

**PROPUESTA DE PLAN DE MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO
PARA LA SALUD ESTRUCTURAL DEL NUEVO PUENTE GÓMEZ ORTIZ EN
LA VÍA GIRÓN ZAPATOCA**

LAURA ANDREA VARGAS CARVAJAL

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
BUCARAMANGA**

2016

**PROPUESTA DE PLAN DE MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO
PARA LA SALUD ESTRUCTURAL DEL NUEVO PUENTE GÓMEZ ORTIZ EN
LA VÍA GIRÓN ZAPATOCA**

LAURA ANDREA VARGAS CARVAJAL

**Proyecto de Grado presentado como requisito para optar al título de
Magister en Ingeniería Estructural**

**Director de Proyecto:
ALVARO VIVIESCAS JAIMES
Ingeniero Civil, PhD**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
BUCARAMANGA**

2016

DEDICATORIA

*Indiscutiblemente, a Jesús, el autor de mi vida. Porque todo es de Él,
y por Él, y para Él. A Él sea la gloria.*

*A mis padres, por su apoyo incondicional y su insistencia a mejorar
cada día.*

A Harvín, por creer en mí. Hemos avanzado un peldaño más.

A mis compañeros de maestría y su valiosa amistad.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco la dirección del profesor Alvaro Viviescas y su confianza en la realización de este proyecto. De igual manera a los ingenieros Juan Carlos Carvajal e Ivan Gómez Araujo por la asesoría prestada en el tema de trabajo.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	15
1. MARCO TEÓRICO	17
1.1 Monitoreo de Salud Estructural.....	17
1.2 Métodos experimentales para la identificación dinámica.....	18
1.2.1 Análisis Modal Experimental, EMA.....	18
1.2.2 Análisis Modal Operacional, OMA.....	19
1.3 Identificación de un sistema dinámico con medición de Vibraciones Ambientales.....	21
1.3.1 Frecuencias naturales y formas modales	21
1.3.2 Amortiguamiento	22
1.4 Sistema Estocástico Estacionario	24
1.4.1 Propiedades de un Sistema Estocástico Estacionario	24
1.4.2 Propiedades Conjuntas de dos o más Sistemas Estocásticos Estacionarios.....	26
1.5 Métodos Estocásticos de Identificación Modal.....	30
1.5.1 Método de Selección de Picos, “Peak-Picking”	30
1.5.2 Método de Descomposición del Dominio de la Frecuencia Mejorado “Enhanced Frequency Domain Decomposition-EFDD”	36
2. CASO DE ESTUDIO: NUEVO PUENTE GÓMEZ ORTIZ	42
2.1 Descripción general	42
2.2 Definición estructural	42
2.3 Identificación teórica de las propiedades dinámicas del puente	44
2.3.1 Descripción del modelo numérico.....	44

2.3.2	Análisis Dinámico del Modelo Numérico.....	47
3.	CAMPAÑA EXPERIMENTAL: MEDICIÓN DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.....	52
3.1	Etapa 1. Antes del llenado del embalse	54
3.1.1	Equipo de adquisición de datos.....	54
3.1.2	Ubicación de sensores en el puente.....	56
3.1.3	Registros experimentales de las pruebas de vibración ambiental.....	57
3.2	Etapa 2. Después de comenzar el llenado del embalse.....	60
3.2.1	Equipo de adquisición de datos.....	60
3.2.2	Ubicación de sensores en el puente.....	62
3.2.3	Registros experimentales de las pruebas de vibración ambiental.....	65
3.3	Identificación experimental de las propiedades dinámicas del puente	67
3.3.1	Identificación de las frecuencias naturales	67
3.3.2	Identificación de los modos de vibración	82
3.3.3	Identificación de los porcentajes de amortiguamiento	92
3.3.4	Algoritmo utilizado para el procesamiento de señales.....	96
4.	COMPARACIÓN DE PARÁMETROS MODALES.....	101
4.1	Frecuencias y modos de vibración.....	101
4.2	Porcentajes de amortiguamiento	106
5.	CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO	108
5.1	Paso 1: Evaluación de errores en la idealización del modelo numérico .	109
5.1.1	Análisis de convergencia.....	109
5.1.2	Condiciones de contorno.....	110
5.1.1	Rigidez de las conexiones.....	111

5.2	Paso 2: Correlación de las predicciones del modelo de análisis y resultados de la prueba y selección de parámetros de corrección.	111
5.2.1	Propiedades de la sección transversal	112
5.2.2	Propiedades de los materiales, módulo de elasticidad y densidad ..	112
6.	PLAN DE MONITOREO PROPUESTO	116
6.1.1	Influencia de las condiciones medio ambientales en las propiedades dinámicas de la estructura	116
6.1.2	Identificación de modos de flexión.....	117
6.1.3	Análisis de rigidez de apoyos	117
6.1.4	Campaña de monitoreo	118
7.	CONCLUSIONES	120
	BIBLIOGRAFÍA.....	123
	ANEXOS	129

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.	Propiedades Mecánicas de Materiales	44
Tabla 2.	Sección bruta y sección transversal equivalente	46
Tabla 3.	Resumen de Cargas Permanentes	47
Tabla 4.	Periodos y Factores de Participación Modal.....	48
Tabla 5.	Valores máximos de aceleración. Etapa 1	58
Tabla 6.	Valores máximos de aceleración. Etapa 2.....	65
Tabla 7.	Frecuencias identificadas con valores de correlación mayores a 0.60. Etapa 1	74
Tabla 8.	Frecuencias identificadas con valores de correlación mayores a 0.70. Etapa 2	77
Tabla 9.	Frecuencias identificadas método EFDD. Etapa 2	81
Tabla 10.	Estimación de los coeficientes de amortiguamiento por el método de ancho de banda. Etapa 1	93
Tabla 11.	Estimación de los coeficientes de amortiguamiento por el método de ancho de banda. Etapa 2.....	93
Tabla 12.	Estimación de los coeficientes de amortiguamiento por el método de decremento logarítmico. Etapa 2	95
Tabla 13.	Comparación de frecuencias del modelo numérico y las identificadas experimentalmente	105
Tabla 14.	Comparación de los porcentajes de amortiguamiento calculados experimentalmente con base a PP y EFDD	106
Tabla 15.	Análisis de convergencia del modelo numérico	110
Tabla 16.	Valores iniciales de los parámetros de calibración	113
Tabla 17.	Iteraciones cambiando el módulo de elasticidad de las pilas.....	114
Tabla 18.	Iteraciones cambiando el módulo de elasticidad del tablero	114
Tabla 19.	Valores actualizados del módulo de elasticidad	115
Tabla 20.	Comparación de frecuencias del modelo numérico calibrado y las identificadas experimentalmente.....	115

Tabla 21.	Nodos con valor de 0 en 10 primeros modos de vibración	133
Tabla 22.	Nodos con valores máximos en 10 primeros modos de vibración ...	134
Tabla 23.	Formato de adquisición de datos de pruebas de vibración ambiental	
Etapa 2	137	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Analogía del monitoreo de salud estructural con el cuerpo humano..	17
Figura 2.	(a) Primera forma modal de vibración vertical, (b) Segunda forma modal de vibración vertical. Cumberland River Bridge.....	22
Figura 3.	Vibración amortiguada sistema de un grado de libertad SDOF	23
Figura 4.	Método de ancho de banda.....	35
Figura 5.	Nuevo Puente Gómez Ortiz.....	42
Figura 6.	Sección Transversal Dovela Típica	43
Figura 7.	Sección Longitudinal Nuevo Puente Gómez Ortiz	43
Figura 8.	Modelo numérico 3D – Midas Civil	45
Figura 9.	Cargas Permanentes en Sección Transversal Dovela Típica	47
Figura 10.	Formas modales fundamentales identificadas analíticamente.....	49
Figura 11.	Formas modales fundamentales identificadas analíticamente.....	50
Figura 12.	Formas modales principales identificadas analíticamente	51
Figura 13.	Desplazamiento normalizado de modos transversales. Vista XY ...	52
Figura 14.	Desplazamiento normalizado de modos longitudinales. Vista XZ...	52
Figura 15.	Desplazamiento normalizado de modos verticales. Vista XZ	53
Figura 16.	Puente Gómez Ortiz antes del llenado del embalse Hidrosogamoso	54
Figura 17.	(a) Consola K2 Kinematics, (b) Episensor triaxial FBA ES-T.....	55
Figura 18.	Esquema de adquisición de datos. Etapa 1	55
Figura 19.	Ubicación de sensores en el puente	56
Figura 20.	Registro fotográfico de ubicación de sensores. Etapa 1	57
Figura 21.	(a) Registro de aceleraciones punto 2 en Setup No.1, (b) Ubicación de sensores Setup No. 1. Etapa 1	59
Figura 22.	Registro de aceleraciones de los 2 sensores en Setup No. 1. Etapa 1	59
Figura 23.	Puente Gómez Ortiz después del comienzo de llenado del embalse Hidrosogamoso	60

Figura 24.	(a) Acelerógrafo Obisidian Kinematics y batería, (b) Antena GPS, (c) Planta Acelerógrafo Obisidian Kinematics	61
Figura 25.	Esquema de adquisición de datos. Etapa 2	62
Figura 26.	Registro fotográfico de ubicación de sensores. Etapa 2.....	63
Figura 27.	Ubicación de sensores en el puente	64
Figura 28.	(a) Ubicación de sensores Setup No.18. Etapa 2, (b) Registro de aceleraciones punto 35 (aguas abajo) en Setup No.18. Etapa 2	66
Figura 29.	Registro de aceleraciones de los 3 sensores en Setup No.18 (Aguas abajo). Etapa 2	67
Figura 30.	(a) Registro de aceleración, (b) Función de densidad espectral de potencia en punto 35 en Setup18(Etapa 2) en dirección longitudinal (X)	68
Figura 31.	PSD punto 35 en Setup 18 (Etapa 2) en dirección longitudinal (X).69	
Figura 32.	Espectro de Potencia normalizado ANPSD del setup18 (Etapa 2) (a) Dirección longitudinal (X), (b) Dirección transversal (Y), (c) Dirección vertical (Z).70	
Figura 33.	Funciones de coherencia para el Setup No.18 en dirección longitudinal 71	
Figura 34.	Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección Transversal. Etapa 1.....	72
Figura 35.	Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección Longitudinal. Etapa 1.	73
Figura 36.	Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección Vertical. Etapa 1	73
Figura 37.	Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección longitudinal. Etapa 2	75
Figura 38.	Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección transversal. Etapa 2.....	75
Figura 39.	Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección vertical. Etapa 2.....	76
Figura 40.	Información de canales de medición en Artemis	77
Figura 41.	Elementos de la matriz espectral [A].....	78

Figura 42.	Elementos de la matriz espectral correspondiente al Setup No. 10. Etapa 2	79
Figura 43.	Valores Singulares Etapa 2.....	80
Figura 44.	Valores singulares promedio de todos los setup en las 3 direcciones principales. Etapa 2	81
Figura 45.	Funciones de transmisibilidad. Setup 18-Etapa 2.....	82
Figura 46.	Identificación de modos de vibración método PP	83
Figura 47.	Modos de vibración identificados asociados a un valor de frecuencia con base al método PP.....	85
Figura 48.	Modos de vibración identificados asociados a un valor de frecuencia con base al método EFDD.....	90
Figura 49.	Modal Assurance Criterion-AutoMAC de las formas modales. Etapa 2	91
Figura 50.	Estimación del porcentaje de amortiguamiento por el método del decremento logarítmico para $f = 0.683 \text{ Hz}$ en Setup No.12.....	95
Figura 51.	Modal Assurance Criterion-CrossMAC de las formas modales del PP Y EFDD. Etapa 2	101
Figura 52.	Modal Assurance Criterion-CrossMAC de las formas modales del EFDD y modelo numérico.....	102
Figura 53.	Comparación de la forma modal identificada con el modelo de elementos finitos. Modo 1	103
Figura 54.	Comparación de la forma modal identificada con el modelo de elementos finitos. Modo 2.....	104
Figura 55.	Comparación de la forma modal identificada con el modelo de elementos finitos. Modo 8.....	104
Figura 56.	Comparación de la forma modal identificada con el modelo de elementos finitos. Modo 9.....	104
Figura 57.	Comparación de la forma modal identificado con el modelo de elementos finitos. Modo 15.....	105
Figura 58.	Variación del porcentaje de error en el proceso de calibración. ...	114

Figura 59. Esquema de instrumentación propuesto 119

LISTA DE ABREVIATURAS

ANPSD	Average Normalized Power Spectral Densities
A_AB	Aguas Abajo
A_AR	Aguas Arriba
AVT	Ambient Vibration Test
EMA	Experimental Modal Analysis
FEM	Finite Element Model
FDD	Frecuency Domain Decomposition
FRF	Function Response Frequency
FTT	Fast Fourier Transform
MAC	Modal Assurance Criterion
NDT	Non Destructive Test
OMA	Operational Modal Analysis
PP	Peak Picking
SDOF	Single Degree of Freedom
SVD	Singular Value Decomposition

TÍTULO: PROPUESTA DE PLAN DE MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO PARA LA SALUD ESTRUCTURAL DEL NUEVO PUENTE GÓMEZ ORTIZ EN LA VÍA GIRÓN ZAPATOCA*

AUTOR: Laura Andrea Vargas Carvajal†

PALABRAS CLAVE: Monitoreo, salud estructural, puente viga cajón, identificación dinámica, vibración ambiental, análisis modal operacional.

DESCRIPCIÓN

El objetivo del monitoreo de estructuras es el conocimiento de la integridad de estas a partir de la evaluación y seguimiento de su comportamiento usando diferentes técnicas de medición. Este proyecto presenta un estudio realizado al nuevo puente Gómez Ortiz localizado en la vía Girón Zapatocha, departamento de Santander (Colombia) el cual es un puente viga cajón de altura variable de 4 luces con una longitud total de 510 metros (85 m – 170 m – 170 m – 85 m) y una altura de pilas de 42 a 47 metros, lo que lo convierte en una estructura de singular importancia.

Teniendo en cuenta que el puente acaba de ser construido se dispone de toda su información, proyecto, planos, resultados de las pruebas de carga. Adicionalmente y con la finalidad de aumentar los datos disponibles para ésta investigación en el rango dinámico, se ha realizado una serie de ensayos de vibración ambiental para caracterizar las propiedades dinámicas de la estructura. Toda ésta información obtenida ha sido utilizada como fuente de calibración del modelo numérico de elementos finitos.

Este estudio pretende ser la base para la elaboración de una propuesta de plan de monitoreo de la salud estructural a largo plazo del nuevo puente Gómez Ortiz. Los resultados obtenidos establecen la condición de la estructura en un “tiempo 0” del monitoreo con el fin de ser patrón de referencia para analizar el cambio en esta a partir de sus propiedades dinámicas, que comprenden frecuencias fundamentales, modos de vibración y porcentajes de amortiguamiento; lo cual pretende ser un aporte para incentivar el monitoreo de estructuras en Colombia.

* Trabajo de Grado

† Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Ingeniería Estructural. Director: PhD. Alvaro Viviescas Jaimes

TITLE: PROPOSED MONITORING PLAN ABOUT THE DYNAMIC BEHAVIOR FOR THE STRUCTURAL HEALTH OF GOMEZ ORTIZ NEW BRIDGE AT GIRÓN - ZAPATOCA ROAD*

AUTHOR: Laura Andrea Vargas Carvajal †

KEY WORDS: monitoring, structural health, box girder bridge, dynamic identification, ambient vibration, modal operational analysis.

DESCRIPTION

The main objective of monitoring structures is the knowledge of their integrity from the assessment and supervision of their behavior using different measurement techniques. This project presents a study about Gómez Ortiz new bridge located on Giron Zapatoaca road, Santander department (Colombia) which is a box girder bridge with variable height of four spans with a total length of 510 meters (85 m - 170 m - 170 m - 85 m) and a height of piers of 42-47 meters, making it a structure of singular importance.

Given that the bridge was just built all its information is available, project plans, load test results. In addition, and in order to increase the data available for this research in the dynamic range, it has made a series of ambient vibration tests to characterize the dynamic properties of the structure. All this information obtained has been used as a calibration source of a numerical finite element model.

This study aims to be the basis for developing a proposed plan of long-term structural health monitoring of Gómez Ortiz new bridge. The results establish the condition of the structure in a "time 0" of the monitoring, with the purpose of being benchmark for analyzing changes in its dynamic properties, which are: fundamental frequencies, modal shapes and damping coefficients; this aims to contribute to encourage monitoring of structures in Colombia.

* Graduation project

† Faculty of Physics and Mechanical Engineering. Civil Engineering School. Structural Engineering Master. Project Director by PhD. Alvaro Viviescas Jaimes

INTRODUCCIÓN

En los últimos años la infraestructura vial en Colombia ha tenido un desarrollo importante consecuencia del crecimiento económico y de la necesidad de mejorar nuestra competitividad, lo cual ha incrementado la construcción de puentes vehiculares de concreto. Por la alta inversión que representan y teniendo en cuenta su condición crítica para garantizar el adecuado servicio de la vía, surge la necesidad de investigar en el área de conocimiento de técnicas de inspección preventiva evaluando periódicamente la condición estructural de estos puentes a lo largo de su vida útil con el fin de garantizar su funcionalidad y seguridad.

Los sistemas de monitoreo estructural han ganado importancia a nivel mundial, una evidencia de esto es que se han creado organizaciones dedicadas a fomentar la investigación sobre este tema como la Asociación Internacional para el Monitoreo de la Salud Estructural de Infraestructura Inteligente, ISHMII; Asociación Internacional para el control estructural (AISC), entre otras. De esta manera y con los avances recientes en tecnología de información y sensores, el monitoreo de estructuras que usualmente se hacía por métodos de inspección visual o golpeando la estructura con un pequeño martillo ha evolucionado mediante el surgimiento de nuevas metodologías de evaluación no destructiva (NDT por sus siglas en inglés) en base a diferentes enfoques, que pueden ser a partir de deformaciones, esfuerzos, emisiones acústicas, fibra óptica, vibración ambiental, entre otras.

Dentro de las NDT se destacan las metodologías que caracterizan dinámicamente la estructura a partir de vibraciones, ya sean aplicadas de forma forzada o sin ninguna excitación artificial, sino midiendo la respuesta de la estructura por la excitación producida por el ambiente (tráfico, viento, microsismos, etc.). Estas últimas se conocen como pruebas de vibración ambiental (AVT por sus siglas en inglés), las cuales son una de las técnicas más utilizadas para evaluar los

parámetros dinámicos de una estructura. La idea principal detrás de este enfoque es que cambios considerables en las propiedades modales, tales como frecuencias naturales, formas de los modos de vibración y relaciones de amortiguamiento proporcionan información cuantitativa acerca de la condición de salud de una estructura, ya que estas cambian en función de sus propiedades físicas (masa, amortiguamiento y rigidez) lo que evidenciaría la presencia de daño en esta.

1. MARCO TEÓRICO

1.1 Monitoreo de Salud Estructural

El objetivo del monitoreo de estructuras es el conocimiento de la integridad de estas a partir de la evaluación y seguimiento de su comportamiento usando diferentes técnicas de medición. Estas técnicas se basan en analizar el cambio en diferentes propiedades de la estructura a partir de las mediciones hechas en un mismo punto en diferentes tiempos, con el fin de identificar posibles variaciones respecto a un patrón de referencia (tiempo 0 del monitoreo), basado en métodos de modelación analítica y de interpretación de datos.⁵

De manera análoga a como un médico monitorea a su paciente utilizando equipos que le permitan chequear la salud de este con el fin de emitir un diagnóstico y prescribir medicina si se requiere, así mismo es el monitoreo de la salud estructural. El ingeniero monitorea la condición de la estructura a partir del uso de sensores que permitan ampliar el conocimiento del comportamiento de esta y chequear su estado estructural con el fin de emitir un diagnóstico y acciones correctivas en el caso de requerirse.

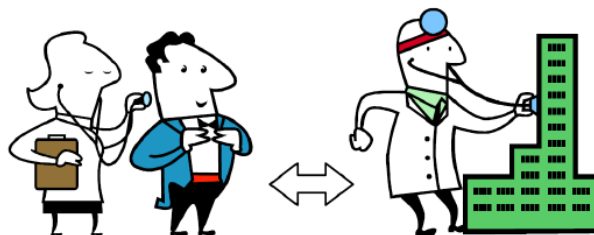


Figura 1. Analogía del monitoreo de salud estructural con el cuerpo humano
Fuente:(ISIS and SAMCO, 2012)

⁵(Gastineau, Tyler, & Schultz, 2009)

1.2 Métodos experimentales para la identificación dinámica

El comportamiento de una estructura ya construida y su respuesta ante diferentes agentes a los que esté expuesta durante su vida útil pueden ser comprendidos a partir del análisis de sus propiedades dinámicas. Existen métodos experimentales para caracterizar este comportamiento dinámico con base en la determinación de las frecuencias fundamentales, modos de vibración y porcentajes de amortiguamiento, mediante análisis de vibraciones.

El análisis de vibración representa una base potencial para el monitoreo de la salud estructural. Este análisis modal puede ser de dos tipos, experimental, EMA por sus siglas en inglés (Experimental Modal Analysis) u operacional, OMA (Operational Modal Analysis). La principal diferencia entre estos métodos recae en la excitación. En el EMA, la excitación es inducida sobre la estructura, y esta fuerza de excitación es conocida. En el OMA, la fuerza no puede ser medida pues esta proviene del ambiente o de actividades antrópicas, asumiendo esta fuerza como un ruido blanco. Esta es la mayor ventaja del OMA, porque las estructuras civiles pueden ser difíciles de excitar con medios sencillos.⁶

1.2.1 Análisis Modal Experimental, EMA

El análisis modal experimental puede ser de dos tipos, pruebas de vibración forzada o pruebas de vibración libre:

1.2.1.1 Pruebas de vibración forzada

Se conocen también como pruebas de vibración con medición de señales de entrada y salida. Se basan en someter la estructura a una fuerza de excitación controlada y conocida (entrada) con el fin de medir la respuesta de la estructura

⁶(Grosel, Sawickia, & Pakos, 2014)

ante esta fuerza (salida). El equipo requerido para pruebas de este tipo es más complejo que el empleado en una prueba de vibración ambiental, estos pueden ser: martillo de impulso, vibrador de masa excéntrica, agitador electrodinámico, camiones para impacto, entre otros⁷. Una desventaja de este tipo de pruebas es que el tiempo destinado para la obtención de los parámetros dinámicos es mayor, sin embargo, los valores obtenidos son más precisos⁸.

1.2.1.2 Pruebas de vibración libre

La vibración libre en una estructura puede obtenerse de diversas maneras, por ejemplo, a través de un cable tensado con el que se impone una deformación en la estructura, y el cual es liberado de manera súbita o a partir del impacto de un péndulo en una zona predeterminada. En ambos casos a partir del registro de la respuesta frente al tiempo es posible determinar la frecuencia natural de la estructura. (Cahís & Francesc , 2001)

1.2.2 Análisis Modal Operacional, OMA

Se conoce también como pruebas de vibración donde sólo la señal de salida es medida (output-only). El análisis modal operacional se basa en la medida de la respuesta de la estructura usando sólo el ambiente, como el viento, oleaje o microsismos, y las fuerzas de servicio que actúan sobre la misma, como el tráfico, lo cual se denomina como vibración ambiental (AVT por sus siglas en inglés, Ambient Vibration Test). Su utilidad se basa en obtener una descripción modal de la estructura bajo sus condiciones de operación. En vez de cargar la estructura artificialmente y tratar la excitación ambiental como una fuente de ruido no deseado, la excitación natural se usa como fuente de excitación.⁹

⁷ (Cunha & Caetano, 2006)

⁸(Cahís & Francesc , 2001)

⁹(Rodríguez Súnico)

En este tipo de ensayos, la respuesta ambiental estructural es captada por uno o más sensores de referencia en posiciones fijas y con un conjunto de sensores móviles en diferentes puntos de medición a lo largo de la estructura y en diferentes configuraciones. El número de puntos utilizado está condicionado por la resolución espacial necesaria para caracterizar adecuadamente la forma de los modos de vibración más relevantes (de acuerdo con el modelo de elementos finitos preliminar), mientras que los puntos de referencia deben estar lo suficientemente lejos de los puntos nodales correspondientes.¹⁰

Las principales ventajas de este tipo de ensayos radica en el hecho de que es necesario menor tiempo para realizar el ensayo, en comparación con las pruebas de vibración forzada o vibración libre, ya que sólo hay que colocar los equipos de medida, además, el ensayo no interfiere ni interrumpe el funcionamiento normal de la estructura por lo que puede seguir estando en servicio mientras se realiza, la respuesta medida es representativa de las condiciones reales de funcionamiento de la estructura, y por último, se evita la aplicación de cargas artificiales que conllevan un riesgo en la estructura.¹¹

¹⁰(Cunha A. , Caetano, Magalhaes, & Moutinho, 2006)

¹¹(Rodríguez Súnico)

1.3 Identificación de un sistema dinámico con medición de Vibraciones Ambientales

Las mediciones de vibraciones ambientales pueden ser utilizadas efectivamente para caracterizar dinámicamente una estructura mediante la estimación de parámetros dinámicos tales como frecuencias naturales (eigenvalores), formas modales (eigenvectores) y porcentajes de amortiguamiento sin la medición de señales de entrada.¹²

Las características dinámicas de una estructura no sólo pueden ser usadas para verificar modelos de cálculo, sino también como estados indicativos del desarrollo cronológico de la capacidad de carga de esta. Las mediciones tomadas en un momento determinado proveen patrones de referencia de la integridad estructural y pueden ser usadas en combinación con el análisis matemático paralelo para la determinación de posibles daños a la estructura. (Wenzel & Pichler, 2005)

1.3.1 Frecuencias naturales y formas modales

Las frecuencias naturales son un parámetro esencial para la descripción del comportamiento vibratorio de una estructura en el rango elástico. Una forma modal corresponde a la manera de vibrar en la que la estructura oscila para una frecuencia en particular. La oscilación real de una estructura se compone de las respectivas contribuciones de las formas modales individuales¹³. Por ejemplo, un puente puede vibrar de diferentes formas en sentido vertical, longitudinal, transversal o torsional, además puede vibrar con su máxima amplitud dinámica en el centro de la luz o con ninguna amplitud en la mitad de la luz, pero con movimientos significativos a un cuarto de la luz.¹⁴

¹²(Wang & Haldar, 1994) en (Feng, Kim, & Xue, 1998)

¹³(Wenzel & Pichler, 2005)

¹⁴(Gómez Araujo, 2010)

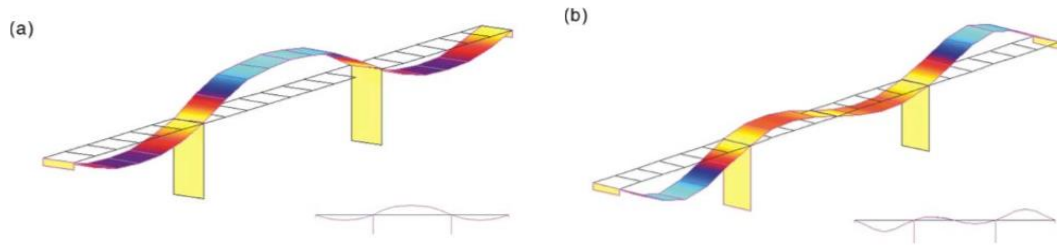


Figura 2. (a) Primera forma modal de vibración vertical, (b) Segunda forma modal de vibración vertical. Cumberland River Bridge.

Fuente: (Ren, Zatar, & Harik, 2004)

1.3.2 Amortiguamiento

Todas las estructuras tienen un amortiguamiento, el cual es la capacidad de la estructura de disipar energía después de que esta ha sido sometida a una fuerza externa, este se manifiesta como un decremento continuo de las vibraciones después de la excitación hasta que se alcanza un equilibrio estático. Las propiedades de amortiguamiento dependen de las frecuencias y representan un valor significativo para la identificación dinámica del sistema¹⁵.

La disipación dinámica de energía durante la vibración proviene de diferentes fuentes como la elasticidad imperfecta, la fricción interna de materiales de la estructura, las fricciones de miembros de la estructura y sus uniones, el mecanismo de los apoyos, el amortiguamiento aerodinámico e hidrodinámico debido al ambiente circundante, características no lineales de la estructura, la disipación de energía a través de la fundación y subestructura, daño interno del material, etc.¹⁶

Aunque el mecanismo de amortiguamiento es realmente diverso, su efecto global sobre la vibración es usualmente caracterizado considerando un amortiguamiento viscoso equivalente, que se establece como un porcentaje de amortiguamiento (ξ)

¹⁵(Wenzel & Pichler, 2005)

¹⁶(Gómez Araujo, 2010)

y que es una fracción del amortiguamiento crítico. Por ejemplo, si el amortiguamiento de un sistema SDOF es del 1%, la amplitud se disminuirá a la mitad después de 11 ciclos, si es del 10% la amplitud disminuirá la mitad en cada ciclo. Si el coeficiente de amortiguamiento es superior al crítico no hay vibración.¹⁷

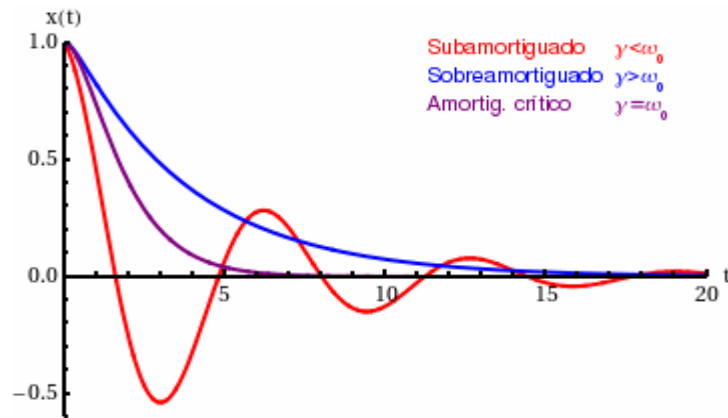


Figura 3. Vibración amortiguada sistema de un grado de libertad SDOF
Fuente:(Lapace. Departamento de Física Aplicada III, s.f.)

¹⁷ (Gómez Araujo, 2010)

1.4 Sistema Estocástico Estacionario

Cuando un fenómeno físico es considerado en términos de un proceso aleatorio o estocástico, las propiedades del fenómeno pueden ser descritas hipotéticamente en cualquier instante de tiempo calculando los valores promedio sobre un conjunto de funciones de muestra que describen el proceso aleatorio¹⁸, además, un proceso estacionario es aquel que mantiene sus características estadísticas a lo largo del tiempo.

Un ejemplo de un sistema estacionario es el ruido blanco, que se caracteriza por el hecho de que sus valores de señal en dos tiempos diferentes no guardan correlación estadística y en consecuencia la función de densidad espectral de potencia (PSD) es una constante¹⁹, la señal contiene todas las frecuencias y todas ellas muestran la misma potencia. Los métodos de identificación modal que utilizan vibraciones ambientales consideran la excitación de entrada como un proceso estocástico gaussiano tipo ruido blanco con media nula y varianza unitaria.²⁰

1.4.1 Propiedades de un Sistema Estocástico Estacionario

Existen cuatro tipos principales de funciones estadísticas que describen las propiedades básicas de un proceso estocástico estacionario: (1) valores medios cuadrados como son la media y la varianza, los cuales proveen información acerca de la intensidad de los datos, (2) funciones de densidad de probabilidad que proporciona información en el dominio de la amplitud, (3) funciones de autocorrelación, las cuales proporcionan información en el dominio del tiempo, y (4) funciones de densidad espectral de potencia, que proveen información en el

¹⁸(Bendat & Piersol, Random Data: Analysis and Measurement Procedures, 1971)

¹⁹ (Carter & Mancini, 2009)

²⁰ (Cunha, Caetano, Magalhaes, & Moutinho, 2006)

dominio de la frecuencia²¹. A continuación, se describen brevemente las propiedades utilizadas en métodos estocásticos de identificación modal:

1.4.1.1 Función de autocorrelación

La función de autocorrelación de un proceso aleatorio $x(t)$ describe la dependencia de los valores de los datos en un instante de tiempo con los valores a otro instante de tiempo, en otras palabras, es la correlación cruzada de la señal consigo misma desplazada un tiempo τ , que se define como el valor promedio del producto $x(t) \cdot x(t + \tau)$ ²². La expresión matemática que representa esta función se muestra a continuación:

$$R_{xx}(\tau) = E[x(t) \cdot x(t + \tau)] = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot x(t + \tau) dt \quad (1)$$

1.4.1.2 Función de densidad espectral de potencia (PSD)

La representación espectral de un proceso pretende expresar la señal como una suma de sucesiones periódicas²³. La función de densidad espectral de una señal es una función matemática que indica cómo está distribuida la potencia de esta señal sobre las distintas frecuencias de las que está formada. Para un proceso estocástico (aleatorio) la función de densidad espectral se puede estimar mediante la transformada de Fourier de la función de autocorrelación.

En particular, la función de autocorrelación de un proceso estocástico estacionario es el promedio estadístico que caracteriza la señal en el dominio del tiempo, y la transformada de Fourier de la función de autocorrelación, con la que se obtiene el espectro de densidad de potencia, proporciona la transformación desde el dominio del tiempo al dominio de frecuencia (Proakis & Manolakis, 1996).

²¹(Bendat & Piersol, Random Data: Analysis and Measurement Procedures, 1971)

²²(Bendat & Piersol, Random Data: Analysis and Measurement Procedures, 2010)

²³ (Instituto Nacional de Estadística. INE, 2015)

La función de densidad espectral de potencia o autoespectro, definida como se mencionó anteriormente por la transformada de Fourier de la función de autocorrelación está dada por la siguiente expresión:

$$S_{xx}(f) = 2 \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (2)$$

1.4.2 Propiedades Conjuntas de dos o más Sistemas Estocásticos Estacionarios

Las funciones estadísticas descritas en la sección anterior son útiles para describir las propiedades de procesos aleatorios individuales. A menudo es deseable describir ciertas propiedades comunes o conjuntas de diferentes datos a partir de dos o más procesos aleatorios.

1.4.2.1 Espectro de potencia medio normalizado (ANPSD)

El análisis de una función de densidad espectral en un solo punto de medición no es suficiente para identificar todas las frecuencias naturales de la estructura, ya que este punto puede estar situado sobre un nodo de amplitud nula en algún modo de vibración, por lo tanto, no será posible identificar la frecuencia de ese modo.

Para que la mayor cantidad de frecuencias de la estructura puedan ser identificadas es necesario analizar los picos de las funciones espectrales de todas las series de aceleraciones registradas. Para evitar el análisis de un gran número de gráficos, se puede terminar una función llamada *Espectro de potencia medio normalizado (ANPSD)*, el cual es definido como el promedio de un grupo l de funciones de densidad espectral normalizadas (NPSDs): (Felber, 1993)

$$ANPSD(f_k) = \frac{1}{l} \sum_{i=1}^{i=l} NPSD_i(f_k) \quad (3)$$

Donde NPSD se define como:

$$NPSD_i(f_k) = \frac{PSD_i(f_k)}{\sum_{k=1}^{k=n} PSD_i(f_k)} \quad (4)$$

f_k es la kth frecuencia discreta y n es el número de frecuencias discretas.

