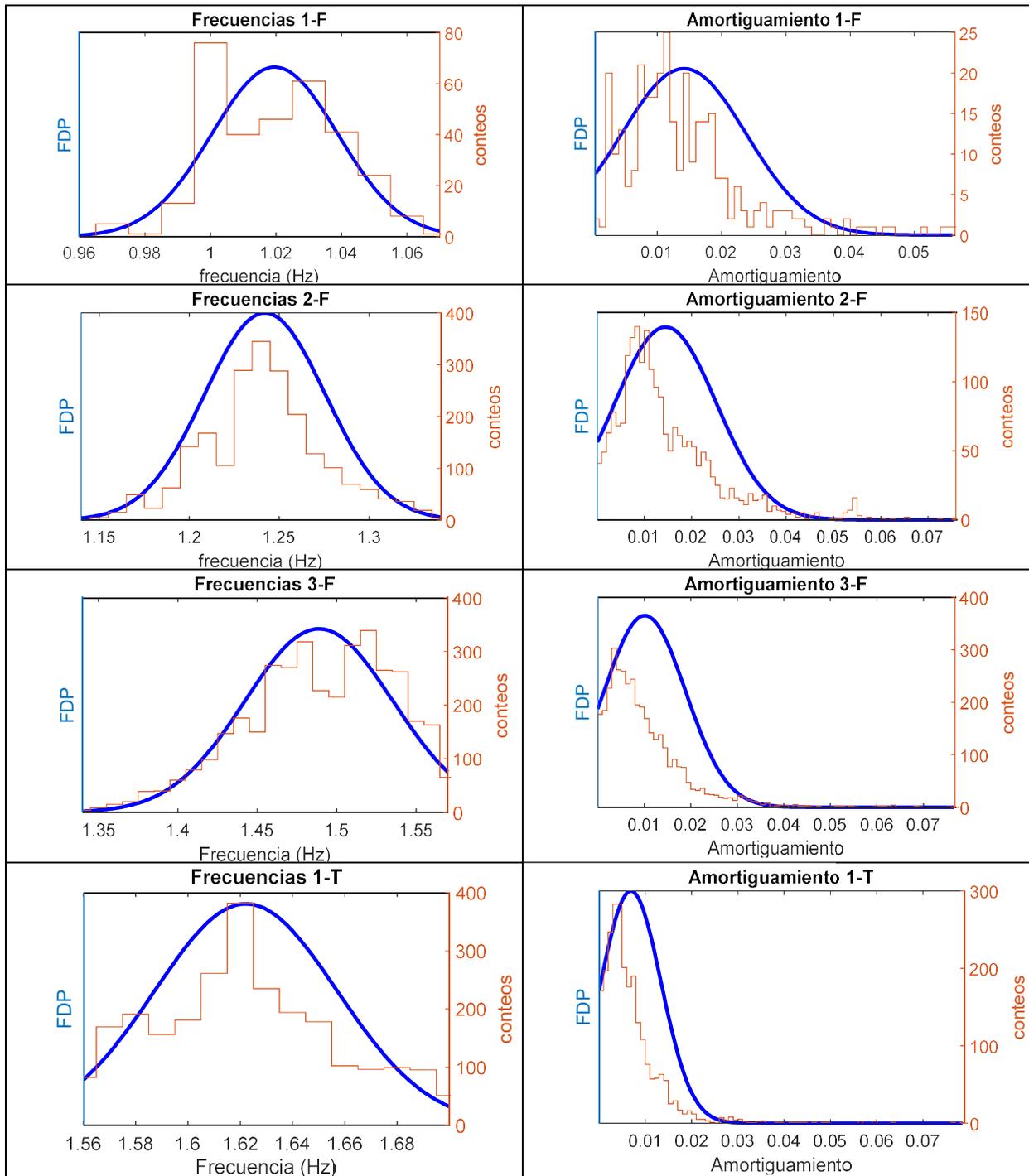


Figura 20. Histogramas de frecuencia y amortiguamiento correspondiente a cada modo de vibración y su comparación con las funciones de densidad de probabilidad de la distribución normal.

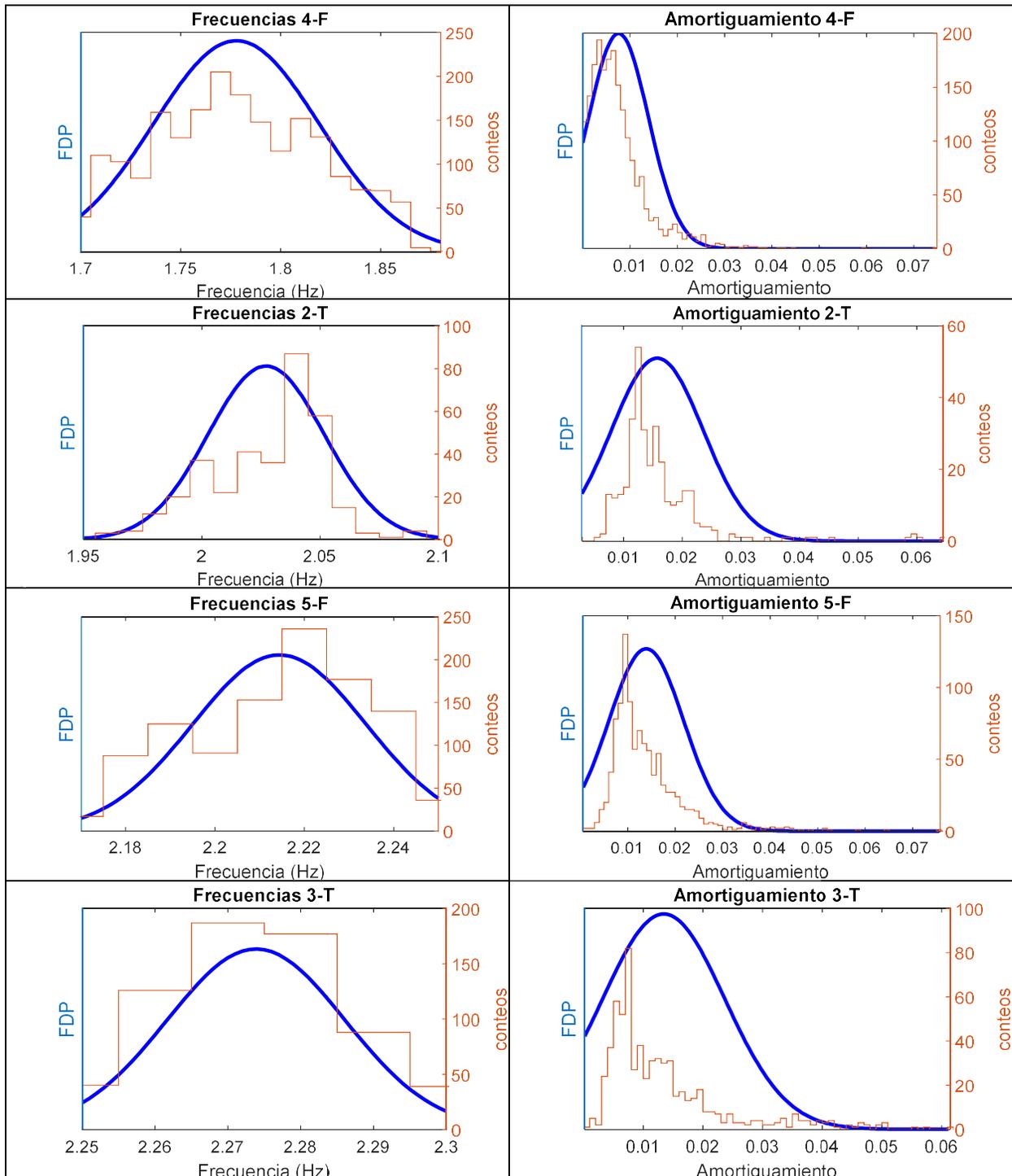


Figura 20 (continuación). Histogramas de frecuencia y amortiguamiento correspondiente a cada modo de vibración y su comparación con las funciones de densidad de probabilidad de la distribución normal.



6.4.3. Formas modales operacionales identificadas

En la Figura 21, se muestran las primeras 7 formas modales de flexión resultantes del empate de las obtenidas de los análisis por bloques de datos de las 5 configuraciones. Mientras tanto, en la Figura 22 se muestran las 4 formas modales de torsión identificadas.

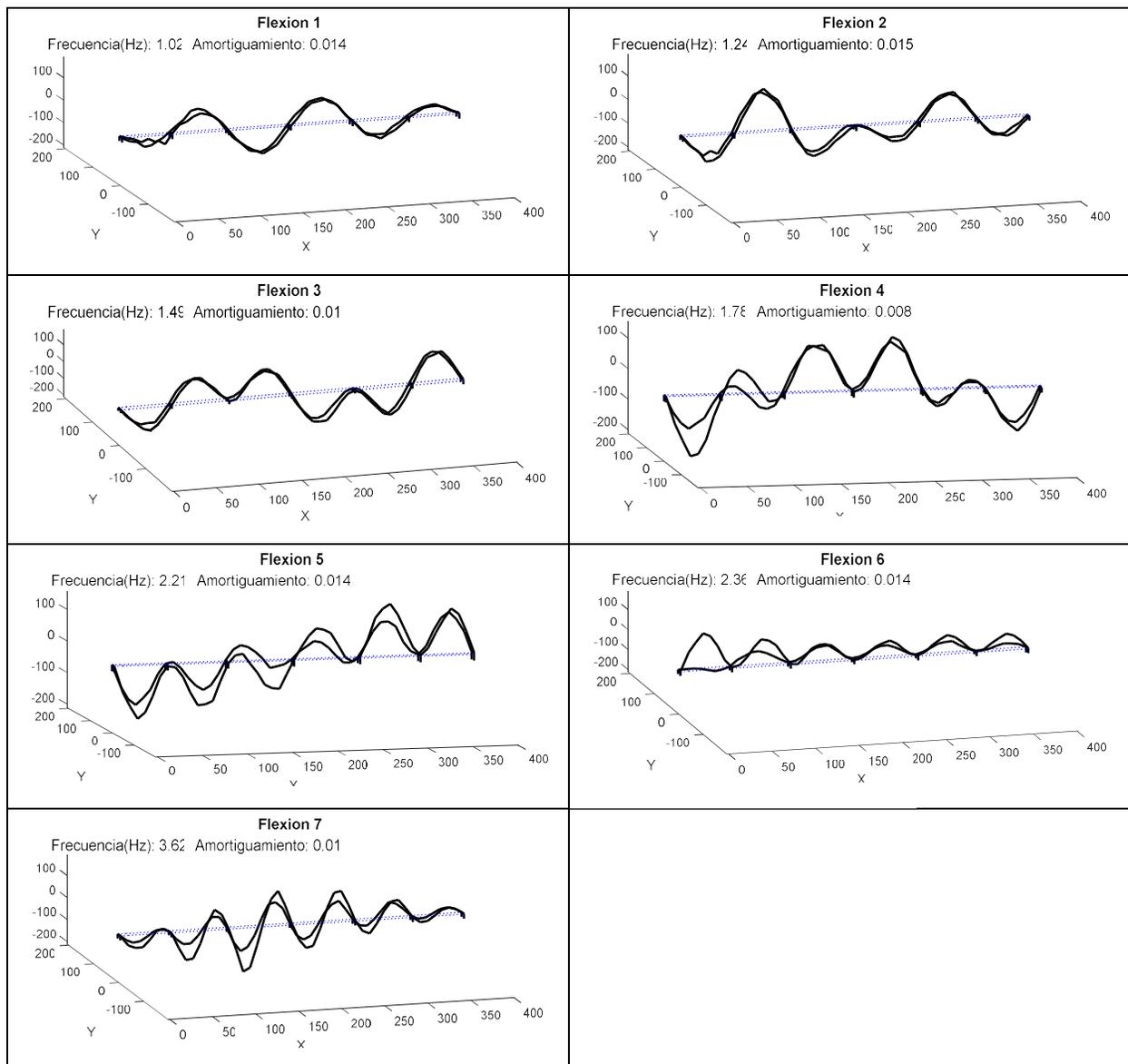


Figura 21. Formas modales de flexión identificadas del empate de 5 configuraciones de mediciones.

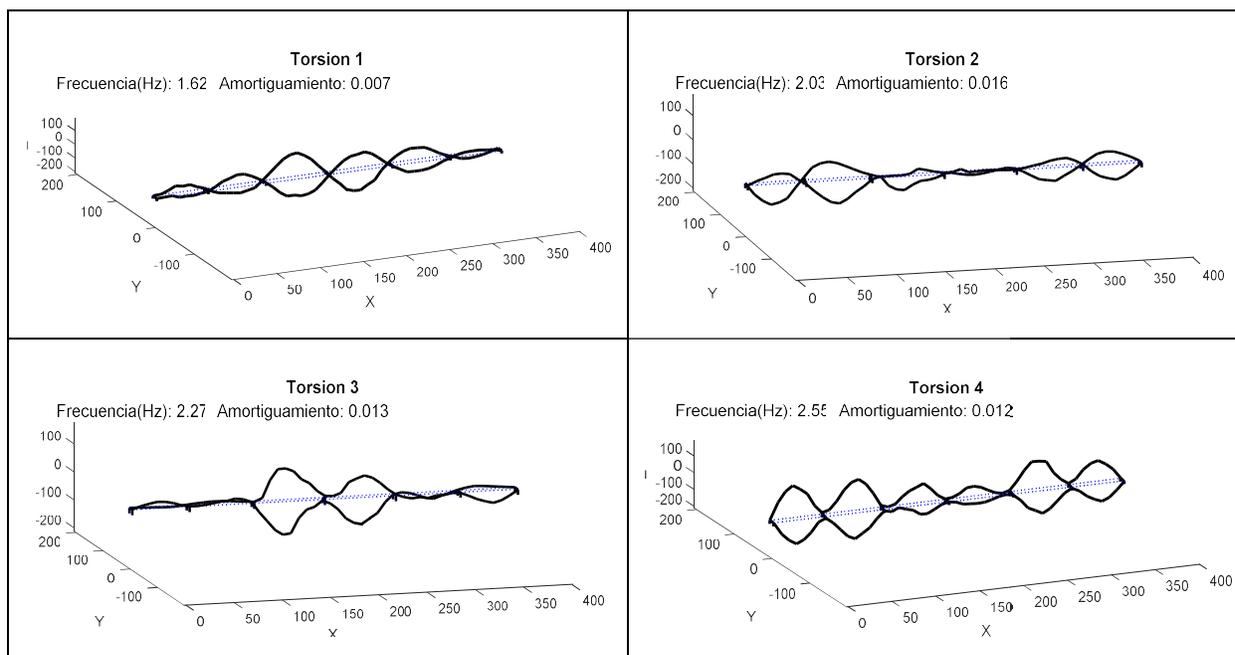


Figura 22. Formas modales de torsión identificadas del empate de 5 configuraciones de mediciones.

Aunque todavía es posible identificar más modos para frecuencias mayores a la de flexión 7 (3,62 Hz), es más engorroso el proceso debido a la contaminación del ruido en el rango de mayores frecuencias, además de que más allá de flexión 7 corresponderían a modos superiores con doble curvatura en cada tramo; al tener únicamente de 6 a 8 nodos de medición por cada tramo, estas formas modales superiores no tendrían suficiente resolución para efectos de detección de daño basado en cambios de curvatura.

En forma general y cualitativa, se puede observar en la Figura 21 que los primeros 3 modos de flexión (es interesante notar que están espaciados a 0,25 Hz uno del otro aproximadamente) poseen buena concordancia comparando la forma modal del costado aguas arriba con aguas abajo, exceptuando el centro del primer tramo (el primero a mano izquierda) donde se observa una diferencia importante entre ambos costados. Sin embargo, se nota una diferencia importante en la forma modal entre ambos costados para los modos de flexión 4 a 7, especialmente para los tramos 1 y 2 (a mano izquierda) que se evidencia en el modo de flexión 4 y 6, y en general la diferencia es mayor hacia el lado izquierdo que el derecho.



Es de esperar en un puente “sano” que las formas modales sean una curva suave sin cambios abruptos de pendiente. Deficiencias o agrietamientos fueron evidenciados en informes anteriores (Liu-Kuan, et. al, 2015; Garita et al., 2018; Liu-Kuan et al., 2019) basado justamente en estos cambios inesperados o abruptos de la forma modal, pero de forma visual y cualitativa. Dada la gran longitud del puente y el número de tramos que posee, para evitar emitir criterios basados únicamente en la apreciación visual y comparación cualitativa, que podrían también inducir a errores subjetivos, se adoptó el índice de daño referido en sección 5 basado en la “curvatura de forma modal” para detectar y cuantificar la existencia de estos cambios inesperados y abruptos de pendiente.

6.4.4. Detección y localización de deficiencias estructurales con base en análisis de la curvatura de forma modal

En la Figura 23 se muestran la superposición de las formas modales de ambos costados del puente para cada modo de vibración identificado, y además, en forma de diagrama de barras para la curvatura de forma modal en valor absoluto asociada a cada nodo, y abajo, el índice de daño definido como la diferencia de curvatura entre ambos costados.