La normalización del espectro es importante cuando de las pruebas de vibración resultan de registros captados en diferentes instantes de tiempo, en los cuales pueden existir diferencias en la intensidad de la excitación que conduce a espectros con diferentes contenidos energéticos. (Gómez Araujo, 2010)

1.4.2.2 Funciones de coherencia

Las funciones de coherencia son comúnmente usadas para medir la aceptabilidad de las estimaciones de frecuencias. En ocasiones en el espectro medio normalizado (ANPSD) se pueden presentar frecuencias con alto contenido energético que no correspondan a un modo de vibración fundamental de la estructura sino provengan de fuentes de ruido. La manera de identificar aquellos picos del espectro que si corresponden a una frecuencia de un modo de vibración de la estructura es a través de las funciones de coherencia entre señales de diversos puntos instrumentados en un ensayo de vibración ambiental y los puntos considerados como de referencia. (Gómez Araujo, 2010)

La estimación de la función de coherencia entre dos señales de respuesta y_i y y_j está dada por la siguiente ecuación:

$$\gamma^2_{x,y}(f) = \frac{|S_{x,y}(f)|^2}{S_x(f)S_y(f)} \quad (5)$$

Donde S_x y S_y son los espectros de potencia de las señales $x(t)$ y $y(t)$ y $S_{x,y}$ es el espectro de potencia cruzado de estas señales.

Estas funciones toman valores entre 0 y 1 en el dominio de la frecuencia. Si $\gamma^2_{i,j}(\omega)$ es igual a 0 para un valor de frecuencia en particular, $x(t)$ y $y(t)$ se dice que son incoherentes a esa frecuencia, es decir, no están correlacionadas e indican niveles de ruido elevados²⁴. Si $\gamma^2_{i,j}(\omega)$ es próximo a 1 para una frecuencia, entonces $x(t)$ y $y(t)$ son coherentes y existe una relación fuerte de linealidad entre ellas.²⁵

- **Función de densidad espectral cruzada**

La función de densidad espectral cruzada representa la relación entre dos series $x(t)$ y $y(t)$ dentro de una variedad de frecuencias y es una medida de la similitud entre estas. Se representa mediante un número complejo de la siguiente manera:

$$S_{x,y}(f) = C_{x,y}(f) + jQ_{x,y}(f) \quad (6)$$

en donde la parte real, $C_{x,y}(f)$, es llamada *función de densidad espectral coincidente* y la parte imaginaria, $Q_{x,y}(f)$, es llamada *función de densidad espectral de cuadratura*.

En términos de frecuencia, la función de densidad espectral coincidente puede ser vista como el promedio del producto de $x(t)$ y $y(t)$ dentro un intervalo estrecho de

²⁴(Mendes & Oliveira, 2008)

²⁵(Bendat & Piersol, Random Data: Analysis and Measurement Procedures, 1971)

frecuencia entre f y $f + \Delta f$, dividido por el intervalo de frecuencia. La función de densidad espectral de cuadratura es igual excepto que, ya sea $x(t)$ o $y(t)$, no ambas, es desplazada un tiempo suficiente como para producir un cambio de fase en la frecuencia f de 90° .²⁶

Es conveniente expresar la función de densidad espectral cruzada en notación polar compleja, así:

$$S_{x,y}(f) = |S_{x,y}(f)|e^{-j\theta_{x,y}(f)} \quad (7)$$

Donde la magnitud $|S_{x,y}(f)|$ y el ángulo $\theta_{x,y}(f)$ están relacionados con $C_{x,y}(f)$ y $Q_{x,y}(f)$ por:

$$|S_{x,y}(f)| = \sqrt{C_{x,y}^2(f) + Q_{x,y}^2(f)} \quad (8)$$

$$\theta_{x,y}(f) = \tan^{-1} \left[\frac{Q_{x,y}}{C_{x,y}} \right] \quad (9)$$

²⁶ (Bendat & Piersol, Random Data: Analysis and Measurement Procedures, 1971)

1.5 Métodos Estocásticos de Identificación Modal

La excitación ambiental proviene generalmente de múltiples entradas (tráfico, viento, microsismos) y tiene un amplio contenido de frecuencias que pueden estimular un número significativo de modos de vibración. Por simplicidad, los métodos de identificación modal basados solo en la señal de salida (vibraciones ambientales) asumen que la excitación de entrada es un ruido blanco de distribución gaussiana y media cero.

Existen dos grupos principales de métodos de identificación modal a partir de vibraciones ambientales: métodos no paramétricos esencialmente desarrollados en el dominio la frecuencia y métodos paramétricos en el dominio del tiempo.²⁷

1.5.1 Método de Selección de Picos, “Peak-Picking”

El método “Peak Picking” es un método de identificación modal en el dominio de la frecuencia, se basa en extraer los picos de amplitud de un espectro de densidad de potencia de registros de vibración ambiental, y en el caso en que se tengan varios registros de un espectro de potencia normalizado (ANPSD). Estos picos representan las frecuencias naturales de vibración amortiguadas, las cuales, para valores de amortiguamiento bajos, como son los de las estructuras civiles, son aproximadamente iguales a los valores de frecuencias naturales (Gómez Araujo, 2010).

1.5.1.1 Identificación de modos de vibración

La identificación de modos de vibración se realiza a partir de la determinación de la *función de transferencia*, la cual representa de manera conveniente un sistema dinámico lineal invariante con el tiempo relacionando la respuesta del sistema con

²⁷ (Cunha, Caetano, Magalhaes, & Moutinho, 2006)

una señal de entrada o excitación. Matemáticamente se representa como la relación entre la transformada de Laplace de la salida “y” y la transformada de la Laplace de la entrada “x”.²⁸

$$H(z) = \frac{Y(z)}{X(z)} \quad (10)$$

Siendo $Y(z)$ y $X(z)$ la transformada Z, la cual es el equivalente de la transformada de Laplace de señales en tiempo discreto. En el caso de sistemas de identificación modal basados en ensayos de vibración ambiental donde solo se conoce la salida del sistema, la función de transferencia representa la relación entre la transformada de Laplace de la salida en cualquier punto “i” y la transformada de Laplace de la salida en un punto de referencia “ref”, esta relación se denomina *función de transmisibilidad*²⁹:

$$H(z) = \frac{i(z)}{ref(z)} \quad (11)$$

La función de transferencia permite obtener la función de respuesta en frecuencia $H(e^{j\omega})$, la cual es un número complejo en cada valor de frecuencia, representado a través de su amplitud y fase. Si se expresa la respuesta en frecuencia en forma polar, el módulo y la fase de las transformadas de Fourier de la entrada y la salida del sistema se relacionan así:

$$|Y(e^{j\omega})| = |H(e^{j\omega})| \cdot |X(e^{j\omega})| \quad (12)$$

$$\angle Y(e^{j\omega}) = \angle H(e^{j\omega}) + \angle X(e^{j\omega}) \quad (13)$$

²⁸ (PlanetMath.org)

²⁹(de Silva, 2005)

Donde $H(e^{j\omega})$ se denomina respuesta en amplitud o ganancia del sistema y $\angle H(e^{j\omega})$ se denomina respuesta de fase o desplazamiento de fase del sistema.³⁰

Es posible obtener una relación entre las funciones de respuesta en frecuencia FRF y las frecuencias naturales y formas modales del sistema a partir de las propiedades de ortogonalidad³¹, además, se pueden establecer picos en la FRF coincidentes con las frecuencias naturales ω_k considerando solo la contribución de los elementos de la diagonal principal (k,k). Esta relación se expresa mediante la siguiente expresión:

$$[H(\omega)] \approx \phi_k \frac{1}{(\omega_k^2 - \omega^2 + j2\xi_k \omega_k \omega)} \phi_k^T = c_1 \phi_k \phi_k^T \quad (14)$$

Donde c_1 es un escalar complejo que depende de la frecuencia del modo k y su coeficiente de amortiguamiento y ϕ_k es un vector columna con las componentes del modo de vibración k.

Así mismo, en el caso de un proceso estocástico gaussiano de tipo ruido blanco con media igual a cero, la función de densidad espectral de respuesta $S_y(\omega)$ se relaciona con la FRF por medio de la siguiente expresión³²:

$$S_y(\omega) \approx H(\omega) R_y (H(\omega)^*)^T \quad (15)$$

Reemplazando la ecuación 15 en la ecuación 14 se obtiene:

$$S_y(\omega) \approx H(\omega) R_y (H(\omega)^*)^T \approx c_1 c_1^* \phi_k \phi_k^T R_y \phi_k \phi_k^T = c_1 c_1^* \phi_k c_2 \phi_k^T \quad (16)$$

³⁰(Oppenheim & Schafer, 2011)

³¹(He & Fu, 2001)

³²(Rodrigues, 2004)

La constante escalar c_2 resulta del producto de un vector fila ϕ_k^T y la matriz cuadrada R_y , seguido de un producto por un vector columna ϕ_k ; agrupando todas las constantes en c_3 se obtiene:

$$S_y(\omega) \approx c_3 \phi_k \phi_k^T \quad (17)$$

A partir de esta relación es posible con solo tener conocimiento de una fila del espectro de respuesta obtener la configuración del modo de vibración asociado a la frecuencia ω_k . Un elemento ϕ_j de la fila del espectro de respuesta está asociada a un grado de libertad de referencia, medido en todas las configuraciones:

$$S_y(\omega)_{j,ref} \simeq c_3 (\phi_j)_k (\phi_{ref})_k \quad (18)$$

Estableciendo una relación entre una ordenada del modo de vibración del grado de libertad de referencia y la ordenada del mismo modo en el grado de libertad genérico j , se obtiene la siguiente expresión, la cual permite estimar los componentes de los modos de vibración instrumentados, asociados a cada frecuencia de resonancia ω_k :

$$\frac{S_y(\omega)_{j,ref}}{S_y(\omega)_{ref,ref}} \approx \frac{(\phi_j)_k}{(\phi_{ref})_k} \quad (19)$$

A partir de la ecuación anterior se puede concluir que, para identificar los parámetros modales de una estructura a partir de un sensor de referencia, se requiere que todos los componentes de vibración en este punto sean distintos de cero para las diferentes frecuencias de resonancia.

Anteriormente se mencionó que cualquier sistema lineal e invariante con el tiempo queda completamente caracterizado por su función de transferencia, en el caso de

sistemas donde solo se conoce la salida del sistema (vibración ambiental) esta función se denomina *función de transmisibilidad*, es posible determinar esta función entre un punto j y un punto de referencia ref a partir de los espectros de respuesta:

$$T_{j,ref} = \frac{S_y(\omega)_{j,ref}}{S_y(\omega)_{ref,ref}} \quad (20)$$

La función de transmisibilidad es de tipo complejo, su amplitud relaciona la amplitud del modo de vibración de los grados de libertad (j y ref) y cuya fase para los modos reales de la estructura debe ser 0° o 180° . Un valor de fase igual a 0° indica que los desplazamientos de los modos de los grados de libertad j y ref están en el mismo sentido, un valor igual a 180° indica que están en sentido opuesto. (Gómez Araujo, 2010)

1.5.1.2 Identificación de los porcentajes de amortiguamiento modal

Si una estructura es excitada por una señal aleatoria de baja correlación es posible determinar el coeficiente de amortiguamiento conociendo las frecuencias donde la densidad espectral se reduce a un valor $1/\lambda$ veces su máximo valor en un pico de resonancia. Este procedimiento se conoce como el método de ancho de banda (Kawasumi & Shima, 1965).

Este método es aplicado al espectro medio normalizado de las respuestas medidas en la estructura. La estimación del coeficiente de amortiguamiento ξ_k asociado a un modo de vibración k se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$\xi_k \approx \frac{A}{2} \left(1 - \frac{3}{8} A^2 \right) \quad (21)$$

$$A = \frac{\omega_2^2 - \omega_1^2}{\omega_2^2 + \omega_1^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda} - 1} \quad (22)$$

Donde ω_1 y ω_2 son frecuencias en la vecindad de la frecuencia de resonancia que son estimadas como las coincidentes con una línea de corte en $1/\lambda$ veces el valor máximo del pico en el espectro de potencia de esta frecuencia.

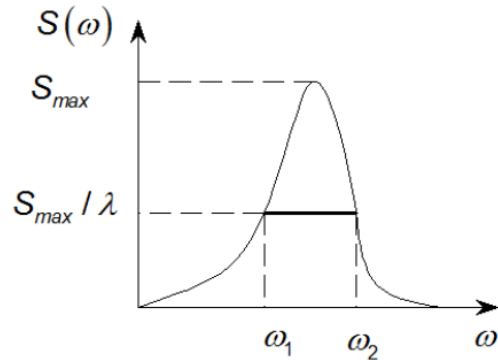


Figura 4. Método de ancho de banda
Fuente:(Boroschek K. & Hernández P., 2010)

La aplicación de este método resulta en sobreestimaciones del porcentaje de amortiguamiento, es decir, un error por exceso, que es debido al efecto de escurrimiento o “leakage” asociado a la resolución finita de los espectros de frecuencia que produce una distribución de energía a frecuencias vecinas, incluso cuando se utilizan procesos de ventaneo que reducen este efecto.³³ De hecho, el uso de ventanas de tiempo implica una convolución entre la transformada de Fourier de la señal con la transformada de Fourier de la ventana. Como consecuencia de esto, la energía espectral se dispersa y se incrementa el ancho de banda, que se traduce en un incremento de la razón de amortiguamiento viscoso aparente para cada modo.³⁴

Según (Boroschek K. & Hernández P., 2010) la distorsión por “leakage” no es dependiente en forma directa de la frecuencia de la estructura ni de la duración de la ventana, sino de la relación entre ambas. Esta distorsión depende del número de ciclos incluidos en la ventana, es decir, de cuántos periodos caben en la

³³(Mendes & Oliveira, 2008)

³⁴(Boroschek K. & Hernández P., 2010)

ventana utilizada. En base a lo descrito, propone una corrección del amortiguamiento estimado en función del número de ciclos contenidos en la ventana y el tipo de ventana utilizada. La siguiente fórmula es válida para tasas de amortiguamiento reales menores a 6% ($R^2 = 0.99$).

$$\beta = C_1 \cdot (\beta_{aparente} - C_4)^3 + C_2 \cdot (\beta_{aparente} - C_4)^2 + C_3 \cdot (\beta_{aparente} - C_4) + 0.001 \quad (23)$$

Donde:

$$C_1 = 2.038 \cdot 10^{-4} \cdot N_{ciclos}^3 - 0.06044 \cdot N_{ciclos}^2 + 5.3796 \cdot N_{ciclos} + 203.396 \quad (24)$$

$$C_2 = -1.844 \cdot 10^{-5} \cdot N_{ciclos}^3 + 5.733 \cdot 10^{-3} \cdot N_{ciclos}^2 - 0.5039 \cdot N_{ciclos} - 17.487 \quad (25)$$

$$C_3 = \begin{cases} -0.0336 \cdot N_{ciclos} + 2.6850 & \text{si } N_{ciclos} < 20 \\ -0.0047 \cdot N_{ciclos} + 2.1902 & \text{si } 20 \leq N_{ciclos} \leq 100 \\ -0.0012 \cdot N_{ciclos} + 1.8247 & \text{si } 100 < N_{ciclos} \end{cases} \quad (26)$$

$$C_4 = 0.6745 \cdot N_{ciclos}^{-0.9709} \quad (27)$$

$\beta_{aparente}$ corresponde a la razón de amortiguamiento calculada con el método de ancho de banda.

1.5.2 Método de Descomposición del Dominio de la Frecuencia Mejorado “Enhanced Frequency Domain Decomposition-EFDD”

El método de descomposición del dominio de la frecuencia EFDD corresponde a un mejoramiento del método del dominio de la frecuencia FDD, el cual permite extraer las frecuencias de resonancia y el amortiguamiento de un modo particular, computando las funciones de auto correlación y correlación cruzadas. Esta mejora es basada en el hecho de que la función de auto correlación de respuesta de un oscilador de un grado de libertad (SDOF por sus siglas en inglés) sujeto a una

excitación de tipo ruido blanco puede ser proporcional a la respuesta de vibración libre.³⁵

La estimación de los parámetros modales consta de dos pasos. El primero de ellos es llevar a cabo la identificación de picos por el método FDD, y después de esto usar esta identificación de modos de vibración para identificar las funciones espectrales de campana de un grado de libertad (SDOF Spectral Bell Functions)³⁶.

En este método, la función de densidad espectral de potencia de un SDOF, identificada alrededor de un pico de resonancia, es llevada de vuelta al dominio del tiempo utilizando la Transformada discreta de Fourier Inversa (IDFT). La frecuencia natural es obtenida determinando las veces por segundo que la función de auto correlación normalizada de un sistema de un grado de libertad en función del tiempo cruza el eje cero. La función SDOF es estimada usando la forma determinada por la anterior identificación de picos del método FDD, siendo este último utilizado como vector de referencia en un análisis de correlación basado en un índice que mide la correlación entre dos configuraciones modales, este índice se designa como MAC (Modal Assurance Criterion).³⁷

En ambos lados de una frecuencia de resonancia en el FDD se calcula un vector MAC entre el vector de referencia FDD y los vectores singulares para dicha frecuencia en particular. Si el valor MAC de este vector es por encima de un nivel de rechazo MAC especificado, el correspondiente valor singular es incluido en la descripción de la función SDOF.

³⁵(Brincker, Zhang, & Andersen, 2001)

³⁶(Structural Vibration Solutions)

³⁷(Jacobsen, Andersen, & Brincker, 2006)

1.5.2.1 Descomposición en el dominio de la frecuencia

El método de descomposición del dominio de la frecuencia (FDD) estima los modos de vibración usando la descomposición en valores singulares (SVD) de la matriz espectral. Esta descomposición corresponde a separar la respuesta en un conjunto de funciones de densidad espectral, representando cada una un sistema de un grado de libertad (SDOF).³⁸

- **Descomposición en valores singulares**

La descomposición de valores singulares (SVD por sus siglas en inglés) de una matriz compleja $[A]$ $m \times n$ está dada por la siguiente expresión:

$$[A] = [U][\Sigma][V]^H \quad (28)$$

Donde $[U]$ y $[V]$ son matrices unitarias que contienen los vectores singulares de $[A]$ y $[\Sigma]$ es una matriz diagonal que contiene los valores singulares reales. El superíndice H en la matriz V denota una transformación Hermitiana (transpuesta y conjugada compleja). En el caso de matrices con valores reales, la matriz V es solo transpuesta.

La SVD se encuentra relacionada con la determinación de los valores y vectores propios de las matrices $A^T A$ y AA^T . Los valores singulares de A son iguales a raíces cuadradas positivas de los valores propios de $A^T A$ y AA^T .³⁹

La descomposición en valores singulares es realizada para cada conjunto en cada frecuencia. La matriz de densidad espectral es aproximada a la siguiente expresión después de la descomposición SVD:

³⁸(Gade, Møller, Herlufsen, & Konstantin-Hansen, 2006) y (Brincker, Zhang, & Andersen, 2001)

³⁹ (Gómez Araujo, 2010)

$$[G_{yy}(\omega)] = [\Phi][\Sigma][\Phi]^H \quad (29)$$

$$\text{Con } [\Phi]^H[\Phi] = [I] \quad (30)$$

Donde Σ es la matriz de valores singulares y Φ la matriz unitaria de vectores singulares:

$$[\Sigma] = \text{diag}(s_1, \dots, s_r) = \begin{vmatrix} s_1 & 0 & 0 & \cdot & \cdot & 0 \\ 0 & s_2 & 0 & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & \cdot & s_3 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & s_r & 0 \\ 0 & \cdot & \cdot & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \quad (31)$$

$$[\Phi] = [\{\phi_1\}\{\phi_2\}\{\phi_3\} \dots \{\phi_r\}] \quad (32)$$

Donde ϕ_i son las aproximaciones de los modos de vibración individuales. El número de elementos diferentes de cero en la diagonal de la matriz singular corresponde al rango de la matriz de densidad espectral.⁴⁰

- **Algoritmo de identificación**

De acuerdo a (Brincker, Zhang, & Andersen, 2001), el primer paso a realizar en el método de identificación de descomposición del dominio de la frecuencia (FDD) es estimar la matriz de densidad espectral de potencia. La estimación de las PSD de la salida $S_y(\omega_i)$, la cual es conocida en frecuencias discretas $\omega = \omega_i$ es descompuesta en los valores singulares (SVD) de la matriz para cada frecuencia:

$$S_y(\omega_i) = U_i S_i U_i^H \quad (33)$$

⁴⁰ (Gade, Møller, Herlufsen, & Konstantin-Hansen, 2006)

Donde la matriz $U_i = [u_{i1}, u_{i2}, \dots, u_{in}]$ es unitaria que contiene los vectores singulares u_{ij} . La primera columna de esta matriz contiene, para una frecuencia ω_i , la configuración del modo de vibración dominante, si los modos restantes son ortogonales con relación al primer modo, la configuración de estos aparecerá en las columnas restantes.

Adicionalmente, S_i es una matriz diagonal que contiene los valores singulares escalares s_{ij} de la matriz espectral por cada frecuencia ω_i . El algoritmo SVD organiza la matriz S_i de forma descendente, es decir, el primer valor singular contiene las ordenadas del autoespectro de un oscilador de un grado de libertad relativo al modo de vibración dominante de esa frecuencia. Los valores singulares restantes contienen valores que se aproximan a cero.

En el caso en donde se realicen varios “setups” o configuraciones de sensores, es posible obtener los valores singulares a los grados de libertad instrumentados.⁴¹

1.5.2.2 Identificación de modos de vibración

La identificación de las formas modales se calcula como un promedio ponderado de los vectores singulares en el intervalo de nivel de rechazo MAC especificado. El promedio se pondera multiplicando los vectores singulares con sus correspondientes valores singulares. Esto significa que entre más cercano esté un vector singular a un pico de la función espectral de campana SDOF, más peso tendrá en la forma modal estimada.⁴²

⁴¹ (Gómez Araujo, 2010)

⁴²(Structural Vibration Solutions)

El MAC puede ser determinado a partir de la ecuación 29, donde ϕ_{k1} y ϕ_{k2} son dos vectores columna con las configuraciones modales k1 y k2, y puede tomar valores entre 0 y 1.⁴³

$$MAC_{k1,k2} = \frac{(\phi_{k1}^T \cdot \phi_{k2})^2}{(\phi_{k1}^T \cdot \phi_{k1})(\phi_{k2}^T \cdot \phi_{k2})} \quad (34)$$

1.5.2.3 Identificación de porcentajes de amortiguamiento

Los coeficientes de amortiguamiento se determinan a partir del decremento logarítmico de la envolvente de la función de correlación normalizada SDOF, la cual se calcula transformando al dominio del tiempo la función espectral de campana SDOF.⁴⁴ La estimación se lleva a cabo usando una regresión lineal de esta envolvente. El decremento logarítmico δ definido por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{1}{m} \ln \left(\frac{R_n}{R_{n+m}} \right) \quad (35)$$

Donde R_n y R_{n+m} son dos valores extremos de la función de autocorrelación alejados entre m ciclos. Los coeficientes de amortiguamiento en función del decremento logarítmico se calculan a partir de la siguiente expresión:⁴⁵

$$\delta = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (36)$$

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 - \delta^2}} \quad (37)$$

⁴³(Gómez Araujo, 2010)

⁴⁴(Structural Vibration Solutions)

⁴⁵ (Gómez Araujo, 2010)

2. CASO DE ESTUDIO: NUEVO PUENTE GÓMEZ ORTIZ

2.1 Descripción general

El Nuevo puente Guillermo Gómez Ortiz está localizado sobre el Río Sogamoso en la vía Girón-Zapatoca, departamento de Santander (Colombia). Su construcción hizo parte de las obras del Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso puesto que la cota de inundación del llenado del embalse inundaría el antiguo puente Gómez Ortiz, por lo cual surgió la necesidad de restituir esta conexión vial a una cota más alta. Su construcción comenzó en el año 2010.

2.2 Definición estructural

El Nuevo puente Guillermo Gómez Ortiz es un puente viga cajón de altura variable de 4 luces con una longitud total de 510 metros (85 m – 170 m – 170 m – 85 m) y una altura de pilas entre 42 a 47 metros.



Figura 5. Nuevo Puente Gómez Ortiz
Fuente: (ISAGEN S.A. E.S.P, 2015)

El sistema constructivo empleado es el de voladizos sucesivos, por lo que la superestructura corresponde a una viga de concreto $f'c = 35$ [MPa] de sección cajón cuya altura varía entre 8.80 metros en la dovela sobre pila y 4 metros en la dovela de cierre.

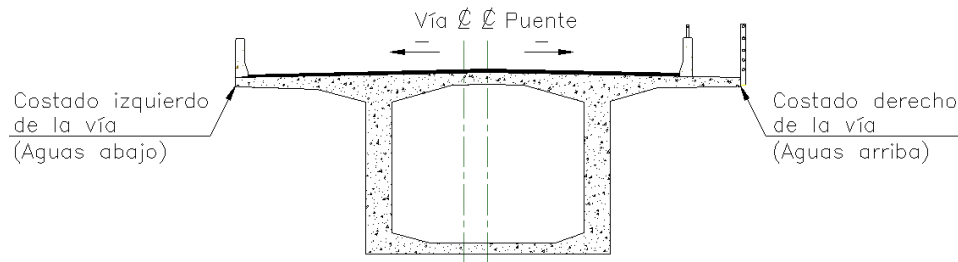


Figura 6. Sección Transversal Dovela Típica
Fuente: (Plano E4-LT4.5-EST-C-027)

La subestructura se compone de tres pilas de concreto reforzado $f'c = 28$ [MPa] de sección variable rectangular hueca, la pila del eje 2 tiene una altura de 42 [m] y las pilas del eje 3 y 4 tienen una altura de 47 [m]. En los estribos cuenta con apoyos elastoméricos en neopreno tipo Slide-Flon que permiten traslación en el sentido longitudinal del puente.

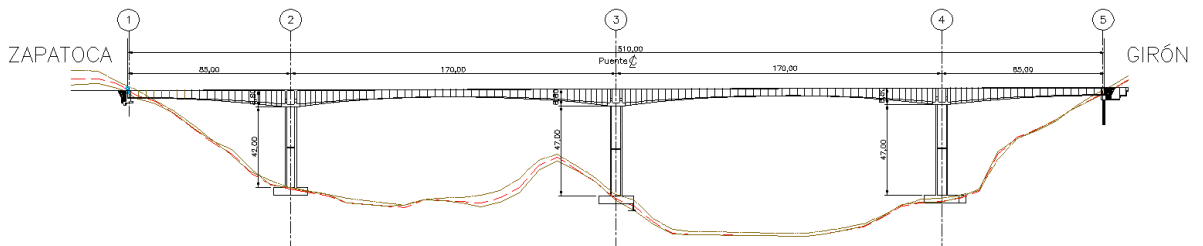


Figura 7. Sección Longitudinal Nuevo Puente Gómez Ortiz
Fuente: (Plano E4-LT4.5-EST-C-002)

2.3 Identificación teórica de las propiedades dinámicas del puente

2.3.1 Descripción del modelo numérico

La identificación y análisis de los parámetros dinámicos de la estructura se realizó a partir de un modelo numérico de elementos finitos tridimensional en el software MIDAS Civil 2016. Se modeló con base en los planos 'As Built' del proyecto suministrados por la secretaria de infraestructura de la gobernación de Santander.

Con base en que el objetivo es realizar un análisis modal, en el modelo se consideró un comportamiento lineal de los materiales. Además, no se tuvo en cuenta desplazamientos diferidos por efectos de fluencia y retracción en el acero de preesfuerzo, ni efectos de segundo orden.

El peso del concreto se consideró de acuerdo a lo dispuesto en la norma colombiana de diseño de puentes CCP-14.⁴⁶ Sección 3, y sus propiedades mecánicas (resistencia a compresión f'_c y módulo de elasticidad E) de acuerdo a lo indicado en planos estructurales:

	Superestructura	Subestructura
Peso unitario concreto reforzado de peso normal con $f'_c \leq 35$ MPa y $[\text{kN/m}^3]$⁴⁷	24	
Resistencia a la compresión f'_c [MPa]⁴⁸	35	28
Módulo de elasticidad E [MPa]	23,377 ⁴⁹	20,637 ⁵⁰
Módulo de Poisson ν	0.20	0.20

Tabla 1. Propiedades Mecánicas de Materiales

Fuente: Autor

Los elementos tanto de la superestructura y subestructura fueron modelados como elementos tipo beam unidos por nodos con tres grados de libertad traslaciones y

⁴⁶ Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14

⁴⁷ (AIS, 2014)

⁴⁸ Plano No. E4-LT4.5-EST-C-001. Planos 'As Built' Puente Guillermo Gómez Ortiz

⁴⁹ Plano No. E4-LT4.5-EST-C-027. Planos 'As Built' Puente Guillermo Gómez Ortiz

⁵⁰ $E = 3900\sqrt{f'_c} - \text{CR8.5}$ - (AIS, 2010)

tres grados de libertad rotacionales. El modelo numérico de elementos finitos tridimensional formado en la figura consiste en 484 elementos tipo beam, 203 nodos y 599 grados de libertad.

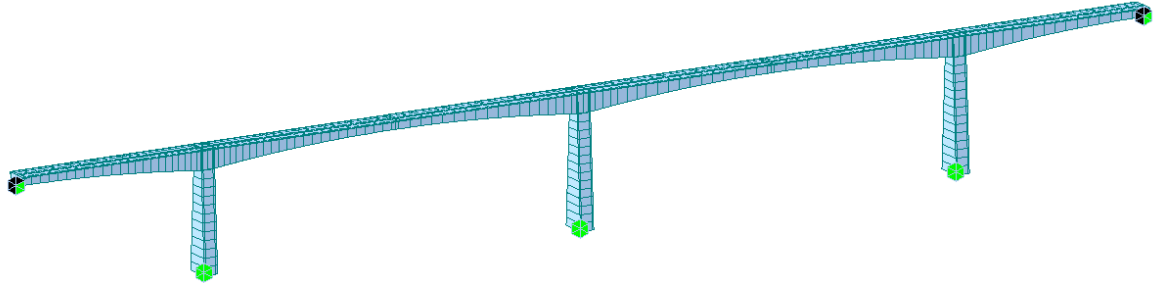


Figura 8. Modelo numérico 3D – Midas Civil
Fuente: Autor

2.3.1.1 Efecto del preesfuerzo

Para efectos de este estudio no se modeló el acero de preesfuerzo con base en investigaciones que concluyen que las frecuencias de vibración no son notablemente afectadas por la intensidad de la fuerza de preesfuerzo, es decir, que este no incide significativamente en el comportamiento dinámico del puente, por lo cual se puede despreciar.^{51,52}

Adicionalmente, se calculó una sección equivalente teniendo en cuenta el efecto de la fuerza de preesfuerzo, los cambios en esta fuerza a lo largo del puente y la excentricidad del cable, para estimar la variación en la inercia de la sección. Con ayuda del programa MIDAS CIVIL se calculó esta sección transformada en dos puntos a lo largo del puente; en el centro de luz, sección 23 y cerca al apoyo del eje2, sección 41. En la siguiente tabla se resumen estos resultados; cabe resaltar que cerca de los apoyos existe una mayor densidad de cables de preesfuerzo lo que conlleva a mayores variaciones en la sección equivalente, sin embargo, esta

⁵¹(Hamed & Frostig , 2006)

⁵²(Dall'Asta & Dezi, 1996)

variación va disminuyendo a medida que se analizan secciones hacia el centro de luz en donde la variación es de menos del 1%.

	Sección Bruta		Sec. Equivalente		Variación	
	lyy[m ⁴]	lzz[m ⁴]	lyy[m ⁴]	lzz[m ⁴]	lyy	lzz
Sección 23	21.62	17.41	21.63	17.4	0.055%	0.034%
Sección 41	105.00	168.26	112.50	177.29	7.147%	5.367%

Tabla 2. Sección bruta y sección transversal equivalente
Fuente: Autor

2.3.1.2 Condiciones de Apoyo

Se ha despreciado la interacción dinámica suelo-estructura, por lo cual se han supuesto condiciones de empotramiento en la cimentación, puesto que para el objetivo de este estudio se suponen solicitaciones sobre el terreno bajas que no hacen necesario esta modelación. En relación a las condiciones de apoyo en estribos se ha dejado libre la traslación en sentido longitudinal del puente debido a la presencia de apoyos deslizantes en neopreno tipo Slide-Flon, además, se ha restringido el desplazamiento en sentido transversal debido a la presencia de topes sísmicos a lado y lado de la superestructura y el desplazamiento vertical a causa de la existencia de cables de preesfuerzo en este sentido.

2.3.1.3 Cargas Permanentes

Adicional al peso propio de los elementos se incluyó el peso propio de los accesorios no estructurales (baranda y parapeto) y el peso propio de la carpeta de rodamiento.

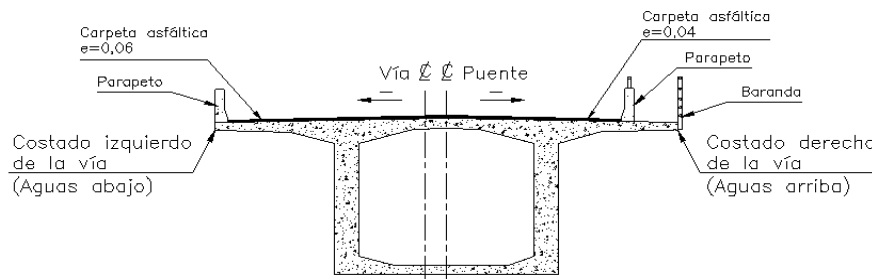


Figura 9. Cargas Permanentes en Sección Transversal Dovela Típica
Fuente: Autor

A continuación, se muestran las cargas permanentes consideradas:

			W [KN/m]	Mxx [KN*m/m]
(+)	Costado derecho vía (Aguas. arriba)	Asfalto	3.60	7.20
		Baranda	0.39	2.06
		Parapeto	4.49	18.72
(-)	Costado izquierdo vía (Aguas. abajo)	Asfalto	6.75	16.88
		Parapeto	4.39	22.75
Total			19.62	-11.64

Tabla 3. Resumen de Cargas Permanentes
Fuente: Autor

2.3.2 Análisis Dinámico del Modelo Numérico

2.3.2.1 Periodos y Factores de Participación Modal

El periodo natural o fundamental de un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL) es el tiempo requerido para completar un ciclo de movimiento armónico simple en uno de sus modos naturales (Chopra, 2012). El factor de participación modal se refiere a la contribución de masa de un modo de vibración a la respuesta de la estructura, en cada uno de los grados de libertad de esta.

Del análisis del modelo numérico se pueden clasificar los modos de vibración de la estructura según la dirección predominante de desplazamiento como verticales, transversales, longitudinales y torsionales. En la siguiente tabla se presentan los valores correspondientes a periodos, frecuencias y coeficientes de participación modal para los modos de vibración con mayor porcentaje de participación modal de acuerdo a las direcciones descritas anteriormente.

Mode No	F	T	TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z	ROTN-X	ROTN-Y	ROTN-Z	MODO
	(Hz)	(seg)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	MASS(%)	
1	0.541	1.849	0	8.8	0	2.32	0	0	3er Transversal
2	0.576	1.737	0	46.95	0	12.76	0	0	1er Transversal
3	0.683	1.465	76.27	0	0.04	0	60.44	0	1er Longitudinal
4	0.769	1.300	0.83	0	0.11	0	0.69	0	2do Vertical
5	0.928	1.077	0	7.52	0	2.33	0	0	4to Transversal
6	0.948	1.055	0.17	0	19.75	0	0.17	0	1er Vertical
7	1.043	0.959	0	0.84	0	0.31	0	0	5to Transversal
8	1.263	0.792	0	16.58	0	6	0	0	2do Transversal
9	1.613	0.620	0	0	0	0	0	0.15	6to Transversal
10	1.689	0.592	9.13	0	2.6	0	4.81	0	2do Longitudinal

Tabla 4. Periodos y Factores de Participación Modal
Fuente: Autor

2.3.2.2 Formas modales

Analíticamente se identificaron los siguientes modos de vibración con los mayores porcentajes de participación modal. Se han seleccionado los dos modos con mayor participación para cada una de las direcciones ortogonales. El modo fundamental en dirección longitudinal con una frecuencia de 0.683 [Hz] y 76,3% de participación modal de masa en dirección X, y el modo fundamental en dirección transversal con una frecuencia de 0.576 [Hz] y 46,9% de participación modal de masa en dirección Y.

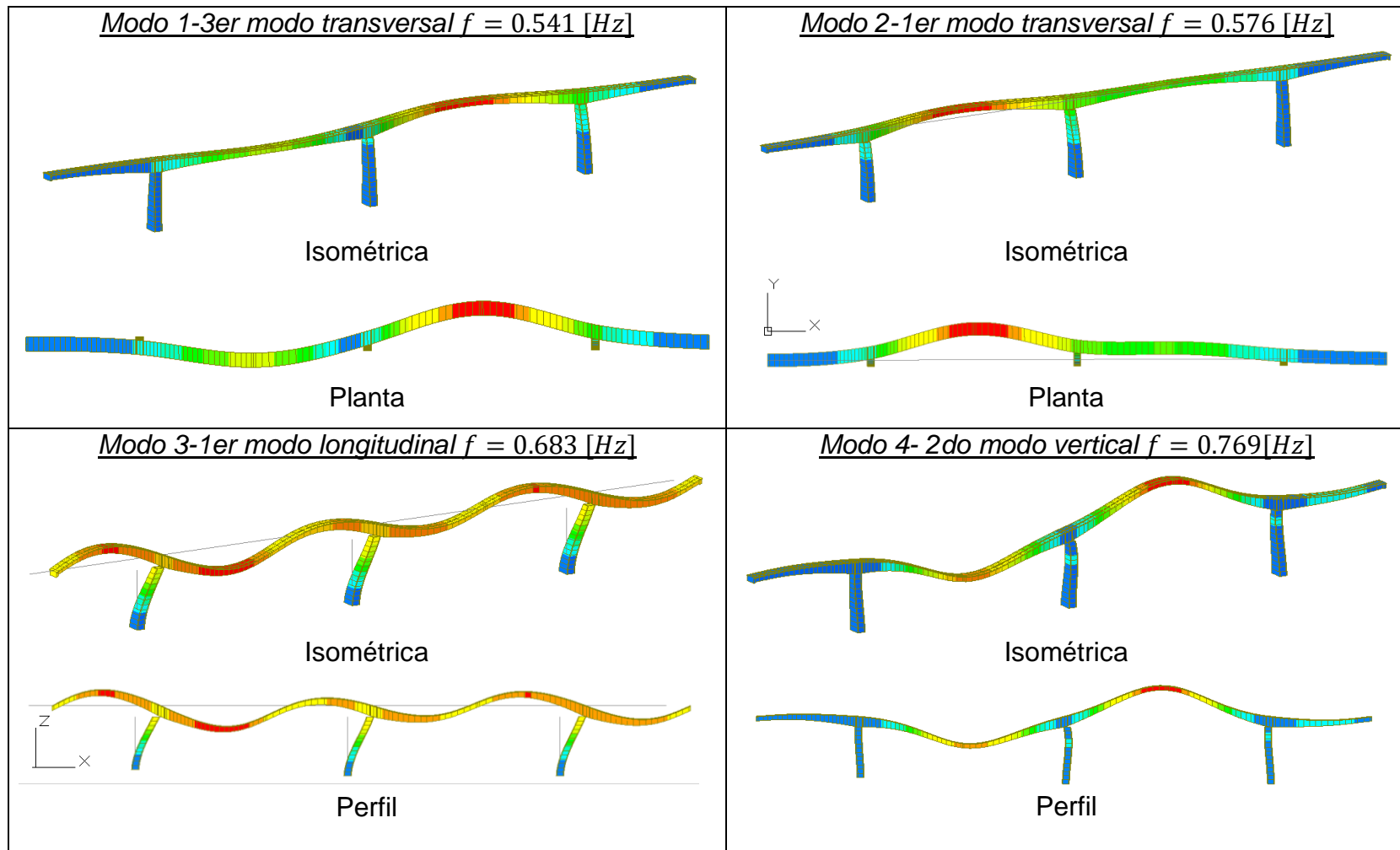


Figura 10. Formas modales fundamentales identificadas analíticamente
Fuente: MIDAS Civil 2016

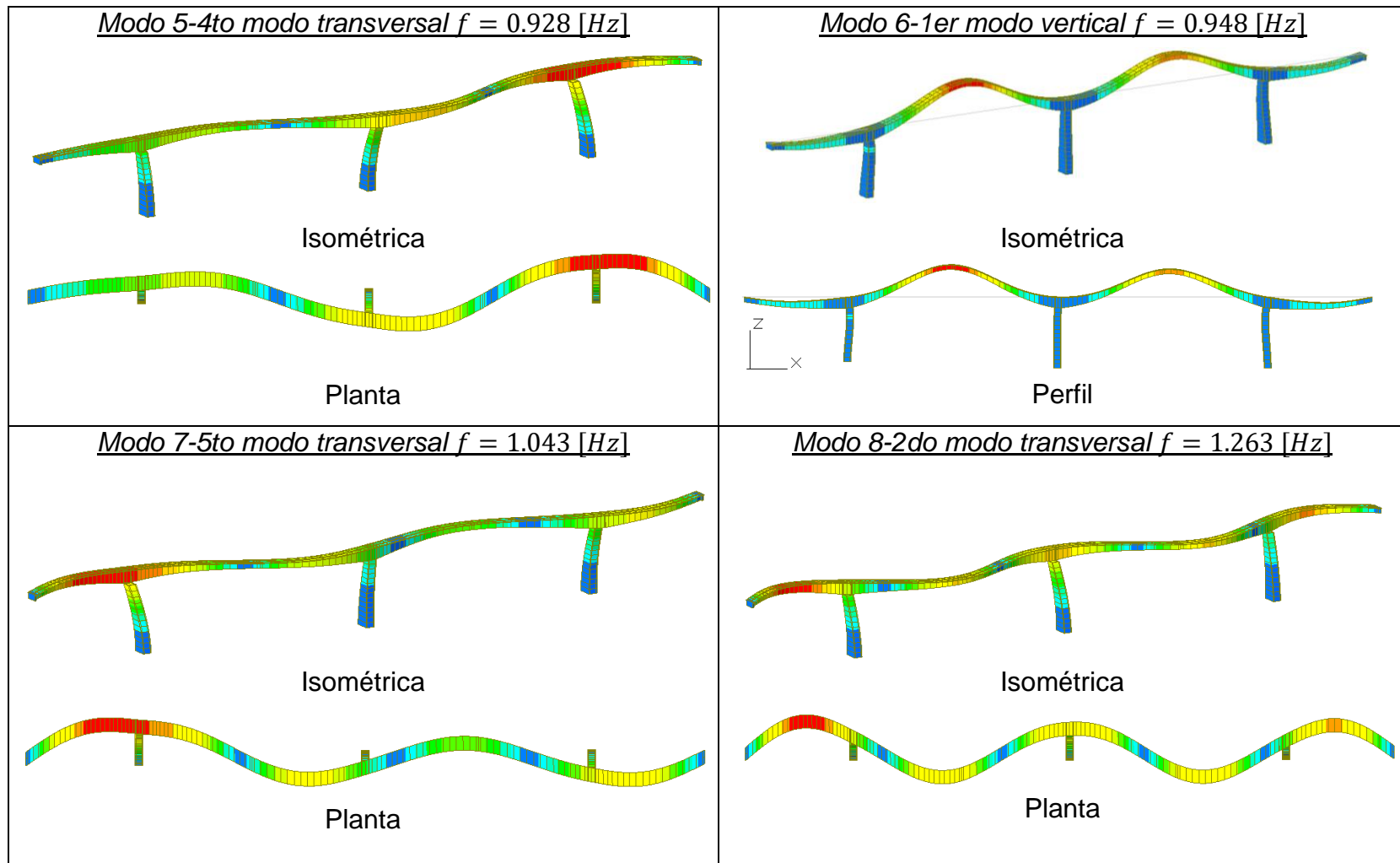


Figura 11. Formas modales fundamentales identificadas analíticamente
Fuente: MIDAS Civil 2016

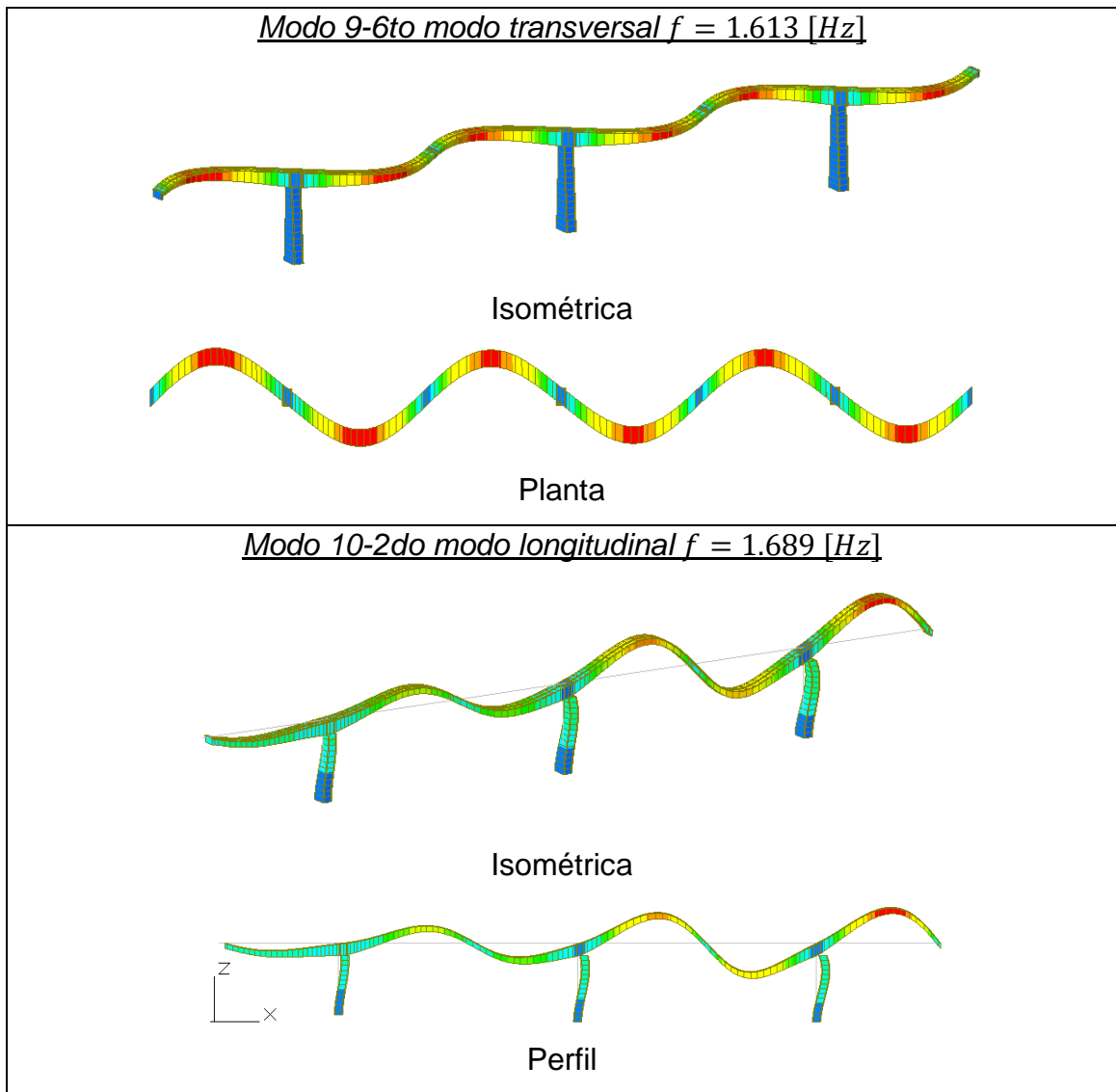


Figura 12. Formas modales principales identificadas analíticamente
Fuente: MIDAS Civil 2016

En la Figura 10, 11 y 12 se pueden observar las frecuencias y las formas modales de los modos principales de acuerdo al porcentaje de participación de masa.

3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL: MEDICIÓN DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

En base al modelo numérico se realizó el análisis de los primeros 10 modos de vibrar, clasificándolos de acuerdo a la dirección en la cual tuvieran un porcentaje de participación mayor. En las siguientes gráficas se muestran los desplazamientos normalizados extraídos del modelo numérico para los modos descritos en dirección longitudinal, transversal y vertical del puente.

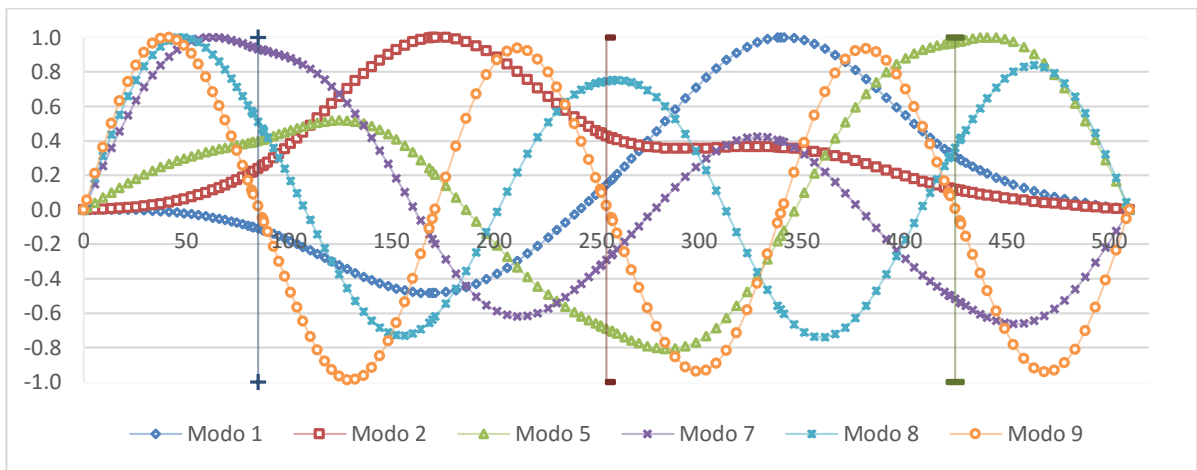


Figura 13. Desplazamiento normalizado de modos transversales. Vista XY
Fuente: Autor

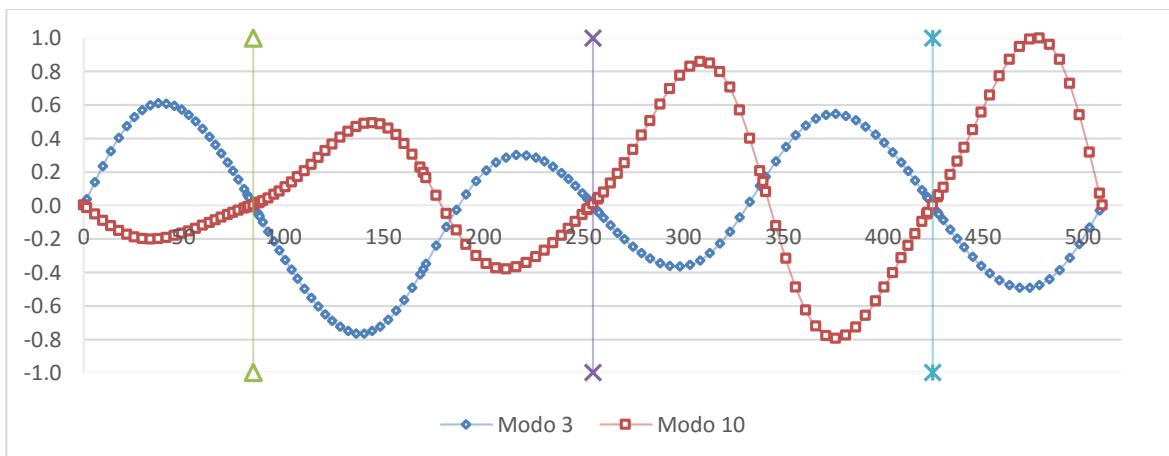


Figura 14. Desplazamiento normalizado de modos longitudinales. Vista XZ
Fuente: Autor

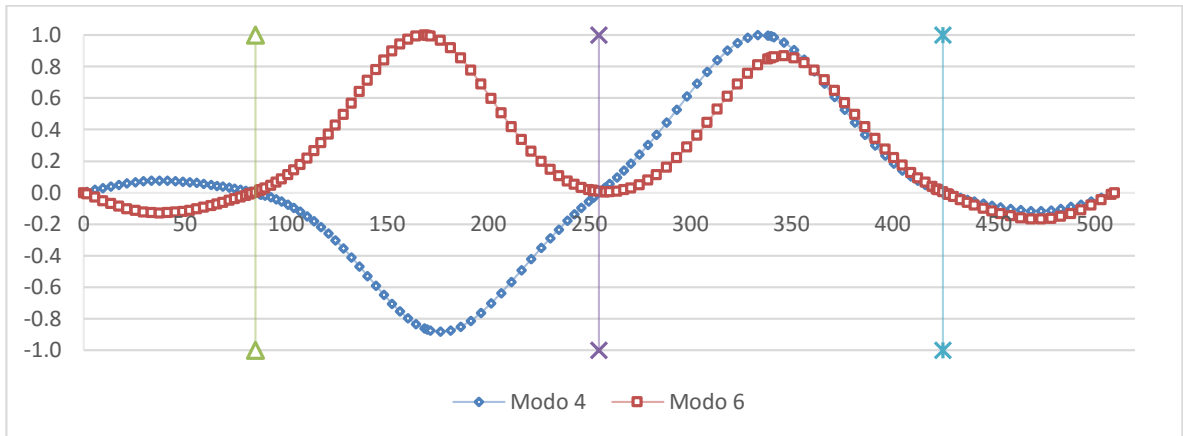


Figura 15. Desplazamiento normalizado de modos verticales. Vista XZ
Fuente: Autor

Con base en estas formas modales se ubicaron los valores máximos de desplazamiento y los valores 0 para cada modo, con el fin de determinar la mejor posición del sensor de referencia y poder obtener formas modales de las frecuencias de resonancia (Ver Anexo C)

Como se puede observar, una frecuencia en particular está asociada a un modo de vibrar determinado, los cuales para esta estructura muestran un movimiento predominante en una dirección, y diferentes amplitudes a lo largo de la longitud del puente. Es necesario analizar cuidadosamente cada uno de estos puntos, pues mientras que para los modos denominados como verticales (de acuerdo a la dirección predominante del movimiento) y ciertos transversales, los centros de la luz experimentan un máximo en amplitud, este mismo punto puede corresponder a un nodo, o punto de amplitud cero para modos longitudinales y algunos transversales; para identificar los parámetros modales de una estructura a partir de un sensor de referencia, se requiere que todos los componentes de vibración en este punto sean distintos de cero para las diferentes frecuencias de resonancia.

3.1 Etapa 1. Antes del llenado del embalse

Las primeras pruebas de vibración ambiental en el puente se realizaron antes del comienzo de llenado del embalse, razón por la cual el nivel del agua no alcanzaba a inundar las bases de las pilas del puente como se puede apreciar en la siguiente figura:



Figura 16. Puente Gómez Ortiz antes del llenado del embalse
Hidrosogamoso

Fuente: Autor. (Tomada el 16 de agosto de 2014)

3.1.1 Equipo de adquisición de datos

En esta etapa, la obtención de los registros de vibración ambiental del nuevo puente Gómez Ortiz se realizó mediante mediciones en las tres direcciones ortogonales usando el equipo descrito a continuación:

- Un equipo de adquisición de datos multicanal, K2 de Kinematics que cuenta con un sensor triaxial interno que ocupa 3 de 12 canales disponibles. Con un rango dinámico de 145 dB y un ancho de banda hasta de 200 Hz. La memoria de almacenamiento es de 64 Mb.
- Dos sensores triaxiales de fuerza balanceada FBA ES-T de Kinematics, que ocupan 6 canales
- Cronómetro

- Cinta Métrica
- Planta Eléctrica. Fuente de alimentación externa que trabaja con ACPM
- Computador portátil con sistema operativo Windows XP, compatible con el software para la configuración del sistema de adquisición y lectura de datos



(a) (b)
Figura 17. (a) Consola K2 Kinematics, (b) Episensor triaxial FBA ES-T
 Fuente: Autor

A continuación, se muestra un esquema del equipo de adquisición de datos:

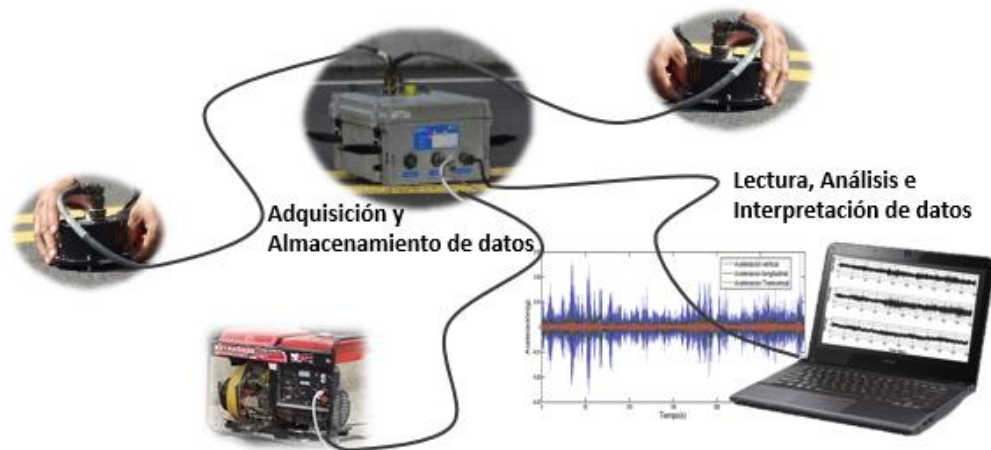


Figura 18. Esquema de adquisición de datos. Etapa 1
 Fuente: Autor

3.1.2 Ubicación de sensores en el puente

Los tres sensores triaxiales fueron ubicados directamente sobre la superficie superior del puente debido a restricciones de acceso a otros puntos. Se realizaron mediciones a lado y lado del eje (3) del puente; en sentido longitudinal a 10 metros desde este punto y a un cuarto de luz. En sentido transversal se ubicaron sensores sobre el eje del puente y a 2.135 [m] medidos desde el extremo en voladizo a lado y lado de su eje.

En esta etapa se analizaron en total 9 puntos en 8 configuraciones de sensores (setup). En la siguiente figura se muestra la distribución de estos sensores en sentido longitudinal (planta), en sentido transversal (sección viga cajón) y en altura de la estructura (perfil).

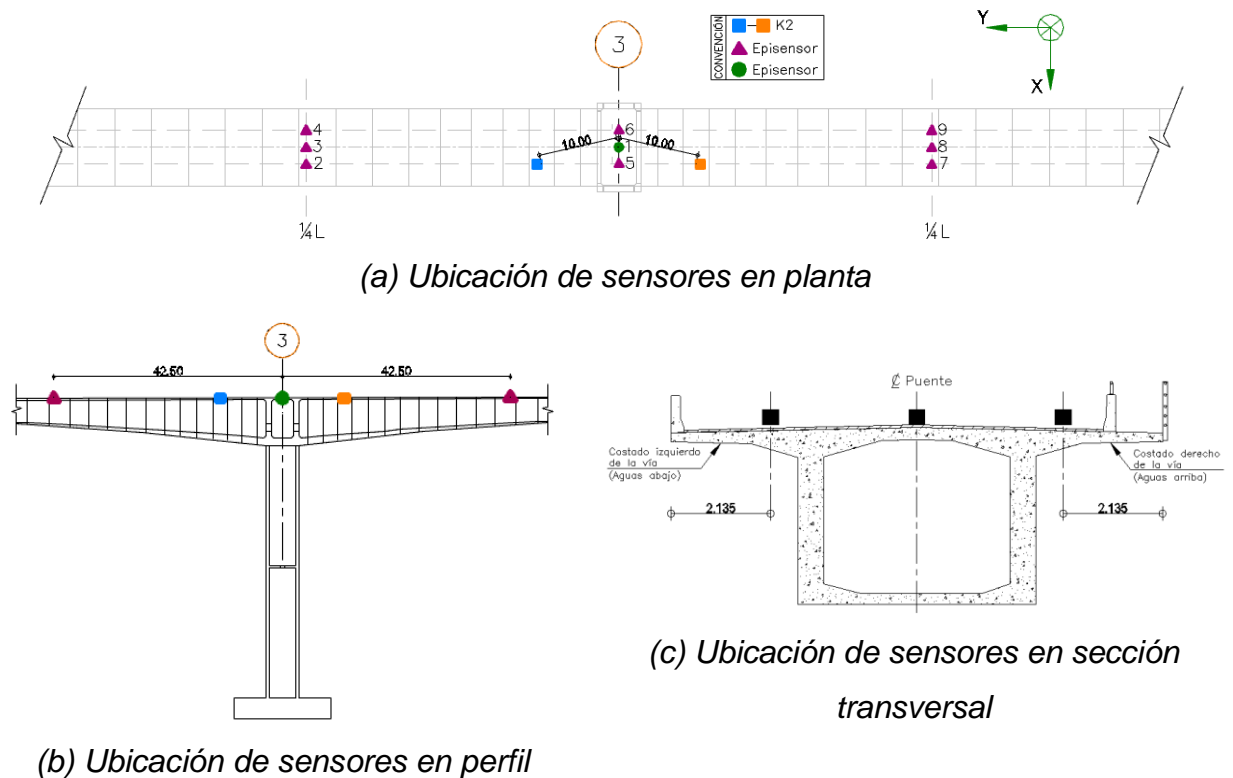


Figura 19. Ubicación de sensores en el puente
Fuente: Autor

Los registros tomados en cada una de las configuraciones tuvieron una duración entre 4 y 5 minutos, medidos con una frecuencia de muestreo de 200 Hz (200 datos por segundo).

Durante la toma de mediciones no se interrumpió el paso del tráfico, sin embargo, debido al carácter de la vía en la que se ubica el puente rara vez pasaba un vehículo. Por esta razón, los demás agentes ambientales (microsismos, viento, etc) fueron la fuente de excitación de la vibración. En la Figura 20 se muestra un registro fotográfico de la ubicación de sensores para una de las configuraciones:



Figura 20. Registro fotográfico de ubicación de sensores. Etapa 1
Fuente: Autor

3.1.3 Registros experimentales de las pruebas de vibración ambiental

Como se describió anteriormente en cada punto medido se obtuvieron registros de aceleración en las tres direcciones ortogonales, siendo la dirección “Y” la correspondiente al sentido longitudinal del puente, la dirección “X” al sentido transversal, y la dirección “Z” al sentido vertical.

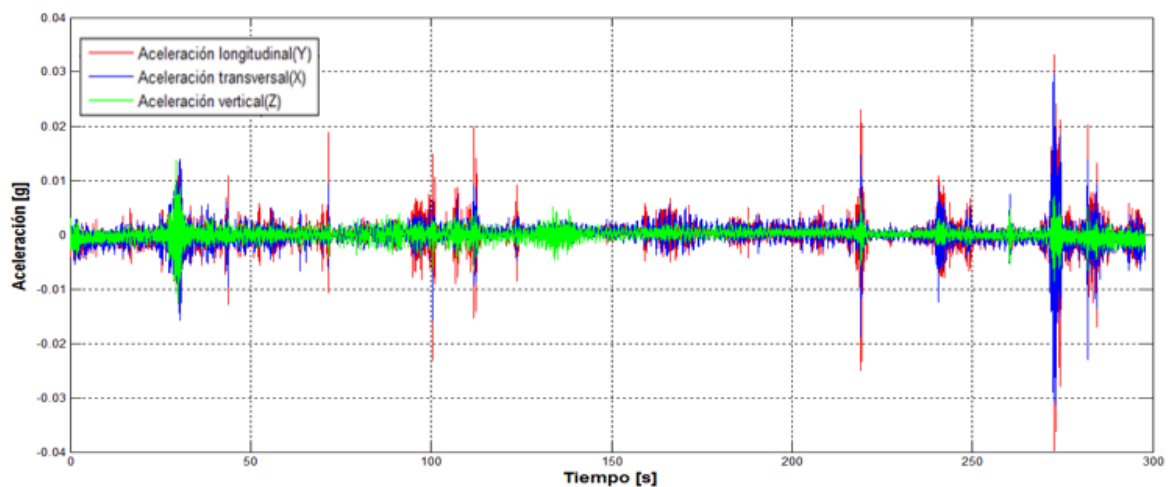
Las mediciones fueron tomadas sin interrumpir la operación del puente, es por esto que se registraron eventos de amplitudes mayores debidas al paso de

vehículos. En la siguiente tabla se presentan los valores de las máximas aceleraciones registradas en tres categorías; la primera de ellas corresponde a las mediciones hechas del eje 3 hacia el eje 2 que se denominan “Luz 2-3”, las mediciones registradas en el eje 3 sobre pila, y aquellas registradas del eje 3 hacia el eje 4 que se denominan “Luz 3-4”. De estos resultados se observa que los valores de aceleración en la luz 2-3 y luz 3-4 son similares en las tres direcciones medidas, por otro lado, las aceleraciones registradas en el eje 3 son cercanas a cero, lo cual refleja la gran rigidez de este punto, y el bajo desplazamiento que presenta ante excitaciones como la vibración ambiental.

	Luz 2-3	Eje 3	Luz 3-4
Max. Acel. Transversal [g]	0.030	0.001	0.022
Max. Acel. Longitudinal [g]	0.028	0.002	0.023
Max. Acel. Vertical [g]	0.030	0.000	0.013

Tabla 5. Valores máximos de aceleración. Etapa 1
Fuente: Autor

En la siguiente figura se muestra un ejemplo de las aceleraciones registradas en una de las series temporales en el punto 3 correspondiente al setup No.1.



(a)

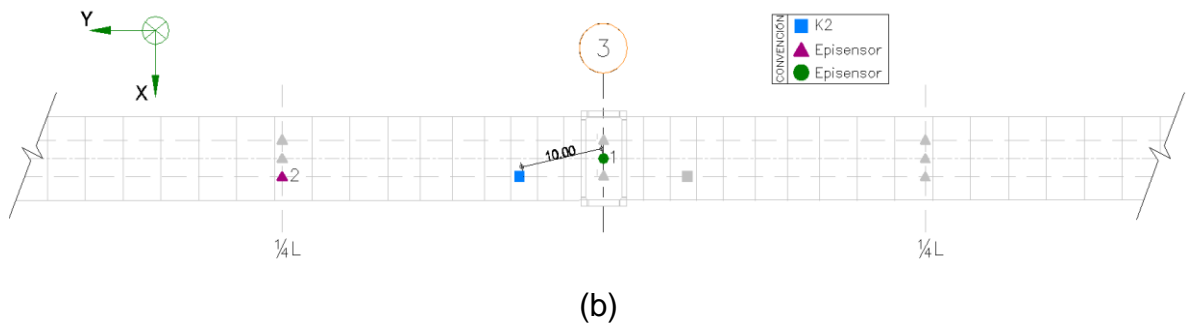


Figura 21. (a) Registro de aceleraciones punto 2 en Setup No.1, (b) Ubicación de sensores Setup No. 1. Etapa 1
Fuente: Autor

Como se observa en la Figura 19 en cada Setup se posicionaron sensores en tres puntos, sin embargo, en el momento de la prueba el sensor del K2 no estaba tomando registros, solo almacenando los tomados por los otros dos sensores, lo que da como resultado seis canales de medición que corresponden a los 2 episensores triaxiales, las mediciones corresponden a registros de aceleraciones en dos puntos diferentes del puente en las tres direcciones ortogonales principales. En la siguiente figura se puede observar los registros de aceleraciones de estos seis canales correspondientes al setup No.1.

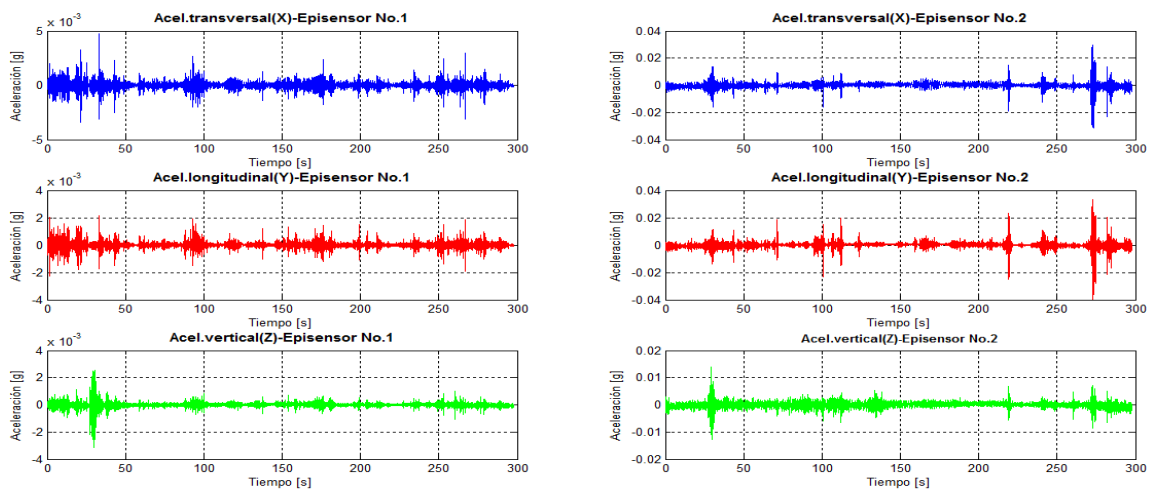


Figura 22. Registro de aceleraciones de los 2 sensores en Setup No. 1.
Etapa 1
Fuente: Autor

3.2 Etapa 2. Después de comenzar el llenado del embalse

Se tomaron registros de vibración ambiental después de la fecha de comienzo de llenado del embalse. Se esperaba que el agua hubiera alcanzado la mitad de la altura de las pilas, pero esto no se logró en el periodo de observación, y aunque el nivel del embalse apenas alcanzaba la cimentación sin inundarla se decidió realizar esta campaña de vibración ambiental. La razón por la cual el nivel de agua se encontraba muy bajo es debido a que el tiempo de verano se ha extendido en la región. (Ver Figura 23)



Figura 23. Puente Gómez Ortiz después del comienzo de llenado del embalse Hidrosogamoso
Fuente: Autor. (Tomada el 18 de febrero de 2016)

3.2.1 Equipo de adquisición de datos

Para la obtención de los registros de vibración ambiental, la respuesta en aceleración del nuevo puente Gómez Ortiz fue medida en las tres direcciones ortogonales usando acelerógrafos de alta sensibilidad. El equipo se describe a continuación:

- Tres equipos de adquisición de datos Obsidian cada uno con un sensor triaxial interno de fuerza balanceada del fabricante Kinometrics. Con un

rango dinámico de 155 Db en un ancho de banda DC hasta de 200 Hz, un rango de escala completa de $\pm 2g$ a $\pm 4g$ ⁵³ (para el caso en particular $\pm 2g$). La sincronización entre sensores se realiza vía GPS.