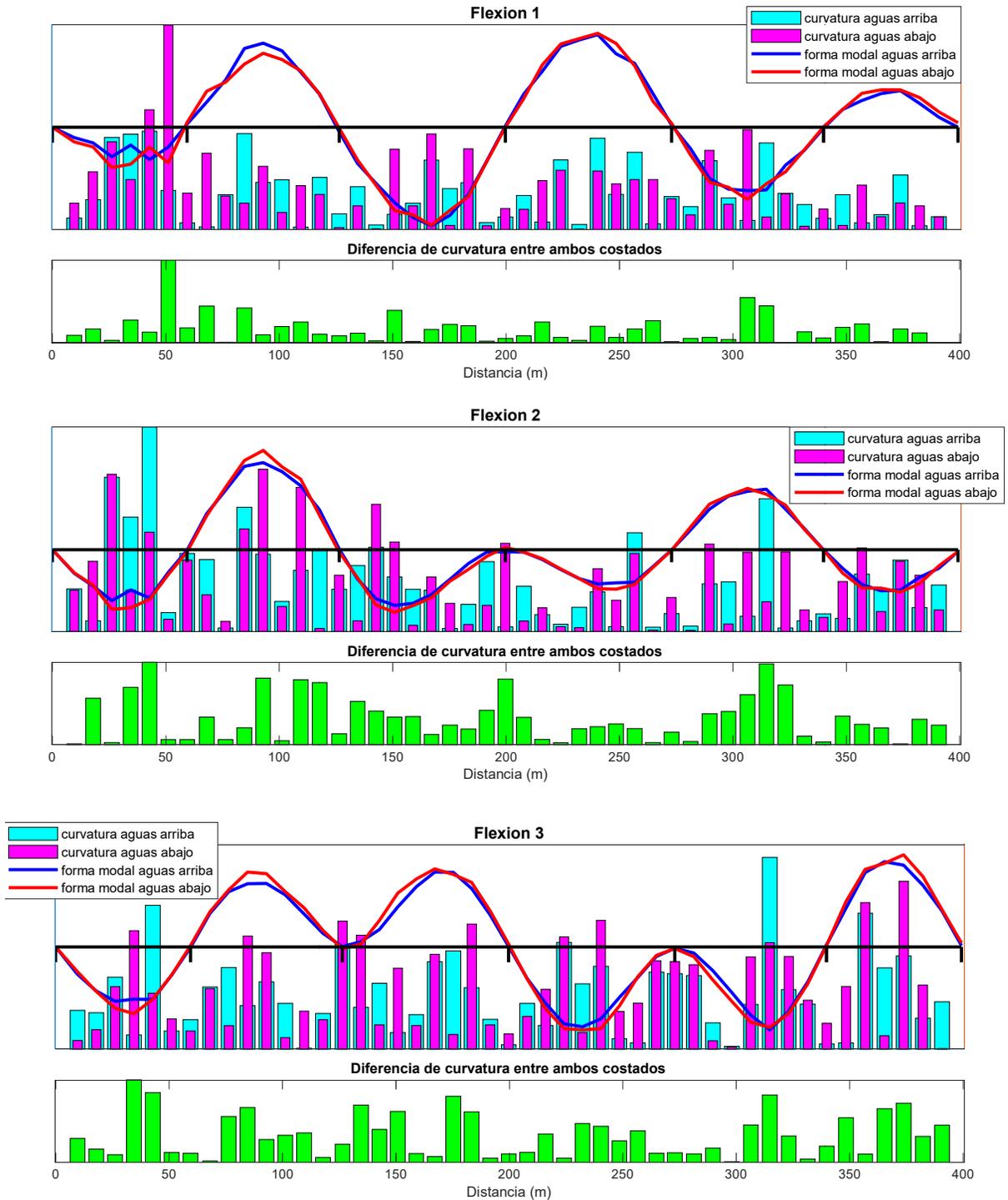


Figura 23. Superposición de las formas modales de ambos costados, las curvaturas asociadas y su diferencia como índice de daño.

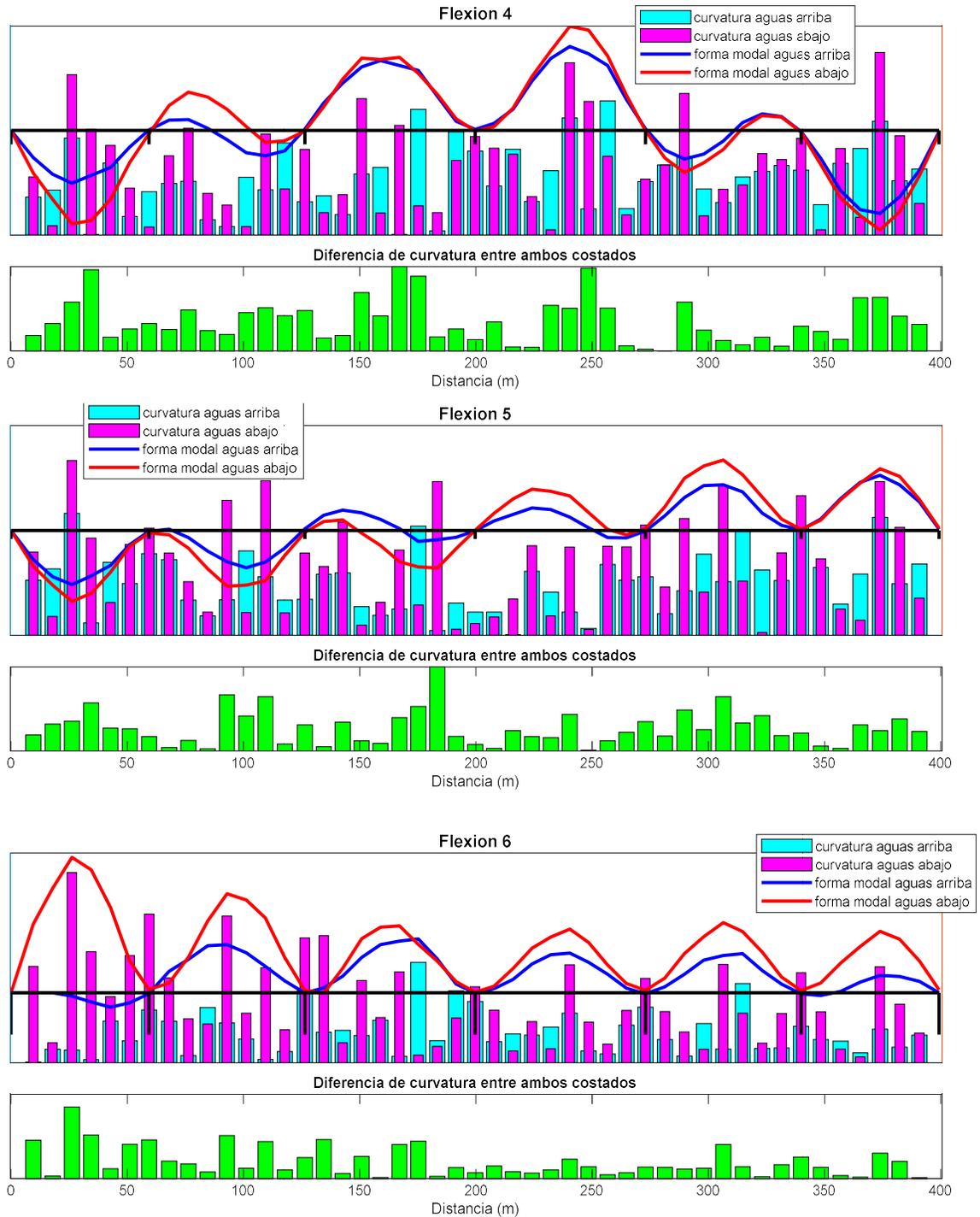


Figura 23 (continuación). Superposición de las formas modales de ambos costados, las curvaturas asociadas y su diferencia como índice de daño.

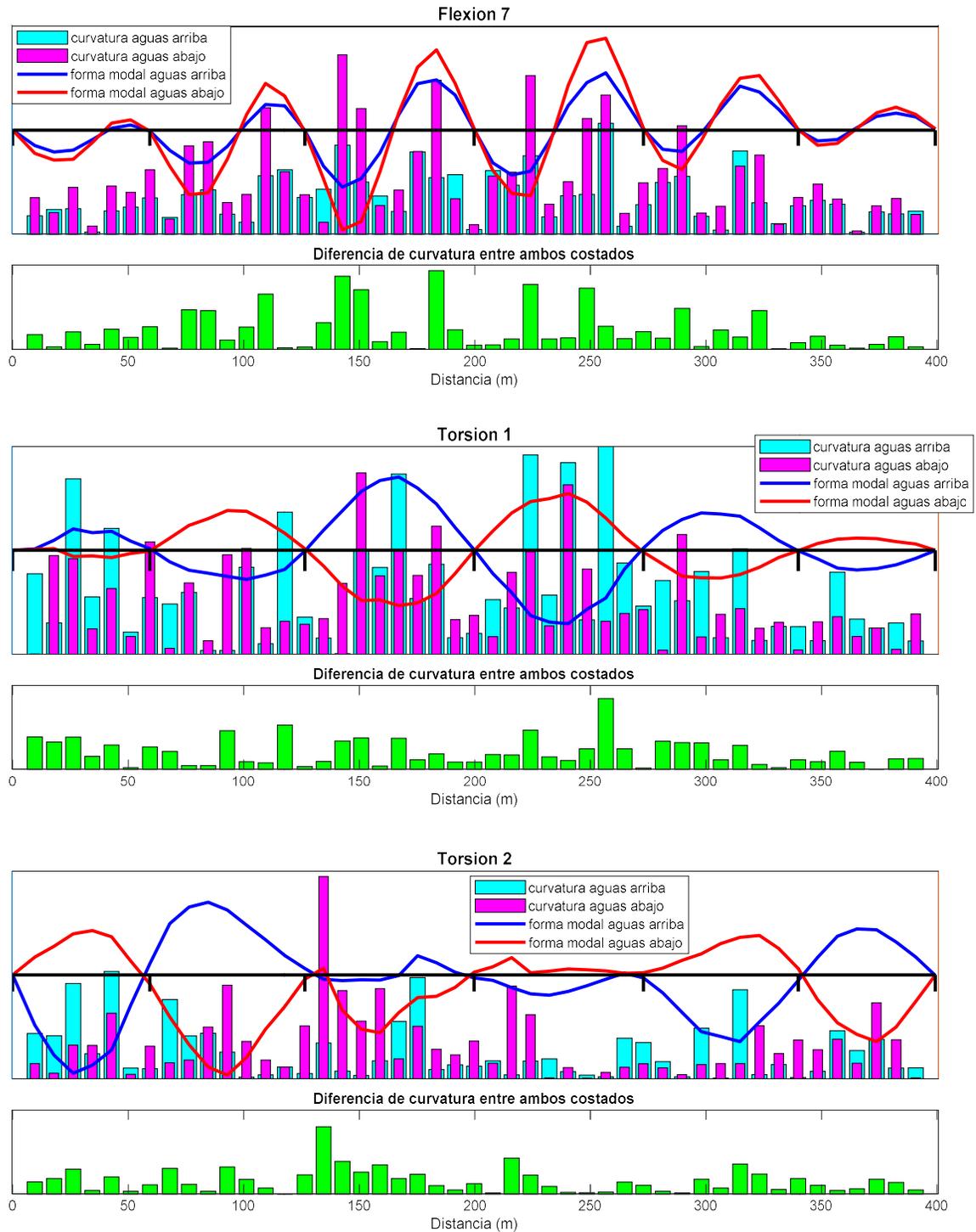


Figura 23 (continuación). Superposición de las formas modales de ambos costados, las curvaturas asociadas y su diferencia como índice de daño.

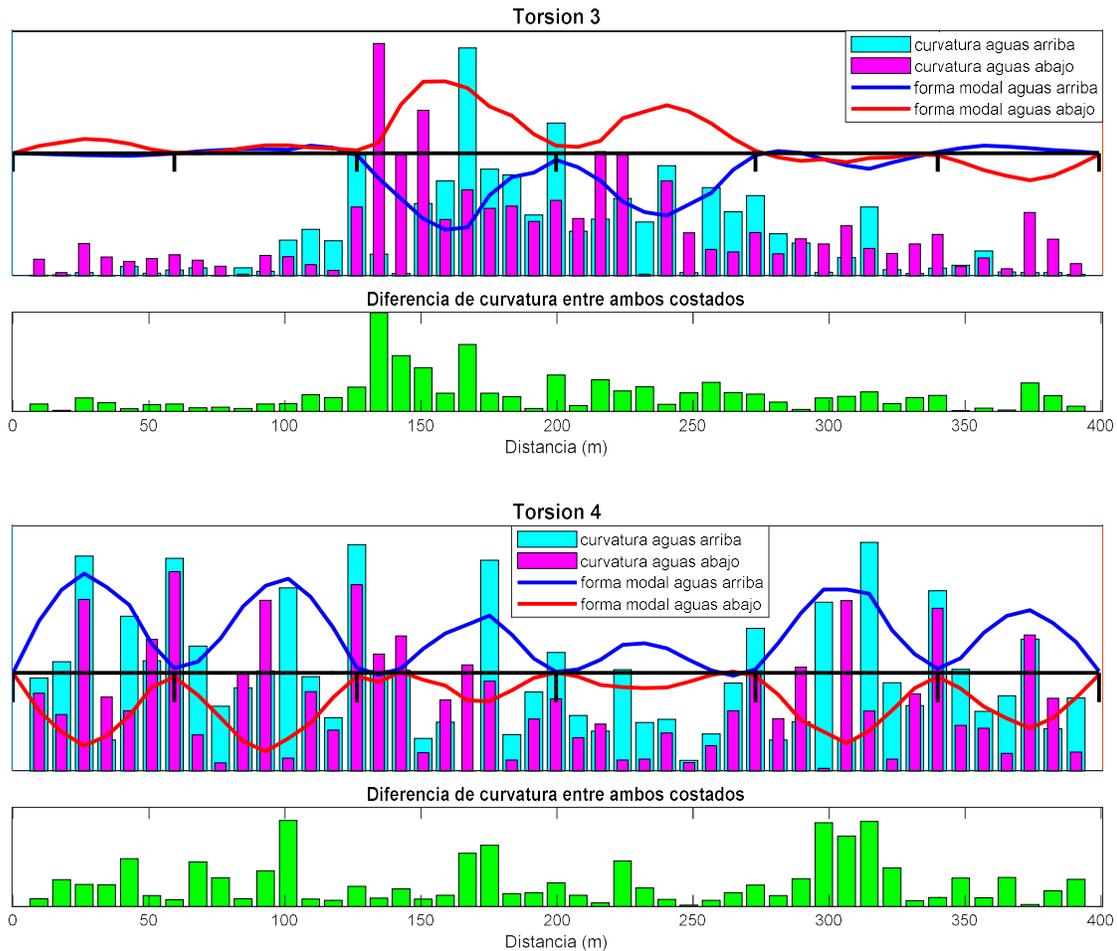


Figura 23 (continuación). Superposición de las formas modales de ambos costados, las curvaturas asociadas y su diferencia como índice de daño.

En los gráficos de forma modal y curvatura no se especificó la unidad ni la escala del eje vertical debido a que las amplitudes modales en sí son adimensionales y pueden ser escalados a discreción, y por esta misma razón tampoco se acota el valor de curvatura ya que lo importante es la amplitud relativa entre un punto y otro y el análisis de valor atípico. Asimismo, podrían haber nodos que a pesar de poseer poca diferencia de curvatura entre ambos costados, tienen un valor de curvatura atípica en comparación con el promedio en general de los demás nodos, lo cual podría servir también como pista secundaria para la ubicación de posible deficiencia.

Debido a que es posible que una sola forma modal en sí podría ser afectada por el ruido en la medición o la misma incertidumbre asociada a su identificación, una media ponderada de múltiples modos podría servir mejor de criterio. Por lo tanto, en la Figura 24 se muestra en su parte superior el índice general de daño de los modos de flexión (excluyendo el modo de flexión 7 que difiere de los modos anteriores al poseer doble curvatura en cada tramo y se carece de buena resolución de nodos de medición) y de torsión respectivamente, y en la parte inferior el índice general para los 11 modos de vibración identificados (de nuevo, se excluye el modo de flexión 7). Al estar los modos identificados en el mismo rango de frecuencias, se asume que todos poseen la misma importancia, y por ende, el mismo peso de ponderación.

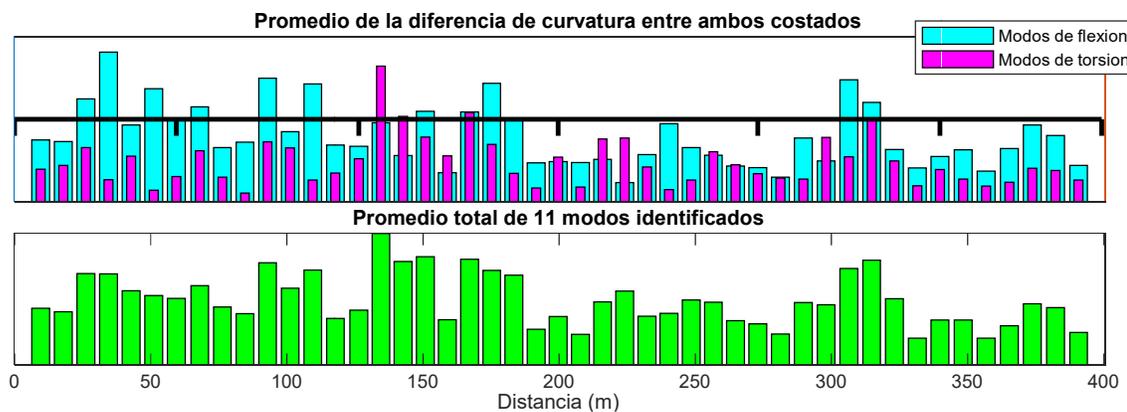


Figura 24. Índice general de daño para los 11 modos identificados y para los modos de flexión y torsión respectivamente.

Se observa en el diagrama de barras de la Figura 24 que la posición con mayor índice es el primer nodo a la derecha de la pila 3, que también corresponde al punto sobresaliente en el índice general de los modos de torsión, mientras que el índice para modos de flexión, aunque también sobresale en este punto, no es el máximo general. Esto sugiere que podría ser una deficiencia con mayor relación a torsión, y esto se evidencia en las formas modales de torsión 2-T, 3-T y 4-T donde se observa un importante y abrupto cambio de curvatura en



este nodo a la derecha de la pila 3, hecho que no se evidenciaba, al menos de manera visual, en los modos de flexión.

En el informe LM-PI-UP-PN21-2014 titulado “Fiscalización del puente sobre río Chirripó, ruta nacional No. 32” (Vargas-Alas et al., 2014) consta de una fotografía donde se muestra la deformación permanente perpendicular a la dirección del tránsito de la superestructura justamente en el poyo sobre la pila 3. Además, en una gira reciente realizado por ingenieros de la Unidad de Puentes, aprovechando del nivel bajo en ese momento de las aguas del río, se observó que el puente tiene este corrimiento lateral, el cual es máximo del lado de limón y va disminuyendo conforme se avanza hacia Siquierres, hasta llegar a cero en una de las pilas mas adelante.

Este desplazamiento relativo en dirección perpendicular, en especial hacia el lado de limón y en la pila 3, podría ser el principal causante de este índice de daño sobresaliente en la citada posición, puesto que también se observa una discrepancia importante entre la amplitud modal de ambos costados del 4to a 6to modo de flexión, y en especial el modo de flexión 4 en los tramos 1 y 2, en el cual la diferencia inicia justamente en pila 3 donde se evidencia este importante desplazamiento relativo perpendicular. Lo mismo se observa en el modo de flexión 6, donde a pesar de presentar diferencia en amplitud modal entre ambos costados a lo largo de toda la longitud del puente, se presenta la mayor diferencia, incluso, cambio de comportamiento, en el tramo 1 y 2 (*i.e.*, en el lado de limón donde hay mayor deformación perpendicular).