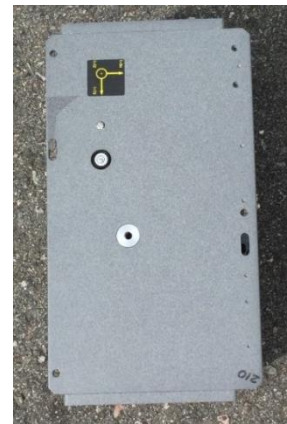
- Receptor GPS + cable de antena.
- La energía es garantizada por una batería de 15.5 VDC recargable, sin embargo, debido al tiempo de la prueba se contó con una planta eléctrica que trabaja con ACPM como fuente de alimentación externa para ser usada en el momento en que la batería se descargara. La memoria de almacenamiento es de 32 GB
- Cinta Métrica+ Aerosol
- Computador portátil para verificar que cada equipo estaba adquiriendo datos de manera correcta. Para la lectura de datos se utilizó el software MATLAB



(a)



(b)



(c)

Figura 24. (a) Acelerógrafo Obisidian Kinematics y batería, (b) Antena GPS, (c) Planta Acelerógrafo Obisidian Kinematics

Fuente: Autor.

⁵³(Kinematics, 2015)

A continuación, se muestra un esquema del equipo de adquisición de datos:

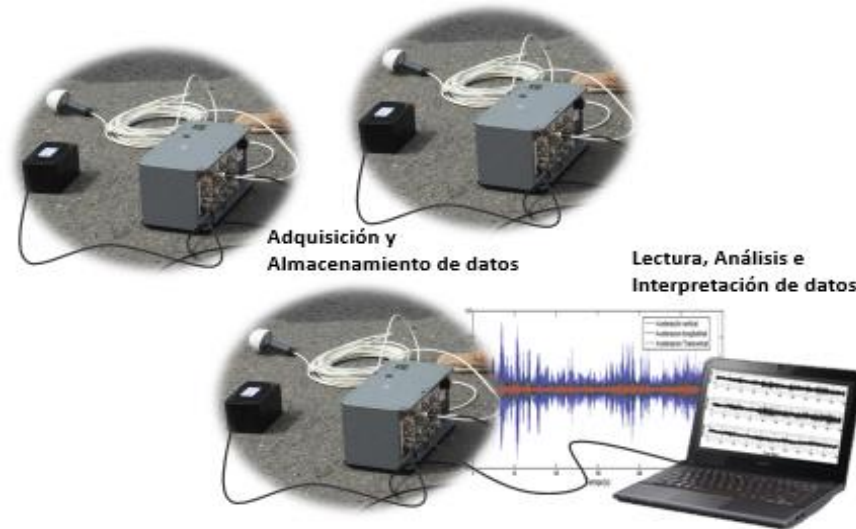


Figura 25. Esquema de adquisición de datos. Etapa 2
Fuente: Autor

3.2.2 Ubicación de sensores en el puente

La determinación de la ubicación de los sensores en el puente y del sensor de referencia se realizó a partir del análisis de las formas modales del modelo numérico enunciado descrito en capítulos anteriores.

Los tres sensores triaxiales fueron ubicados directamente sobre la superficie superior del puente debido a limitaciones de acceso a otros puntos. En sentido longitudinal se realizaron mediciones espaciadas cada 10 metros, en las 4 luces del puente. En sentido transversal se ubicaron sensores sobre el eje del alma de la viga en sección cajón a lado y lado del eje del puente. En la Figura 26 se muestra un registro fotográfico de la ubicación de sensores en una de las configuraciones.

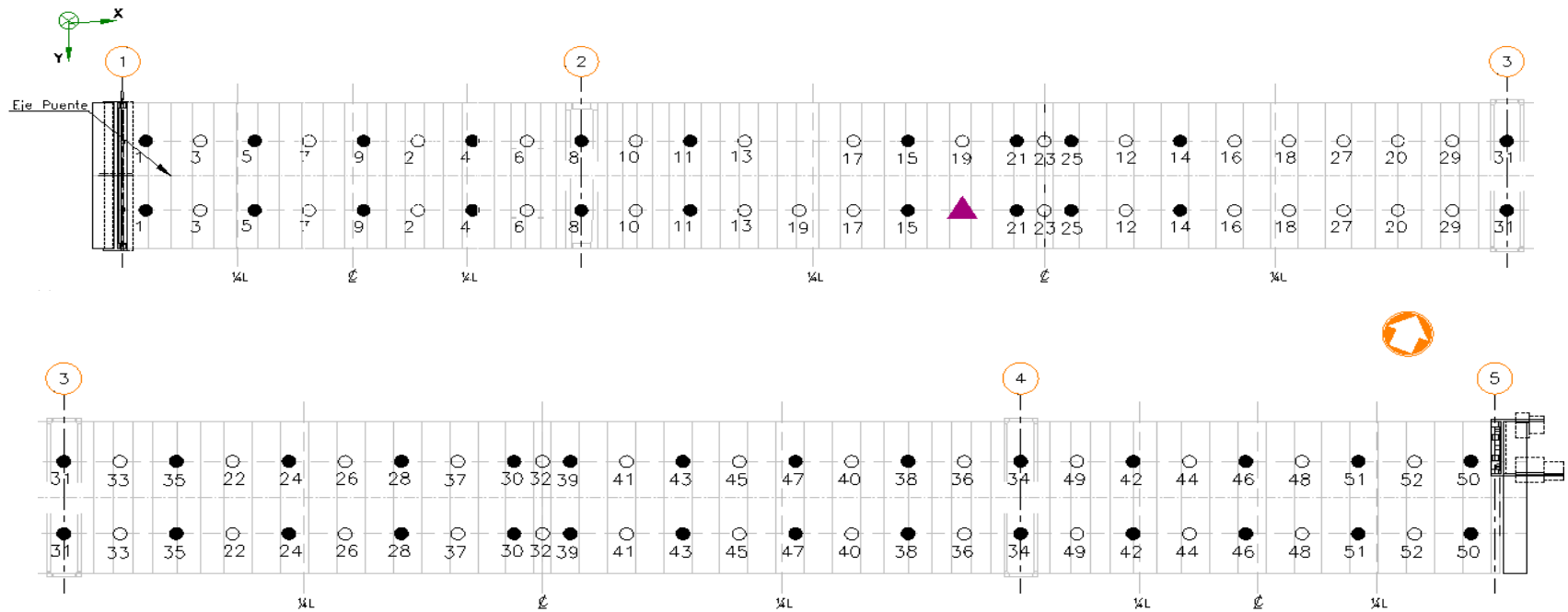


Figura 26. Registro fotográfico de ubicación de sensores. Etapa 2
Fuente: Autor

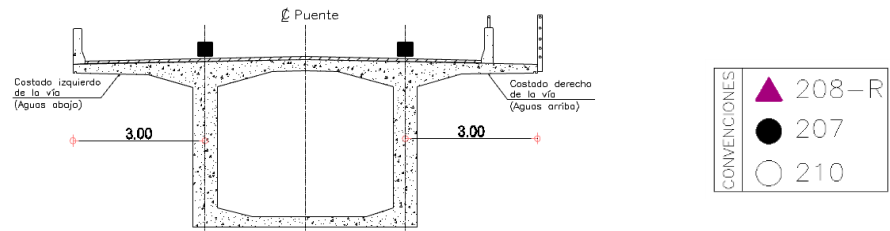
En total se analizaron 104 puntos, 52 a cada costado del eje del puente en 52 configuraciones de sensores (setup), 26 de ellas en el costado derecho del eje del puente, y los 26 restantes, al costado izquierdo de su eje. En la Figura se muestra la distribución de estos sensores en sentido longitudinal (planta), y sentido transversal (sección viga cajón).

Cada serie temporal para cada una de las configuraciones tuvo una duración de 10 minutos, una vez los datos de una configuración eran grabados se contaba con 5 minutos para desplazar los sensores al nuevo punto de medición y comenzaba la grabación de datos para el siguiente setup. Las mediciones se realizaron con una frecuencia de muestreo de 200 Hz (200 datos por segundo).

Durante todos los registros se permitió el flujo normal del tráfico, sin embargo, debido al carácter de la vía en la que se ubica el puente rara vez pasaba un vehículo. Por esta razón, los demás agentes ambiental (viento, microsismos, etc) fueron la fuente de vibración ambiental.



(a) Ubicación de sensores en planta



(c) Ubicación de sensores en sección transversal

Figura 27. Ubicación de sensores en el puente
Fuente: Autor

3.2.3 Registros experimentales de las pruebas de vibración ambiental

Como se mencionó anteriormente en cada punto de medición se obtuvieron aceleraciones en las tres direcciones ortogonales principales, siendo la dirección “X” la que corresponde al sentido longitudinal del puente, la dirección “Y” al sentido transversal, y la dirección “Z” al sentido vertical.

En la siguiente tabla se presentan los valores de las máximas aceleraciones registradas divididas en 4 categorías de acuerdo a la ubicación del punto medido. La primera de ellas corresponde a las mediciones hechas en la primera luz entre ejes 1-2, las registradas en la luz 2, entre ejes 2-3, en la luz 3, entre ejes 3 y 4 y por último aquellas registradas en la luz 4 entre ejes 4 y 5. De estos resultados se observa que los valores de aceleración en la luz 2-3 y luz 3-4, las cuales son centrales y las de mayor longitud, son mayores a los registrados en las otras dos luces, en las tres direcciones medidas. Adicionalmente se observa que estos resultados son congruentes con las formas modales analizadas con base al modelo numérico, en donde se encontró que las mayores amplitudes en las formas modales se presentan en las luces de mayor longitud del puente.

	Luz 1-2	Luz 2-3	Luz 3-4	Luz 4-5
Max. Acel. Transversal [g]	0.027	0.110	0.096	0.036
Max. Acel. Longitudinal [g]	0.106	0.114	0.055	0.033
Max. Acel. Vertical [g]	0.018	0.068	0.043	0.021

Tabla 6. Valores máximos de aceleración. Etapa 2
Fuente: Autor

En la siguiente figura se muestra un ejemplo de los primeros 5 minutos de las aceleraciones registradas en una de las series temporales en el punto 35 (aguas abajo) correspondiente al setup No.18.

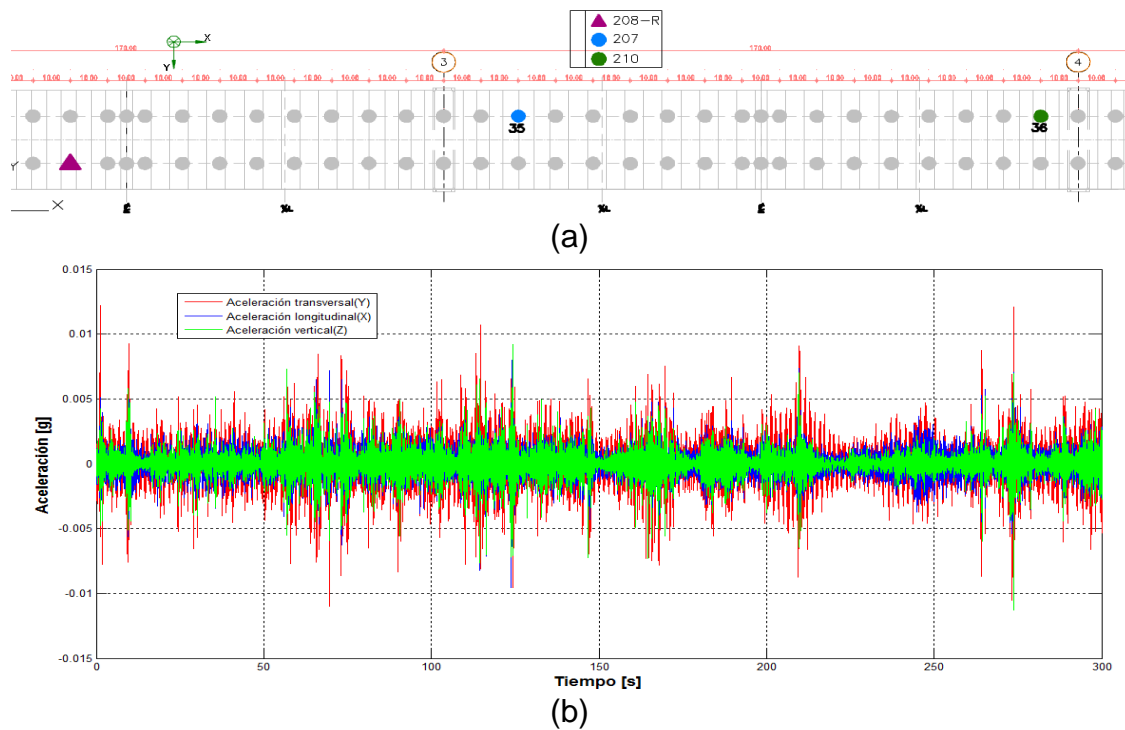


Figura 28. (a) Ubicación de sensores Setup No.18. Etapa 2, (b) Registro de aceleraciones punto 35 (aguas abajo) en Setup No.18. Etapa 2

Fuente: Autor

Como se observa en la Figura 27 en cada Setup se registraron mediciones en tres puntos diferentes del puente en las tres direcciones ortogonales principales, lo que da como resultado nueve canales de medición. En la siguiente figura se puede observar los registros de aceleraciones de estos nueve canales correspondientes al setup No.18.

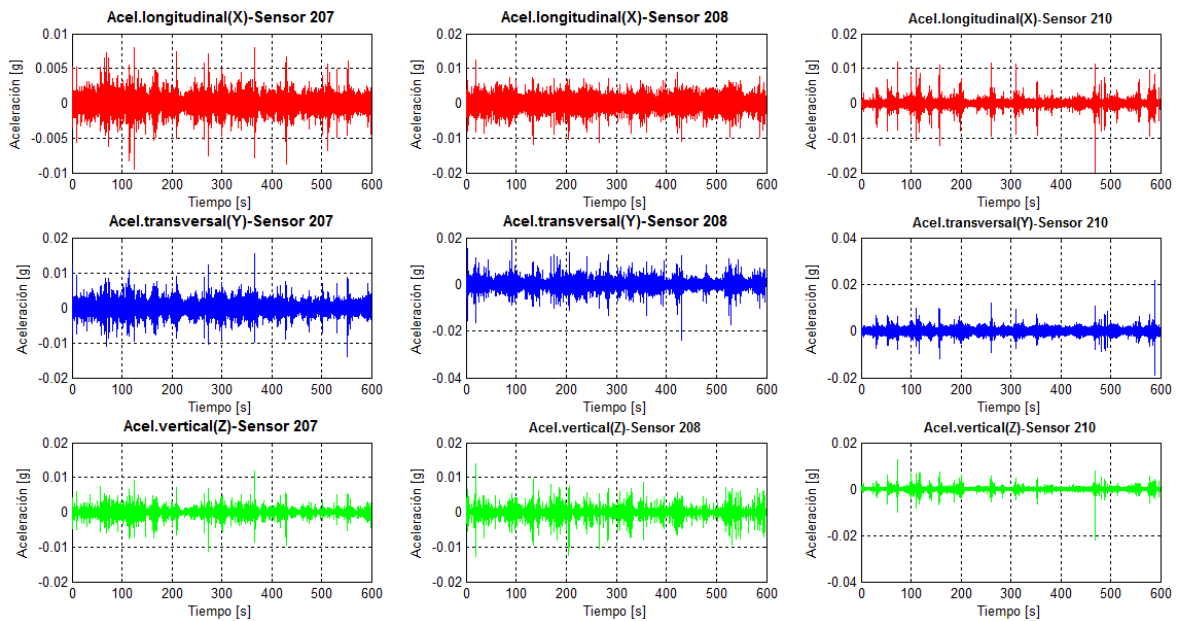


Figura 29. Registro de aceleraciones de los 3 sensores en Setup No.18 (Aguas abajo). Etapa 2
Fuente: Autor

3.3 Identificación experimental de las propiedades dinámicas del puente

La identificación de los parámetros modales del puente, frecuencias naturales, modos de vibración y coeficientes de amortiguamiento se realizó a partir de dos métodos en el dominio de la frecuencia, el método de selección de picos “Peak Picking” (PP) y el método de descomposición del dominio de la frecuencia mejorado “EFDD”.

3.3.1 Identificación de las frecuencias naturales

3.3.1.1 Método de Selección de Picos “Peak Picking”

Como se ha descrito en la sección 1.4.1.2, las frecuencias naturales de la estructura corresponden a aquellas en las que se observa mayor potencia o

contenido energético en el espectro de densidad de potencia, por lo cual, para cada uno de las mediciones registradas en cada uno de los grados de libertad se estimaron las funciones de densidad espectral de potencia. En la Figura 30 se muestra un ejemplo de la determinación de la función de densidad espectral de potencia para uno de los registros de medición obtenidos en la etapa 2.

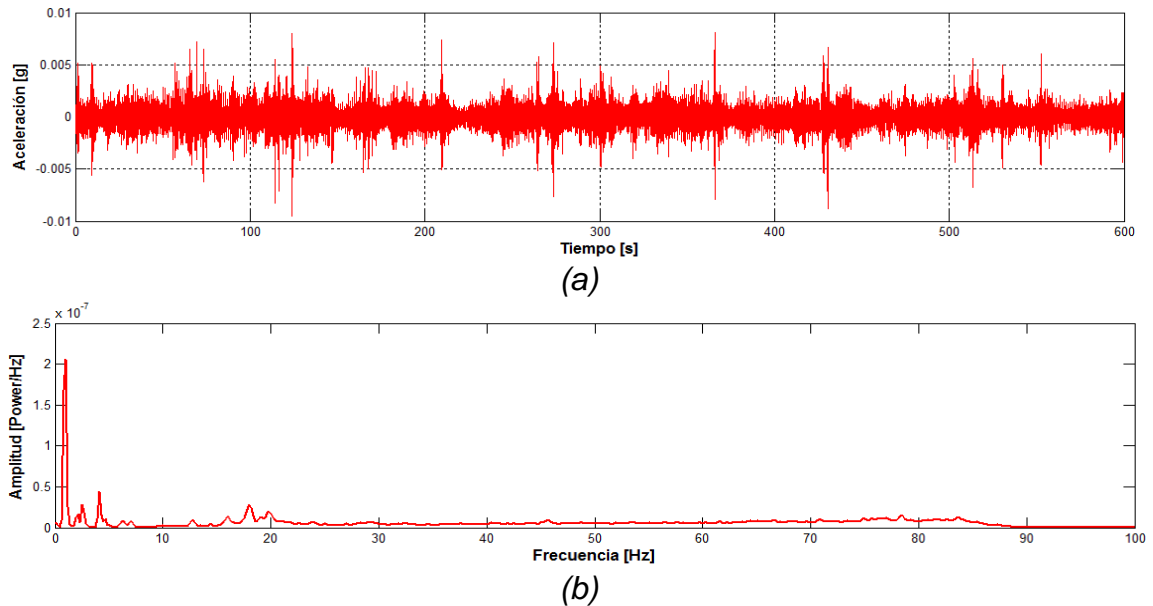


Figura 30. (a) Registro de aceleración, (b) Función de densidad espectral de potencia en punto 35 en Setup18(Etapa 2) en dirección longitudinal (X)
Fuente: Autor

De acuerdo a los resultados obtenidos en el modelo numérico y a la observación de las funciones de densidad espectral de potencia graficadas hasta la mitad de la frecuencia de muestreo (100 Hz), se espera que los picos con mayor contenido energético, que presuponen las frecuencias de los modos de vibración principales se encuentren en un rango de 0 a 10 Hz, por esta razón se centró el análisis en este rango de frecuencias realizando un remuestreo de la señal a una frecuencia de muestreo de 20 Hz, igual al doble de la mayor frecuencia esperada para reducir el efecto alias. A continuación, se muestra la función densidad espectral del punto 35 en el rango comprendido entre 0 a 10 Hz. Por otro lado, los datos de vibración

como se observa en la gráfica presentan un rango de variación muy grande con respecto al contenido energético de determinada frecuencia, lo que puede conllevar a que algunas frecuencias pueden hacerse invisibles, por esta razón es frecuente utilizar una escala logarítmica la cual comprime los grandes valores y expande aquellos de menor valor (LDS Group, 2015).

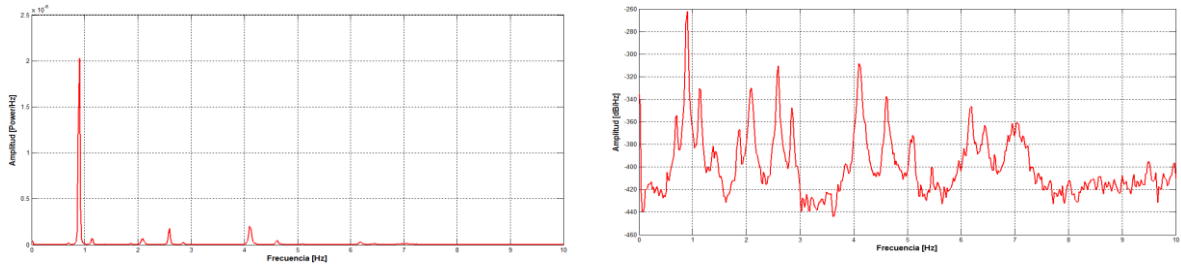
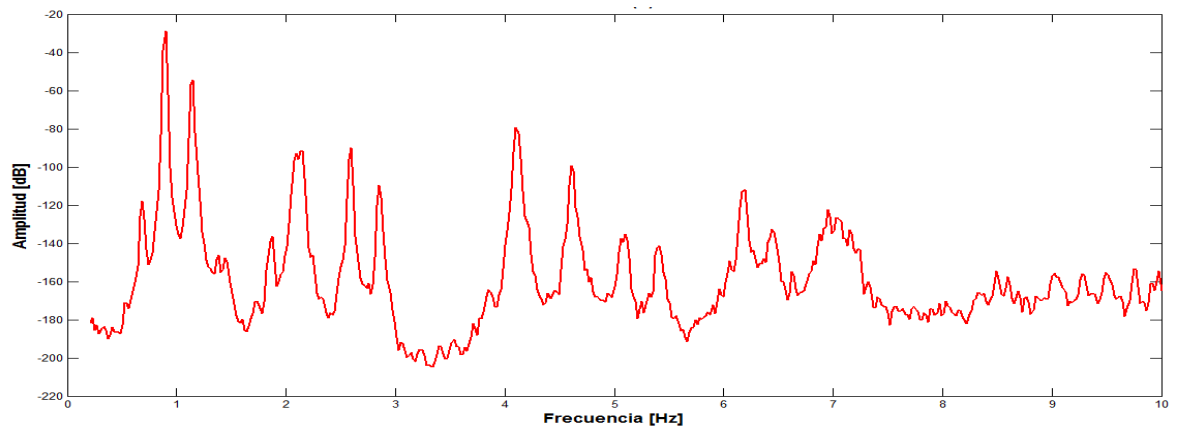


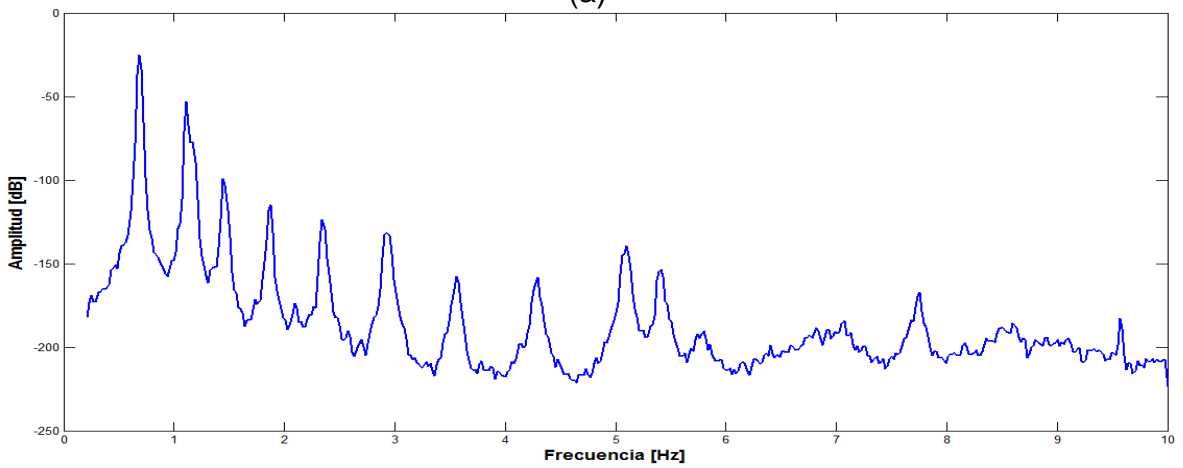
Figura 31. PSD punto 35 en Setup 18 (Etapa 2) en dirección longitudinal (X)
Fuente: Autor

Sin embargo, como se mencionó anteriormente un solo registro no es suficiente para determinar las frecuencias naturales de la estructura, debido a que el registro correspondiente puede pertenecer a un sensor ubicado en un nodo para algún modo de vibración de amplitud cero. Es por esto que a partir de las funciones de densidad espectral se determinó el espectro de potencia medio normalizado (ANPSD) asociado a cada dirección ortogonal y para el conjunto de sensores con la misma referencia. En las siguientes figuras se puede observar el espectro de potencia medio normalizado (ANPSD) para cada dirección ortogonal medida en el punto 5.

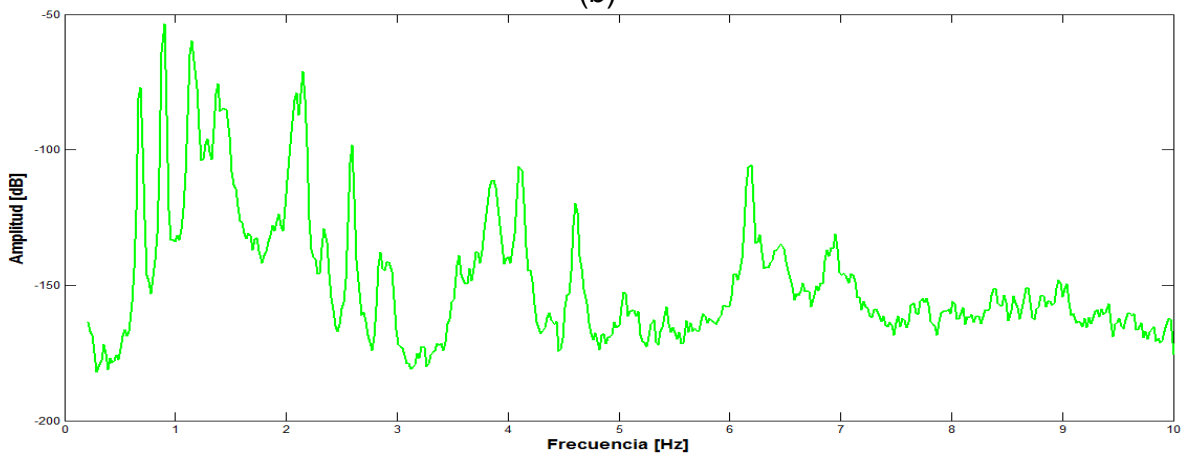
Los diferentes picos observados en los espectros de potencia normalizado pueden corresponder a frecuencias naturales de la estructura, sin embargo, una frecuencia con alto contenido energético también puede provenir de fuentes de ruido asociadas a las condiciones externas o del equipo de adquisición al momento del registro lo que puede conllevar a malas interpretaciones en aquellas frecuencias de mayor amplitud.



(a)



(b)



(c)

Figura 32. Espectro de Potencia normalizado ANPSD del setup18 (Etapa 2) (a) Dirección longitudinal (X), (b) Dirección transversal (Y), (c) Dirección vertical (Z)

Fuente: Autor

Para seleccionar de manera confiable aquellos picos que efectivamente corresponden a las frecuencias fundamentales de la estructura es necesario utilizar las funciones de coherencia, estas han sido organizadas para una frecuencia f en forma de matriz de la siguiente manera:

$$\{\gamma^2\}_{i,j}(f) = \begin{bmatrix} \gamma^2_{[1,1]} & \gamma^2_{[1,2]} & \gamma^2_{[1,3]} \\ \gamma^2_{[2,1]} & \gamma^2_{[2,2]} & \gamma^2_{[2,3]} \\ \gamma^2_{[3,1]} & \gamma^2_{[3,2]} & \gamma^2_{[3,3]} \end{bmatrix} \quad (38)$$

Siendo 1, 2 y 3 cada uno de los registros obtenidos en el setup i en dirección j .

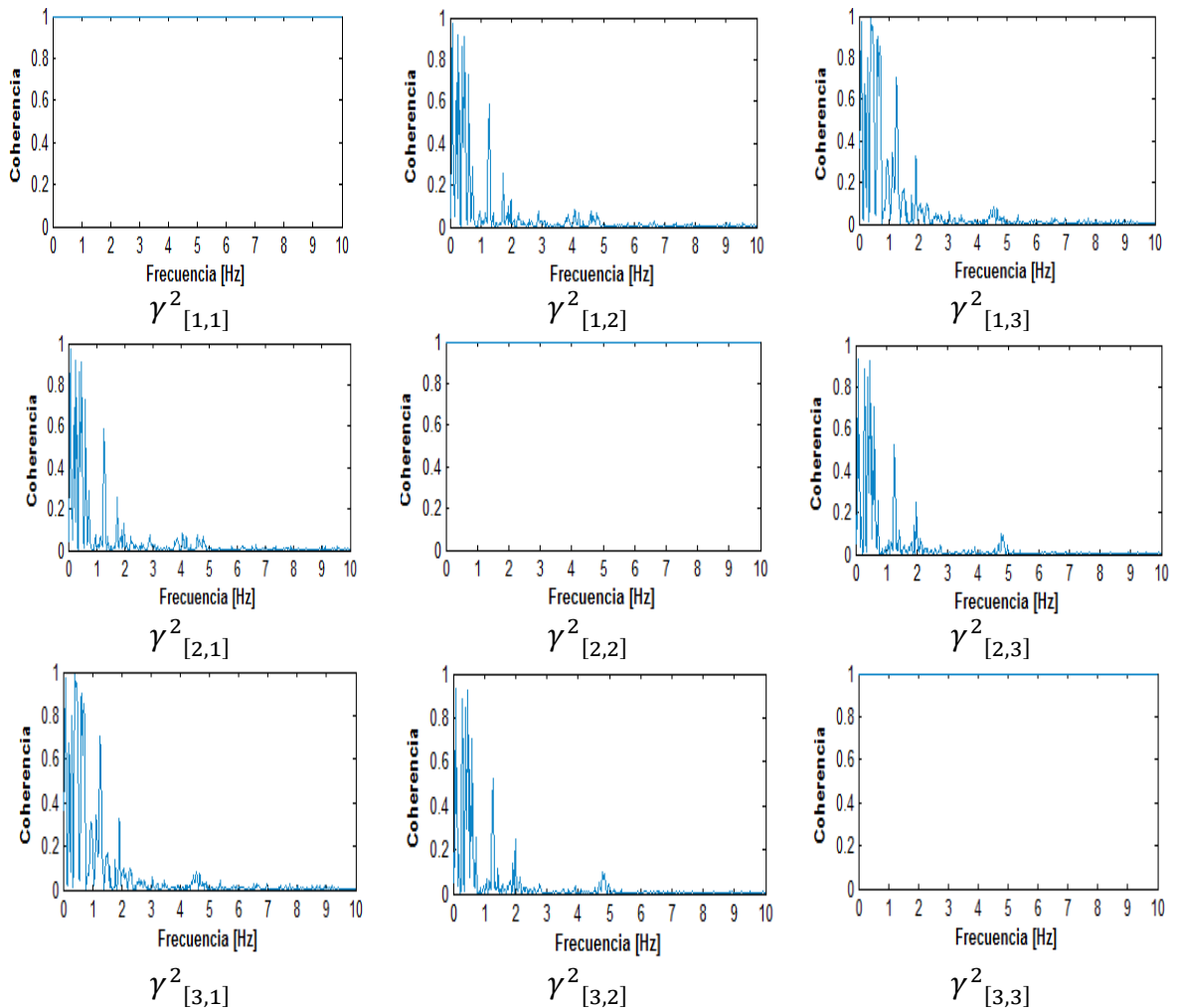


Figura 33. Funciones de coherencia para el Setup No.18 en dirección longitudinal
Fuente: Autor

En la Figura 33 se muestran las funciones de coherencia correspondientes al setup No.18 (Aguas abajo) en dirección longitudinal. Se puede observar que las funciones de coherencia de las señales consigo misma (autocorrelación) que corresponden a los elementos de la diagonal principal tienen un valor igual a 1. Por otro lado, en relación a las otras funciones se observa que para algunos valores de frecuencia las funciones de coherencia toman valores cercanos a 1, lo que indica que esa frecuencia tiene una fuerte linealidad entre las señales de respuesta.

Como se mencionó anteriormente, se realizaron dos etapas de mediciones en el puente. A continuación, se muestran las funciones de densidad espectral y los espectros de potencia medios normalizados para cada una de estas:

3.3.1.2 Etapa 1

Se han calculado las funciones NPSD para cada uno de los puntos registrados en las tres direcciones ortogonales, a partir de estas funciones se calculó el espectro de potencia medio normalizado ANPSD por cada dirección ortogonal y se seleccionaron los picos de mayor energía como frecuencias probables de la estructura.

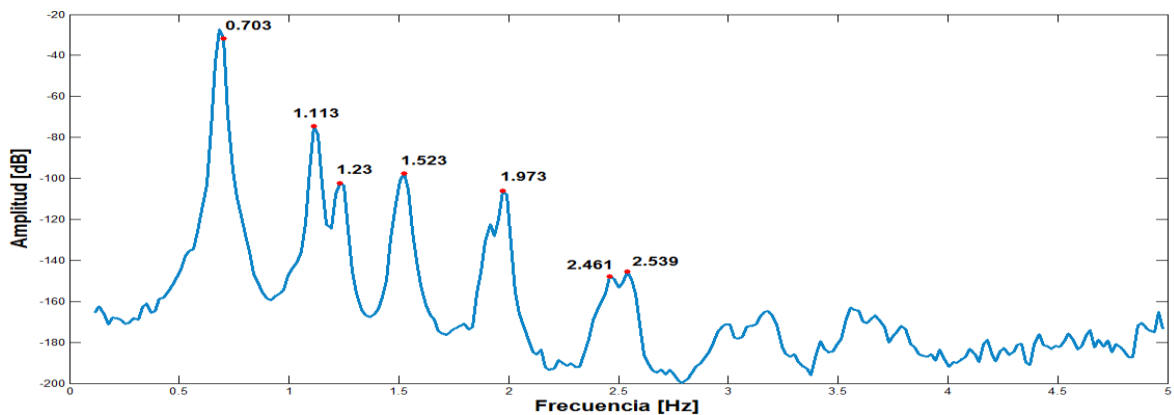


Figura 34. Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección Transversal. Etapa 1
Fuente: Autor

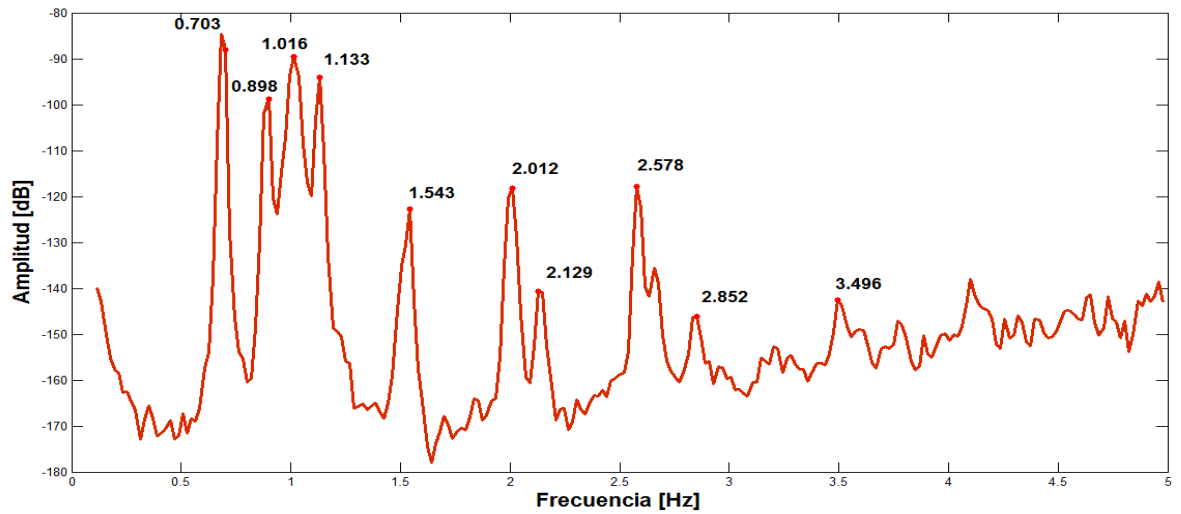


Figura 35. Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección Longitudinal. Etapa 1.
Fuente: Autor

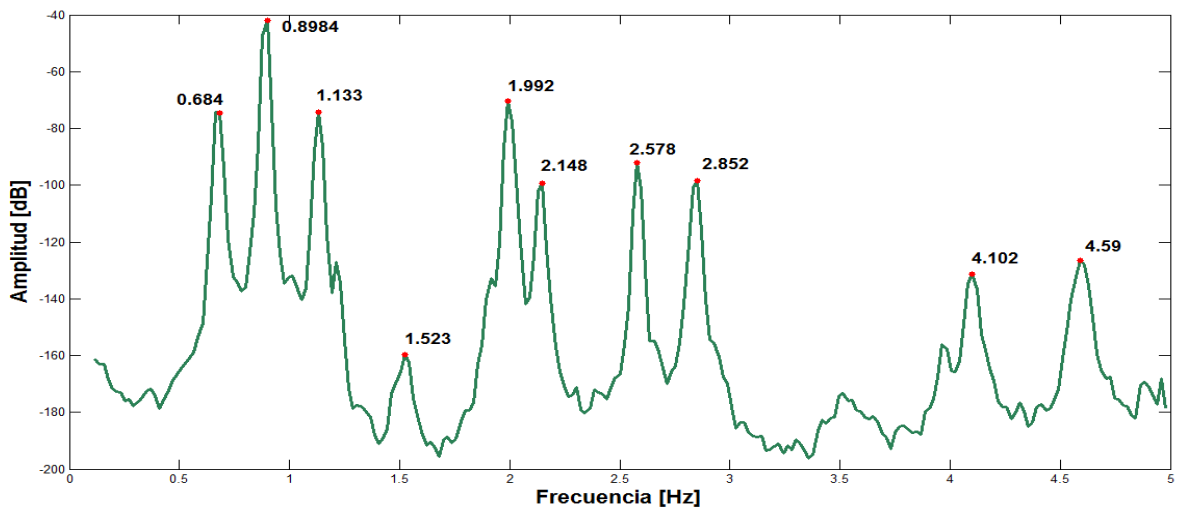


Figura 36. Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección Vertical. Etapa 1
Fuente: Autor

En las funciones espectrales se pueden observar picos de resonancia a diferentes valores de frecuencia, sin embargo, estos pueden estar asociados tanto a un modo de vibrar de la estructura como provenir de una fuente de ruido. Se calcularon las funciones de coherencia entre el sensor de referencia y el sensor

móvil para determinar si existe relación entre un pico encontrado en el espectro de un punto de medición con registros medidos en otros puntos. Debido a que en esta etapa se tienen pocos puntos registrados, se umbralizaron estas funciones para valores superiores a 0.60, a continuación, se muestran los picos de frecuencias identificadas con correlaciones mayores a este valor. Adicionalmente, a partir de los picos en el espectro en la dirección evaluada se determinó la dirección dominante probable del correspondiente valor de frecuencia, a continuación, se muestra esta clasificación:

Frecuencias Identificadas [Hz]	
0.703	Transversal
0.898	Vertical-Flexión Pura
1.133	Longitudinal-Vertical
1.523	Transversal

Tabla 7. Frecuencias identificadas con valores de correlación mayores a 0.60. Etapa 1
Fuente: Autor

3.3.1.3 Etapa 2

Las siguientes figuras corresponden al espectro de potencia medio normalizado ANPSD en las tres direcciones ortogonales de los puntos de medición de la Etapa 2:

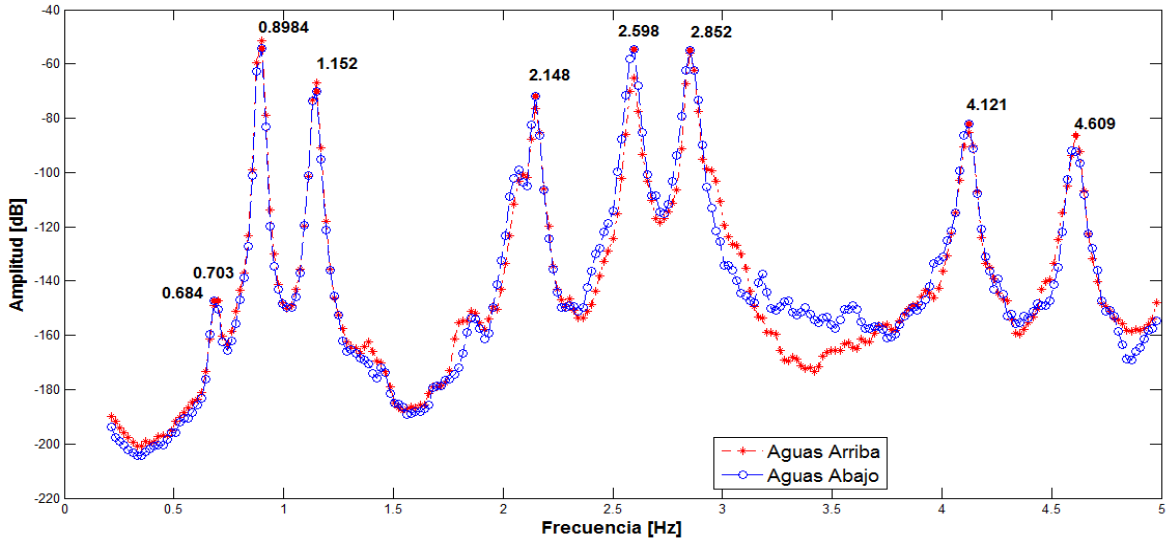


Figura 37. Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección longitudinal. Etapa 2
Fuente: Autor

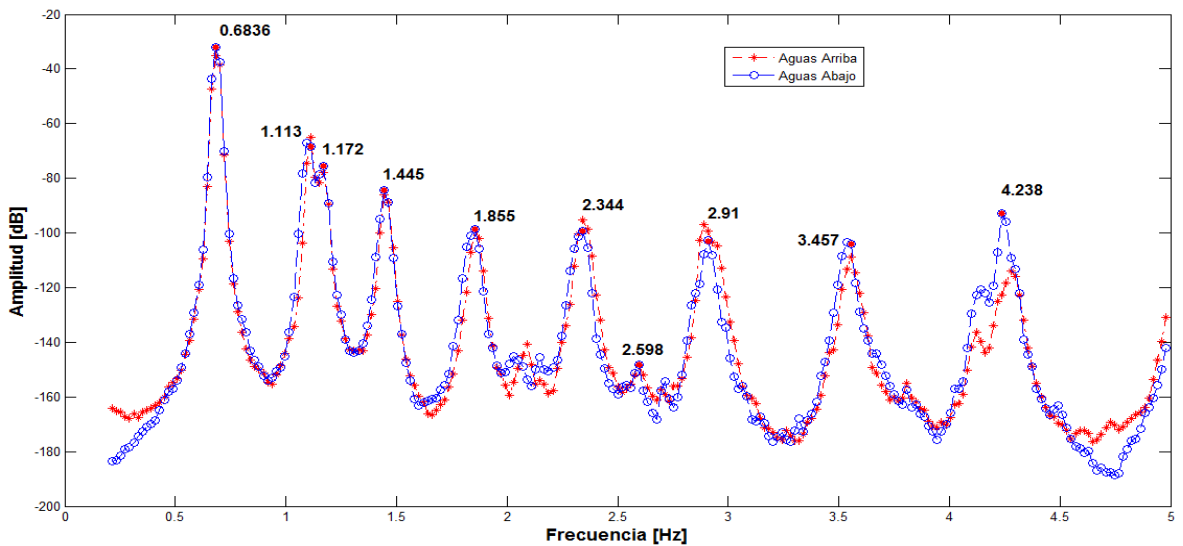


Figura 38. Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección transversal. Etapa 2
Fuente: Autor

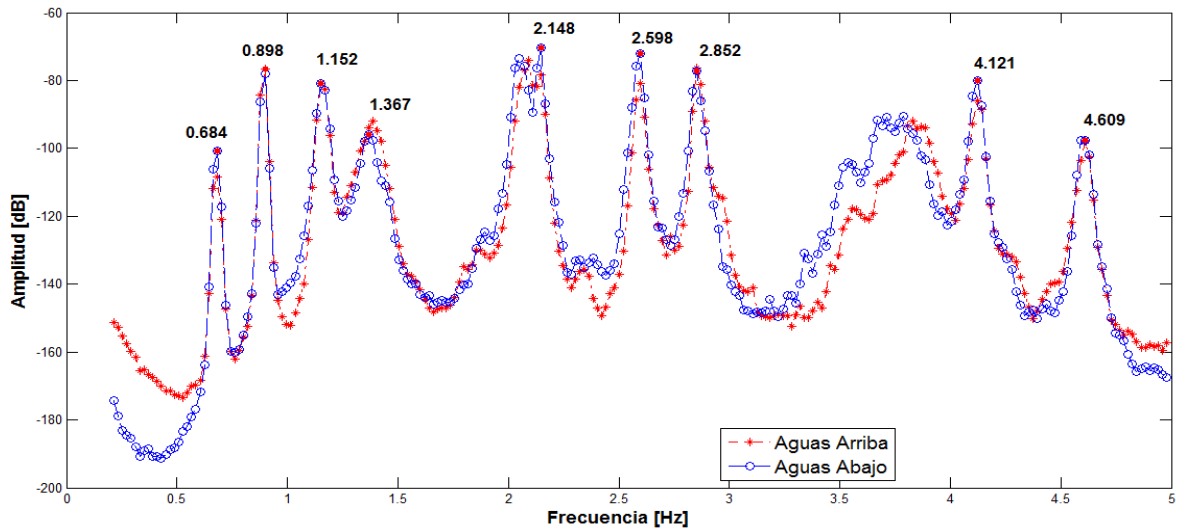


Figura 39. Espectro de Potencia Medio Normalizado ANPSD. Dirección vertical. Etapa 2
Fuente: Autor

En las funciones espectrales se pueden observar picos de resonancia a diferentes valores de frecuencia, para tener mayor confiabilidad en la selección de estos picos se calcularon las funciones de coherencia entre el sensor de referencia y los sensores móviles para cada una de las direcciones de interés, con el objetivo de determinar si un pico encontrado en el espectro de un punto de medición aparece en otros puntos simultáneamente. Si los valores de coherencia son cercanos a 1 es un indicativo de la probabilidad de que esa frecuencia corresponda a una frecuencia fundamental, si por el contrario los valores de coherencia son bajos, es probable que la frecuencia en estudio provenga de una fuente de ruido.

Debido a que para esta etapa se tiene una malla de puntos de medición bastante densa, se umbralizaron estas funciones para valores superiores a 0.70. A continuación, se muestran los picos de frecuencias identificadas con correlaciones mayores a este valor. Adicionalmente, a partir de los picos en el espectro en la dirección evaluada y el cálculo de las funciones de transferencia descritas en la sección 3.3.2 que permiten la construcción de una forma modal, se determinó la

dirección dominante probable del correspondiente valor de frecuencia. En la siguiente tabla se muestra esta clasificación:

Frecuencias Identificadas [Hz]	
0.684	Transversal
0.703	Transversal
0.898	Vertical
1.152	Longitudinal-Vertical
1.445	Transversal
1.855	Transversal
2.344	Transversal
2.598	Vertical
2.852	Vertical
3.457	Transversal
4.121	Vertical
4.609	Modo Vertical

Tabla 8. Frecuencias identificadas con valores de correlación mayores a 0.70. Etapa 2
Fuente: Autor

3.3.1.4 Método de descomposición del dominio de la frecuencia mejorado “EFDD”

La identificación modal con base al método EFDD se llevó a cabo a partir del software ARTEMIS, a continuación, se muestra la geometría de la estructura y los puntos instrumentados, las flechas verdes indican los canales medidos y las flechas azules el sensor de referencia.

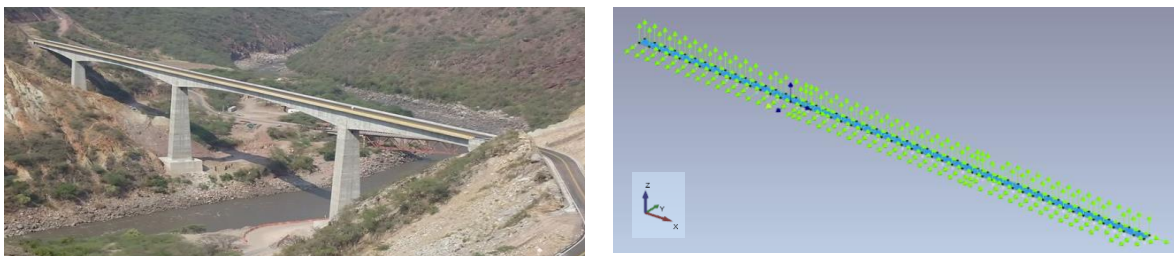


Figura 40. Información de canales de medición en Artemis
Fuente: ARTEMIS

Las mediciones fueron remuestreadas antes de la utilización de las herramientas de identificación, reduciendo la frecuencia de muestreo de 200 Hz a 10 Hz, es decir, reduciendo la frecuencia Nyquist de 100 Hz a 5 Hz.

El primer paso a seguir es construir la matriz espectral de las respuestas de vibración ambiental obtenidas en cada setup, con una fila por cada grado de libertad medido y una columna por cada grado de libertad elegido como referencia. Por lo tanto, las columnas de la matriz espectral contienen las funciones de densidad espectral cruzadas y autoespectros entre la respuesta estructural en todos los puntos de medición con la correspondiente respuesta en el punto de referencia. Las funciones de densidad espectral fueron calculadas utilizando ventanas de Hanning de 1024 datos (2^{10}), considerando un traslapo entre ventanas del 66%.

La matriz espectral [A] para cada setup contiene 27 elementos, correspondientes a 9 canales de medición (filas) y 3 canales de referencia (columnas). Los elementos de esta matriz están organizados de la siguiente manera:

		S. 208-Referencia		
		x	y	z
Sensor 207	x	1,1	1,2	1,3
	y	2,1	2,2	2,3
	x	3,1	3,2	3,3
Sensor 208	x	4,1	4,2	4,3
	y	5,1	5,2	5,3
	z	6,1	6,2	6,3
Sensor 210	x	7,1	7,2	7,3
	y	8,1	8,2	8,3
	z	9,1	9,2	9,3

Figura 41. Elementos de la matriz espectral [A]
Fuente: Autor

Las siguientes figuras corresponden a algunos elementos de esta matriz para el Setup No. 10:

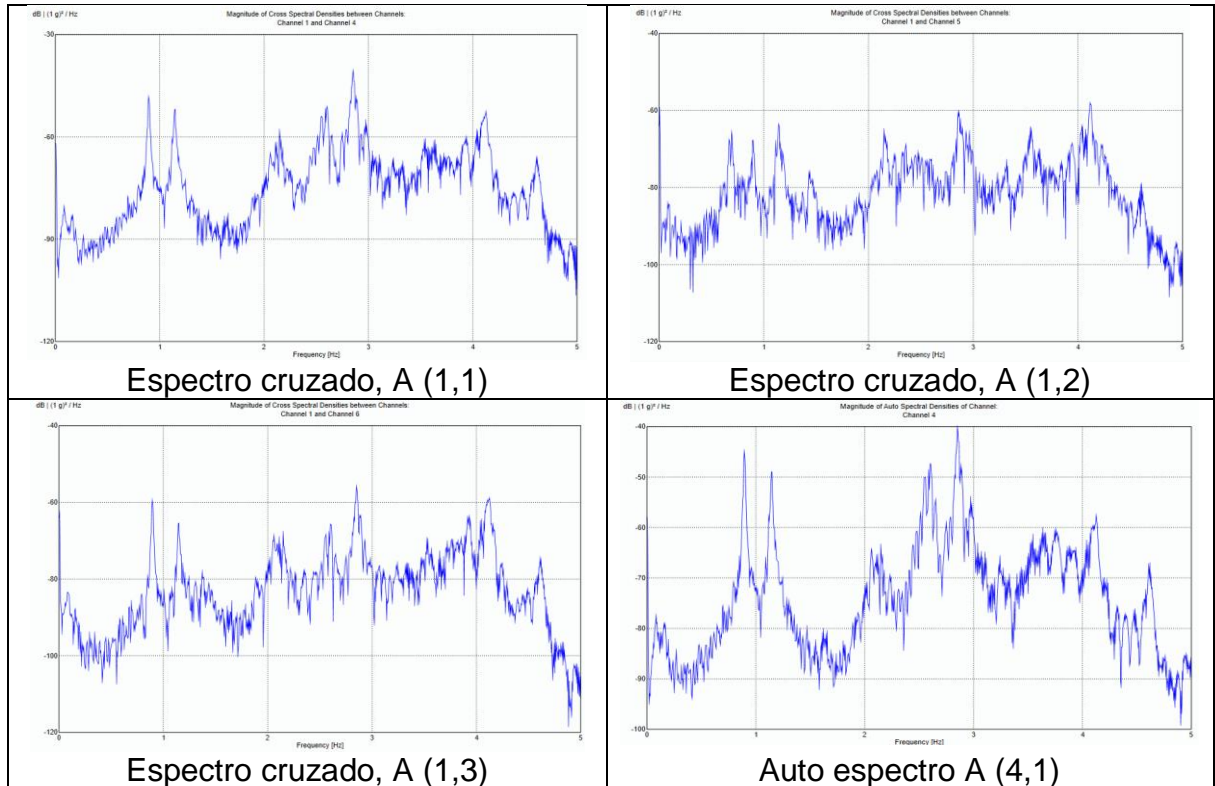
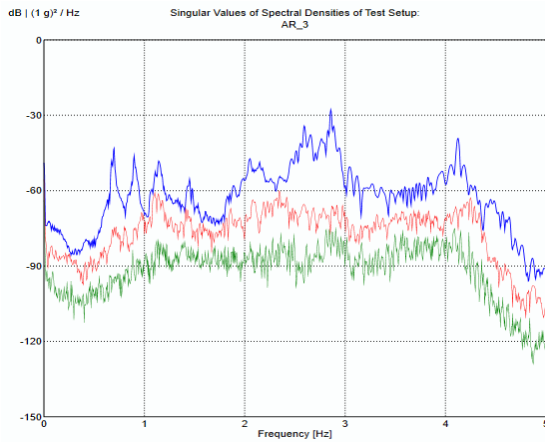
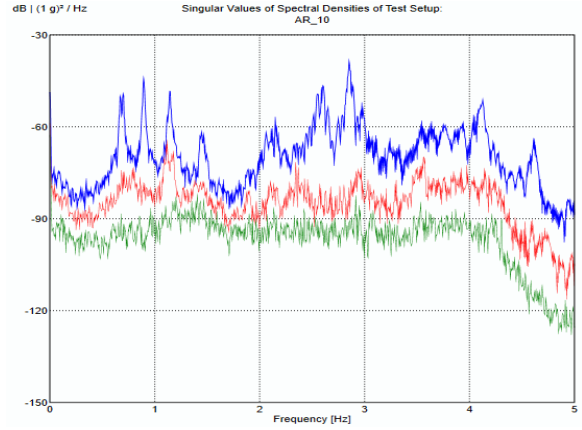


Figura 42. Elementos de la matriz espectral correspondiente al Setup No. 10. Etapa 2
Fuente: ARTEMIS

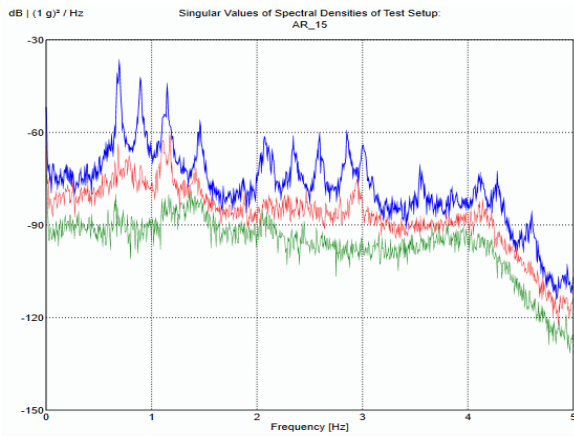
Después se realiza la descomposición en valores singulares para cada frecuencia de la matriz espectral, resultando tres valores singulares por cada frecuencia correspondientes a los 3 grados de libertad del sensor de referencia. Las siguientes figuras corresponden a los valores singulares de algunos setups:



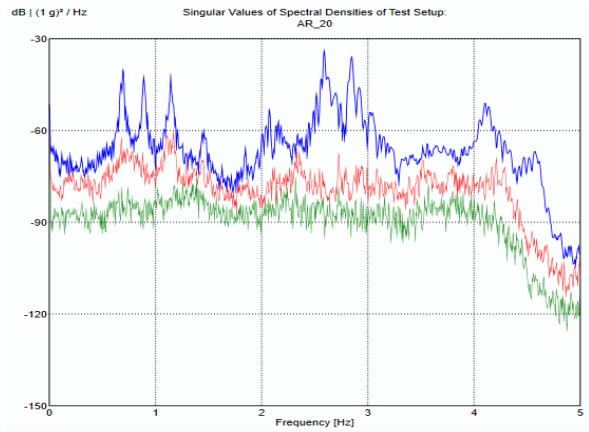
Setup No. 3 A_AR



Setup No. 10 A_AR



Setup No. 15 A_AR



Setup No. 20 A_AR

Figura 43. Valores Singulares Etapa 2.
Fuente: ARTEMIS

A continuación, se muestran los valores singulares promedio de las matrices de densidad espectral de todos los setups medidos. Las frecuencias naturales de la estructura pueden ser identificadas a partir de los picos de los valores singulares del espectro, en la 0 se indican los valores correspondientes a estos picos clasificados en la dirección dominante probable del correspondiente valor de frecuencia con base en las formas modales calculadas en la siguiente sección.

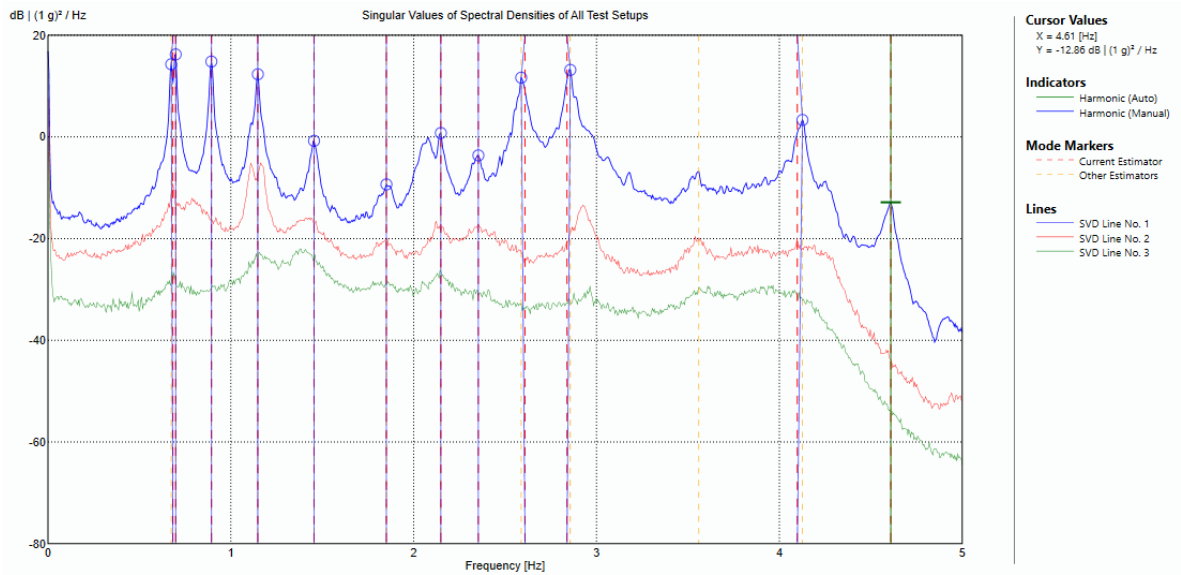


Figura 44. Valores singulares promedio de todos los setup en las 3 direcciones principales. Etapa 2
Fuente: ARTEMIS

Frecuencias Identificadas [Hz]	
0.683	Transversal
0.698	Transversal
0.894	Vertical
1.147	Longitudinal-Vertical
1.455	Transversal
1.851	Transversal
2.354	Transversal
2.609	Vertical
2.838	Vertical
3.567	Transversal
4.098	Vertical
4.609	Vertical

Tabla 9. Frecuencias identificadas método EFDD. Etapa 2
Fuente: Autor

Esta metodología muestra una ventaja sobre el método Peak Picking básico en detectar modos muy cercanos, es el caso de las frecuencias con valores $f = 0.683 \text{ Hz}$ y $f = 0.698 \text{ Hz}$; mientras que en el espectro de potencia no se distinguían estos picos, por medio de la descomposición en valores singulares y la correspondiente construcción de la forma modal, fue posible detectar que estos picos no correspondían a un efecto de escurrimiento sino a dos modos fundamentales de la estructura.

3.3.2 Identificación de los modos de vibración

3.3.2.1 Método de Selección de Picos “Peak Picking”

Con base en los espectros de respuesta se determinaron los modos de vibración normalizados, los cuales fueron calculados a partir de funciones de transmisibilidad entre el sensor de referencia y los dos sensores móviles para cada uno de los setups y para cada pico de frecuencia encontrado en la respuesta espectral. Como se mencionó anteriormente, la función de transmisibilidad al ser compleja está representada por su magnitud y ángulo de fase, en la siguiente figura se representan las funciones de transmisibilidad correspondientes al setup18 de la Etapa 2 en dirección transversal de la estructura:

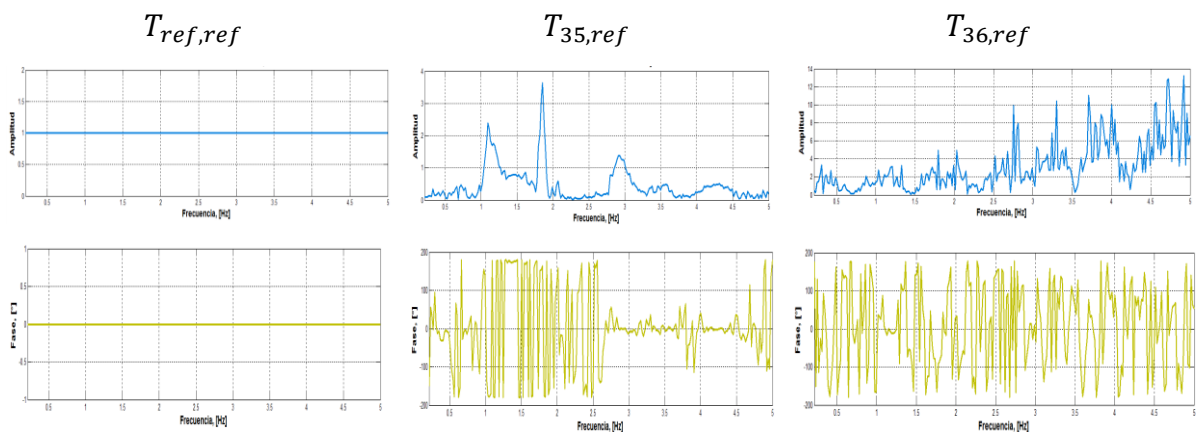


Figura 45. Funciones de transmisibilidad. Setup 18-Etapa 2
Fuente: Autor

A continuación, se representa la amplitud y fase de las funciones de transmisibilidad de todos los puntos medidos aguas arriba para $f = 0.703 [Hz]$ así como la configuración modal correspondiente:

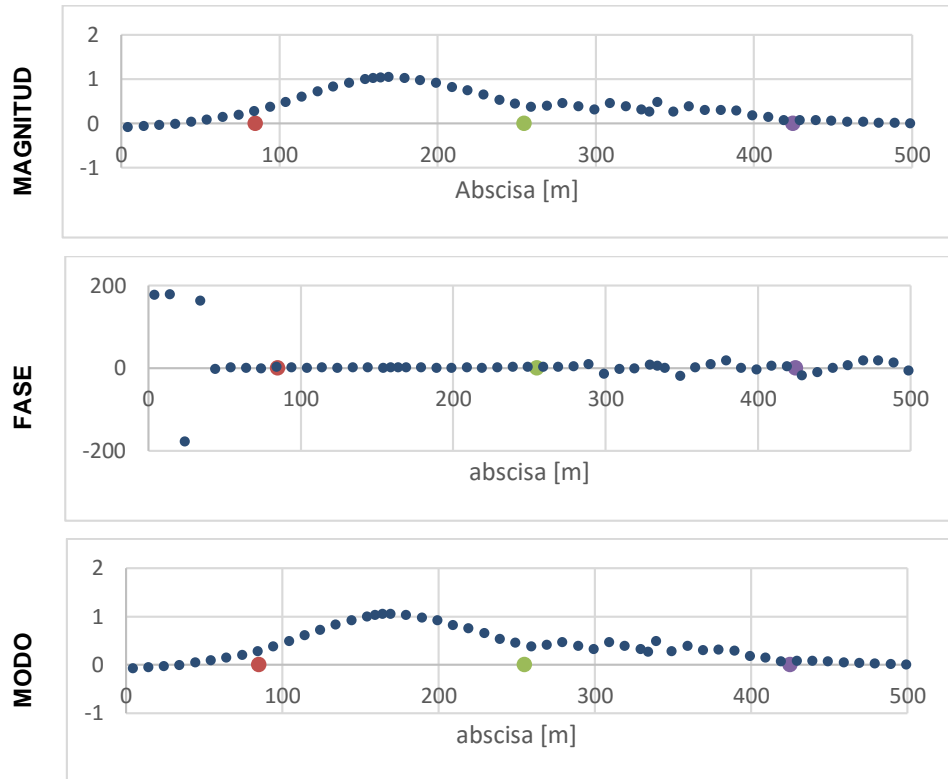


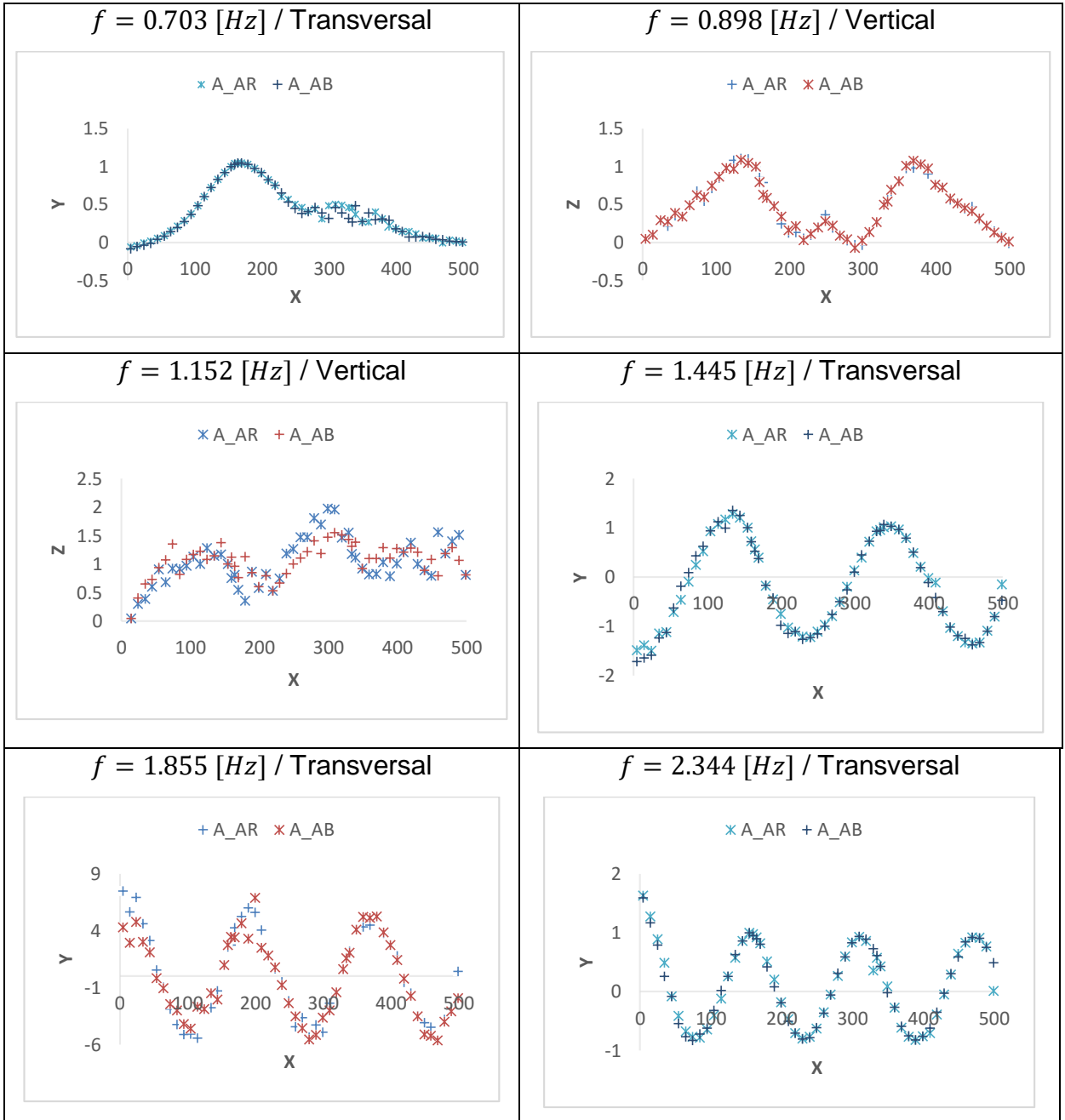
Figura 46. Identificación de modos de vibración método PP
Fuente: Autor

3.3.2.2 Etapa 1

En la primera etapa experimental solo fue posible registrar mediciones en los puntos descritos en la sección anterior, los cuales son insuficientes para obtener una forma modal representativa. Pese a esto se ha decidido incluir los resultados obtenidos de estas pruebas en relación solo a las frecuencias ya que se ha encontrado que son consistentes con las mediciones realizadas posteriormente.