Por experiencia en investigaciones internacionales previas (por ejemplo, Peeters, 2000), es bien conocido que las formas modales son muy sensibles a cambios en las condiciones de frontera, por lo que se puede deducir que el índice de daño sobresaliente mencionado se relaciona directamente con este corrimiento lateral de la superestructura respecto a los apoyos, lo cual podría comprobarse en un estudio aparte de modelado analítico para tratar de simular susodicha condición y sus efectos en el comportamiento dinámico de la superestructura. Sin embargo, siempre es bueno llevarse a cabo una inspección de mayor profundidad, sobre si este corrimiento lateral en pila 3 ha repercutido en otras deficiencias estructurales en las cercanías de este mismo.



De manera general, los mayores índices de daño asociados a modos de flexión se concentran en los tramos 1 y 2, pero en especial, el centro del tramo 1, el centro del tramo 5, y el tercer nodo a mano izquierda de pila 4 (entre 24,4 m y 16,2 m a la derecha de pila 4) del tramo 3, muestran índices de daño superiores al promedio general. A partir de las formas modales de flexión mostradas en la Figura 23, se pueden apreciar “picos” leves o cambios de curvatura más pronunciados en estos puntos que los demás, especialmente el centro de tramo 1 donde el cambio de curvatura se da en la dirección contraria a lo usual en la forma modal y se presenta tanto en los primeros 3 modos de flexión como en el 1er modo de torsión. Estos puntos ameritan una inspección para hallar posibles causas de esta anomalía, ya que si bien podría deberse a agrietamientos en la losa de concreto como lo señalado en el informe LM-PI-UP-PN21-2014 (Vargas-Alas et al., 2014), es bueno descartar la presencia de alguna otra deficiencia estructural.

Para detallar un poco más el análisis y separar el efecto en los índices de daño debido a la diferencia de amplitud modal en general entre ambos costados, como la de los modos de flexión 4 a 6, se muestran los diagramas de diferencia de curvatura separando los 3 primeros modos de flexión (sin discrepancia de amplitud entre ambos costados) de los 3 siguientes (con discrepancia importante en amplitud) en la Figura 25. Se puede observar que ambos muestran un mayor índice en el 1er tramo, y concuerdan en el centro del 5to tramo; mientras que el índice del tercer tramo se debe más a la diferencia detectada en modos de flexión 4 a 6, lo mismo en el 2do tramo. Con base en este resultado, se recomienda realizar una inspección del puente en especial en el centro del tramo 1 y 5, tramos 1 y 2 en general y las cercanías de la pila 3.

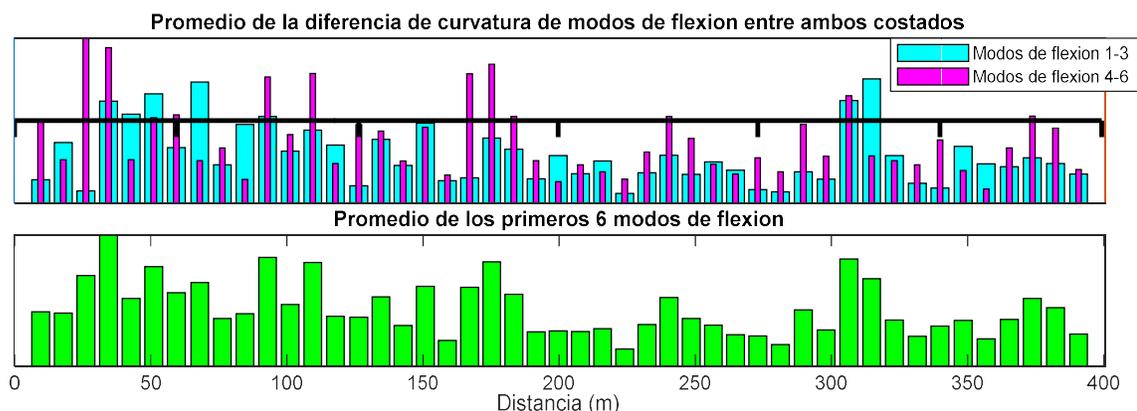


Figura 25. Índice general de daño para los modos de flexión, separados en un grupo con concordancia en amplitud modal en ambos costados, y el otro con discrepancia importante.

6.4.5. Formas modales de algunos modos transcientes y de acoplamiento de modos

Dentro de los diferentes análisis ejecutados para las mediciones de vibración del puente sobre río Chirripó se puede notar que hay una gran concentración de modos (con ciertas diferencias entre sí en sus formas modales) entre 1 Hz y 2 Hz, que no corresponden a las de los modos identificados denominados como modos normales o estacionarios. Esto no ocurre en otros puentes con vigas continuas de acero que han sido estudiados en el pasado. Este hecho se observa en las Figuras 15 y 16, donde se presentan crestas de FDD con múltiples picos y asociados a múltiples hileras de estabilización aproximadamente estables, que cuentan además con formas modales con ciertas diferencias entre uno y el otro. Lo mismo se observa en los diagramas de tiempo-frecuencia de la Figura 17, donde se pueden apreciar hileras o líneas de frecuencias también estables ajenas a las estacionarias (estas últimas demarcadas con la línea roja), como por ejemplo la de aproximadamente 1,3 Hz y 1,4 Hz en el diagrama de configuración 1 y 3. Asimismo, en los histogramas de resumen de las Figuras 18 y 19, algunos modos cuentan con múltiples máximos valores en el histograma que son documentados también en el Cuadro 4.



Existe la evidencia de que podrían tratarse de modos transcientes que adquirieron importancia en el comportamiento dinámico, y pueden deberse a acoplamiento de modos como un fenómeno propio en puentes con frecuencias muy cercanas entre sí, o debido a las deficiencias estructurales presentes en el puente, o ambos factores combinados, pero no es posible distinguir si es debido al uno u otro.

Para tener un mayor acercamiento a la naturaleza de estos modos extras, se revisaron las formas modales y el amortiguamiento asociados a estas líneas de frecuencias ajenas a las identificadas, y se empataron, de ser posible, las formas modales identificadas de las 5 configuraciones. Cabe mencionar que los valores del amortiguamiento de muchos modos son muy bajos (siempre menor a 1%) y también hay una buena cantidad que son negativos (un amortiguamiento negativo indica que el modo es inestable, *i.e.*, es un modo transciente). En la Figura 26 se muestran las formas modales que pudieron ser empatadas para algunas de estas líneas de frecuencias ajenas a las identificadas.

El modo de flexión 1 mostrado en la Figura 26 es uno empatado con los resultados de SSI-COV mediante ventana temporal de 3 minutos de duración, a diferencia de la forma modal mostrada en sección 6.4.3 que es producto de bloques de 20 minutos. A pesar de que no hay gran diferencia entre el resultado con bloque de 20 minutos y con ventana temporal de 3 minutos, las anomalías en el tramo 1 y 3 discutida anteriormente son aún más evidentes en este caso; además, también se observaban ondulaciones en la forma modal en los tramos 5 y 6. La flexión 2-1 y 2-2 corresponden a las 2 líneas de frecuencias alrededor de 1,2 Hz (2-F) que se hallan en las configuraciones 1, 3 y 4 exceptuando 2 y 5 en donde sólo se encontró una frecuencia, las cuales fueron identificadas con la misma ventana deslizante de 3 minutos. La misma ondulación se observaba en algunos tramos y en especial en los tramos 1, 2 y 3 de flexión 2-2.

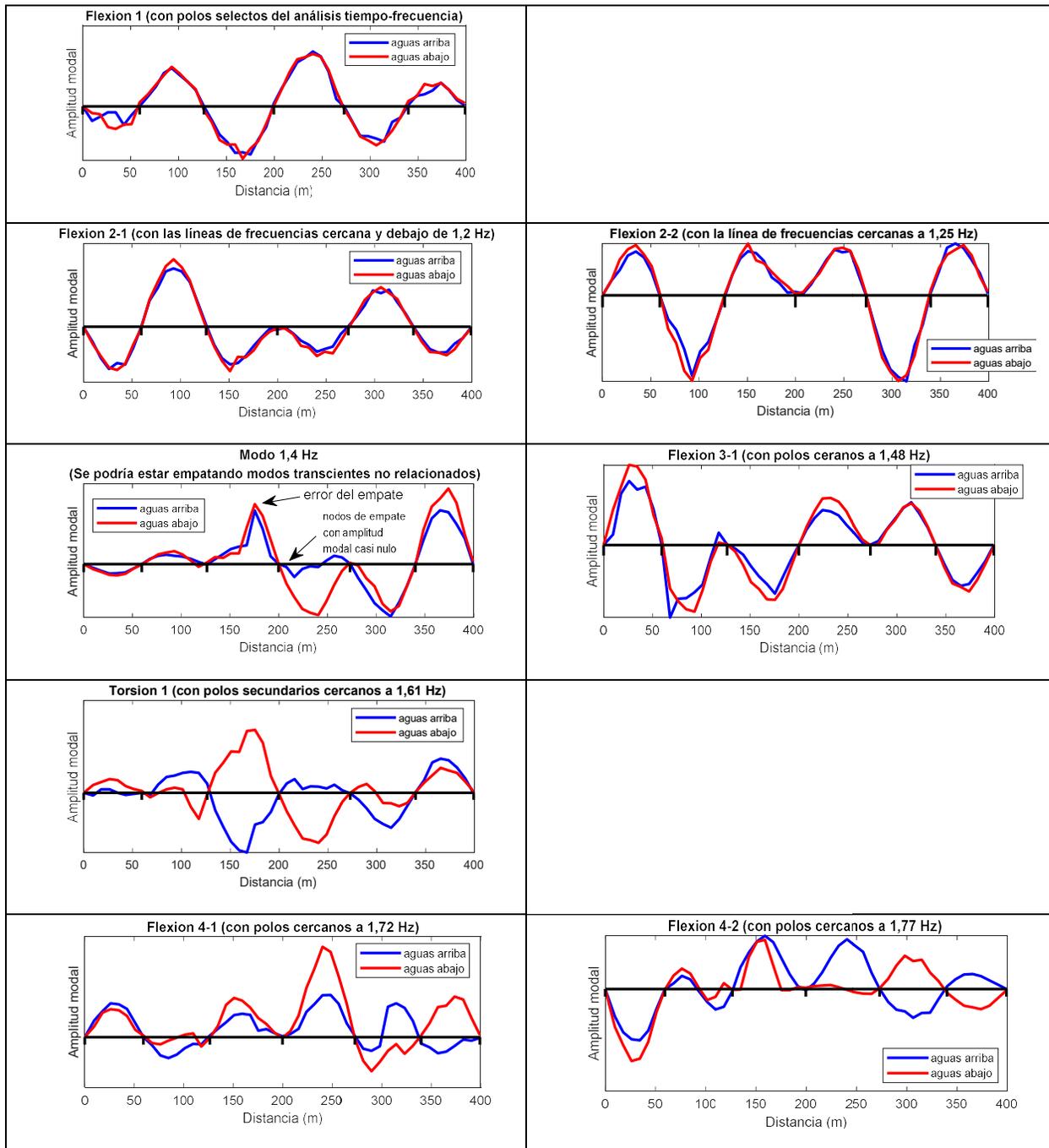


Figura 26. Formas modales empatadas con polos modales correspondientes a líneas de frecuencias ajenas a las ya identificadas.



En cuando a la línea de frecuencias ubicada alrededor de 1,3 Hz que se halla en diagrama de tiempo-frecuencia de la configuración 1 y 3, al no ser identificada en las otras configuraciones no pudo ser empatado, pero en la Figura 27 se muestra un ejemplo de la forma modal identificada en la configuración 1 y 3, donde se observa que básicamente es la misma forma modal que el modo de flexión 2, pero con diferencia en amplitud modal entre ambos costados.

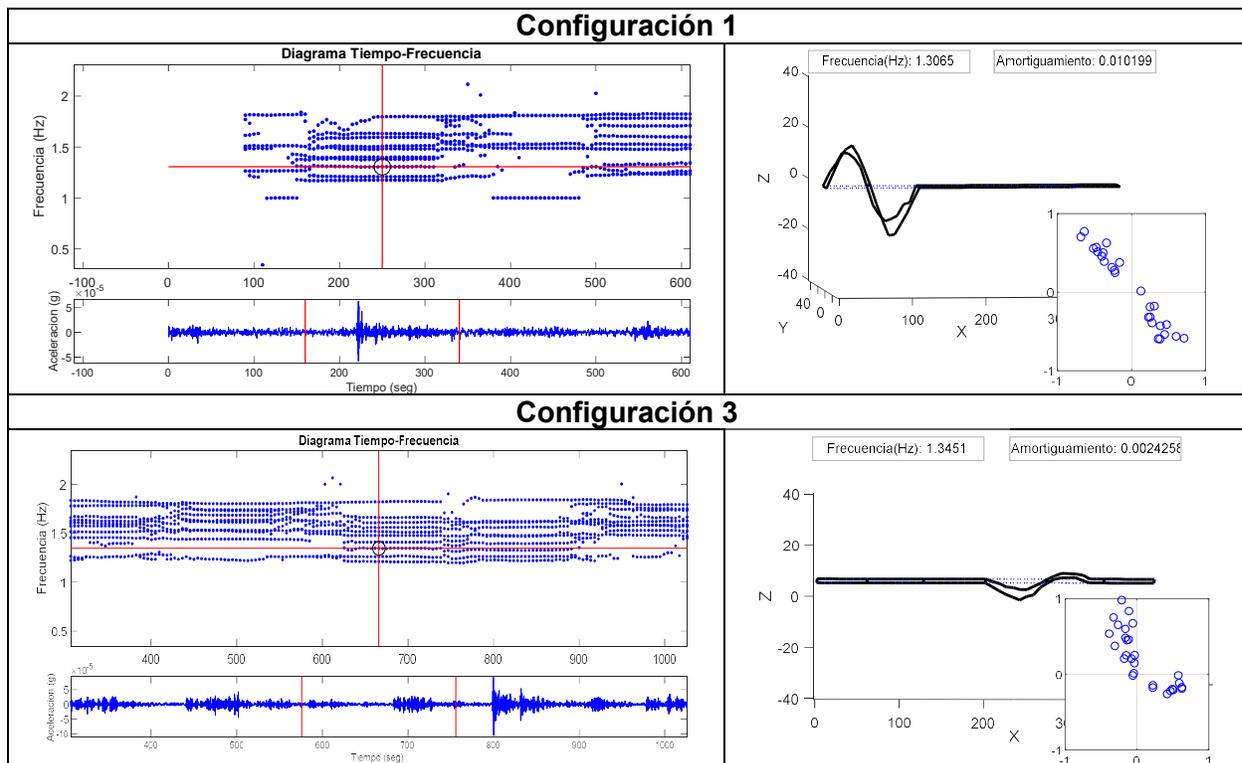


Figura 27. Formas modales identificadas en configuración 1 y 3 para la línea de frecuencias ubicada en 1,3 Hz aproximadamente.

Por otro lado, la forma modal empatada para la línea de frecuencias ubicada por 1,4 Hz no pudo ser empatada satisfactoriamente a través de los nodos de empede a la derecha de pila 4, lo cual se nota en el pico irrazonable en el tramo 3. Esto posiblemente se debe a que son modos transcientes que no necesariamente son globales. Sin embargo, se observa que la forma modal es básicamente la de flexión 3 con ciertas variaciones. Lo mismo ocurre con el modo de flexión 3-1, es una variación del modo de flexión 3 pero con diferencia de amplitud modal en los primeros 4 tramos del puente y con cambios abruptos de curvatura.



Por último, tal como se observa en la Figura 26, tanto el modo de torsión 1 como el modo de flexión 4-1 y 4-2 fueron empatados con el grupo de hileras de frecuencias comprendidas entre 1,6 Hz y 1,8 Hz. Se observa que además de las ondulaciones y cambios bruscos de curvatura en múltiples zonas, lo que más se destaca es la mezcla de forma modal de torsión y de flexión en diferentes tramos del puente como resultado de acoplamiento de modo de torsión 1 y flexión 4.

Valga la pena mencionar por último que en principio, la detección y localización de deficiencias se basa en las anomalías que se detectan en los modos normales y estacionarios como los mostrados en las Figuras 21 y 22, no en los modos transcientes. El propósito del estudio de estos modos “extras” o transcientes como los mostrados de Figura 27 es para aclarar su naturaleza y el por qué de tantas líneas de frecuencias identificadas en los diagramas de tiempo-frecuencia debajo de los 2 Hz que no corresponden a los estacionarios identificados. Sin embargo, lo que se puede afirmar como conclusión del análisis de este apartado, es que existe un fuerte acoplamiento entre modos que hace indistinguible uno del otro y que mejor se asemeja a un grupo de modos con un rango de frecuencias entre 1,2 a 1,8 Hz. Asimismo, en estas formas modales transcientes se revelan de nuevo, mayor anomalía en el tramo 1 y 2 iniciando desde la pila 3.



7. PUENTE SOBRE EL RÍO REVENTAZÓN RUTA NACIONAL N.º 32

7.1. Descripción de la estructura

El puente instrumentado se ubica en la Ruta Nacional n.º 32, en la sección de control 70130 y cruza el río Reventazón. Desde el punto de vista administrativo, se ubica en el distrito de Siquirres del cantón del mismo nombre, en la provincia de Limón. Sus coordenadas, en el sistema geográfico de ubicación, corresponden con: 10°6'21,52"N de latitud y 83°31'50,53"O de longitud. La Figura 28 muestra la ubicación geográfica del puente.

La ruta clasifica como primaria y tiene un tránsito promedio diario de 12506 vehículos por día (medidos en el año 2015) en la sección de control donde se ubica el puente, según el Anuario de Tránsito 2019, publicado por la Dirección de Planificación Sectorial del MOPT. El porcentaje de vehículos pesados es de 20,26% (2534 vehículos) y 9,58% (1198 vehículos) corresponde a camiones de 5 o más ejes.

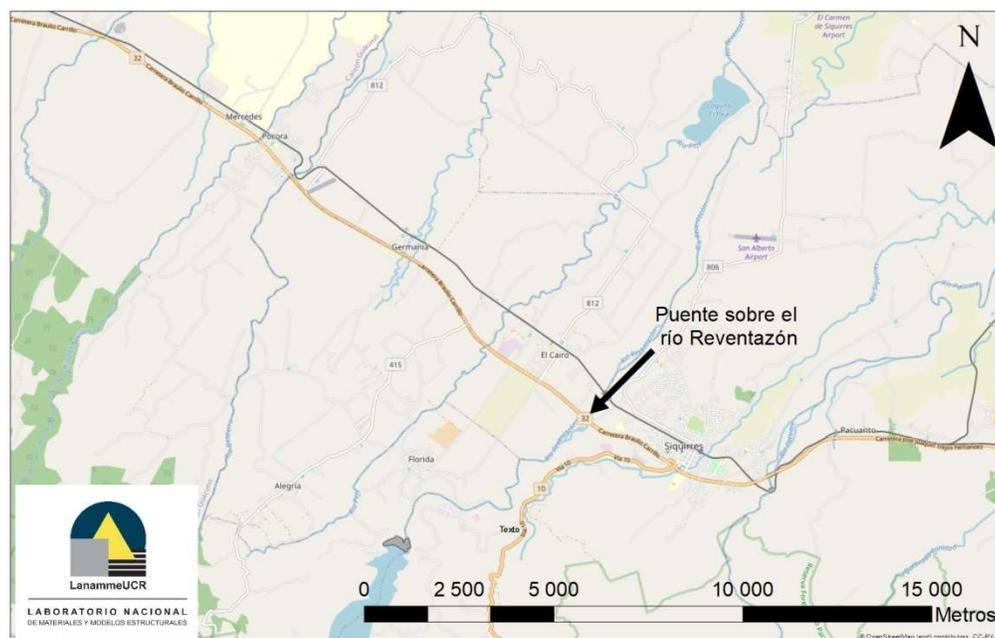


Figura 28. Ubicación del puente sobre el río Reventazón Ruta Nacional n.º 32 (Fuente: OpenStreetMaps).



En el Cuadro 5 se resume las características básicas del puente. En la Figura 29 y la Figura 30 se presentan dos de las vistas principales del puente, la vista a lo largo de la línea de centro y una vista lateral respectivamente. La Figura 31 muestra la identificación utilizada en este informe cuando se hace referencia a ciertos elementos del puente.

Cuadro 5. Características básicas del puente sobre el río Reventazón Ruta Nacional n.º 32.

Geometría	Tipo de estructura	Puente
	Longitud total (m)	345,2
	Ancho total (m)	10,7
	Ancho de calzada (m)	9,0
	Número de tramos	5
	Alineación del puente	Recto
	Número de carriles	2
Superestructura	Número de superestructuras	1
	Tipo de superestructura (elementos principales)	Superestructura 1, tipo cajón de concreto postensado de sección variable, con 5 tramos de 46.50 m, 82.80 m, 82.80 m, 82.80 m y 46.50 m.
	Tipo de tablero	Losa de concreto de concreto reforzado.
Apoyos	Tipo de apoyo en bastiones	Bastiones 1 y 2: apoyos móviles
	Tipo de apoyo en pilas	Pilas 1, 2, 3 y 4: apoyos móviles
Subestructura	Número de elementos	Bastiones: 2 Pilas: 4
	Tipo de bastiones	Bastiones 1 y 2, tipo marco de concreto reforzado
	Tipo de pilas	Pilas 1, 2, 3 y 4, tipo columna de concreto reforzado
	Tipo de cimentación	Tipo placa de concreto reforzado
Diseño y construcción	Especificación de diseño original	AASHO 1969
	Carga viva de diseño original	HS 20 - 44
	Especificación utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	No aplica
	Carga viva de diseño utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	No aplica



Figura 29. Vista a lo largo de la línea de centro del puente sobre el río Reventazón.



Figura 30. Vista lateral del puente sobre el río Reventazón.

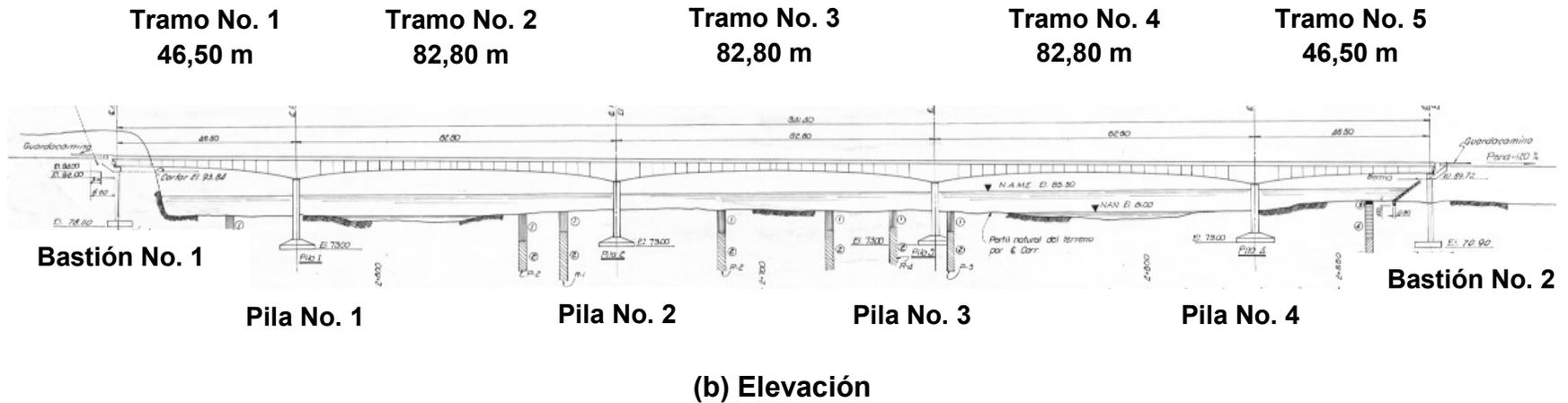
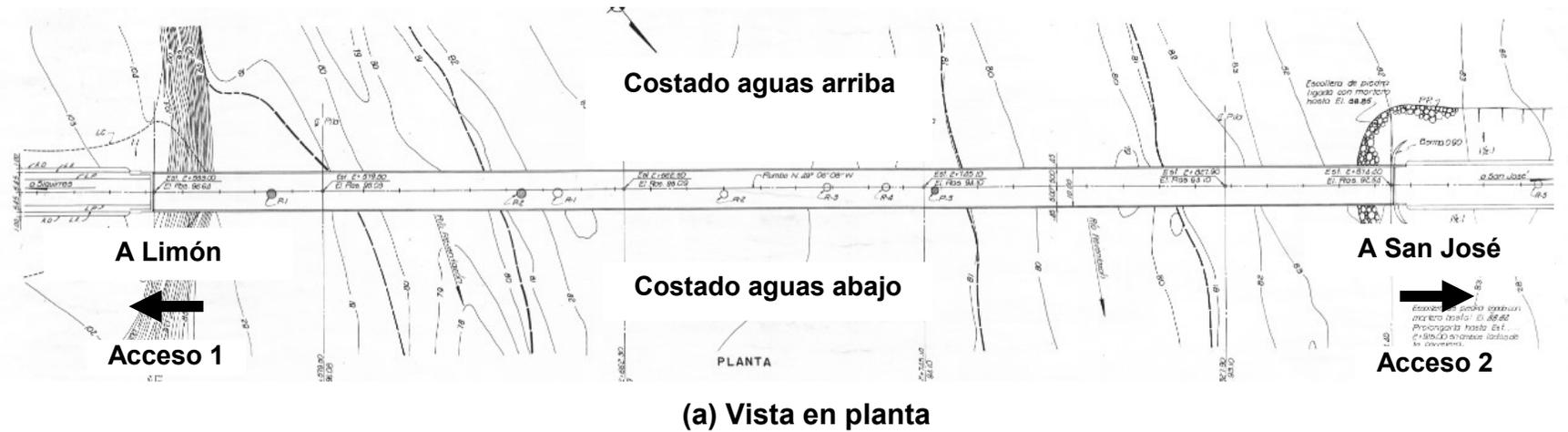


Figura 31. Identificación utilizada para el puente sobre el Río Reventazón.



7.2. Antecedentes e información disponible

Se cuenta con los planos del puente con fecha de marzo de 1975. No se cuenta con los planos de cómo se construyó la obra (planos “*as built*”).

La Unidad de Puentes del LanammeUCR realizó el informe titulado “Fiscalización del puente sobre el río Reventazón Ruta Nacional n.º 32”, con base en la inspección visual realizada en agosto del 2014 (Vargas-Alas, et. al., 2014). En este, se calificó el puente en estado CRITICO (en una escala de calificación de 4 estados: Crítico, Deficiente, Regular y Mantenimiento General). Esta calificación se debió a 2 razones principales que se describen en el informe:

- a. La deformación vertical permanente de la superestructura, aparentemente por pérdida de esfuerzo en los cables de postensión.
- b. Aumento de la carga permanente debido a las sobrecapas de asfalto.

La Unidad de Puentes del LanammeUCR realizó el “Informe ejecutivo de la evaluación de la condición de 34 puentes ubicados en el tramo cruce de río Frío – Limón de la Ruta Nacional n.º 32” (Agüero-Barrantes et al., 2018). La sección del informe sobre el río Reventazón se basó en el informe realizado en el 2014, debido a que el objetivo del estudio era presentar un panorama general de esa sección de la Ruta Nacional n.º 32.

Es importante mencionar que el puente sobre el río Reventazón se encuentra dentro del proyecto de ampliación y rehabilitación de la Ruta Nacional n.º 32. A octubre del 2020 no se ha iniciado la rehabilitación del puente existente, los trabajos están enfocados en la construcción del puente paralelo.

7.3. Distribución de sensores

La toma de datos fue realizado el día 27 de setiembre del año 2019. Para aplicar el método de identificación de parámetros modales se obtienen registros de aceleración inducida en la dirección vertical por las cargas operacionales sobre el puente, utilizando sensores de aceleración colocados a lo largo de las aceras de los costados del puente. En la Figura 32 se presenta una fotografía de la toma de datos de aceleración en el puente sobre el río Chirripó en la Ruta Nacional n.º 32, sin necesidad de interrumpir del tránsito vehicular.



Figura 32. Colocación de sensores sobre las aceras del puente. Nótese que el monitoreo no interrumpe el tránsito de vehículos.

En la Figura 33 se presenta la distribución y numeración de sensores colocados sobre la estructura del puente y en el Cuadro 6 el detalle del espaciamiento entre los sensores para los diferentes tramos del puente.

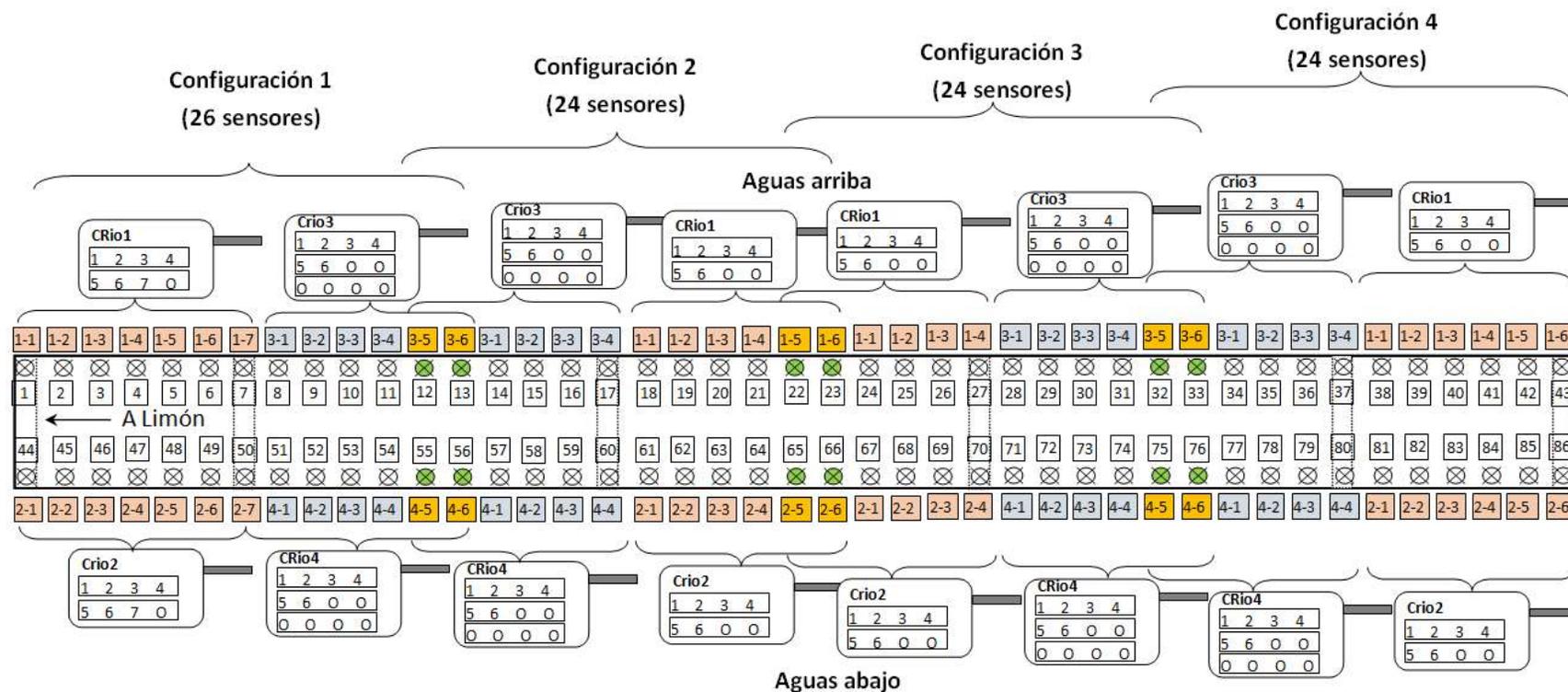


Figura 33. Distribución de sensores para el puentesobre el río Reventazón.



Cuadro 6. Distribución de sensores en el puente sobre el río Reventazón.

Tramo	Longitud del tramo	Número de segmentos en el tramo	Separación entre sensores
1	46,50	6	7,75 m
2	82,20	10	8,28 m
3	82,20	10	8,28 m
4	82,20	10	8,28 m
5	46,50	6	7,75 m

Dada la longitud del puente, es imposible cubrirlo con la cantidad disponible de sensores y longitud de cable que cuenta el sistema de instrumentación, por lo que se planeó 4 configuraciones con sus respectivos nodos de empate para la construcción completa de las formas modales.



7.4. Resultados experimentales

Similar a el análisis realizado para el puente sobre río Chirrió, en esta sección se presentan primero los diagramas de estabilización obtenidos del análisis por bloques o lotes de datos con el método SSI-COV, en lo siguiente, se muestran el análisis tiempo-frecuencia conducido a través de una ventana deslizante. Al final, se muestran las frecuencias y las formas modales empatadas para cada modo de vibración identificado, como resultado de los dos análisis conducidos. A pesar de que tanto los diagramas de estabilización como los diagramas de tiempo-frecuencia de este puente son mucho más claros para interpretar que los del río Chirripó, se encontró que el uso combinado del análisis por bloques y el análisis de tiempo-frecuencia facilita en gran medida la identificación de los modos de vibración además permite determinar el nivel de incertidumbre asociado.

7.4.1. Análisis por bloques con base en SSI-COV

Para la aplicación del método SSI-COV, se redujo la tasa de muestreo de datos crudos a una tasa de 10 Hz y 20 Hz en general, para la identificación de modos del rango de 1 Hz a 4 Hz y de 2 Hz a 8 Hz respectivamente. Sin embargo, para la identificación del modo fundamental (con frecuencia igual a 0,736 Hz), se tuvo que reducir la tasa a 5 Hz y buscar de bloque en bloque, porque aparentemente este modo es raramente excitado en la historia de aceleración registrada.

En la Figura 34 se muestran los diagramas de estabilización obtenidos para los modos debajo de los 4 Hz, con 60 como el orden de sistema y 70 el tamaño de la matriz de Toeplitz. Los espectros de FDD superpuestos en los diagramas de estabilización tienen una resolución en frecuencias de 0,012 Hz.

A pesar de mostrar 3 hileras estables para los modos 2-F (1,12 Hz), 3-F (1,59 Hz) y 4-F (2,42 Hz), más adelante se encontró, de nuevo, con una zona con numerosas hieleras no muy estables que hace muy difícil la discriminación entre modos normales de los transcientes, y como consecuencia, también resulta ardua la labor de empatar la forma modal entre las configuraciones; además, no se pudo identificar el modo fundamental con esta tasa.

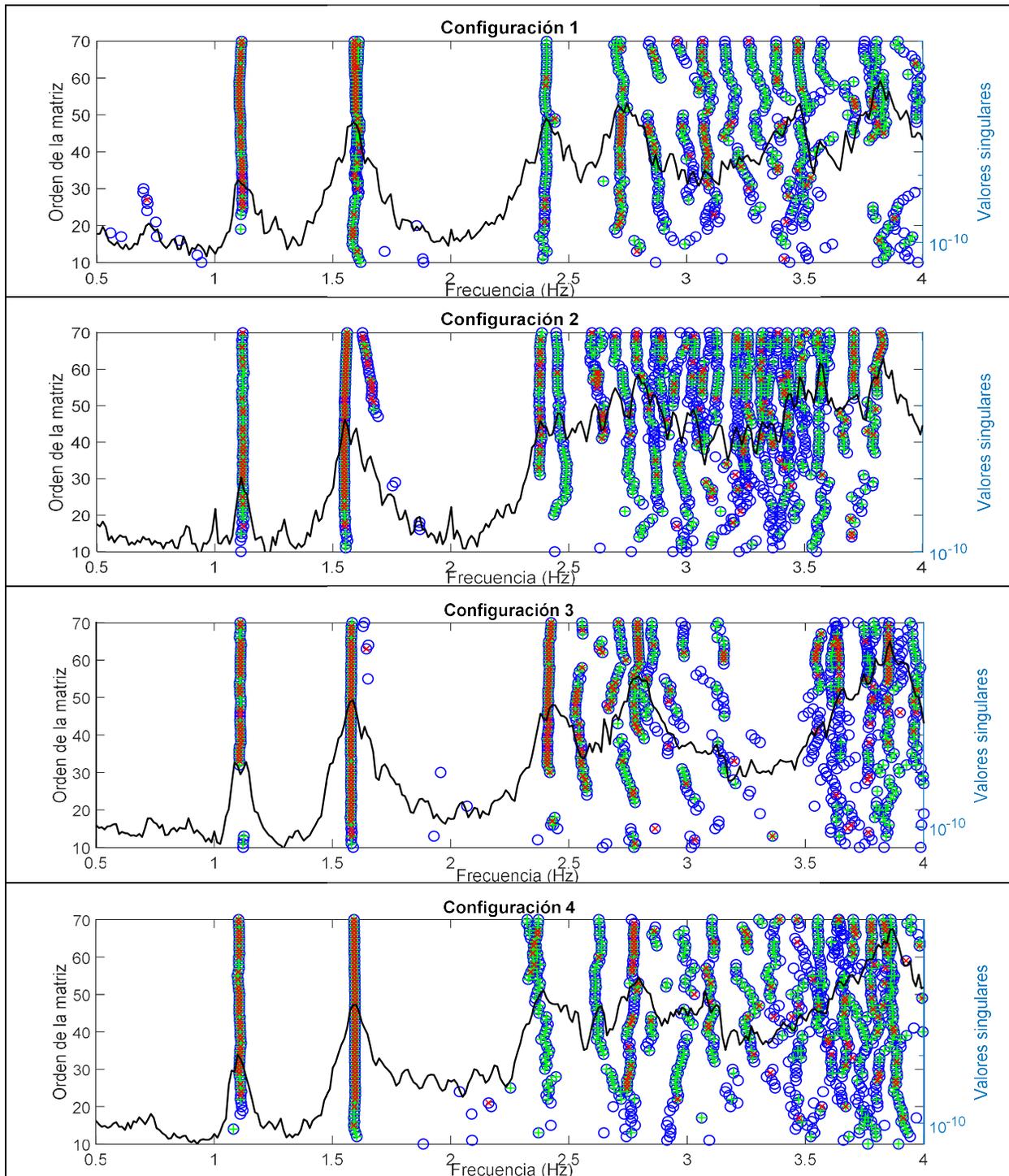


Figura 34. Diagramas de estabilización superpuestos con los espectros de FDD para las 4 configuraciones y con una tasa de muestreo de 10 Hz.