3.3.2.1 Etapa 2

Las formas modales asociadas a cada pico de resonancia obtenido en la función de densidad espectral fueron obtenidas a partir de la evaluación de la magnitud y la fase de las funciones de transferencia. Estos modos de vibrar se representan a continuación:



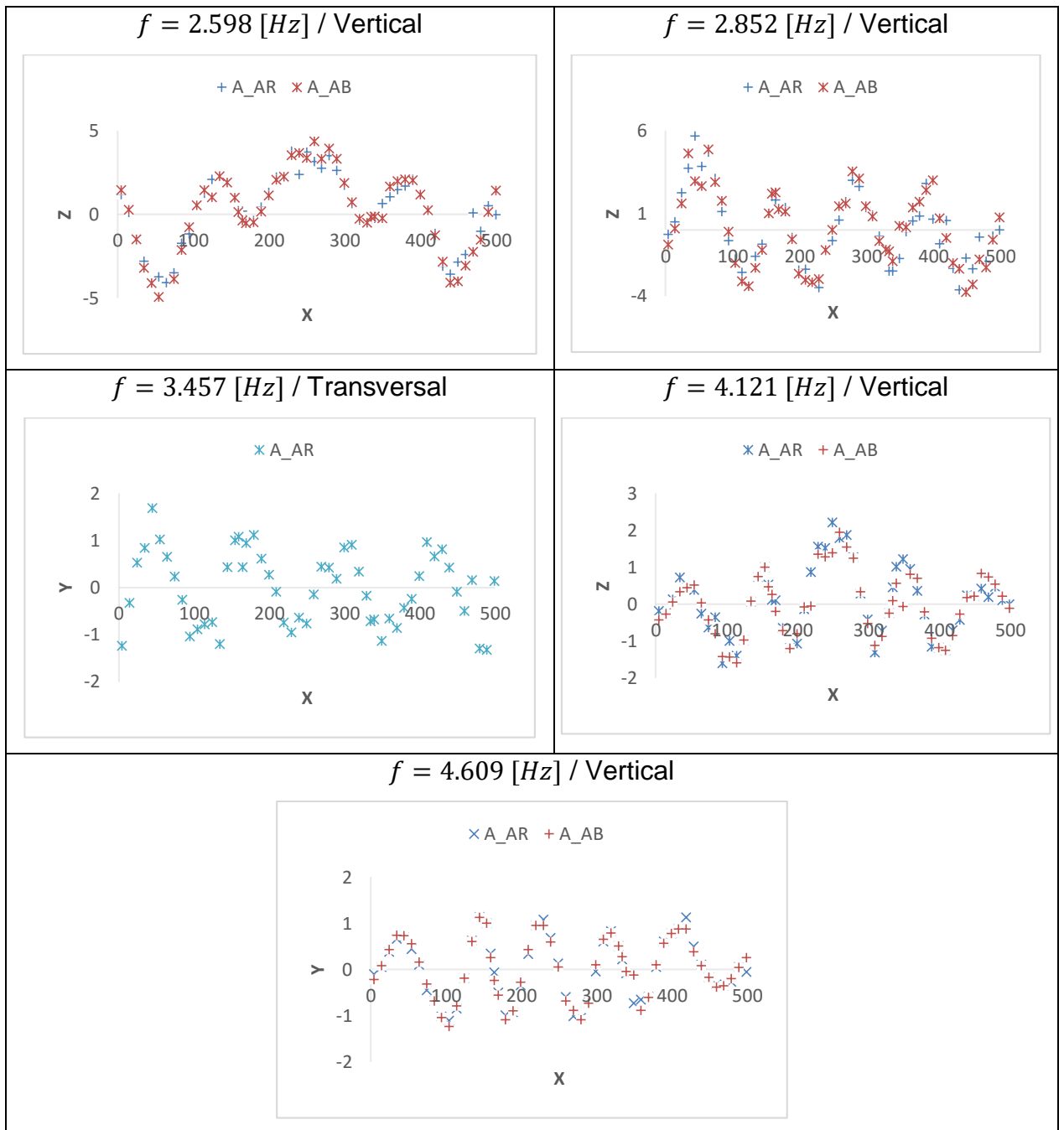


Figura 47. Modos de vibración identificados asociados a un valor de frecuencia con base al método PP.
Fuente: Autor

Es de resaltar que la identificación de una frecuencia fundamental de la estructura debe estar asociada a una configuración modal, aquellos picos de resonancia en el espectro de potencia en los que las funciones de transferencia no arrojaban como resultado una configuración modal claramente identificable fueron descartados.

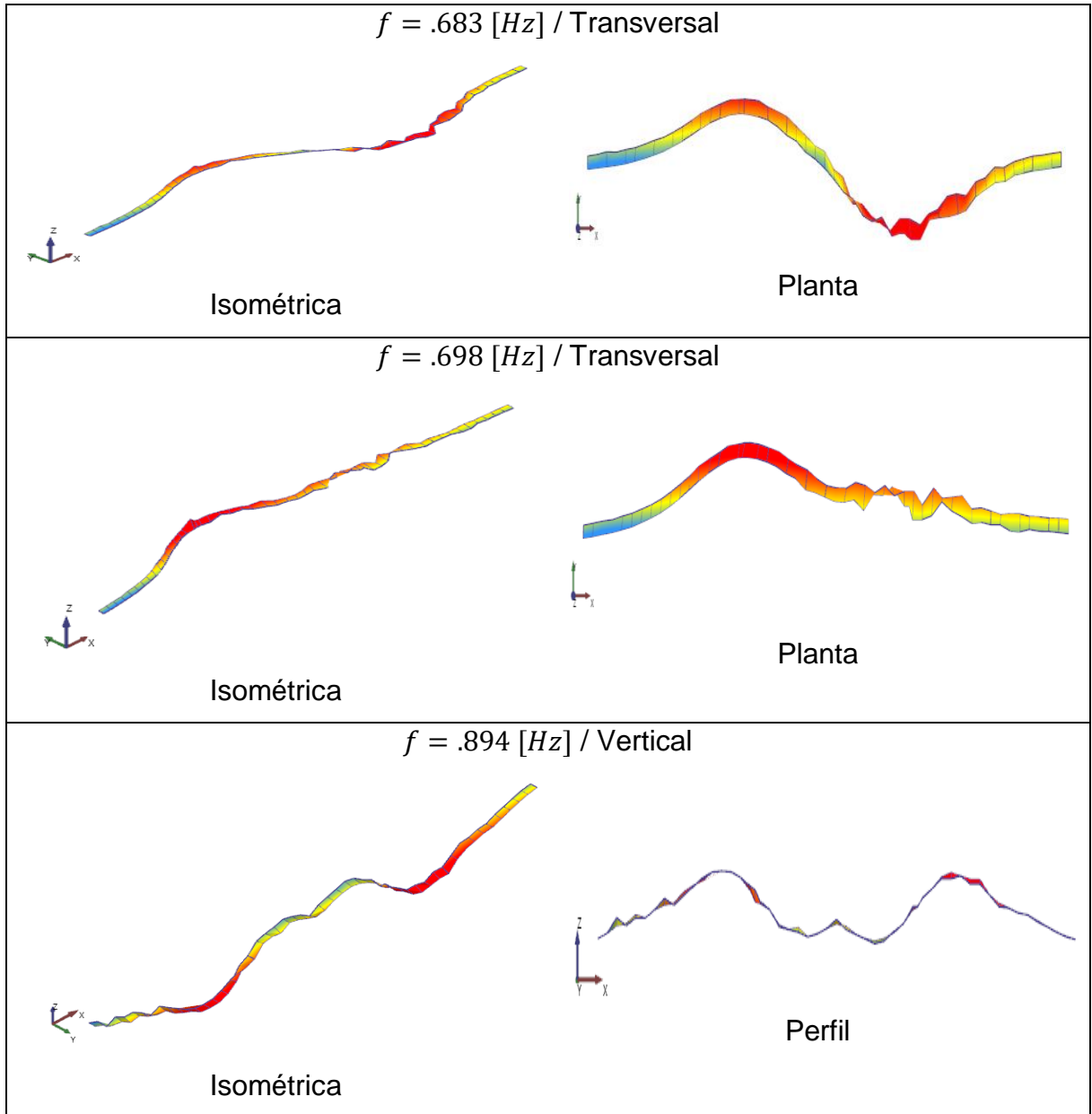
A partir de las formas modales obtenidas para cada frecuencia se puede observar que para valores de frecuencias bajas (periodos altos) predomina la dirección transversal en el movimiento oscilatorio, mientras que para valores de frecuencias altos (periodos bajos) el movimiento está gobernado por la dirección vertical. Adicionalmente, la amplitud en el espectro medio normalizado permite concluir que el primer pico encontrado a un valor de frecuencia de $f = 0.703 \text{ Hz}$ corresponde a un modo fundamental en dirección transversal.

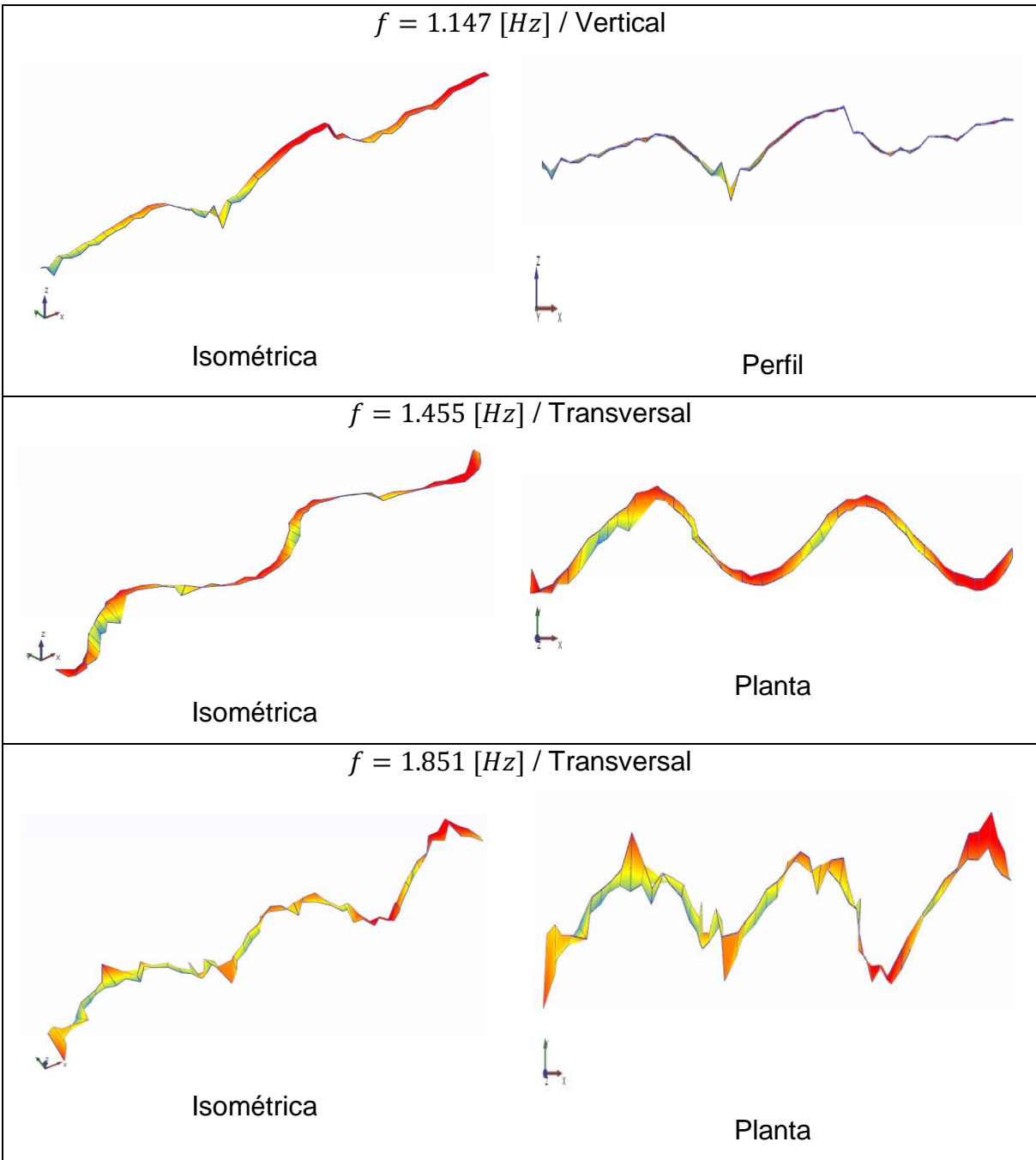
3.3.2.1 Método de descomposición del dominio de la frecuencia mejorado “EFDD”

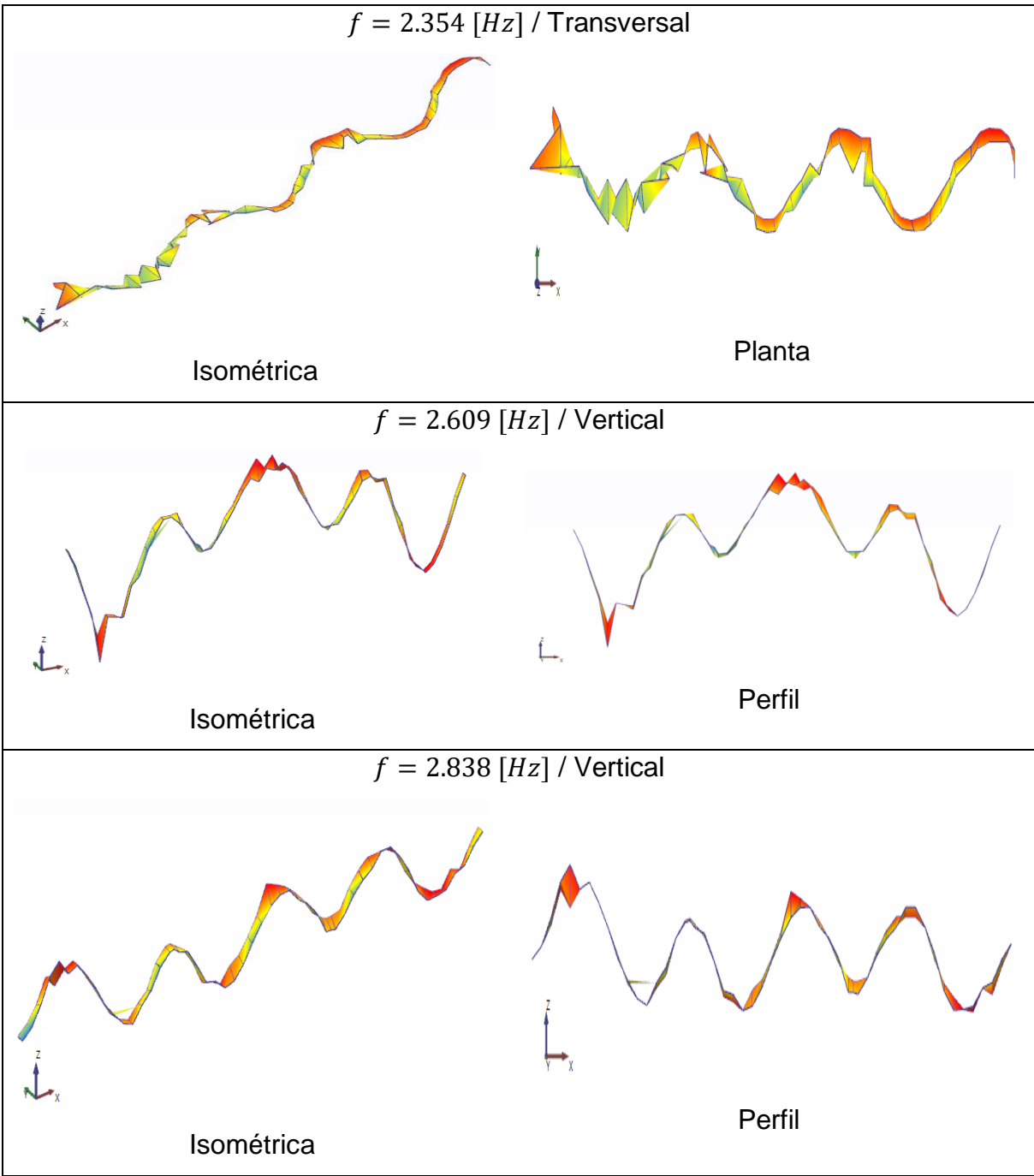
Como se mencionó en secciones anteriores, la base de la aplicación de este método es la descomposición en valores singulares de la matriz espectral [A]. La descomposición de esta matriz da como resultado valores singulares que corresponden a las frecuencias fundamentales y vectores singulares que corresponde a los modos de vibración.

Para la determinación de la configuración modal asociada a una frecuencia los canales correspondientes a la dirección longitudinal fueron desconectados, debido a la percepción de un movimiento errante del sensor de referencia en este sentido probablemente relacionado a una fuente de ruido, lo que imposibilitó la determinación de las formas modales asociadas a esta dirección. Aquellos picos de resonancia en el espectro de potencia en los que los vectores singulares no arrojaban como resultado una configuración modal claramente identificable fueron

descartados. En las siguientes figuras se presentan las formas modales para un valor de frecuencia correspondiente:







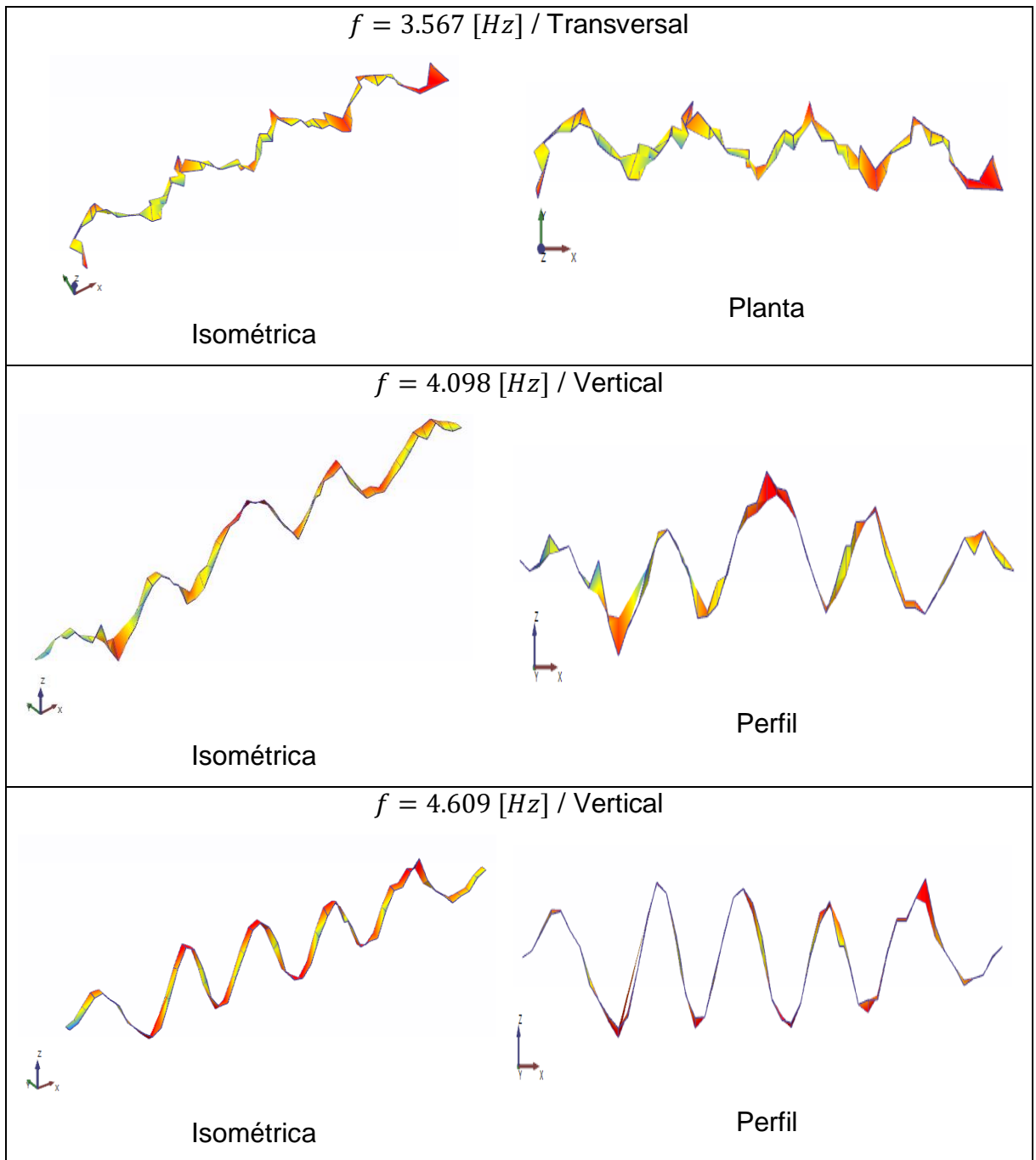


Figura 48. Modos de vibración identificados asociados a un valor de frecuencia con base al método EFDD
Fuente: ARTEMIS

Las formas modales identificadas muestran amplitudes erráticas en algunos puntos medidos que probablemente están asociados a fuentes de ruido en la señal que no pudieron ser separadas al momento del tratamiento de esta.

3.3.2.2 Criterio de Confianza Modal - Modal Assurance Criterion (MAC)

El MAC es un indicador estadístico del grado de coherencia entre dos configuraciones modales⁵⁴. Para las formas modales de esta etapa se ha calculado el denominado AutoMAC, que corresponde a los valores de correlación entre las estimaciones experimentales de las configuraciones modales de esta campaña.

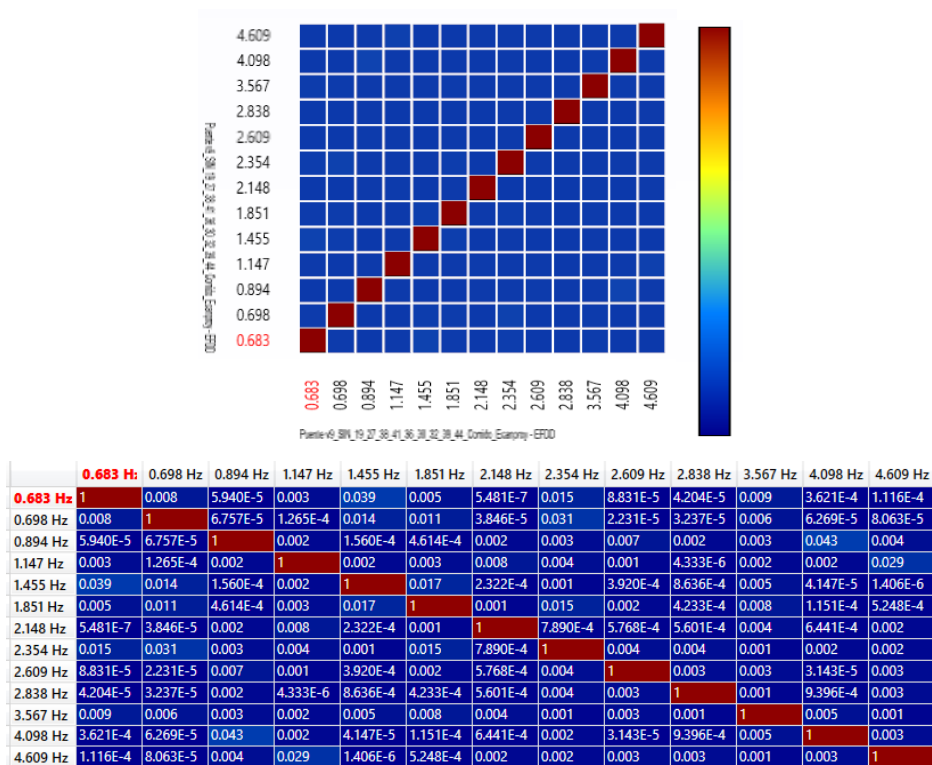


Figura 49. Modal Assurance Criterion-AutoMAC de las formas modales. Etapa 2 Fuente: ARTEMIS

⁵⁴(Pastor, Binda, & Harparik, 2012)

El AutoMac compara cuantitativamente todas las combinaciones posibles de la campaña, analizando las formas modales por pares. Un valor de cero representa la no correspondencia e independencia de la forma modal con aquella con la que está siendo comparada, los valores MAC para las formas modales obtenidas en esta etapa indican que no corresponden a modos repetidos, pues son independientes entre sí, y cada pico de frecuencia corresponde a un modo de vibrar. Esta observación es importante sobre todo para picos de frecuencia muy cercanos, como es el caso de las dos primeras frecuencias encontradas correspondientes a los valores de $f = 0.683 \text{ Hz}$ y $f = 0.698 \text{ Hz}$, pues a partir del análisis de las formas modales se observa que corresponden a dos modos diferentes y no a un efecto de escurrimiento de la señal.

3.3.3 Identificación de los porcentajes de amortiguamiento

Para la identificación de los porcentajes de amortiguamiento se ha utilizado el método de ancho de banda y la corrección propuesta por (Boroschek K. & Hernández P., 2010), aplicado al espectro de potencia medio normalizado de las respuestas medidas en la estructura, para cada uno de los picos identificados en este espectro.

Como se referencia en (Clough & Penzien, 2003) las frecuencias vecinas se determinaron a partir de un valor de $\lambda = \sqrt{2}$.

3.3.3.1 Etapa 1

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos para los picos encontrados en el espectro de potencia de la etapa 1 de la campaña experimental, y su correspondiente corrección de acuerdo al número de ciclos contenidos en la ventana y al tipo de ventana utilizada. Los espectros de potencia fueron

determinados utilizando ventanas tipo Hanning de 1024 datos (2^{10}), de duración de 51.2 [seg].

F [Hz]	ξ equiv [%]	ξ corr [%]
0.703	3.70%	2.69%
0.898	2.48%	1.57%
1.133	2.27%	1.69%
1.523	2.45%	2.22%

Tabla 10. Estimación de los coeficientes de amortiguamiento por el método de ancho de banda. Etapa 1
Fuente: Autor

3.3.3.1 Etapa 2

- **Método de ancho de banda:**

La siguiente tabla muestra los resultados de los porcentajes de amortiguamiento y su y su correspondiente corrección, para los picos encontrados en el espectro de potencia de la etapa 2 de la campaña experimental.

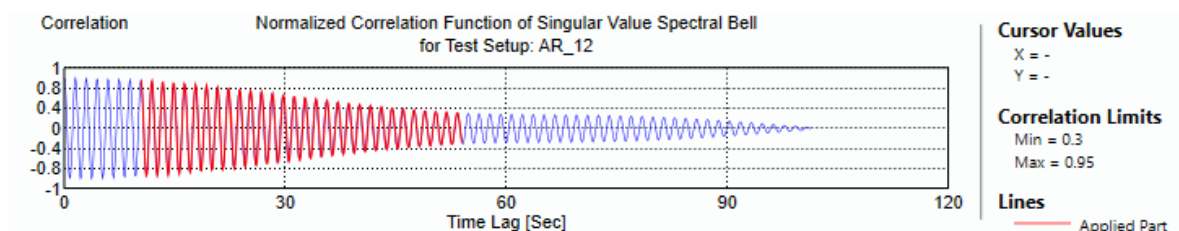
F [Hz]	ξ equiv [%]	ξ corr [%]
0.684	3.88%	2.92%
0.703	3.41%	2.36%
0.898	2.12%	0.96%
1.152	2.51%	2.01%
1.445	2.87%	2.53%
1.855	1.99%	1.80%
2.344	1.75%	1.66%
2.598	1.07%	0.84%
2.852	1.19%	1.04%
3.457	1.16%	1.12%
4.121	0.88%	0.78%
4.609	0.72%	0.60%

Tabla 11. Estimación de los coeficientes de amortiguamiento por el método de ancho de banda. Etapa 2
Fuente: Autor

Cabe resaltar que en el caso de que la estructura presente picos de frecuencia en el espectro muy cercanos, el cálculo del ancho de banda de este pico puede llevar a sobreestimaciones en los valores de amortiguamiento. Por esta razón se evidencia un valor alto de amortiguamiento para el primer pico de $f = 0.703 \text{ Hz}$, en relación a valores asociados a otras frecuencias. En la sección anterior se describió que este pico en realidad corresponde a dos frecuencias fundamentales que no se alcanzan a distinguir por el método de Peak Picking, pues ocurre en él un efecto de escurrimiento. Adicionalmente, se observa que estos valores se encuentran dentro de los rangos usuales para estructuras de concreto preesforzado, los cuales corresponden a porcentajes de amortiguamiento aproximadamente hasta de 2% ⁵⁵

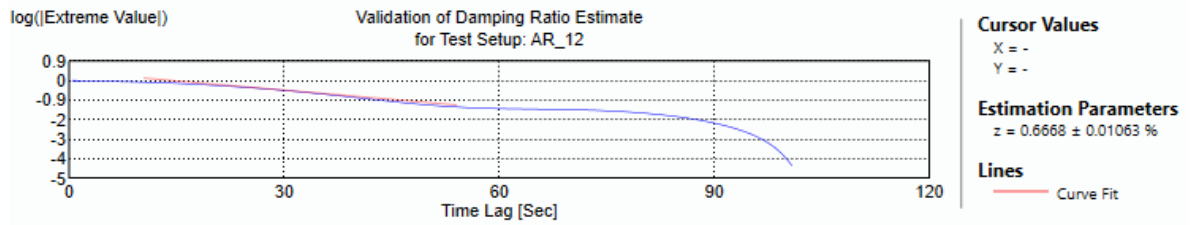
- **Método del decremento logarítmico**

Para estimar los porcentajes de amortiguamiento por el método del decremento logarítmico fueron calculadas las funciones de correlación normalizadas transformando al dominio del tiempo la campana de la función espectral de valores singulares SDOF en la vecindad de cada frecuencia encontrada (Ver Figura 50 (a)). Posteriormente se determinan los máximos relativos en esta función para construir una envolvente con los logaritmos de estos valores y se ajusta a una recta, el amortiguamiento corresponde a la pendiente de esta recta. (Ver Figura 50 (b)).



(a) Función de correlación normalizada de la campana del espectro de valores singulares

⁵⁵(Stevenson, 1980)



(b) Regresión lineal del decremento logarítmico

Figura 50. Estimación del porcentaje de amortiguamiento por el método del decremento logarítmico para $f = 0.683 \text{ Hz}$ en Setup No.12
Fuente: ARTEMIS

En la siguiente tabla se muestran los resultados de los porcentajes de amortiguamiento para los picos encontrados en el espectro de potencia de la etapa 2 de la campaña experimental.

F [Hz]	ξ [%]
0.683	1.00%
0.698	1.45%
0.894	0.91%
1.147	0.99%
1.455	1.08%
1.851	3.50%
2.354	1.17%
2.609	0.71%
2.838	0.72%
3.567	2.15%
4.121	0.31%
4.609	0.61%

Tabla 12. Estimación de los coeficientes de amortiguamiento por el método de decremento logarítmico. Etapa 2
Fuente: Autor

3.3.4 Algoritmo utilizado para el procesamiento de señales

El análisis de los registros de vibración ambiental mediante el método de Peak Picking se realizó mediante un algoritmo desarrollado en el programa Matlab, mediante los siguientes pasos:

➤ Almacenamiento de datos

El equipo de medición almacena los datos en archivos de extensión .m en series de 10 minutos de duración en forma continua, a partir del siguiente múltiplo de 5 desde la hora de sincronización de los sensores al inicio de las pruebas. Por esta razón al momento de la prueba se registraba la hora de cada setup para posteriormente extraer los datos correspondientes a ese rango, que corresponde al registro de aceleración en cada configuración de sensores.

➤ Lectura de datos y Corrección de línea base

En la primera etapa de mediciones cada registro se obtuvo en “voltios”, por lo cual se convirtió en términos de gravedad a través de un factor de conversión en función de la sensibilidad del instrumento, este factor es igual a $1/sensibilidad = 1/5(\text{Volts/g}) = 0.20 \cdot g$.

Para la segunda etapa de registros cada medición se convirtió en términos de gravedad ya que el registro se obtuvo en unidades de “cuentas”. De acuerdo al manual del equipo⁵⁶ el factor para esta conversión es: $1/8388608 * Escala/Sensibilidad$, para una escala de 5V, y una sensibilidad de 10V/g este factor es igual a $=2.384185791E-07 \cdot g$.

⁵⁶(Kinematics, 2015)

Adicionalmente, si el sensor no está correctamente nivelado los valores del acelerograma tendrán un desplazamiento respecto a la línea cero de aceleración lo que puede introducir errores al calcular desplazamientos⁵⁷, por lo cual es necesario realizar la corrección de línea base o corrección de ceros removiendo el valor de la media de cada registro.

➤ **Filtro para datos no deseados**

Con el objetivo de reducir el efecto de aliasing producido por la posible presencia de frecuencias parásitas resultantes del proceso de muestreo se aplica un filtro pasa bajas a la mitad de la frecuencia de muestreo de acuerdo al teorema de Nyquist.⁵⁸ Como esta fue de 200 Hz, se aplica un filtro pasabajas de 100 Hz.⁵⁹

Por otro lado, se espera que las frecuencias de interés se encuentren un rango de frecuencias entre 0 y 10 Hz por lo cual se realizó un remuestreo de la señal con el fin de reducir el tiempo de procesamiento, al doble de la mayor frecuencia esperada, es decir, 20 Hz.

➤ **Reducción del efecto de escurrimiento (leakage) y “Ventaneado”**

La aplicación de la transformada de Fourier en registros discretos de duración finita conlleva a la introducción de errores asociados al “leakage”. El “leakage” es un error de fuga o escurrimiento de la frecuencia debido al procesamiento de una señal infinita en un intervalo finito que genera discontinuidades en su frontera, este error se manifiesta a través de que la energía asociada a una frecuencia específica se distribuye o “escurre” a las demás frecuencias vecinas. (Gómez Araujo, 2010)

⁵⁷(Universitat d'Alicant, 2015)

⁵⁸(Olshausen, 2000)

⁵⁹ (Biescas Górriz, 2003)

Con el fin de disminuir el efecto de leakage, el procesamiento de la señal debe hacerse por medio de “ventanas”, que son funciones de ponderación aplicadas a los datos para reducir el orden de la discontinuidad en la frontera de la extensión periódica⁶⁰, es posible aplicar diferentes tipos de ventanas, para el caso de señales aleatorias una de las más utilizadas es la ventana de Hanning⁶¹ pues comparada con otras funciones de ventana, proporciona la mejor resolución en frecuencia⁶². Para evitar la pérdida de datos, la transformada de Fourier se aplica generalmente a las secuencias superpuestas de cada ventana, el traslapo entre ventanas se realiza generalmente entre el 50% y el 75%⁶³.