Por lo tanto, se redujo aún más la tasa de muestreo a 5 Hz y con órdenes bastantes elevados (como hasta 90), se pudo hacer revelar, en una forma débil y poco estable, la hilera de frecuencias correspondiente al modo fundamental (0,736 Hz); además, se requirió de un enorme esfuerzo computacional y humano, en buscarlo bloque por bloque. Esto se muestra en la Figura 35. No obstante, solo se pudo recuperar el modo fundamental en las tres primeras configuraciones, por lo que no se logró completar su forma modal.

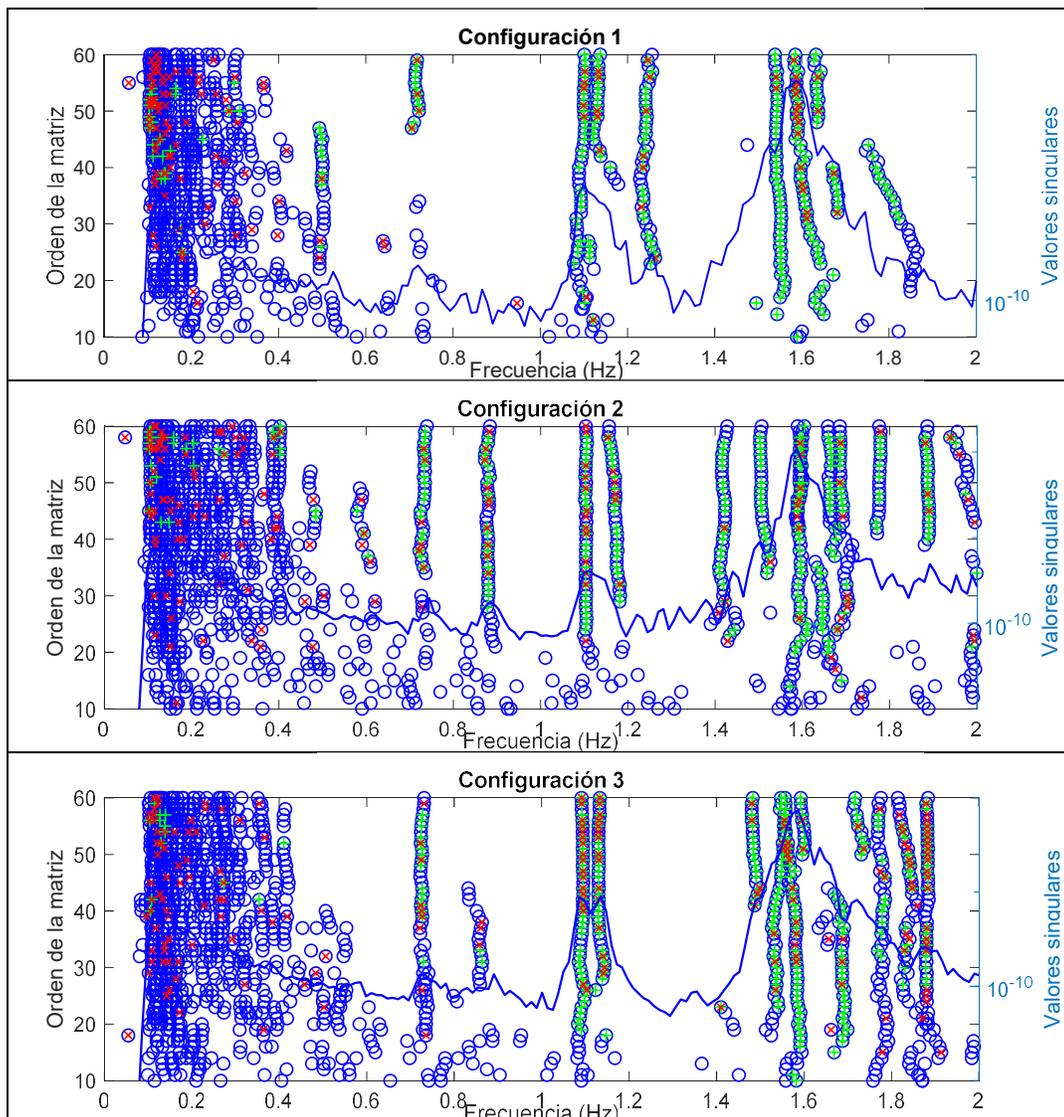


Figura 35. Diagramas de estabilización superpuestos con el espectro de FDD para una tasa de muestreo reducido a 5 Hz con el fin de identificar el modo fundamental.



En la Figura 36 se muestran los diagramas de estabilización obtenidos para los modos debajo de los 9 Hz, mediante una tasa de muestreo de 20 Hz, con 80 como el orden de sistema y 70 el tamaño de la matriz de Toeplitz. A diferencia de la Figura 34 donde entre los 2,5 Hz y 4 Hz está densamente poblado de hileras con frecuencias no muy estables, para esta frecuencia de muestreo se mostraron claramente las hileras correspondientes a los modos 4-F (2,42 Hz), 5-F (2,79 Hz), 6-F (3,55 Hz), 7-F (3,85 Hz) y 8-F (4,34 Hz), a pesar de que no se halló el modo 2-F en ninguna de las configuraciones.

El hecho de que empleando una tasa de muestreo más cercana al rango de identificación de interés resulta más engorroso y se hallan mucho más hileras menos estables que una tasa de muestreo más elevada, da indicios de que existe un rango de frecuencias óptimo para la identificación modal para obras de este tipo. En particular, la razón por la que se forman múltiples hileras de frecuencias para una única cresta de FDD, probablemente es por la presencia de modos transcientes que pueden ser debido al acoplamiento de modos o a la interacción dinámica entre el puente y el tránsito, similar a lo que ocurrió con el puente sobre el río Chirripó; además, también es importante recordar que el concreto es un material con una rigidez que no es tan lineal como el acero.

Con base en la experiencia adquirida en el puente sobre río Chirripó, y también en aras de aclarar la naturaleza de lo discutido en el párrafo anterior, en relación con diferencias importantes entre los diagramas de estabilización obtenidos con las tasas de 10 Hz y 20 Hz, se procede, entonces, al análisis de tiempo-frecuencia.

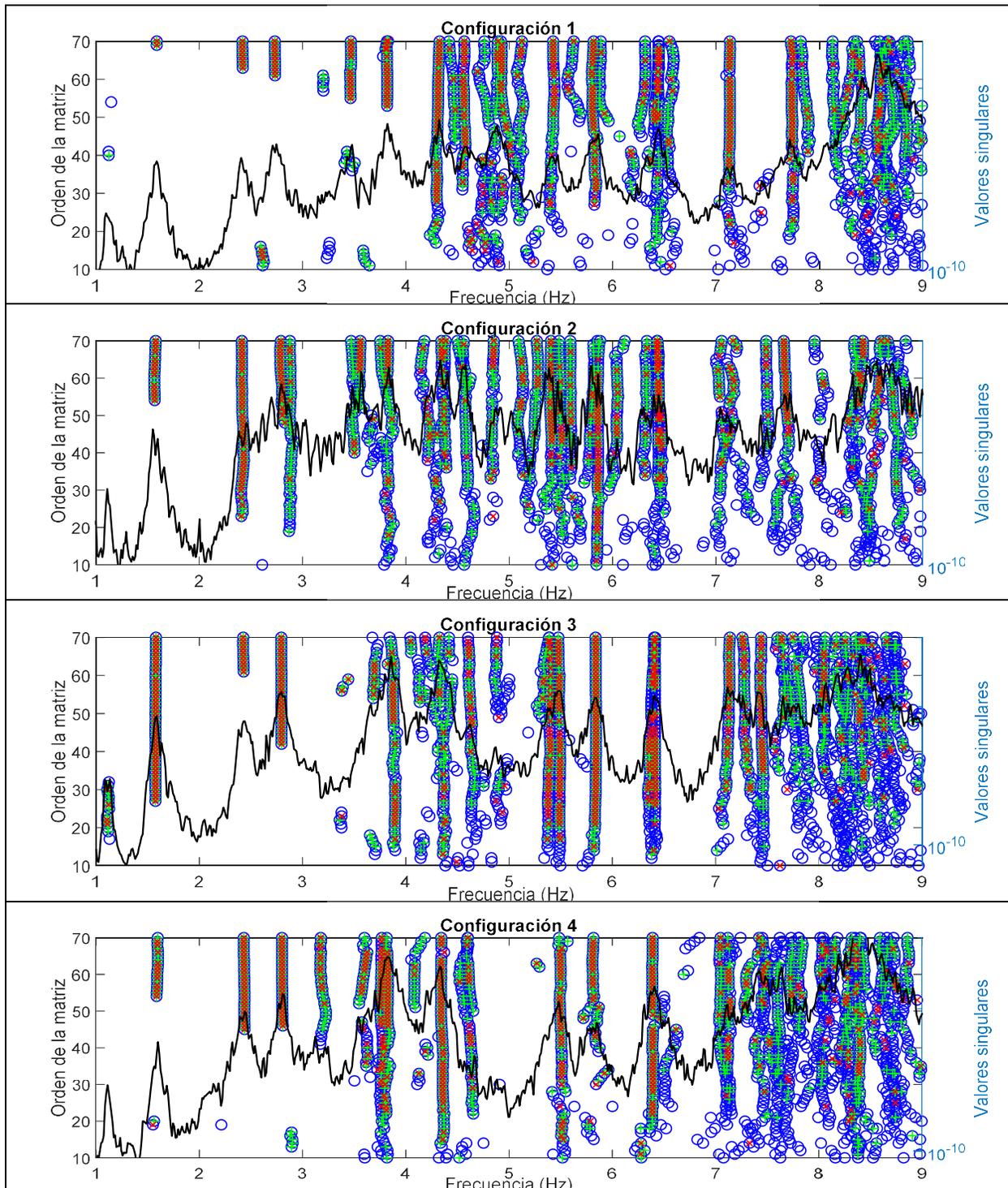


Figura 36. Diagramas de estabilización superpuestos con los espectros de FDD para las 4 configuraciones y una tasa de muestreo de 10 Hz.



7.4.2. *Análisis de tiempo-frecuencia con base en SSI-COV*

La implementación de SSI-COV en modalidad de ventana temporal para este puente se realizó con un orden del sistema de 30 y 60, para tasas de muestreo de 10 Hz y 20 Hz respectivamente. El tamaño de la matriz de Toeplitz es fijo e igual a 60 bloques de covarianzas. Además, similar al puente sobre el río Chirripó, se determinó que con una ventana temporal de 3 minutos de duración se puede lograr resultados estables y esta se mueve a cada 5 segundos.

Importante señalar que, a pesar de que los bloques de datos crudos son de 20 minutos, se ha detectado la presencia de anomalías, como por ejemplo saltos en la señal en algunos bloques, específicamente en frecuencias muy bajas como de tasa de muestreo de 5 Hz hacia abajo, posiblemente debido a la inestabilidad en el voltaje de salida de la batería. A pesar de que estos saltos en la señal son de amplitudes sumamente bajas (en el orden de 10^{-5} g), la amplitud de aceleración que poseen los modos de este rango de frecuencias también son del mismo orden de magnitud, por lo que muchos bloques fueron recortados para excluir estos ruidos electrónicos que interferirían con la calidad de la forma modal por identificar.

En las Figuras 37 y 38 se pueden apreciar los diagramas de tiempo-frecuencia obtenidos para diferentes configuraciones con tasas de muestreo de 10 Hz y 20 Hz respectivamente. En estas mismas están también trazadas las líneas rojas correspondientes al valor esperado de las frecuencias modales como guía para la interpretación del diagrama, las que se presentarán más adelante en el Cuadro 7. La forma como se identificó el valor esperado de las frecuencias modales es a través de los máximos del histograma resumen de todos los parámetros modales identificados en un total de 11 bloques de datos, donde 3 de ellos son de 10 minutos y 8 de 20 minutos.

A diferencia de lo ocurrido en el puente sobre río Chirripó, las líneas de frecuencias son muy claras en este caso, donde incluso, se aprecian bien sin la necesidad de líneas rojas de guía. Se evidencia, además, que los modos transcientes ocurren en los lapsos cuando la superestructura se encuentra excitada por cargas, *i.e.*, cuando la aceleración del puente es mayor.

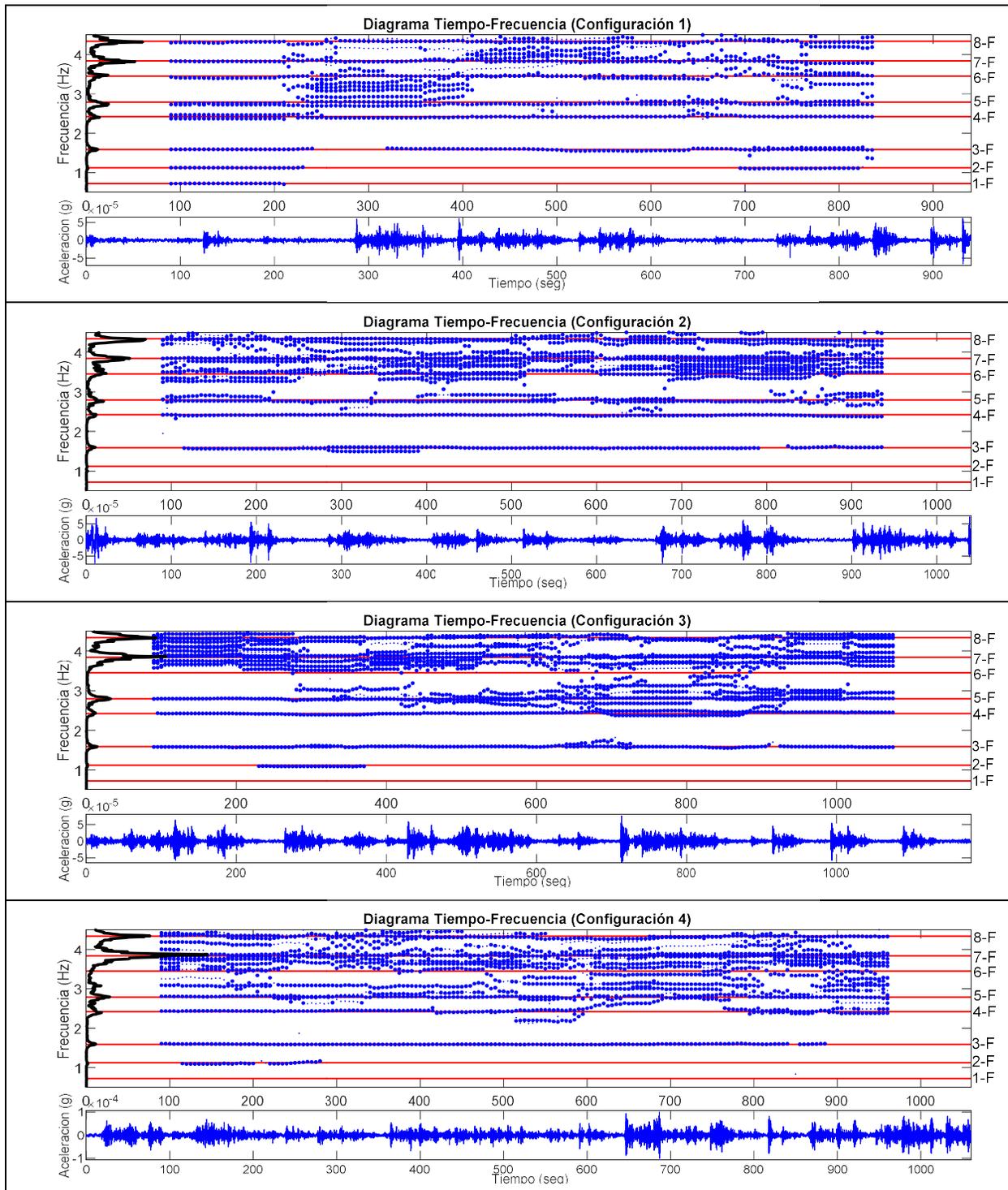


Figura 37. Diagramas de tiempo-frecuencia para bloques de 20 minutos, con una tasa de 10 Hz, superpuestos con el espectro de FDD respectivo.