En este estudio se ha aplicado el método propuesto por Welch utilizando ventanas de Hanning de 1024 datos (2^{10}), de duración de 51.2 [seg] ($0.05 [seg] \cdot 1024 [ptos] = 51.2 [seg]$) y considerando un traslapo entre ventanas del 50%.

➤ **Aplicación de la transformada rápida de Fourier a cada ventana y determinación del espectro de densidad de potencia normalizado**

La determinación de las funciones de densidad espectral de potencia se realizó a partir de la función *pwelch* de Matlab la cual calcula la función de densidad espectral (PSD) a partir del método descrito por Welch. El algoritmo propuesto por Welch⁶⁴ consta de los siguientes pasos:

1. La señal de entrada es dividida en k segmentos traslapados de acuerdo al tipo de ventana Hanning con un traslapo del 50%.
2. La ventana es aplicada a cada segmento k de la señal para reducir el efecto de “leakage”.

⁶⁰ (Harris, 1978)

⁶¹ El nombre correcto de esta ventana es “Hann”, el término “Hanning” se usa convencionalmente

⁶² (Martín, 2006)

⁶³ (Harris, 1978)

⁶⁴ (Welch, 1967)

3. Se determina el autoespectro o periodograma para cada ventana aplicando la función FFT de Matlab que utiliza el algoritmo Cooley-Tukey⁶⁵ para el cálculo de la transformada rápida de Fourier (Fast Fourier Transform por sus siglas en inglés). El algoritmo numérico para su cálculo requiere señales con un número de puntos que sea potencia de dos, por lo cual la longitud de cada ventana se determinó teniendo en cuenta esta característica.
4. Se estima el espectro de densidad de potencia promediando y escalando el conjunto de k periodogramas.

Se estimó el espectro de potencia normalizado (NPSD) dividiendo cada autoespectro por la sumatoria de sus ordenadas y posteriormente se determinó el espectro de potencia medio normalizado (ANPSD) para cada dirección ortogonal agrupando los puntos de medición con la misma referencia.

➤ **Análisis función de densidad espectral de potencia**

Las frecuencias fundamentales de la estructura corresponden a aquellas en las que se observa mayor potencia o contenido energético en el espectro de densidad de potencia, razón por lo cual se seleccionaron los picos en este espectro, cada pico es una frecuencia de resonancia que probablemente corresponden a frecuencias fundamentales de la estructura.

➤ **Determinación de las funciones de coherencia**

Para seleccionar de manera confiable aquellos picos que efectivamente corresponden a las frecuencias fundamentales de la estructura es necesario utilizar las funciones de coherencia entre el sensor de referencia y los sensores móviles. A partir de estas es posible determinar si existe relación entre un pico encontrado en el espectro de un punto de medición con registros medidos en otros

⁶⁵ (Cooley & Tukey, 1965)

puntos. Si los valores de coherencia son cercanos a 1 es un indicativo de la probabilidad de que esa frecuencia corresponda a una frecuencia fundamental, si por el contrario los valores de coherencia son bajos, es probable que la frecuencia en estudio provenga de una fuente de ruido

➤ **Determinación de las funciones de transmisibilidad**

Los modos de vibración normalizados se estimaron con base a la magnitud y fase de las funciones de transmisibilidad entre el sensor de referencia y los sensores móviles, para cada uno de los setups y para cada pico de frecuencia encontrado en la respuesta espectral.

4. COMPARACIÓN DE PARÁMETROS MODALES

4.1 Frecuencias y modos de vibración

La identificación modal se realizó por dos métodos en el dominio de la frecuencia. Con el objetivo de validar las formas modales identificadas experimentalmente con base al método Peak Picking y al método EFDD, se calculó el índice MAC entre los modos normalizados con respecto al sensor de referencia, identificados por el método PP y aquellos identificados por el método EFDD.

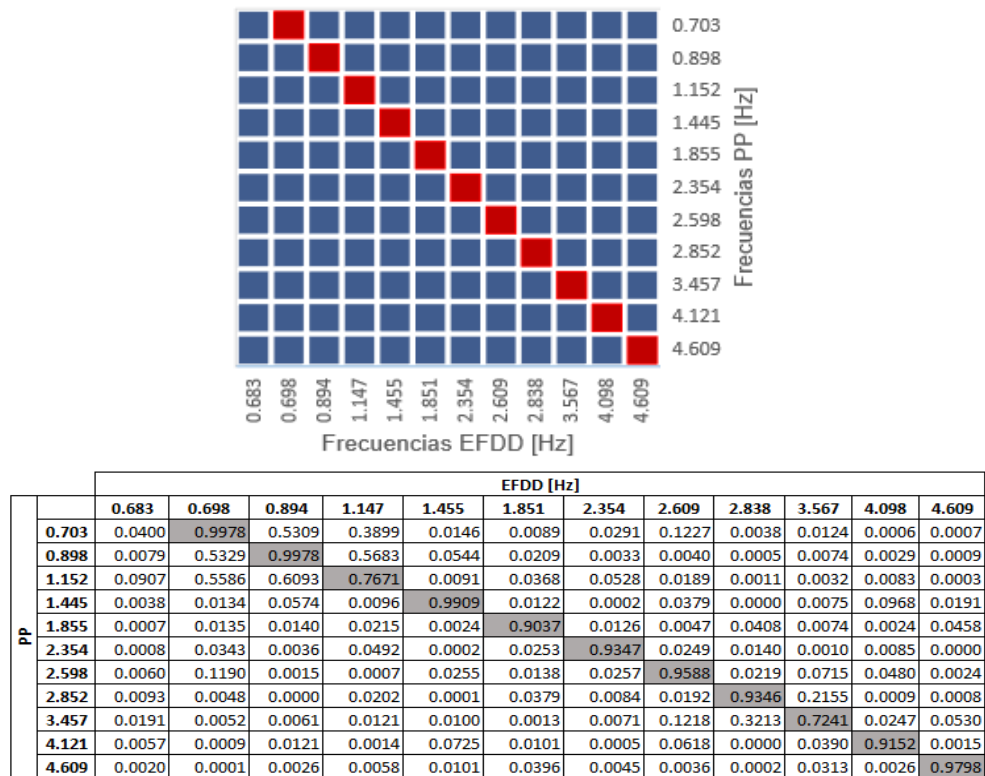


Figura 51. Modal Assurance Criterion-CrossMAC de las formas modales del PP Y EFDD. Etapa 2
Fuente: Autor

Con base a los resultados obtenidos anteriormente se puede observar que las formas modales identificadas por el método Peak Picking están fuertemente correlacionadas con las calculadas por el método EFDD, arrojando valores de MAC cercanos a 1. Adicionalmente, se observa que a partir de la descomposición en el dominio de la frecuencia fue posible identificar dos modos de vibrar muy cercanos entre sí, por medio del índice MAC se encontró que el primer pico de frecuencia encontrado con base a PP, corresponde al segundo modo fundamental con base a EFDD.

A partir de la validación de las formas modales encontradas experimentalmente, se escogieron las halladas con base al método EFDD para ser comparadas con las 30 primeras configuraciones obtenidas en el modelo de elementos finitos, que corresponden a frecuencias menores a 5 Hz.

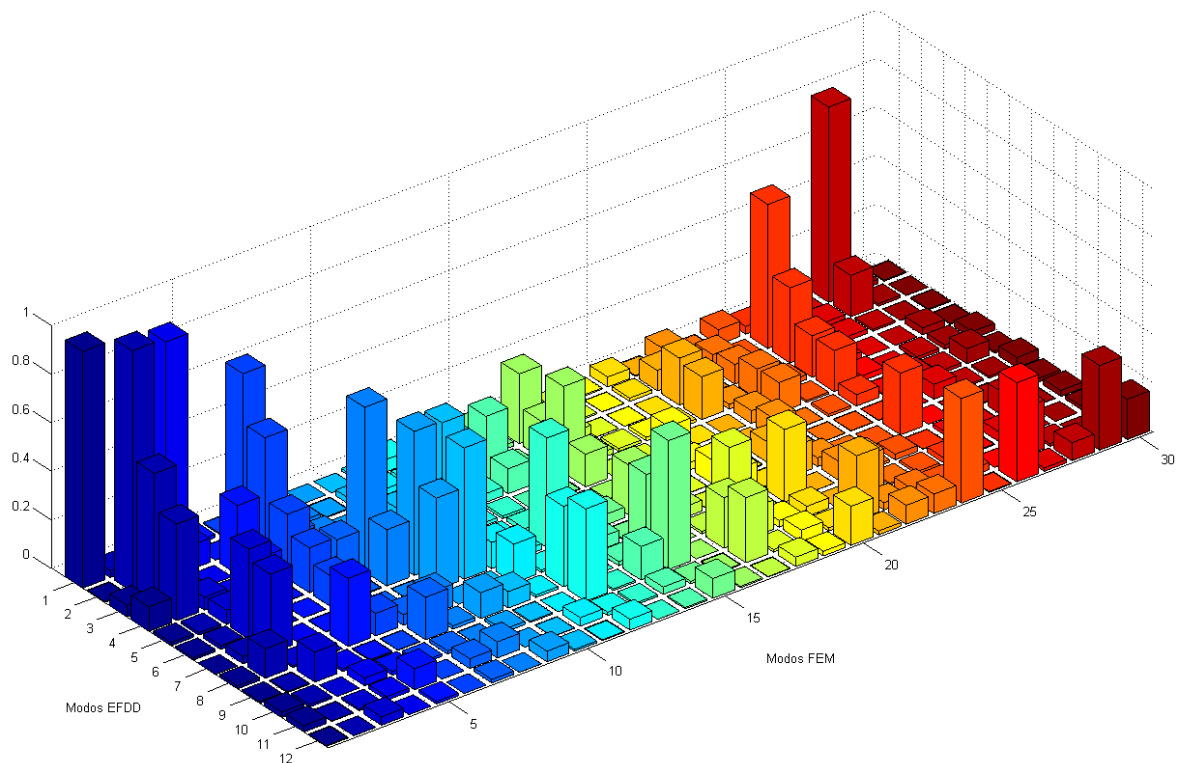


Figura 52. Modal Assurance Criterion-CrossMAC de las formas modales del EFDD y modelo numérico
Fuente: Autor

A partir de la correlación de estas formas modales se pudo determinar la correspondencia de 5 modos con el modelo numérico. Para el modo 1 y 2 se obtuvo una excelente correlación con valores de MAC aproximadamente iguales a 1, para los modos 8, 9 y 15 se tienen valores de MAC de 0.68, 0.59 y 0.53 respectivamente.

Con base en estos valores se observó que las formas modales de las frecuencias $f = 0.683 \text{ Hz}$ y $f = 0.698 \text{ Hz}$, cuya dirección predominante es transversal, corresponden a los primeros dos modos de vibración del modelo numérico, siendo el modo 2 el fundamental en esta dirección. Los modos 8, 9 y 15 corresponden a formas modales cuya dirección principal también es transversal. En las siguientes figuras se puede observar la excelente correlación de las dos primeras formas modales mencionadas, y la correlación media entre los tres restantes.

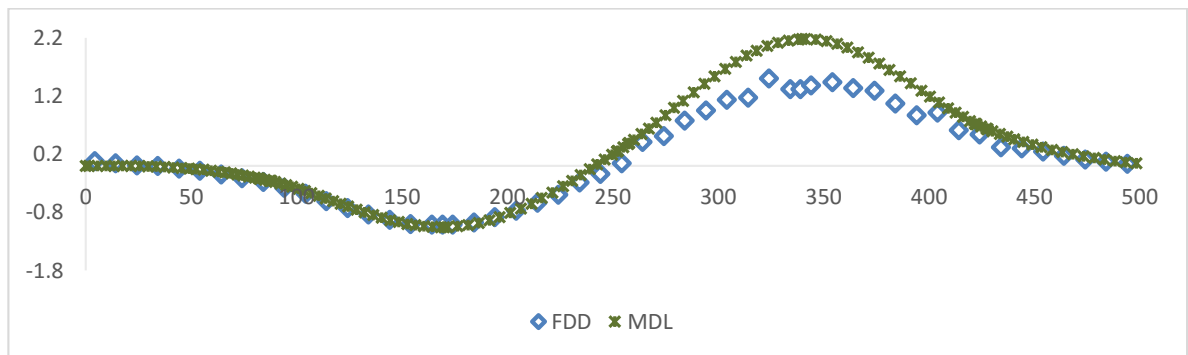


Figura 53. Comparación de la forma modal identificada con el modelo de elementos finitos. Modo 1

Fuente: Autor

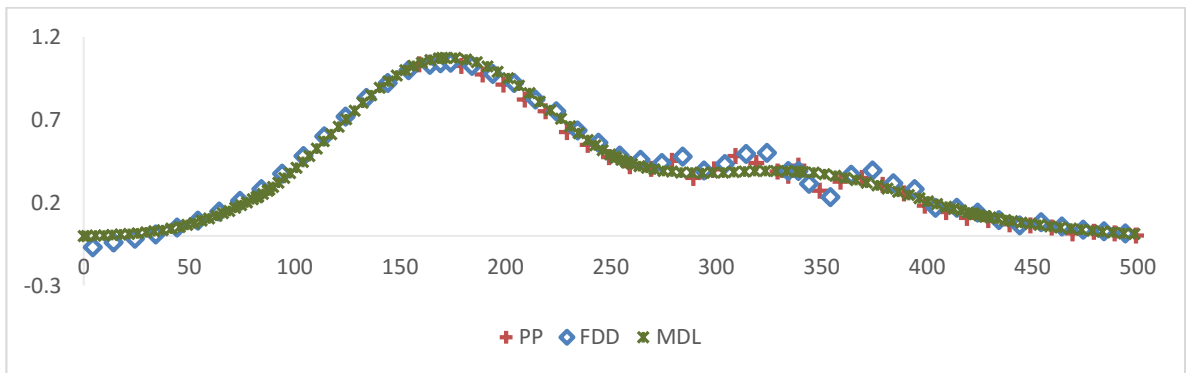


Figura 54. Comparación de la forma modal identificada con el modelo de elementos finitos. Modo 2
Fuente: Autor

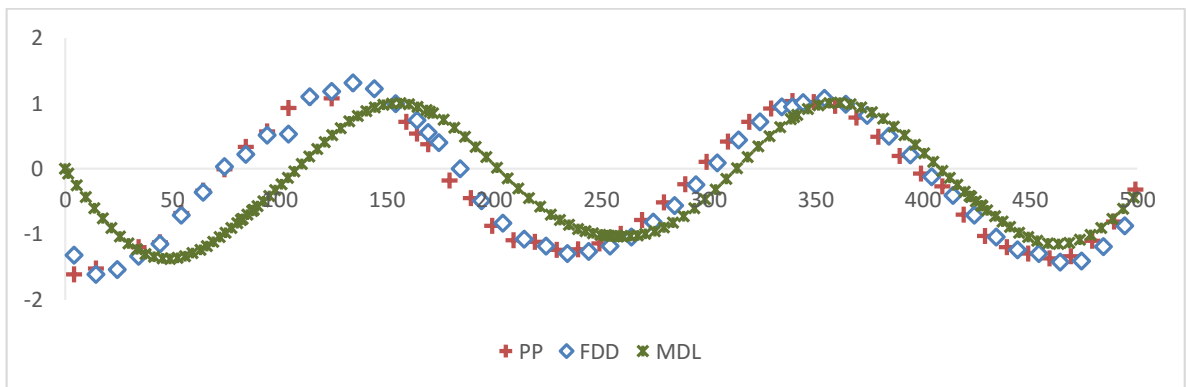


Figura 55. Comparación de la forma modal identificada con el modelo de elementos finitos. Modo 8
Fuente: Autor

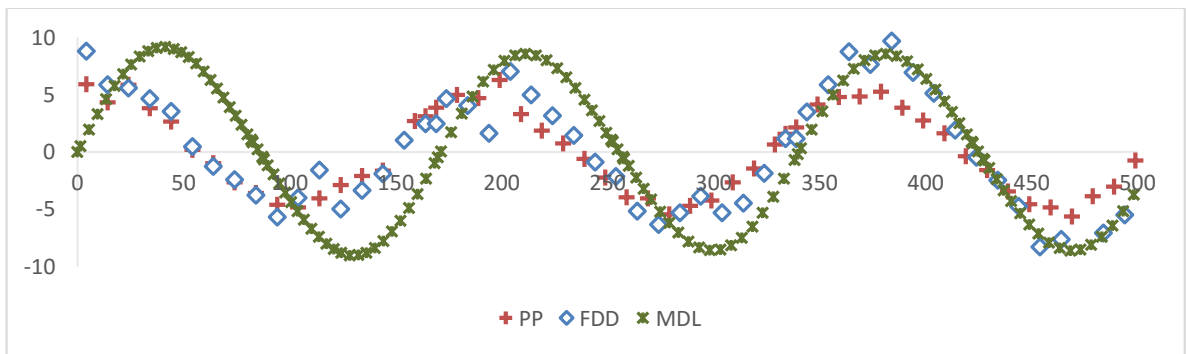


Figura 56. Comparación de la forma modal identificada con el modelo de elementos finitos. Modo 9
Fuente: Autor

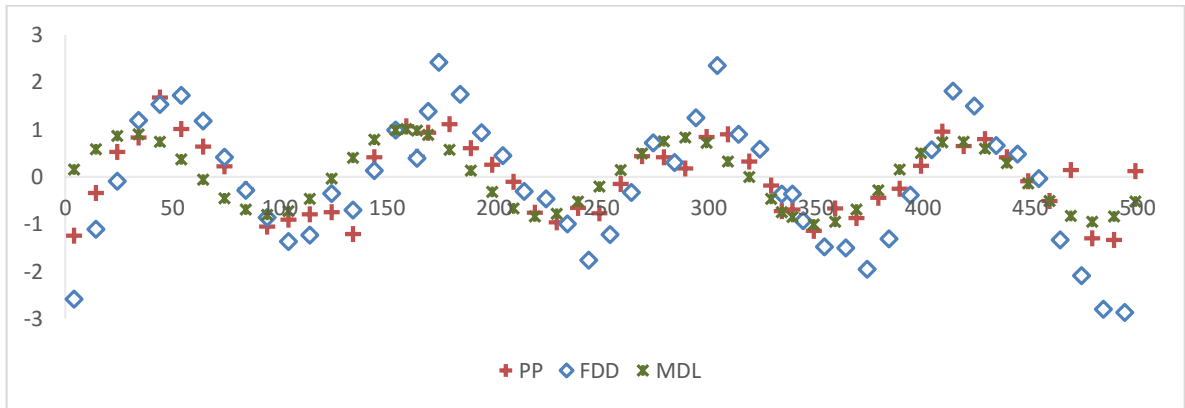


Figura 57. Comparación de la forma modal identificado con el modelo de elementos finitos. Modo 15
Fuente: Autor

Sin embargo, las frecuencias naturales obtenidas en el modelo de elementos finitos no coinciden de manera satisfactoria con aquellas identificadas en los ensayos. Las frecuencias analíticas de los primeros tres modos son menores que las identificadas experimentalmente. A continuación, se realiza una comparación entre las frecuencias asociadas a los modos con mayor índice MAC.

	FEM [Hz]	ζ_x	PP[Hz]	% Error	EFDD [Hz]	% Error
Modo 1	0.527	7.23%	0.684	1.66%	0.683	1.65%
Modo 2	0.561	48.30%	0.703	9.73%	0.698	9.45%
Modo 8	1.263	16.60%	1.445	2.09%	1.455	2.19%

Tabla 13. Comparación de frecuencias del modelo numérico y las identificadas experimentalmente
Fuente: Autor

Los errores calculados se refieren al error ponderado, el cual tiene en cuenta el factor de participación de masa en el modo evaluado.

$$\%error, pond = \frac{(f_{modelo} - f_{exp.})}{f_{exp.}} * \xi \quad ; \quad \xi = \text{Factor de participación modal}$$

La calidad en la identificación de modos verticales no fue tan buena como para los modos transversales. La no identificación de modos longitudinales se debe a la

poca excitación generada con vibración ambiental a lo largo de la dirección longitudinal y a la gran rigidez de la estructura en este sentido que provoca niveles de desplazamiento imperceptibles.

La no correlación entre modos más altos de la estructura puede deberse al hecho de que las características dinámicas de esta dependen de su interacción con la carga, es decir, el paso de tráfico pesado puede excitar ciertos modos de vibrar que el paso de tráfico liviano no; del mismo modo con otros tipos de carga como agua y viento, además condiciones ambientales como la temperatura. Estas últimas consideraciones no fueron tenidas en cuenta en el modelo numérico.

4.2 Porcentajes de amortiguamiento

F [Hz]	Ancho de banda [%]	F [Hz]	Decremento Logarítmico [%]
0.684	2.92%	0.683	1.00%
0.703	2.36%	0.698	1.45%
0.898	0.96%	0.894	0.91%
1.152	2.01%	1.147	0.99%
1.445	2.53%	1.455	1.08%
1.855	1.80%	1.851	3.50%
2.344	0.66%	2.354	1.17%
2.598	1.66%	2.609	0.71%
2.852	0.84%	2.838	0.72%
3.457	1.04%	3.567	2.15%
4.121	0.78%	4.098	0.31%
4.609	0.60%	4.609	0.61%

Tabla 14. Comparación de los porcentajes de amortiguamiento calculados experimentalmente con base a PP y EFDD
Fuente: Autor

El nivel de correlación de los porcentajes de amortiguamiento identificados con base a dos metodologías no es tan bueno como lo es para los valores de frecuencias. No obstante, se consideran aceptables pues estos valores se

encuentran dentro de los rangos usuales para estructuras de concreto preesforzado, los cuales corresponden a porcentajes de amortiguamiento aproximadamente hasta de 2% ⁶⁶

⁶⁶ (Stevenson, 1980)

5. CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

Los parámetros modales (frecuencias y formas modales) de un ensayo dinámico como es el caso de pruebas de vibración ambiental pueden ser utilizados en la calibración de un modelo numérico, lo cual consiste en un problema inverso de mecánica clásica, modificando variables y parámetros de modelación hasta que la correlación entre las predicciones analíticas y los parámetros dinámicos experimentales se considere satisfactoria.

El análisis de sensibilidad es probablemente el enfoque más usado de varios referentes a la calibración de modelos de elementos finitos de estructuras civiles basado en datos experimentales. Clásicamente esto se puede lograr de forma manual mediante prueba y error⁶⁷o mediante software de optimización⁶⁸.

Según (Mottershead, Link, & Friswell, 2011), antes de proceder con la calibración del modelo, es necesario prestar especial atención a ciertos aspectos del modelo que no pueden ser corregidos modificando valores de los parámetros seleccionados de calibración y que pueden ser fuentes de error de modelado, relacionados con la estructura matemática de este.

En general, son muchas las variables que intervienen en el proceso de calibración del modelo numérico, adicionalmente, como se mencionó anteriormente, la calibración de un modelo numérico es un problema inverso en donde los parámetros estructurales se desean obtener manipulando la información extraída del comportamiento o los datos observados del sistema. Debido a esta naturaleza, el problema será siempre una aproximación; de otra manera se requeriría la información completa del comportamiento lo cual es imposible en la realidad⁶⁹.

⁶⁷(Catbas, Ciloglu, Hasancebi, Grimmelman, & Aktan, 2007), (Bakir, Reynders, & De Roeck, 2008), (Schlune, Plos, & Gylltoft, 2009)

⁶⁸(Brownjohn, Dumanoglu, Severn, & Blakeborough, 1989),

⁶⁹(Morassi & Tonon, 2008)

Adicionalmente, esta calibración puede resultar de más de una solución en función del parámetro de calibración seleccionado. Sólo un número limitado de parámetros estructurales se puede definir debido a la capacidad de las técnicas de optimización de búsqueda y a la limitación de las mediciones disponibles; por lo tanto, siempre existe más de una combinación de valores de los parámetros que pueden lograr más o menos una solución similar que pueda satisfacer los criterios de "óptima". En consecuencia, es necesario hacer una compensación entre la complejidad y la precisión del modelo numérico.⁷⁰

La metodología empleada de acuerdo a (Mottershead, Link, & Friswell, 2011) se evalúa en tres pasos.

5.1 Paso 1: Evaluación de errores en la idealización del modelo numérico

La calibración se realizó a partir de un modelo numérico de elementos finitos tridimensional en el software MIDAS Civil 2016, tanto el tablero como las pilas fueron representados mediante elementos tipo beam.

5.1.1 Análisis de convergencia

Como primer paso se llevó a cabo un análisis de sensibilidad para posibles fuentes de error en el modelo numérico. Como este se realizó a partir de los planos estructurales "As Built", inicialmente se construyó con un elemento finito por dovela, tanto en el tablero como en las pilas, las cuales varían en longitud entre 3 y 5 metros. Teniendo en cuenta que los elementos finitos son una aproximación numérica de un problema continuo, en primera instancia se realizó el análisis de convergencia del modelo con el fin de discretizarlo suficientemente

⁷⁰(Wang, Li, & Li, 2010)

hasta que los valores de frecuencias evaluadas en los primeros 10 modos de vibración no cambiaran.

En la siguiente tabla se han compilado los valores de frecuencias para seis mallas de elementos finitos diferentes; el “modelo 1” corresponde a un elemento finito por dovela, con longitud máxima del elemento de 5 metros, el “modelo 2” a dos EF por dovela, el “modelo 3” a tres EF por dovela, el “modelo 4” a cinco EF por dovela, el “modelo 5” a diez EF por dovela y por último el “modelo 6” a 100 EF por dovela.

Modo	Frecuencia [Hz]					
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
1	0.5408	0.5271	0.5271	0.5271	0.5271	0.5271
2	0.5758	0.5614	0.5614	0.5614	0.5614	0.5614
3	0.6826	0.6750	0.6750	0.6750	0.6750	0.6750
4	0.7694	0.7547	0.7547	0.7547	0.7547	0.7547
5	0.9281	0.9174	0.9174	0.9174	0.9174	0.9174
6	0.9481	0.9284	0.9284	0.9284	0.9284	0.9284
7	1.0432	1.0251	1.0251	1.0251	1.0251	1.0251
8	1.2630	1.2413	1.2413	1.2413	1.2413	1.2413
9	1.6125	1.5781	1.5781	1.5781	1.5781	1.5781
10	1.6894	1.6773	1.6772	1.6772	1.6771	1.6771

Tabla 15. Análisis de convergencia del modelo numérico
Fuente: Autor

Se considera que tres cifras significativas son suficientes para alcanzar un nivel de confianza adecuado, por lo cual a partir del modelo 2 ya no se presentan variaciones en los valores de frecuencias comparadas.

5.1.2 Condiciones de contorno

En relación a las condiciones de contorno, debido a su gran rigidez y el rango de desplazamientos de las vibraciones ambientales, la cimentación de las pilas fue

modelada como apoyos empotrados. La correspondencia de formas modales transversales estimadas experimentalmente con aquellas del modelo numérico refleja que, aunque la consideración de un apoyo empotrado es ideal, la constante de rigidez de la cimentación en las pilas si es bastante alta, para validar esta afirmación y analizar la sensibilidad de los parámetros modales al cambio en estas condiciones, se hicieron pruebas considerando un resorte en dirección vertical en la cimentación de la pila del eje 2. Se observó que para constantes de rigidez menores a 500000 KN/m las formas modales asociadas a las frecuencias fundamentales cambiaban radicalmente, lo cual no es congruente con las formas modales estimadas experimentalmente.

5.1.1 Rigidez de las conexiones

Tanto las uniones entre elementos como las condiciones de contorno son difíciles de representar con precisión y es en estas regiones del modelo que a menudo se hacen suposiciones. El problema de introducir flexibilidad en las uniones y contornos asumidos como rígidos puede ser abordado de diferentes maneras, todo lo cual resulta en modelos equivalentes con parámetros que no pueden ser justificados en un contexto físico ⁷¹. El sistema empleado en la construcción del puente en estudio es el de voladizos sucesivos con sistema estructural aporticado, por esta razón estas conexiones se asumieron como rígidas en el modelo numérico.

5.2 Paso 2: Correlación de las predicciones del modelo de análisis y resultados de la prueba y selección de parámetros de corrección.

Este paso consiste en la actualización de los parámetros de calibración a partir de criterios de validación. Los parámetros de calibración del modelo numérico comprenden principalmente las propiedades de los materiales, tales como el

⁷¹(Mottershead, Link, & Friswell, 2011)

módulo de elasticidad y la densidad, propiedades de las secciones transversales como forma geométrica y momentos de inercia y rigidez de resortes en condiciones de contorno. Los criterios de validación hacen referencia a las propiedades dinámicas de la estructura, frecuencias o periodos y formas modales, para el caso de estudio se seleccionaron como criterios de validación las formas modales y frecuencias de los modos 1 y 2 y 8 los cuales suman un factor de participación del 72.3%

5.2.1 Propiedades de la sección transversal

Hay diversas variables que pueden influir en el cambio en las propiedades de la sección transversal del puente, y en consecuencia cambios en su rigidez. Algunas de ellas pueden ser: base y altura de sección cajón, espesor de las paredes de la sección, espesor de placa inferior, espesor de placa superior, entre otras. Como la estructura en estudio es un puente nuevo, se espera que las dimensiones de la sección transversal correspondan a sus planos "As built", por esta razón ninguna de las variables mencionadas anteriormente fue incluidas como parámetro de calibración.

5.2.2 Propiedades de los materiales, módulo de elasticidad y densidad

Los parámetros más comunes referentes a las propiedades de los materiales son el módulo de elasticidad, tanto del tablero como de las pilas y la densidad de los materiales usados. En cuanto a la densidad del concreto normal, esta oscila entre 2350 y 2400 kg/m³, lo cual no representa una variación significativa, por esta razón valores por fuera de este rango, aunque podrían arrojar porcentajes de error menores no tendrían sentido físico.

Como parámetro de calibración se seleccionó el módulo de elasticidad del material y como criterio de validación se seleccionaron las frecuencias de los modos 1, 2 y 8. Al comparar estos valores con los identificados en la campaña experimental se encuentra un error ponderado máximo del 9%, Para estos modos, las frecuencias de vibración son menores a las calculadas experimentalmente, lo cual significa que la estructura real presenta un comportamiento más rígido a la modelada. Con el fin de evaluar la sensibilidad de los valores de frecuencias ante este parámetro, de manera independiente se variaron los módulos de elasticidad del tablero y las pilas aumentándolos hasta lograr reducir el porcentaje de error.

Los valores del módulo de elasticidad asumidos inicialmente para el tablero y las pilas corresponden a los encontrados en los planos “As built” y son los siguientes.

	Tablero	Pilas
Módulo de elasticidad E [MPa]	23,377	20,637

Tabla 16. Valores iniciales de los parámetros de calibración
Fuente: Autor

En primer lugar, se realizaron iteraciones asumiendo en cada una de ellas resistencias de concreto mayores a la inicial, y por tanto módulos de elasticidad mayores, se realizó este análisis variando el módulo de las pilas y manteniendo constante el del tablero y viceversa. Como los modos a validar corresponden a modos transversales se espera sean más sensibles al cambio de módulo en las pilas, en base a los resultados obtenidos se pudo corroborar esta afirmación. La siguiente gráfica representa la variación del % de error en cada incremento del módulo, se puede observar que este comportamiento es asintótico.

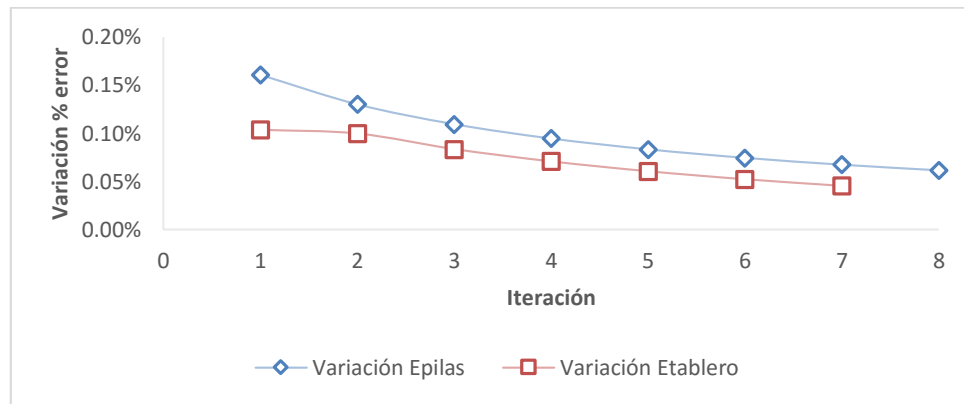


Figura 58. Variación del porcentaje de error en el proceso de calibración.
Fuente: Autor

Las siguientes tablas muestran los resultados obtenidos para resistencias de concreto hasta de 84 MPa (12000 psi), pues variaciones mayores de resistencia no tendrían sentido físico para este parámetro.

	f _c [Mpa]	35	42	49	56	63	70	77	84
	E [Mpa]	23072.7	25274.9	27300.0	29184.9	30955.3	32629.7	34222.4	35744.1
Modo 1	f [Hz]	0.542	0.555	0.565	0.574	0.582	0.589	0.595	0.601
	%error	1.49%	1.36%	1.25%	1.16%	1.07%	1.00%	0.93%	0.87%
Modo 2	f [Hz]	0.582	0.599	0.613	0.625	0.635	0.645	0.653	0.661
	%error	8.04%	6.88%	5.90%	5.06%	4.33%	3.67%	3.09%	2.56%
Modo 8	f [Hz]	1.266	1.287	1.307	1.325	1.342	1.357	1.371	1.385
	%error	2.16%	1.91%	1.69%	1.48%	1.29%	1.12%	0.95%	0.80%

Tabla 17. Iteraciones cambiando el módulo de elasticidad de las pilas
Fuente: Autor

	f _c [Mpa]	42	49	56	63	70	77	84
	E [Mpa]	25274.9	27300.0	29184.9	30955.3	32629.7	34222.4	35744.1
Modo 1	f [Hz]	0.537	0.546	0.554	0.561	0.567	0.572	0.576
	%error	1.55%	1.45%	1.36%	1.29%	1.23%	1.18%	1.13%
Modo 2	f [Hz]	0.569	0.577	0.583	0.589	0.594	0.599	0.604
	%error	8.92%	8.40%	7.95%	7.54%	7.17%	6.83%	6.50%
Modo 8	f [Hz]	1.274	1.309	1.340	1.369	1.395	1.420	1.444
	%error	2.06%	1.67%	1.31%	0.99%	0.68%	0.40%	0.13%

Tabla 18. Iteraciones cambiando el módulo de elasticidad del tablero
Fuente: Autor

Las variaciones en el módulo de elasticidad están sujetos a valores máximos, en primer lugar, correspondientes a concretos existentes, en segundo lugar, a los correspondientes a los ensayos de resistencia a la compresión de núcleos. Estos últimos arrojaron resultados de resistencias aproximadas para las pilas de 35 [MPa]. En cuanto al tablero, se utilizaron concretos acelerados a 2 y 3 días, los cuales alcanzan resistencias mucho mayores a las especificadas. Los siguientes valores corresponden a los máximos usados para la actualización del modelo numérico:

	Tablero	Pilas
Módulo de elasticidad E [MPa]	27300.0	23072.7

Tabla 19. Valores actualizados del módulo de elasticidad
Fuente: Autor

Es importante tener en cuenta que el módulo de elasticidad calibrado no solamente hace referencia al concreto sino al conjunto concreto, acero pasivo y acero activo de preesforzado. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 20, en donde se comparan las frecuencias del modelo de elementos finitos actualizado con los valores presentados anteriormente y las frecuencias identificadas experimentalmente.