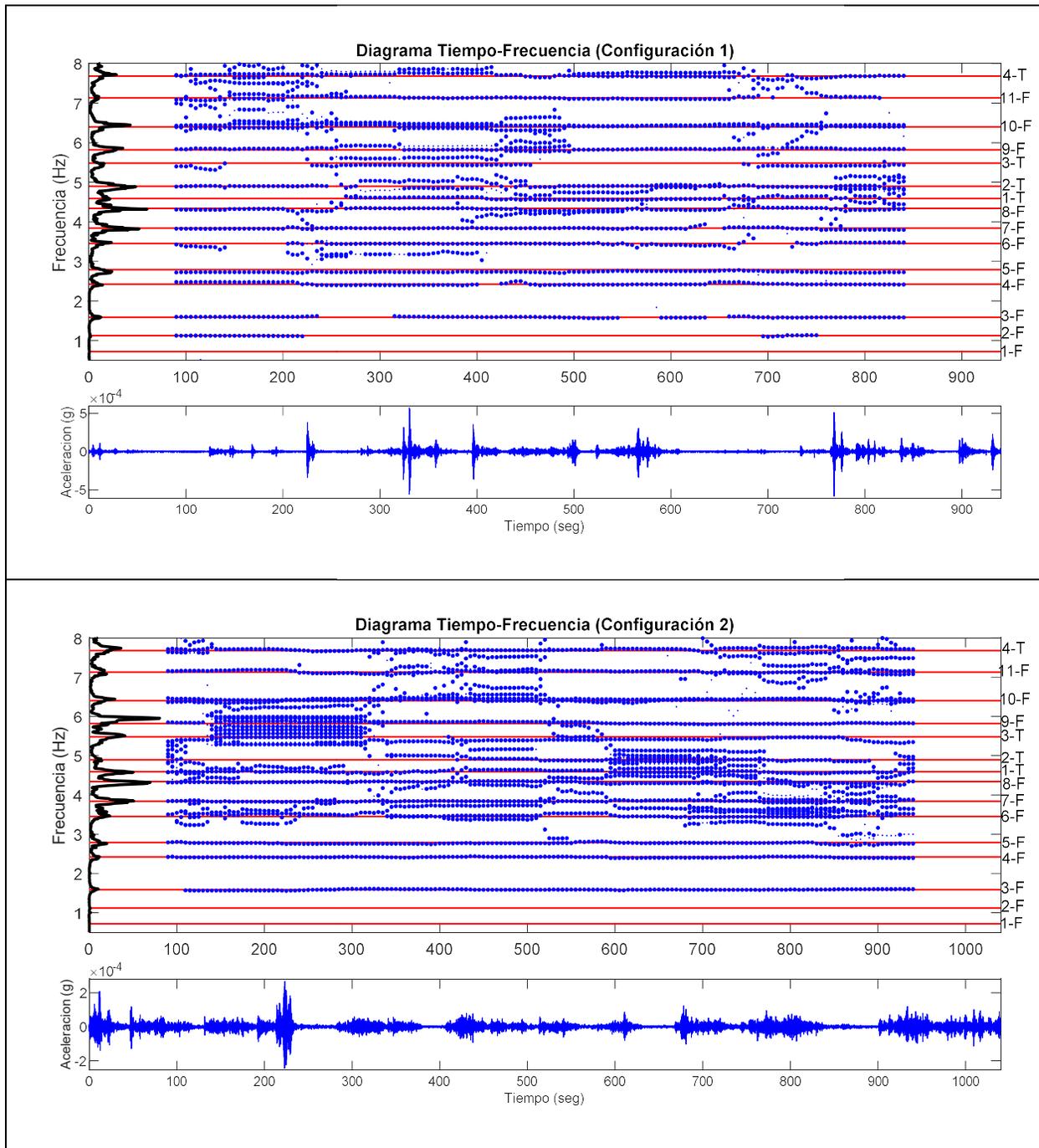


Figura 38. Diagramas de tiempo-frecuencia para bloques de 20 minutos, con una tasa de 20 Hz, superpuestos con el espectro de FDD respectivo.

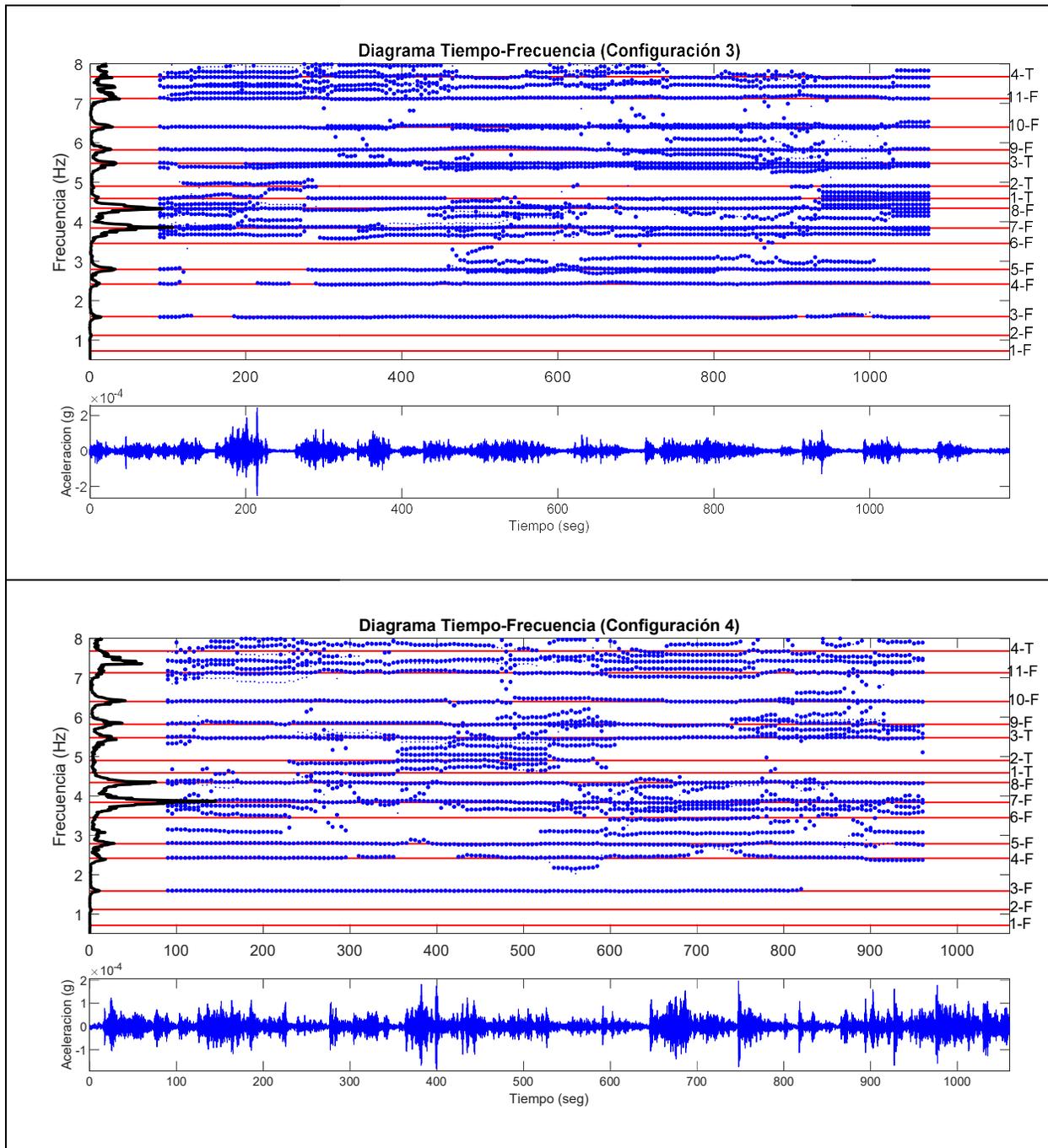


Figura 38 (continuación). Diagramas de tiempo-frecuencia para bloques de 20 minutos, con una tasa de 20 Hz, superpuestos con el espectro de FDD respectivo.



Se muestra en las Figuras 39 y 40, los histogramas obtenidos con tasas de muestreo de 10 Hz y 20 Hz respectivamente. De nuevo, el lado izquierdo del eje y (en color azul) es el tiempo en segundos como resumen de las frecuencias identificados a partir de 11 bloques de datos, mientras tanto, el lado derecho (en color castaño) es el conteo de la cantidad de modos encontrados para cada incremento de frecuencia del histograma. El incremento de frecuencia empleado es de 0,01 Hz, esto en consideración del nivel de precisión y número de decimales que se reporta en estos estudios.

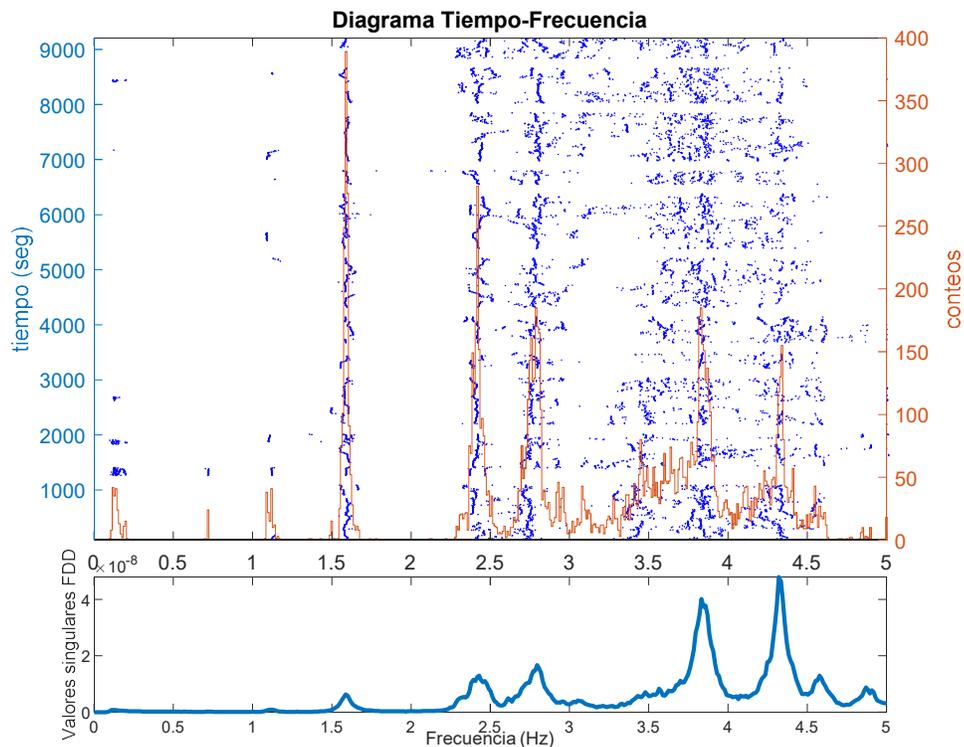


Figura 39. Histograma resumen de los diagramas de tiempo-frecuencia de todas las configuraciones, con una tasa de 10 Hz, con el espectro de FDD promedio.

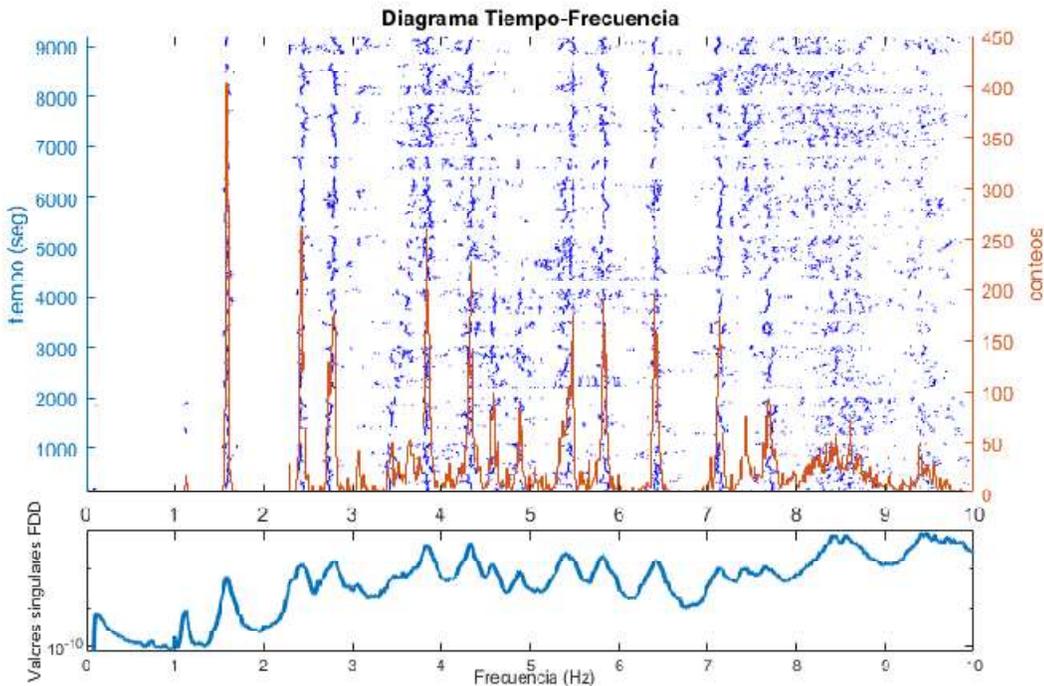


Figura 40. Histograma resumen de los diagramas de tiempo-frecuencia de todas las configuraciones, con una tasa de 20 Hz, con el espectro de FDD promedio.

A diferencia del resumen de diagrama de tiempo frecuencia superpuesto con el histograma del puente sobre río Chirripó, aquí sí se observan líneas claras en las frecuencias identificadas (puntos azules). Esto resalta de nuevo el hecho de que el puente sobre el río Chirripó, por su condición particular de tener modos con frecuencias espaciadas muy cercanamente entre sí, posee prácticamente una franja de frecuencias con modos difícilmente distinguibles unos de los otros.

A partir de la comparación entre los máximos valores determinados en el histograma, y apoyado también en los picos de los espectros de FDD promedio (lo cual es un promedio directo de los espectros de FDD obtenidos de los 11 bloques de datos), así como los diagramas de estabilización obtenidos del análisis por bloques de datos, se identificaron con facilidad los modos y sus frecuencias naturales asociadas. En el Cuadro 7 se presentan los valores de las frecuencias y amortiguamientos extraídos de los histogramas mencionados.



Igual a lo que ocurrió en el puente sobre río Chirripó, la prueba estadística de Chi-cuadrado determina que los histogramas parciales correspondientes a cada modo tampoco se ajustan a la distribución normal. Sin embargo, la mayoría de los modos poseen un valor medio concordante al máximo del histograma.

Por lo tanto, en el Cuadro 7 se puede encontrar una columna de resultados referida como “Estadísticas normales” y otra como “Máximos en histograma” para cada frecuencia modal identificado. Para amortiguamiento sólo se reportan los resultados con base en estadísticas normales. Algunos modos no presentan un único pico en el histograma de las frecuencias modales, razón por la que se reporta una columna correspondiente al máximo “principal” y otra columna como máximos “secundarios” de las frecuencias modales asociadas.

Cuadro 7. Resumen de las frecuencias naturales y sus amortiguamientos identificadas a partir de registros de datos correspondientes a las mediciones del 2019

Modo	Frecuencias (Hz)				Amortiguamiento	
	Estadísticas normales		Máximos en histograma		Estadísticas normales	
	Promedio	Desviación estándar	Principal	Secundarios	Promedio	Desviación estándar
1-F	0,736	-	0,72		0,035	-
2-F	1,11	0,019	1,12	1,09	0,022	0,012
3-F	1,59	0,025	1,59		0,022	0,009
4-F	2,42	0,049	2,42		0,017	0,009
5-F	2,79	0,074	2,79	2,76	0,016	0,010
6-F	3,55	0,114	3,45	3,65	0,011	0,009
7-F	3,85	0,062	3,84		0,010	0,008
8-F	4,34	0,053	4,34		0,008	0,006
1-T	4,59	0,032	4,59		0,011	0,007
2-T	4,89	0,034	4,90	4,88	0,011	0,007
3-T	5,44	0,064	5,48		0,011	0,007
9-F	5,83	0,034	5,82		0,010	0,005
10-F	6,42	0,037	6,40	6,43	0,010	0,006
11-F	7,13	0,028	7,13		0,010	0,004
4-T	7,59	0,134	7,68	7,43	0,011	0,006

F= flexión, T=torsión; n-F n-ésimomodo en flexión.

Anterior a 5-F e incluyendo este mismo, son los máximos identificados a partir de una tasa de muestreo de 10 Hz, posterior a ello son identificados a partir de una tasa de 20 Hz.



Ejemplos de comparación entre una distribución normal y el histograma de algunos modos (en términos de su frecuencia y amortiguamiento) son mostrados en la Figura 41, para los primeros modos de frecuencias más bajas. Se observa que los histogramas de frecuencia no se ajustan a la función probabilística de una distribución normal, lo cual también se observa para los histogramas de amortiguamiento, donde el máximo del histograma está sesgado, en general, hacia un valor menor de amortiguamiento en comparación con la media de la distribución normal.

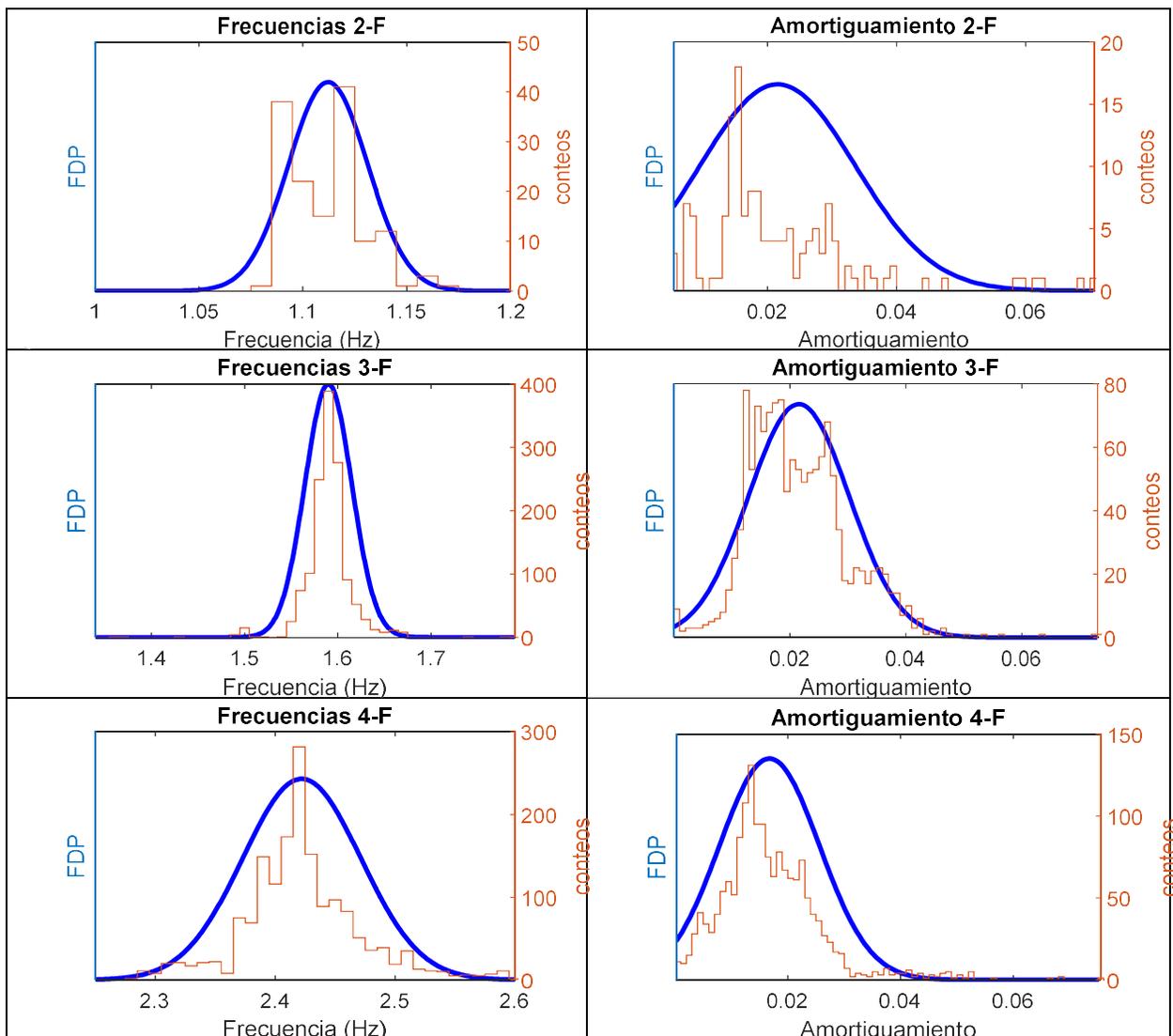


Figura 41. Histogramas de frecuencia y amortiguamiento correspondiente a cada modo de vibración y su comparación con las funciones de densidad de probabilidad de la distribución normal.

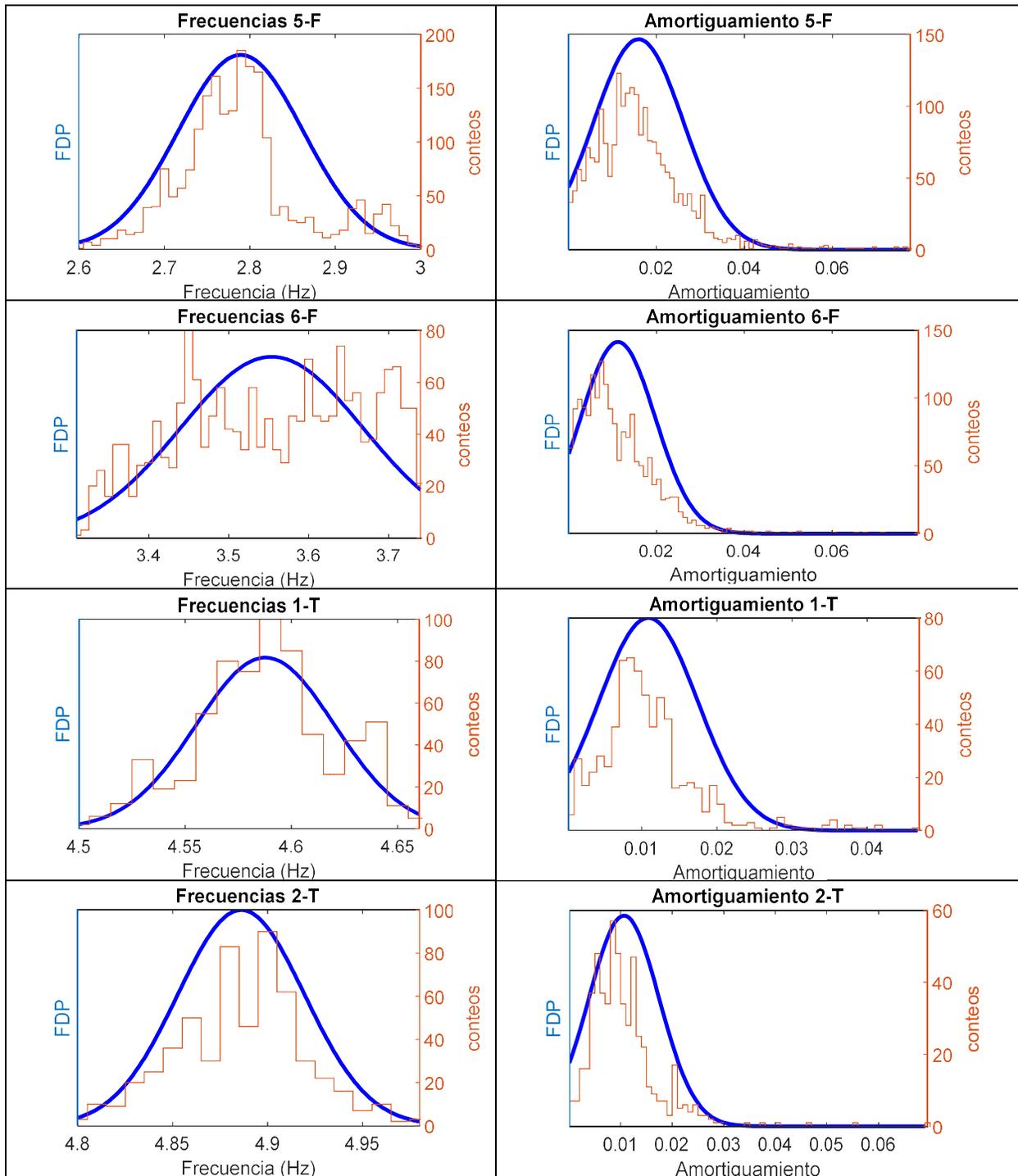


Figura 41 (continuación). Histogramas de frecuencia y amortiguamiento correspondiente a cada modo de vibración y su comparación con las funciones de densidad de probabilidad de la distribución normal.



Por último, se recuerda que el valor promedio de frecuencia del modo fundamental (0,736 Hz) mostrado en el Cuadro 7 es un promedio de resultados de análisis (por bloques) de 3 bloques de datos, dada la gran dificultad para identificarla, y la frecuencia correspondiente al máximo del histograma también se determinó solo con base en 20 resultados provenientes del análisis de tiempo-frecuencia de un bloque de configuración 1, por lo que no es un valor significativo estadísticamente y no se calculó tampoco el valor de desviación estándar. Esta es la razón de su ausencia en la Figura 41.

7.4.3. Formas modales operacionales identificadas

En la Figura 42, se muestran las 11 formas modales de flexión identificadas a partir del empate de resultados de 4 configuraciones. Mientras tanto, en la Figura 43 se muestran las 4 formas modales de torsión identificados.

Se observa que a partir del cuarto modo de flexión ya predomina doble curvatura (o forma modal de 2do de flexión en un tramo simple) en los tramos del puente, y a partir del noveno modo de flexión ya aparece triple curvatura en casi todos los tramos (o forma modal de 3er modo de flexión en un tramo simple). Por lo anterior se consideran como más importantes a los tres primeros modos con la excepción del modo fundamental, porque en este último, además de no contar con información de la cuarta configuración, es pobremente excitado y la calidad de forma modal obtenida es muy baja, como se puede apreciar en la figura.

A pesar de que la variación en la forma modal conforme se aumente el número de modo sigue una secuencia lógica para los modos de flexión (los tramos van cambiando de curvatura simple a curvatura doble, y al final a triple gradualmente), este no es el caso de la forma modal de los modos de torsión mostrados en la Figura 43, donde aún no es posible encontrar una lógica entre sus variaciones.

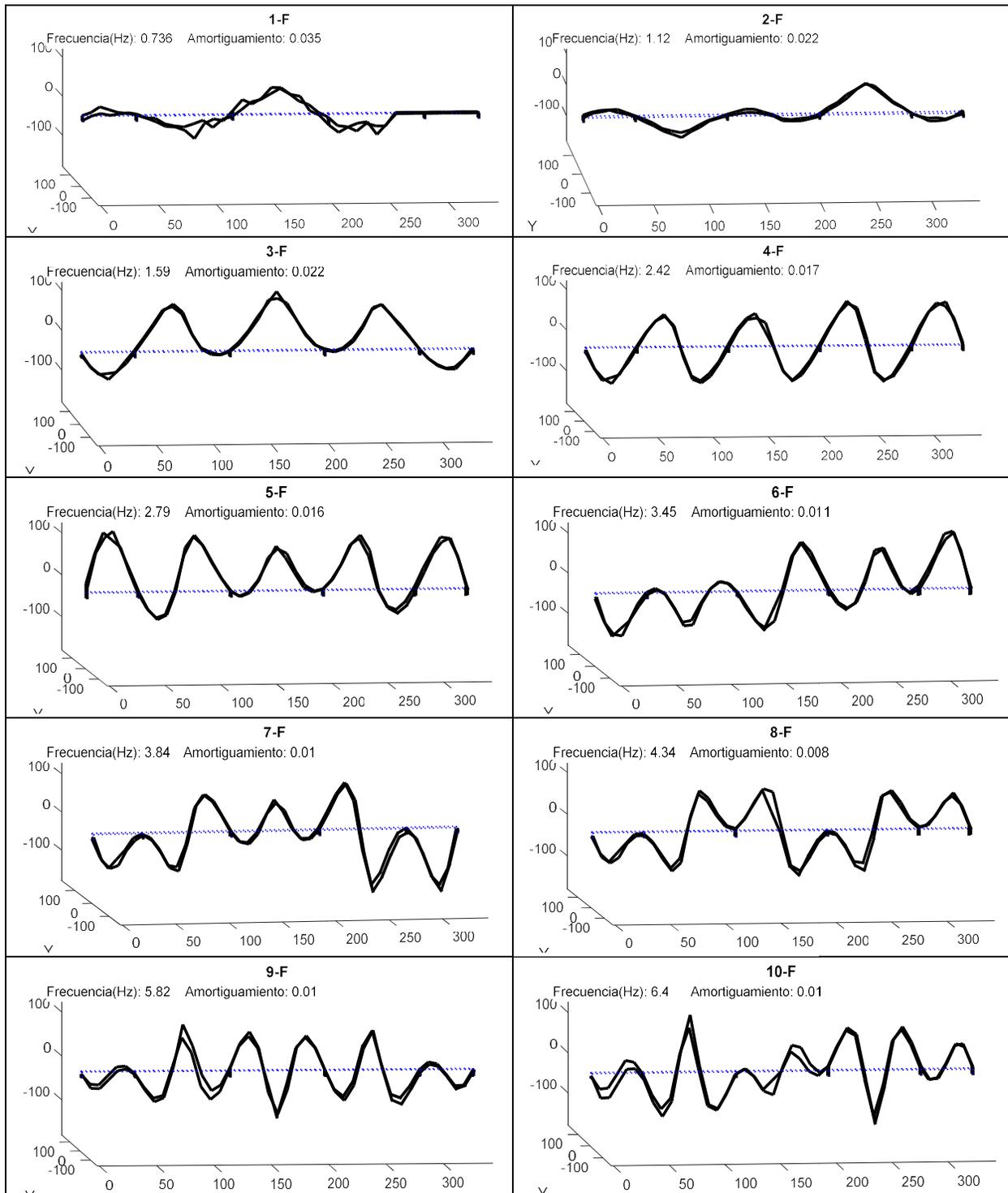


Figura 42. Formas modales de flexión identificadas a partir del empare de 4 configuraciones.

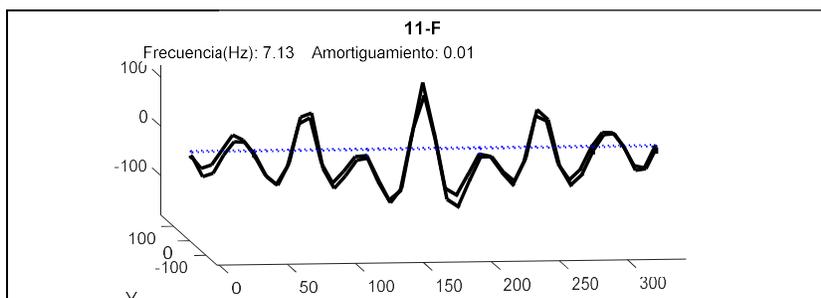


Figura 42 (continuación). Formas modales de flexión identificadas a partir del empare de 4 configuraciones.

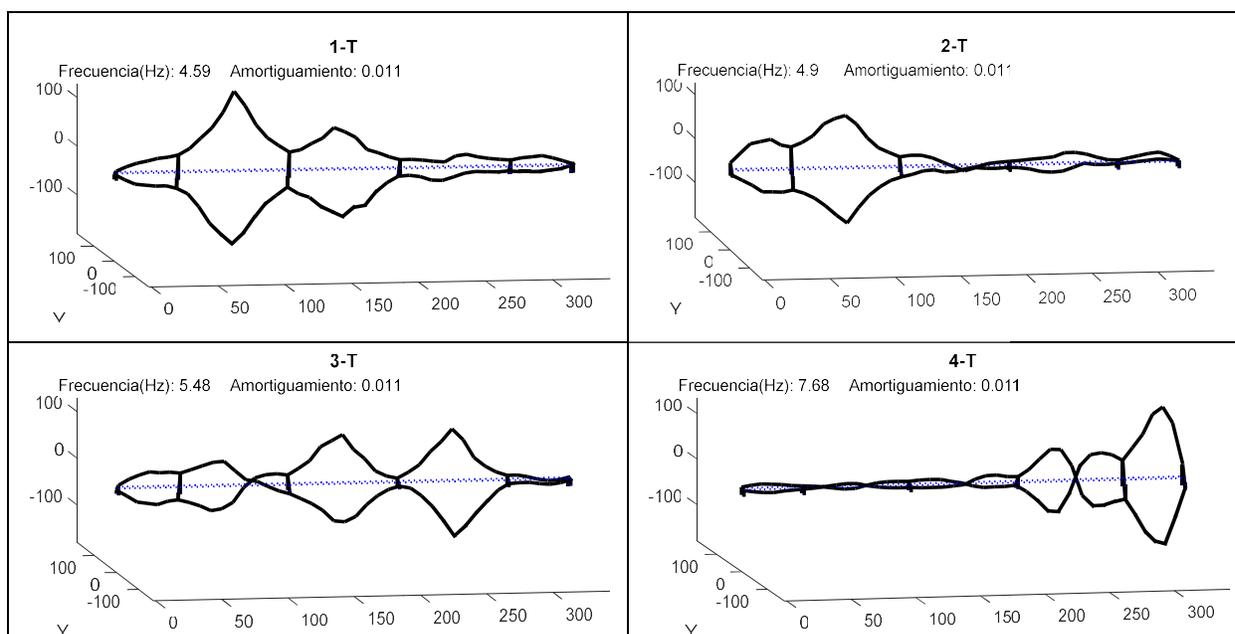


Figura 43. Formas modales de torsión identificadas a partir del empare de 4 configuraciones.

Se observa, además, en el Cuadro 7 y la Figura 43 que los modos de torsión aparecen hasta después del octavo modo de flexión y con frecuencias mayores a 4,5 Hz. Dado que una frecuencia alta está asociada a mayor rigidez, se puede concluir aquí, a partir de esta observación y comparación con las frecuencias de modos de torsión de puentes como el del río Chirripó, que los puentes viga cajón de concreto postensado son bastante más rígidos en torsión que el ejemplo de puentes de vigas metálicas, como es de esperarse, ya que su forma de caja es muy eficiente para resistir torsión a pesar de poseer mayor masa por ser estructura enteramente de concreto.

7.4.4. *Detección y localización de deficiencias estructurales con base en análisis de la curvatura de forma modal*

En la Figura 44 se muestran la superposición de las formas modales de ambos costados del puente para los modos de vibración identificados que poseen curvatura simple en los tramos (*i.e.*, modos 2-F y 3-F de flexión) incluyendo algunos modos de torsión. No se incluye en este análisis el modo fundamental de flexión 1-F dado que su calidad de identificación es baja. En el fondo de la figura, la curvatura de forma modal en valor absoluto y asociada a cada nodo, es presentada como diagrama de barras, y abajo, el índice de daño definido como la diferencia de curvatura entre ambos costados.

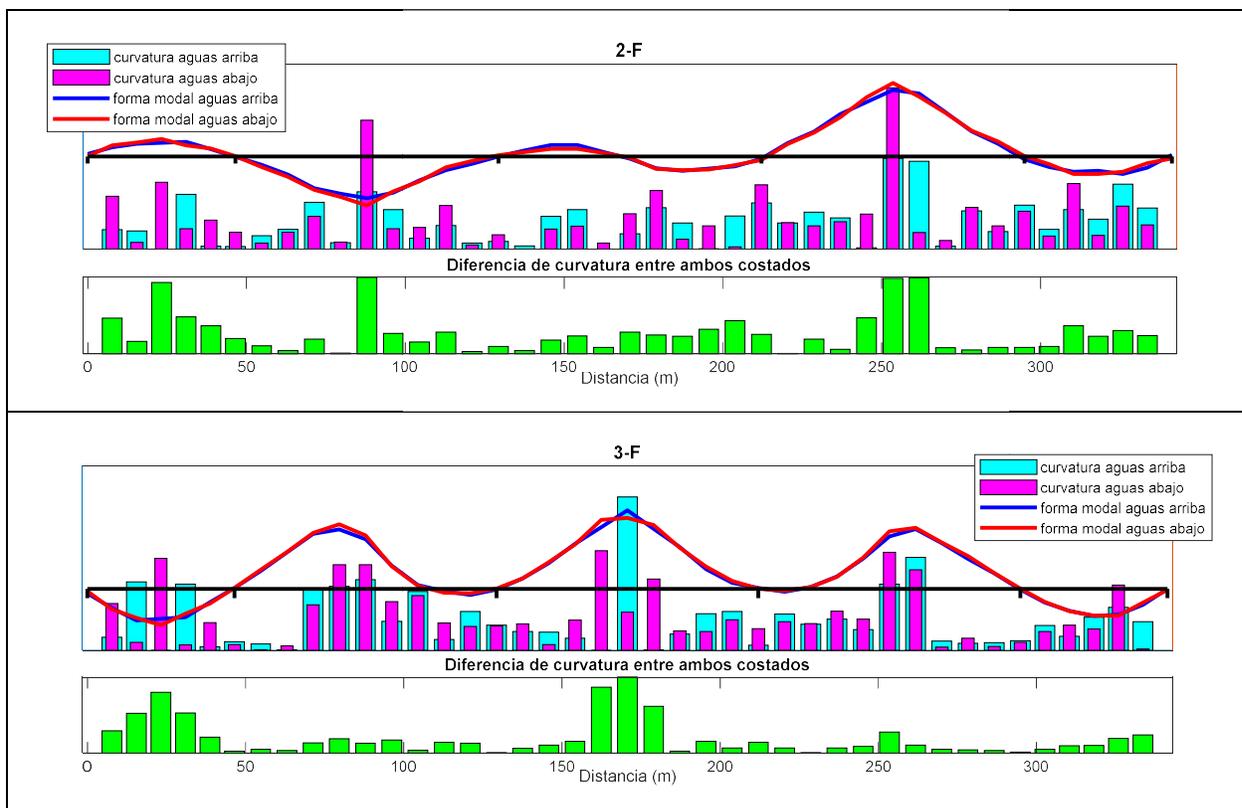


Figura 44. Superposición de las formas modales de ambos costados, las curvaturas asociadas y su diferencia como índice de daño, para primeros modos de flexión.

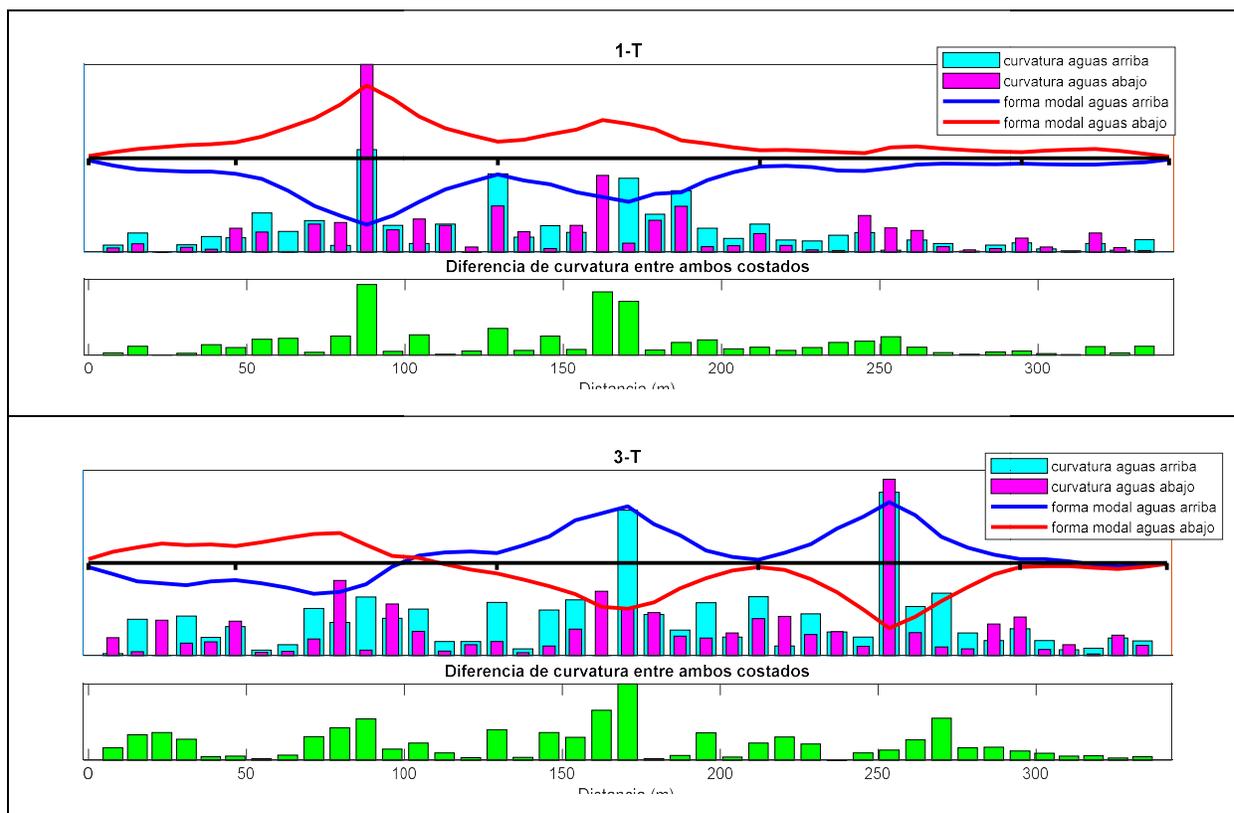


Figura 44 (Continuación). Superposición de las formas modales de ambos costados, las curvaturas asociadas y su diferencia como índice de daño, para algunos modos de torsión

Algo sumamente notable en las formas modales y curvaturas de estos modos mostrados en la Figura 44, es el cambio sumamente brusco y sin ninguna transición suave de curvatura justamente en los centros de los tramos 2, 3 y 4 que son los de mayor longitud del puente, contrario a lo esperado en las formas modales. Esto además de evidenciarse en un valor atípico de curvatura asociado a tales lugares, también se detecta a simple vista en la forma modal.

Es de esperarse que la curvatura simple de una viga continua con apoyos intermedios, como el caso cuando se encuentra bajo el peso propio, esté de acuerdo al signo del momento flector al que está sometido (momento negativo en zonas cercanas a los apoyos y positivo en el centro de las luces), tal como se ilustra conceptualmente en la Figura 45. En otras palabras, debe haber un punto de inflexión o de cambio del sentido de curvatura

aproximadamente en la zona de $1/3-1/5$ y $2/3-4/5$ de luz de cada tramo, sin ser muy precisos ya que esto depende de las rigideces de los empotramientos de la viga continua, además de que se trata de una viga de sección variable en este caso. No obstante, no se observa el mencionado punto de inflexión en varios modos o este se encuentra casi llegando hasta el centro de la luz.

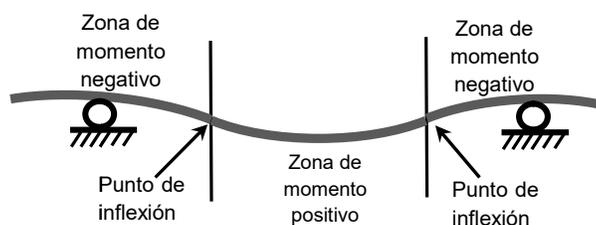


Figura 45. La deformada esperada de una viga continua de rigidez constante.

Un modelo estructural que se acerca más al señalado comportamiento de la forma modal operacional sería como el mostrado en la Figura 46, donde el centro de la viga no está tomando momento flector sino el empotramiento de los extremos. Esto puede ser consistente con la etapa constructiva del puente, dado que es una superestructura segmental contruida en doble voladizo que se empata en el centro al final. Aunque al final terminó siendo viga continua, los esfuerzos y momentos internos generados por el postensado de la etapa constructiva permanecen.

Sin embargo, si se considera que los modos fueron identificados cuando el puente oscila bajo la acción de cargas operacionales y en condición dinámica, desde este punto de vista, debería el puente comportarse como una viga continua, ya que esta es la condición actual. La comprobación de estas hipótesis será el trabajo por realizar a continuación.

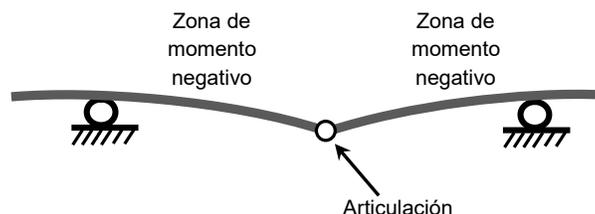


Figura 46. La deformada esperada de una viga continua articulada en el centro de luz.



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este informe se presentan los resultados parciales del análisis modal operacional y estudio del comportamiento dinámico basado en vibraciones ambientales para los puentes sobre el río Chirripó y río Reventazón, dos puentes de mayor longitud de la Ruta Nacional n.º 32, específicamente de la superestructura del puente.

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

- a. El método SSI-COV implementado a través de análisis por bloques de datos y análisis de tiempo-frecuencia permite lograr un control cruzado de los resultados, facilita la discriminación de modos transcientes e identificación más eficiente y acertada de los modos normales de vibración.
- b. El histograma de síntesis de la nube de frecuencias modales halladas en los análisis tiempo-frecuencia permite identificar eficiente y acertadamente las frecuencias correspondientes a modos normales, a través de la identificación de los máximos en conteo que sobresalen.
- c. Se identificaron en total unos 11 modos verticales para la superestructura del puente sobre río Chirripó, del rango de frecuencias de 1 Hz a 4 Hz, donde 7 de ellos son de flexión y 4 de torsión. Visualmente, en los primeros 3 modos de flexión hay concordancia entre la forma modal de ambos costados con la excepción de algunas diferencias y cambios abruptos en el tramo 1 y 2, mientras que en los modos de flexión 4 a 6 hay una discrepancia importante en la amplitud modal entre ambos costados de forma global, con mayor diferencia igual en tramo 1 y 2.
- d. A partir de un análisis de valor atípico sobre el índice de daño basado en la diferencia de curvatura modal entre ambos costados, para el puente sobre río Chirripó, se detecta anomalía en los siguientes lugares: la pila 3, el tramo 1 y 2 en general pero en especial el centro del tramo 1, el centro del tramo 5, y el tercer nodo a mano izquierda de pila 4 (entre 24,4 m y 16,2 m a la derecha de pila 4) del tramo 3, ya que muestran índices de daño superiores al promedio general.



- e. Del análisis de los modos transcientes o ajenos a los modos estacionarios identificados del mismo puente, se puede concluir que existe un fuerte acoplamiento entre los modos tal que se asemeja prácticamente a un grupo de modos que no cuentan con una frecuencia definida sino oscilante dentro de un rango. Además, estas formas modales transcientes revelan, de nuevo, una mayor anomalía en el tramo 1 y 2 iniciando desde la pila 3.
- f. Para la superestructura del puente sobre río Reventazón se identificaron en total unos 15 modos verticales, del rango de frecuencias de 0,7 Hz a 8 Hz, donde 11 de ellos son de flexión y 4 de torsión. Visualmente, en la gran mayoría de los modos de flexión hay concordancia entre la forma modal de ambos costados con la excepción de algunas diferencias en modos superiores, y la variación de la forma modal sigue una secuencia lógica (pasan de curvatura simple a doble y finalmente a triple en los tramos gradualmente); no obstante, no se observa lógica en la variación entre los modos de torsión identificados.
- g. La única anomalía que se detecta en las formas modales de la superestructura del puente sobre río Reventazón es el cambio drástico o discontinuidad de curvatura en el centro de los tramos de mayor longitud, reflejado tanto en los modos de flexión simétricos como los de torsión. Sin embargo, esto puede ser un efecto debido al método constructivo del puente y requiere mayor investigación al respecto.

Dado lo anterior, se recomienda continuar los trabajos de investigación en los siguientes aspectos:

1. Construir el modelo de los elementos finitos de ambos puentes para comparar el comportamiento dinámico experimental con el analítico asumido como el estado ideal del puente, permitiendo así evidenciar la variación que podrían experimentar los parámetros modales para esta tipología de superestructura de puente.
2. Tratar de reproducir la diferencia en amplitud modal observada entre ambos costados de la superestructura del puente sobre río Chirripóen el modelo estructural analítico,



introduciendo la traslación perpendicular observada en los apoyos sobre las pilas. Esto para comprobar que efectivamente la diferencia de amplitud modal entre ambos costados se debe a esta traslación perpendicular.

3. Tratar de reproducir el comportamiento dinámico observado en la superestructura del puente sobre río Reventazón, variando condiciones de conectividad, en el centro de los tramos del modelo analítico, que permita modelar la discontinuidad de la curvatura observada.
4. Analizar y estudiar nuevamente el comportamiento experimental del puente sobre río Tárcoles, de la Ruta Nacional n.º 34, el cual posee los mismos planos de diseño que el puente sobre río Reventazón, y comparar con este último para tener un mejor conocimiento del comportamiento de esta tipología de superestructura de viga cajón continua postensada de sección variable.



Anotaciones finales

La ejecución de este proyecto de investigación originalmente está incluida la colaboración de la Ing. Hellen Garita Durán, quien laboraba como ingeniera de la Unidad de Puentes del Programa de Ingeniería Estructural, LanammeUCR. No obstante, a partir de finales de setiembre la ingeniera ha cesado sus labores en la unidad mencionada debido a que fue becada para cursar sus estudios de posgrado en la Universidad de Dresden de Alemania por el Servicio Alemán de Intercambio Académico (DAAD) y Oficina de Asuntos Internacionales y de Colaboración Externa (OAICE).

Por lo tanto, aquí se le da reconocimiento a su participación y coordinación, tanto en la instrumentación del puente, análisis de datos, como en la preparación de este informe parcial, a pesar de que su nombre y firma no aparecen en este documento debido a las razones expuestas.



9. REFERENCIAS

1. Agüero-Barrantes et al. (2018). "*Informe ejecutivo de la evaluación de la condición de 34 puentes ubicados en el tramo cruce de río Frío - Limón Ruta Nacional No. 32 LM-PIE-UP-P01-2018*". San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería Estructural (PIE), LanammeUCR.
2. Agüero-Barrantes, P., Liu-Kuan, Y. C., Barrantes-Jiménez, R., Loría-Salazar, L. G. (2016). "*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. Balageas, D; Fritzen, C. P., Güemes, A. (2006). "*Structural Health Monitoring*". Hermes Science Publishing.
4. 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.
5. Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2000). "*Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition*".
6. Brownjohn, J. M. W. (2007) "*Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure*". Philosophical Transactions: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, Vol. 365, No. 1851, Structural Health Monitoring (Feb. 15, 2007), pp. 589-622.
7. Bisby, L.A. (2006) "*ISIS Canada Educational Module No. 5: An Introduction to Structural Health Monitoring*". ISIS Canada, www.isiscanada.com
8. Chang, K.C., Kim, C.W. (2016) "*Modal-parameter identification and vibration-based damage detection of a damaged steel truss bridge*". Engineering Structures, 122 (2016) 156-173.
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. Doebling, S.W., Farrar, C.R. *“Computation of Structural Flexibility for Bridge Health Monitoring Using Ambient Modal Data”*. Los Alamos National Laboratory (LANL).
13. Dong, Y., Song, R. y Liu, H. (2010) *“Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection- Synthesis of Knowledge and Technology. Final Report.”*. Alsaka, Department of Civil & Environmental Engineering, University of Alaska Fairbanks.
14. Farrar, C. R. y Jaureguiz, D. A. (1998) *“Comparative study of damage identification algorithms applied to a bridge: I. Experiment”*. Smart Mater. Struct. 7 (1998) 704–719.
15. Farrar, C.R., Worden, K. (2007). *“An introduction to structural health monitoring”*. Phil. Trans. R. Soc. A 365, 303–315.
16. Gandhi, M.V., Thompson B.S. (1992). *“Smart Materials and Structures”*. Chapman & Hall.
17. Garita-Durán, H. et al. (2018) *“Monitoreo de la condición estructural basado en vibraciones ambientales – superestructura del puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 27 LM-PIE-UP-M03-2018”*.San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería Estructural (PIE), LanammeUCR.
18. 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).
19. 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.
20. Housner et al. (1997) *“Structural Control: Past, Present, and Future”*.Journal of Engineering Mechanics123.9 (1997): 897-971.
21. Huth, O., Feltrin, G., Maeck, J., Kilic, N., Motavalli, M. (2005). *“Damage Identification Using Modal Data: Experiences on a Prestressed Concrete Bridge”*. Journal of Structural Engineering, 131(12): 1898-1910, ASCE.



22. 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.
23. Juaregui, D.V., Farrar, C.R. (1995). "Comparison of Damage Identification Algorithms on Experimental Modal Data from a Bridge". Los Alamos National Laboratory.
24. Karbhari, V.M. (2005). "Health monitoring, damage prognosis and service-life prediction — issues related to implementation". In: Ansari, F. (ed.), Chapter V, Sensing Issues in Civil Structural Health Monitoring, pp. 301—310, Springer, Tokyo, Japan.
25. 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.
26. 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.
27. 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.
28. 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).
29. 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.
30. 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.
31. 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°XX, Volumen 2, Año 2017, ISSN: 2215-4566.
32. Liu-Kuan, Y. C. et al. (2019). "*Comportamiento dinámico de puentes con superestructura tipo viga continua con vigas de acero ubicados en la Red Vial Nacional de Costa Rica LM-PIE-UP-I01-2019*". San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería Estructural (PIE), LanammeUCR. Informe final para la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad de Costa Rica.
33. 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.
34. 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.
35. 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.
36. Mendoza-Salas, M. A. (2011). "*Instrumentación para el monitoreo de obras civiles*". (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil). Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
37. Mufti, A.A. (2001). "*Guidelines for structural health monitoring*". Winnipeg, Manitoba: ISIS Canada.
38. Peeters, B. (2000). "*System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*". Ph.D. Dissertation, Katholieke Universiteit, Leuven.
39. Pridham, B. A., Wilson, J. C. (2002). "*Subspace Identificación of Vincent Thomas Suspension Bridge*". IMAC-XX: A Conference on Structural Dynamics.
40. 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.



41. Reynders, E., De Roeck, G., GundesBakir, P., Sauvage, C. (2007) "*Damage Identification on the Tiff Bridge by Vibration Monitoring Using Optical Fiber Strain Sensors*". Journal of Engineering Mechanics, Vol. 133. No. 2. ASCE.
42. Rucker, W., Hille, F., y Rohrmann, R. (2006) "*F08a Guideline for the Assessment of Existing Structures SAMCO Final Report 2006*". Berlin, Germany: Federal Institute of Materials Research and Testing (BAM).
43. Rucevskis, S., Wesolowski, M. (2010) "*Identification of Damage in a Beam Structure by Using Mode Shape Curvature Squares*". Shock and Vibration, 17 (2010) 601–610.
44. Rytter, A. (1993) "*Vibration Based Inspection of Civil Engineering Structures*". Ph. D. dissertation. Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Denmark, pp. 193.
45. Sauvageot, G. (2000). "*Segmental Concrete Bridges*". Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan. CRC Press, Boca Raton.
46. 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.
47. 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.
48. Toksoy, T., Aktan, A.E. (1993). "Bridge-condition Assessment by Modal Flexibility". SEM Spring Conference on Experimental Mechanics. Dearborn, Michigan.
49. Van Overschee, P., De Moor, B.L. (1996). "*Subspace Identification for Linear Systems: Theory - Implementation - Applications*". KluwerAcademicPublishers, Dordrecht, The Netherlands.
50. Vargas-Alas et al. (2014). "*Fiscalización del puente sobre el río Chirripó LM-PI-UP-PN21-2014*". San José, Costa Rica: Programa de Ingeniería del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
51. 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.

52. 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.
53. 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.
54. 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.