	FEM [Hz]	ζ_x	PP[Hz]	% Error	EFDD [Hz]	% Error
Modo 1	0.563	7.23%	0.684	1.28%	0.683	1.27%
Modo 2	0.598	48.30%	0.703	7.21%	0.698	6.91%
Modo 8	1.332	16.60%	1.445	1.30%	1.455	1.41%

Tabla 20. Comparación de frecuencias del modelo numérico calibrado y las identificadas experimentalmente
Fuente: Autor

El nuevo puente Gómez Ortiz es una estructura reciente (fue abierta al tráfico en 2013) razón por la cual no se incluyó ningún tipo de daño estructural al modelo numérico, por el contrario, este se actualizó con valores de módulo de elasticidad más grandes a los especificados inicialmente.

6. PLAN DE MONITOREO PROPUESTO

El presente estudio pretende ser la base para el desarrollo posterior de un plan de monitoreo de salud estructural a largo plazo del nuevo puente Gómez Ortiz. Los resultados obtenidos establecen un “tiempo 0” del monitoreo con el fin de ser patrón de referencia para analizar el cambio en la estructura a partir de las propiedades dinámicas de esta, que comprenden frecuencias fundamentales, modos de vibración y porcentajes de amortiguamiento.

6.1.1 Influencia de las condiciones medio ambientales en las propiedades dinámicas de la estructura

Es de importancia resaltar que cuando se utilizan técnicas de monitoreo estructural basadas en medición de vibración ambiental, las características dinámicas de la estructura no solamente son influenciadas por la salud de esta sino también por la variación en sus condiciones medio ambientales y de operación, lo que podría tanto como ocultar cambios debidos a un daño estructural o hacer manifiesta una variación sin deberse a la presencia de daño.

Dentro de las condiciones ambientales que inciden en las propiedades dinámicas de la estructura, están la temperatura y la humedad, ya que pueden producir cambios, como por ejemplo en los módulos de elasticidad. Algunas investigaciones han encontrado que la variación en las frecuencias naturales es del orden de aproximadamente 5% durante un periodo de 24 horas ^{72,73}. Teniendo en cuenta que en la zona en donde está construido el puente el gradiente de temperatura es aproximadamente 20°C, se recomienda establecer en primer lugar una base de datos de referencia que considere mediciones de propiedades

⁷² (Farrar, Doebling, Cornwell, & Straser, 1997)

⁷³ (Wahab & Roeck, 1997)

dinámicas tales como frecuencias y formas modales en función de la temperatura y la humedad.

El objetivo de estas mediciones es minimizar la probabilidad de una falsa identificación de un cambio en las condiciones de la estructura en el monitoreo a largo plazo, estableciendo rangos normales de variación en las características dinámicas debidas a estas condiciones y no a la presencia de algún tipo de cambio en la estructura.

6.1.2 Identificación de modos de flexión

La gran rigidez de la estructura y la poca capacidad de excitación de la vibración ambiental a lo largo de la dirección longitudinal y vertical del puente dificultó la identificación de modos tanto longitudinales como de flexión. Por esta razón se recomienda implementar pruebas de vibración forzada o vibración ambiental con tráfico pesado que puedan excitar modos de vibración en estas direcciones con suficiente participación modal con el fin de complementar la información base del monitoreo mediante la caracterización del comportamiento dinámico del puente en estas direcciones principales.

Es importante establecer patrones de referencia de los modos de vibración de la estructura, ya que estas formas modales contienen información local y por lo tanto son mucho más sensibles a cambios o daños locales en la estructura que las frecuencias naturales⁷⁴.

6.1.3 Análisis de rigidez de apoyos

La identificación de modos longitudinales permitirá realizar un análisis más detallado de la condición de rigidez en los apoyos que permitan una mayor

⁷⁴ (Farrar & Jauregui, 1998)

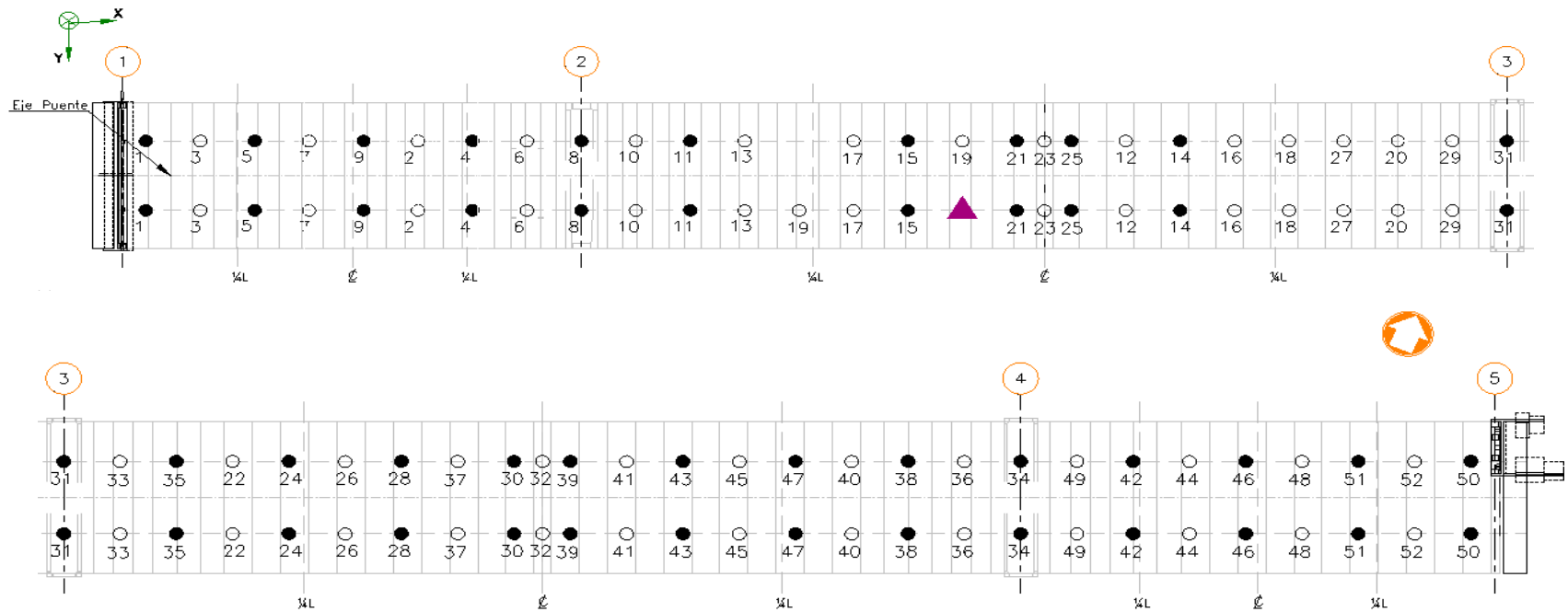
compresión de la interacción suelo-estructura, ya que este puede determinar el comportamiento dinámico global de la estructura. Con los niveles de agua actuales del río se podrían realizar mediciones a nivel de cimentación con el objetivo de identificar posibles movimientos relativos.

Se recomienda complementar la información de propiedades de los materiales con base a ensayos de resistencia a la compresión de núcleos del tablero, puesto que en la construcción de este se utilizaron concretos acelerados a 2 y 3 días, los cuales alcanzan resistencias mucho mayores a las especificadas.

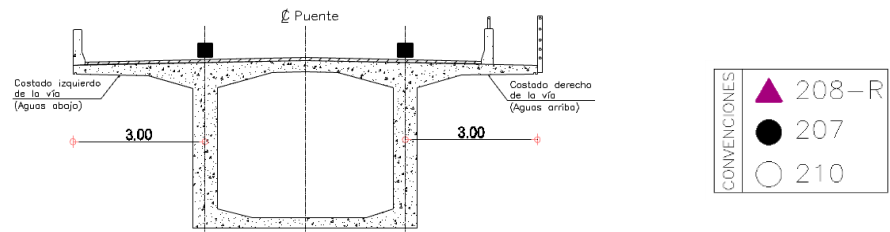
6.1.4 Campaña de monitoreo

A nivel preliminar se recomienda realizar un monitoreo sin instrumentación fija, debido al alto riesgo que esta representaría y alto costo por el gran número de sensores necesarios. Es imprescindible disponer de la información sobre los ensayos a compresión de núcleos de la superestructura, con el objetivo de mejorar la calibración del modelo numérico.

La toma de mediciones deberá realizarse con periodicidad anual para verificar posibles cambios en las propiedades dinámicas de la estructura. Se recomienda la siguiente distribución basada en el análisis de modos de vibración. (Ver figura 59)



(a) Ubicación de sensores en planta



(c) Ubicación de sensores en sección transversal

Figura 59. Esquema de instrumentación propuesto
Fuente: Autor

7. CONCLUSIONES

- En relación a los métodos de identificación modal utilizados se encontró que el método Peak Picking presenta dificultades en la identificación de frecuencias muy cercanas, y esta estructura presenta esta característica, por lo tanto, se obtuvieron mejores resultados en la identificación por medio del método en el dominio de la frecuencia EFDD. Con respecto a los valores calculados del porcentaje de amortiguamiento, se encontró un gran porcentaje de error entre los resultados obtenidos con la aplicación de un método y otro, por lo cual se recomienda complementar la identificación de este parámetro con base a una metodología en el dominio del tiempo.
- A partir de las mediciones realizadas se encontró que los niveles de aceleración debidas a la operación del puente son muy bajos, la diferencia entre estos niveles de operación y la sensibilidad del instrumento de medición es una fuente adicional de ruido, se recomienda complementar la identificación con metodologías que reduzcan la afectación de ruido en la señal.
- Debido a la poca excitación a lo largo de la dirección longitudinal y a la gran rigidez de la estructura en este sentido, no fue posible la identificación de modos longitudinales del puente mediante medición de vibración ambiental. Por esta razón se recomienda implementar pruebas de vibración forzada o vibración ambiental con tráfico pesado que puedan excitar modos de vibración en esta dirección y de esta manera complementar la información base referencia del monitoreo.
- La no correlación entre modos más altos de la estructura puede ser atribuido al hecho de que las características dinámicas de esta dependen de su interacción con la carga, es decir, el paso de tráfico pesado puede

excitar ciertos modos de vibrar que el paso de tráfico liviano no; del mismo modo con otros tipos de carga como agua y viento, además condiciones ambientales como la temperatura. Estas últimas consideraciones no están tenidas en cuenta en el modelo numérico.

- Con base a los modos de vibración identificados experimentalmente y a la información conocida del puente se concluyó que transversalmente la estructura es más rígida en comparación con la modelada mediante elementos finitos. Las diferencias ponderadas entre los resultados experimentales y analíticos inicialmente eran aproximadamente del 10%, después de la actualización de parámetros se logró reducir esta variación en aproximadamente 7%.
- El nuevo puente Gómez Ortiz es una estructura reciente, razón por la cual no se incluyó ningún tipo de daño estructural al modelo numérico, por el contrario, este se actualizó con valores de módulo de elasticidad más grandes a los especificados inicialmente.
- La variación en las propiedades dinámicas de una estructura no está limitada a solo cambios en sus propiedades físicas, los factores ambientales como la temperatura pueden tener un efecto significativo que hay que conocer para que el sistema de monitoreo sea confiable. Es de gran importancia establecer rangos normales en los que las propiedades dinámicas pueden variar y de esta manera minimizar el riesgo de una falsa identificación de un cambio en las condiciones de la estructura.
- Los factores de operación del puente pueden tener un efecto tanto en las frecuencias como en el amortiguamiento asociado a estas, producto de la interacción dinámica entre los vehículos (carga) y la estructura, es

importante conocer esta variación para que el sistema de monitoreo sea confiable.

- Mediciones posteriores que hagan parte del monitoreo del puente deben asociar frecuencias, modos de vibración y porcentajes de amortiguamiento. Las configuraciones modales contienen información local y son mucho más sensibles a cambios locales en la estructura que las frecuencias naturales. Adicionalmente, el parámetro de amortiguamiento es altamente sensible a cualquier cambio en las condiciones de la estructura, por lo cual es importante monitorear la variación de este.
- Un sin número de variables con un grado de incertidumbre muy alto intervienen en la respuesta dinámica de la estructura. En primer lugar, dimensiones globales del puente pueden variar de los planos a la estructura construida, así mismo las dimensiones de la sección transversal en la realidad pueden no ser las especificadas. Por ejemplo, diferencias en la altura de las secciones pueden tener un efecto importante en la inercia de la sección y por ende en la rigidez de esta. Así mismo, propiedades en los materiales como el módulo de elasticidad y densidad no solo pueden ser diferentes entre la subestructura y la superestructura, sino entre un punto y otro debido a que el proceso constructivo se realiza por etapas.
- El monitoreo estructural tiene un enfoque probabilista más que determinista, y debe basarse en rangos permitidos de variación de los parámetros que intervienen en el comportamiento dinámico del puente. Es recomendable realizar ensayos adicionales que permitan reducir las incertidumbres en estas variables. Ya que la capacidad del sistema de monitoreo para detectar cambios en la estructura dependerá de la cantidad de información colectada antes de la ocurrencia del cambio.

BIBLIOGRAFÍA

- Pastor, M., Binda, M., & Harparik, T. (2012). Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering*, 543-548.
- AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.
- AIS. (2014). *Norma Colombiana de Diseño de puentes-LRFD-CCP 14*.
- Bakir, P. G., Reynders, E., & De Roeck, G. (2008). An improved finite element model updating method by the global optimization technique 'Coupled Local Minimizers. *Computers and Structures*, 1339-1352.
- Bendat, J. S., & Piersol, A. G. (1971). *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*. New York: John Wiley & Sons.
- Bendat, J. S., & Piersol, A. G. (2010). *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*. New York: John Wiley & Sons.
- Biescas Górriz, B. (2 de Diciembre de 2003). *Aplicación de la sismología al estudio y detección de aludes de nieve. Tesis Doctoral*. Barcelona: Universitat de Barcelona. Obtenido de <http://www.tdx.cesca.es/>
- Boroschek K., R., & Hernández P., F. (2010). Corrección de sobreestimación del amortiguamiento en el método de ancho de banda del espectro de potencia. *10 Congreso Chileno de sismología e ingeniería antisísmica*. Valdivia-Santiago.
- Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2001). Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition. *Proc. 18th Int. Modal Analysis Conference*. Kissimmee, FL.
- Brownjohn, J. M., Dumanoglu, A. A., Severn, R. T., & Blakeborough, A. (1989). Ambient Vibration Survey of the Bosphorus Suspension Bridge, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Cahís, C., & Francesc, X. (2001). *Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño dismorresistente. Análisis numérico y validación experimental de su comportamiento*. Barcelona: Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.

- Carter, B., & Mancini, R. (2009). *Op Amps for Everyone*. Texas Instruments.
- Catbas, F., Ciloglu, S., Hasancebi, O., Grimmelsman, K., & Aktan, A. (2007). Limitations in structural identification of large constructed structures. *Journal of Structural Engineering*, 133, 1051-1066.
- Chen, X., Omenzetter, P., & Beskhyroun, S. (Julio de 2014). Calibration of the Finite Element Model of a Twelve-Span Prestressed Concrete Bridge Using Ambient Vibration Data. *EWSHM - 7th European Workshop on Structural Health Monitoring*. Nantes, Francia.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. California: Prentice Hall.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures* (Third Edition ed.). Berkeley: Computers & Structures, Inc.
- Cooley, J. W., & Tukey, J. W. (1965). An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series. *Mathematics of Computation*, 297-301.
- Cunha, Á., & Caetano, E. (2006). Experimental Modal Analysis of Civil Engineering Structures. *Sound and Vibration*, 12-20.
- Cunha, A., Caetano, E., Magalhaes, F., & Moutinho, C. (2006). *From Input-Output to Output-Only Modal Identification of Civil Engineering Structures*. Porto: Laboratory of Vibrations and Structural Monitoring.
- Dall'Asta, A., & Dezi, L. (1996). Prestress Force Effect on Vibration Frequency of Concrete Bridges. *Journal of Structural Engineering*, 458-460.
- de Silva, C. W. (2005). *Vibration and Shock Handbook*. Boca Raton: Taylor & Francis Group.
- Farrar, C., & Jauregui, D. (1998). Comparative study of damage identification algorithms applied to a bridge: I Experiment. *Materials and Structures*, 704-719.
- Farrar, C., Doebling, S., Cornwell, P., & Straser, E. (1997). Variability of modal parameters measured on the Alamosa Canyon Bridge. *Proc., 15th int. modal analysis conf.*, (págs. 257-263).

- Felber, A. J. (1993). *Development of a Hybrid Bridge Evaluation System. Ph.D Thesis*. Vancouver: University of British Columbia.
- Feng, M., Kim, J.-M., & Xue, H. (Diciembre de 1998). Identification of a Dynamic System Using Ambient Vibration Measurements. (ASME, Ed.) *Journal of Applied Mechanics*, 65, 1010-1021.
- Gade, S., Møller, N. B., Herlufsen, H., & Konstantin-Hansen, H. (2006). *Frequency Domain Techniques for Operational Modal Analysis*. Nærum, Denmark: Brüel & Kjær Sound and Vibration Measurements.
- Gastineau, A., Tyler, J., & Schultz, A. (2009). *Bridge Health Monitoring and Inspections Systems-A Survey of Methods*. Minnesota.
- Gómez Araujo, I. D. (2010). *Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Grosel, J., Sawickia, W., & Pakos, W. (2014). Application of Classical and Operational Modal Analysis for Examination of Engineering Structures. *Procedia Engineering*, 136-141.
- Hamed, E., & Frostig, Y. (2006). Natural frequencies of bonded and unbonded prestressed beams—prestress force effects. *Journal of Sound and Vibration*, 28-39.
- Harris, F. J. (1978). On the Use of Windows for Harmonic Analysis with the Discrete Fourier Transform. *IEE*, 51-83.
- He, J., & Fu, Z.-F. (2001). *Modal Analysis*. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Instituto Nacional de Estadística. INE. (1 de Diciembre de 2015). Obtenido de Análisis espectral y ajuste estacional: <http://www.ine.es>
- ISAGEN S.A. E.S.P. (4 de Noviembre de 2015). *Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso*. Obtenido de ISAGEN S.A Web Site: <https://www.isagen.com.co/>
- ISIS and SAMCO. (2012). *ISIS and SAMCO Educational Module 5: An Introduction to Structural Health Monitoring*. (T. Nagy-György, Ed.) Recuperado el 25 de Noviembre de 2015, de Facultatea de Construcții din Timișoara: <http://www.ct.upt.ro/>

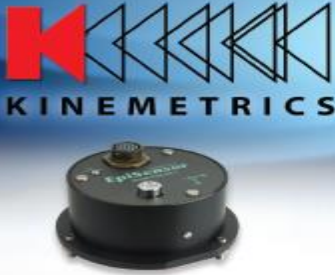
- Jacobsen, N.-J., Andersen, P., & Brincker, R. (2006). Using Enhanced Frequency Domain Decomposition as a Robust Technique to Harmonic Excitation in Operational Modal Analysis.
- Kawasumi, H., & Shima, E. (1965). Some Applications of the Correlator to Engineering Problems. *3rd World Conference Earthquake Engineering, II*, págs. 298-320. New Zealand.
- Kinematics. (15 de Diciembre de 2015). *ES-T Datasheet*. Obtenido de <http://www.kinematics.com/>
- Kinematics. (2015). *Obsidian Datasheet*. Recuperado el 26 de Noviembre de 2015, de <http://www.kinematics.com>
- Kinematics. (2015). *Rock+Digitizer. User Manual*. Pasadena.
- Lapace. *Departamento de Física Aplicada III*. (s.f.). Recuperado el 18 de Abril de 2016, de Movimiento Oscilatorio: <http://laplace.us.es/>
- LDS Group. (16 de Diciembre de 2015). *California Polytechnic State University*. Obtenido de Basics of Structural Vibration Testing and Analysis: <http://www.calpoly.edu/>
- Martín, J. (2006). Analizadores de espectros. Tipos [II]. El analizador FFT. *Revista Española de Electrónica*, 78-81.
- Marulanda Casas, J. (2002). *Monitoreo de Salud Estructural del puente "El Hormiguero"*. Cali.
- Mendes, P., & Oliveira, S. (2008). *Análise dinâmica de estruturas. Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos*. Lisboa: LNEC.
- Morassi, A., & Tonon, S. (2008). Dynamic testing for structural identification of a bridge. *J Bridge Eng ASCE*, 573-585.
- Mottershead, J. E., Link, M., & Friswell, M. I. (2011). The sensitivity method in finite element model updating: A tutorial. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2275-2296.
- Olshausen, B. A. (2000). *Aliasing. Sensory Processes*. Berkeley.

- Oppenheim, A. V., & Schaffer, R. W. (2011). *Tratamiento de señales en tiempo discreto*. Madrid: Pearson Educación S.A.
- PlanetMath.org. (s.f.). *PlanetMath*. Recuperado el 30 de Diciembre de 2015, de transfer function: <http://planetmath.org/>
- Proakis, J. G., & Manolakis, D. G. (1996). *Digital Signal Processing. Principles, Algorithms, and Applications*. New Jersey: Prentice Hall.
- Ren, W.-X., Zatar, W., & Harik, I. E. (2004). Ambient vibration-based seismic evaluation of a continuous girder bridge. *Engineering Structures*, 26, 631-640.
- Rodrigues, J. (2004). *Identificação Modal Estocástica Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil. Tese de Doutor*. Universidade do Porto.: Estruturas de Engenharia Civil.Faculdade de Engenharia.
- Rodríguez Súnico, M. (s.f.). *Análisis Modal Operacional: Teoría y práctica*. Recuperado el 16 de Abril de 2016, de e-REdING: <http://bibing.us.es/>
- Schlune, H., Plos, M., & Gylltoft, K. (2009). Improved bridge evaluation through finite element model updating using static and dynamic measurements. *Engineering Structures*, 1477-1485.
- Stevenson, J. (1980). Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformation levels. *Nuclear Engineering and Design* , 211-237.
- Structural Vibration Solutions. (s.f.). *ARTemis*. Recuperado el 4 de Enero de 2016, de Enhanced Frequency Domain Decomposition: <http://www.svibs.com/>
- Universitat d'Alicant. (2 de Diciembre de 2015). *Sismología e Ingeniería Sísmica*. Obtenido de RUA. Repositorio Institucional de la Universidad de Alicante: <http://rua.ua.es>
- Wahab, M., & Roeck, G. (1997). Effect of temperature on dynamic system parameters of a highway bridge. *Struct Eng Internat*, 266-270.
- Wang, D., & Haldar, A. (1994). Element-level system identification with unknown input. *Journal of Engineering Mechanics*, 120, 159-176.

- Wang, H., Li, A.-q., & Li, J. (2010). Progressive finite element model calibration of a long-span suspension bridge based on ambient vibration and static measurements. *Engineering Structures*, 2546-2556.
- Welch, P. D. (1967). The Use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: A Method Based on Time Averaging Over Short, Modified Periodograms. *IEE*, 70-73.
- Wenzel, H., & Pichler, D. (2005). *Ambient Vibration Monitoring*. Vienna: John Wiley & Sons, Ltd.

ANEXOS

Anexo A.	FICHA TÉCNICA EPISENSOR ES-T. Fuente: (Kinematics, 2015).	130
Anexo B.	FICHA TÉCNICA ACELERÓGRAFO OBSIDIAN. Fuente:(Kinematics, 2015).....	131
Anexo C.	DESPLAZAMIENTOS NORMALIZADOS DE MODOS DE VIBRACIÓN 133	
Anexo D.	FORMATO DE ADQUISICIÓN DE DATOS EN LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN. ETAPA 1	136
Anexo E.	FORMATO DE ADQUISICIÓN DE DATOS EN LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN. ETAPA 2	137
Anexo F.	FUNCIONES DE DENSIDAD ESPECTRAL NPSD. ETAPA 1.....	139
Anexo G.	FUNCIONES DE COHERENCIA ETAPA 1	140
Anexo H.	FUNCIONES DE DENSIDAD ESPECTRAL NPSD. ETAPA 2.....	142
Anexo I.	PROGRAMACIÓN EN MATLAB	144



EpiSensor ES-T Force Balance Accelerometer

The EpiSensor ES-T: A Flexible, Versatile Value

Kinematics announces its latest line of earthquake sensors – EpiSensor force balance accelerometers. Model FBA ES-T is a triaxial surface package useful for many types of earthquake recording applications. The unit consists of three EpiSensor force balance accelerometer modules mounted orthogonally in one small convenient package. With fullscale recording ranges of ± 0.25 to $\pm 4g$ (user selectable) the EpiSensor provides on-scale recording of earthquake motions even at nearfault locations and in a wide variety of structure types.

The significantly improved bandwidth of DC to 200 Hz allows engineers and scientists to study motions at higher frequencies while maintaining the very important DC response that allows simple field calibration and reduces post-processing confusion.

Output circuitry is also significantly enhanced. Several types of outputs can be field-selected by the user: $\pm 2.5V$ single-ended output for use with traditional Kinematics earthquake recording instruments; $\pm 10V$ single-ended or $\pm 20V$ differential output for use with Kinematics digital recorders and other 24-bit digital recorders currently on the market.

EpiSensor force balance accelerometers are also available in uniaxial (the FBA ES-U) and borehole (the FBA ES-SB shallow and FBA ES-DH deep) packages.

FEATURES

- Low noise
- Extended bandwidth - DC to 200Hz
- User-selectable full-scale range
- Calibration coil (standard)
- Single-end or differential output (user selectable)
- Double-stage transient protection

SPECIFICATIONS

Dynamic range:	155 dB+	Linearity:	< 1000 $\mu g/g^2$
Bandwidth:	DC to 200Hz	Hysteresis:	< 0.1% of full scale
Calibration coil:	Standard	Cross-axis sensitivity:	< 1% (including misalignment)
Full-scale range:	User selectable at $\pm 0.25g$, $\pm 0.5g$, $\pm 1g$, $\pm 2g$ or $\pm 4g$	Zero point thermal drift:	< 500 $\mu g/^\circ C$ (1g sensor)
Outputs:	User selectable at: $\pm 2.5V$ single-ended $\pm 10V$ single-ended $\pm 5V$ differential $\pm 20V$ differential	ESD, RF, EMI protection:	Double stage transient protection with gas arrester elements
Zero adjust:	Three user-friendly access holes for simple, safe, efficient adjustment	Power consumption:	12mA from $\pm 12V$ (Standard Amp) 35mA from $\pm 12V$ (Low Noise Amp) Single supply option available
		Physical size:	13.3 cm diameter (cylinder), 6.2 cm high
		Mounting:	Single bolt mounting, three adjustable leveling feet and bubble level
		Connection:	Single military-style metal connector
		Operating Temperature:	-20° to $70^\circ C$ (0° to $160^\circ F$)
		Housing:	Watertight enclosure

Anexo B. FICHA TÉCNICA ACELERÓGRAFO OBSIDIAN.

Fuente:(Kinematics, 2015)



Obsidian

Next Generation of Web Based, High Dynamic Range, GPS/PTP Ready Accelerographs

Channels

Obsidian: 3 + 1 sensor channels w/internal sensor
Sensor type: Triaxial EpiSensor force balance accelerometer, Orthogonally oriented, Internal
Full scale range: User selectable at $\pm 2g$ or $\pm 4g$
Bandwidth: DC to 200 Hz
Dynamic range: 155 dB+
Calibration & test: Calibr. Coil Functional Test; Calibr. Coil Response Test
Input level: 5Vpp, 10Vpp, 40Vpp Differential Input

Data Acquisition

Type: Individual 24-bit Delta Sigma converter per channel
Anti-alias filter: Double Precision FIR Filter Causal/Acausal;
> 140 dB attenuation at output Nyquist
Dynamic range: 200 sps ~127 dB (RMS noise to RMS clip - Typical)
100 sps ~130 dB (RMS noise to RMS clip - Typical)
Frequency response: DC to 80 Hz @ 200 sps
Sampling rates: 1, 10, 20, 50, 100, 200, 250, 500, 1000, 2000, 5000 sps
Channel skew: None - simultaneous sampling of all channels
Acquisition modes: Continuous, triggered, time windows
Output data format: 24 bit signed (3 bytes) in user selectable format
Parameter calculations: Calculations of key parameters in real-time, including JMA intensity
Real time digital output: Ethernet or RS-232 output of digital stream

Trigger

Type: IIR bandpass filter (three types available)
Trigger selection: Independently selected for each channel
Threshold trigger: Selectable from 0.01% to 100% of full scale
Trigger voting: Internal, external and network trigger votes with arithmetic combination
Additional trigger: STA/LTA, Time Window

Timing

Type: Oscillator digitally locked to GPS or PTP:
Integrates completely with system, providing timing, internal oscillator correction and position information.
Shared timing: 3 Ports for shared timing for multiple local units
Timing: accuracy: <1 microseconds of UTC with GPS or PTP

Storage

Data slot: Internal SDHC Card Slot, standard 32 GB
System slot: Internal SDHC Card Slot, 4 GB
Recording capacity: Approximately 42 kB per channel per minute on Memory Card of 24-bit data @ 200 sps.
(33 days of 4x200sps recording on 8GB Data card)
SDHC Format: Linux EXT4
Data: Offloaded automatically to removable thumb drives connected to a USB host port. Parallel recording (mirroring) data on an external USB thumb drive.
USB drives format: FAT32

Communications

Ethernet interface: Real Time Telemetry (Multiple destinations TCP/IP Protocol), Parameter set up, and event retrieval (FTP/SFTP) RS-232 interface: Real Time Telemetry (over modem, radio, etc.), Parameter set up, and event retrieval
Modem: Built in modem, Remote access, initiated by user or by the Obsidian
Telemetry: Real-time data via DFS, SEEDLink, Earthworm, Antelope compatible ORB server, or Altus SDS protocols.

Instrument Software

Type: Multi-tasking operating system supports simultaneous acquisition and interrogation; allows remote and automatic firmware upgrades
Security: Supports SSH and SSL
System control: Configure sample rate, filter type, trigger type and voting, maintains communications and event storage
File formats: Kinematics EVT, MiniSEED, SAC, COSMOS, MATLAB, SUDS, SEISAN, ASCII, others
Intelligent alerting: Initiate communications when an event is detected or if an auto-diagnostic failure occurs
Auto-diagnostics: Continuously check system voltages, temperature, humidity, and timing system integrity
Rapid setup: Can be configured from a parameter file
System timing: Supports PTP Slave and PTP Master timing (Using Internal GPS as Master clock), NTP and External 1PPS

I/O and Display

Power input: Mil-style connector for DC power input, external battery connection, Power over Ethernet (Option)
Interfaces: 10/100 BaseT Ethernet Port
(M12 connectors) 3 x USB 2.0 Host Ports
USB 2.0 Device
3 x RS-232
DFS Port (RS232)
Linux Console (RS232)
POTS Modem
3 x Time/Power Ports (1PPS In/Out, Switched Power)
GPS Antenna (TNC)
EMI/RFI protection: All I/O lines EMI/RFI and transient protected
LED: System, power and event status, Ethernet Link & Data

Power Supply

Type:	Internal high efficiency switched power supply and battery charger system with extensive SOH outputs
DC input:	9-28 VDC (> 15.5VDC for Battery Charger Operation)
External AC/DC:	Universal Input 100-250 VAC 50/60 Hz
Power module:	Output 15.5 VDC
Internal battery charger:	Digitally temperature compensated output for External Valve Regulated Lead Acid (VRLA) batteries with reverse protection and deep discharge recovery.
Fuses:	None. Uses resettable Polyswitch protection
Current drain:	Current drain: 215ma @ 12V (w/o 4th channel sensor)

Environment

Operating temp: -20° to 70°C Operation
Humidity: 0-100% RH (Non-condensing)

Physical

Size: 13.25" (L) x 7.25" (D) x 6.8" (H)
Enclosure rating: IP67 Equivalent
Environmental: RoHS Compliant Unit

Support Software

Altus File Viewer:	Multiplatform program for rapid review of waveforms and event information.
Antelope:	Comprehensive commercial network operational and management system for medium and large networks
Earthworm:	Comprehensive public domain network operational and management system for medium and large networks
NMS:	Commercial PC-based network management system for small to medium sized networks via modem or real-time data
RockTalk:	Multiplatform program for command and control
Rockhound:	Commercial open architecture user-extensible real-time data collection and processing software that runs on a variety of computers
PSD:	Commercial Pseudo Spectral Density software for earthquake data analysis
SMA:	Commercial Strong Motion Analyst software for earthquake data analysis and processing
K2COSMOS:	Conversion software from Altus EVT file format to COSMOS v1.20 format (COSMOS format can also be produced natively from the Obsidian)
Miscellaneous:	Format converters to ASCII and other formats. Web Server for command and control, Optional Software Development Kit and Compilers. Contact Kinematics for other options.

Specifications subject to change without notice

Anexo C. DESPLAZAMIENTOS NORMALIZADOS DE MODOS DE VIBRACIÓN

Modos Transversales								Modos Longitudinales				Modos Verticales			
Modo 1	Modo 2	Modo 5	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Nodo 0	Coordenada [m]	Modo 3	Modo 10	Nodo 0	Coordenada [m]	Modo 4	Modo 6	Nodo 0	Coordenada [m]
3	3	3	3	3	3	3	0.00	3	3	3	0.00	3	3	3	0.00
					132	132	85.00	132	132	132	85.00	132	132	132	85.00
				44		44	107.00		68	68	176.50	134	134	134	255.00
			30			30	160.50	66		66	186.50	136	136	136	425.00
					69	69	171.50	134	134	134	255.00	128	128	128	510.00
		66				66	186.50	107		107	333.50				
				63		63	201.50		88	88	341.50				
54						54	242.75	136	136	136	425.00				
					134	134	255.00	128	128	128	510.00				
			96			96	279.25								
				103		103	313.50								
					88	88	341.50								
		87				87	346.50								
			81			81	376.50								
				74		74	409.25								
					136	136	425.00								
128	128	128	128	128	128	128	510.00								

Tabla 21. Nodos con valor de 0 en 10 primeros modos de vibración
Fuente: Autor

Modos Transversales								Modos Longitudinales				Modos Verticales			
Modo 1	Modo 2	Modo 5	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Nodo Max	Coordenada [m]	Modo 3	Modo 10	Nodo Max	Coordenada [m]	Modo 4	Modo 6	Nodo Max	Coordenada [m]
					14	14	41.50		12	12	33.50		28	28	168.50
				16		16	49.00	13		13	37.50	68		68	176.50
			20			20	63.00	35		35	140.50	107		107	333.50
		39				39	124.50		34	34	144.50		87	87	346.50
					38	38	128.50		61	61	211.50				
				31		31	156.50	60		60	216.50				
28						28	168.50	100		100	298.50				
	69					69	171.50		102	102	308.50				
			61		61	61	211.50	81	81	81	376.50				
				91		91	260.25	119		119	468.50				
		97				97	283.50		121	121	478.50				
					100	100	298.50								
			106			106	328.50								
130						130	340.00								
				84		84	361.50								
					80	80	381.50								
		113				113	440.75								
			117			117	458.50								
				118		118	463.50								
					119	119	468.50								

Tabla 22. Nodos con valores máximos en 10 primeros modos de vibración
Fuente: Autor

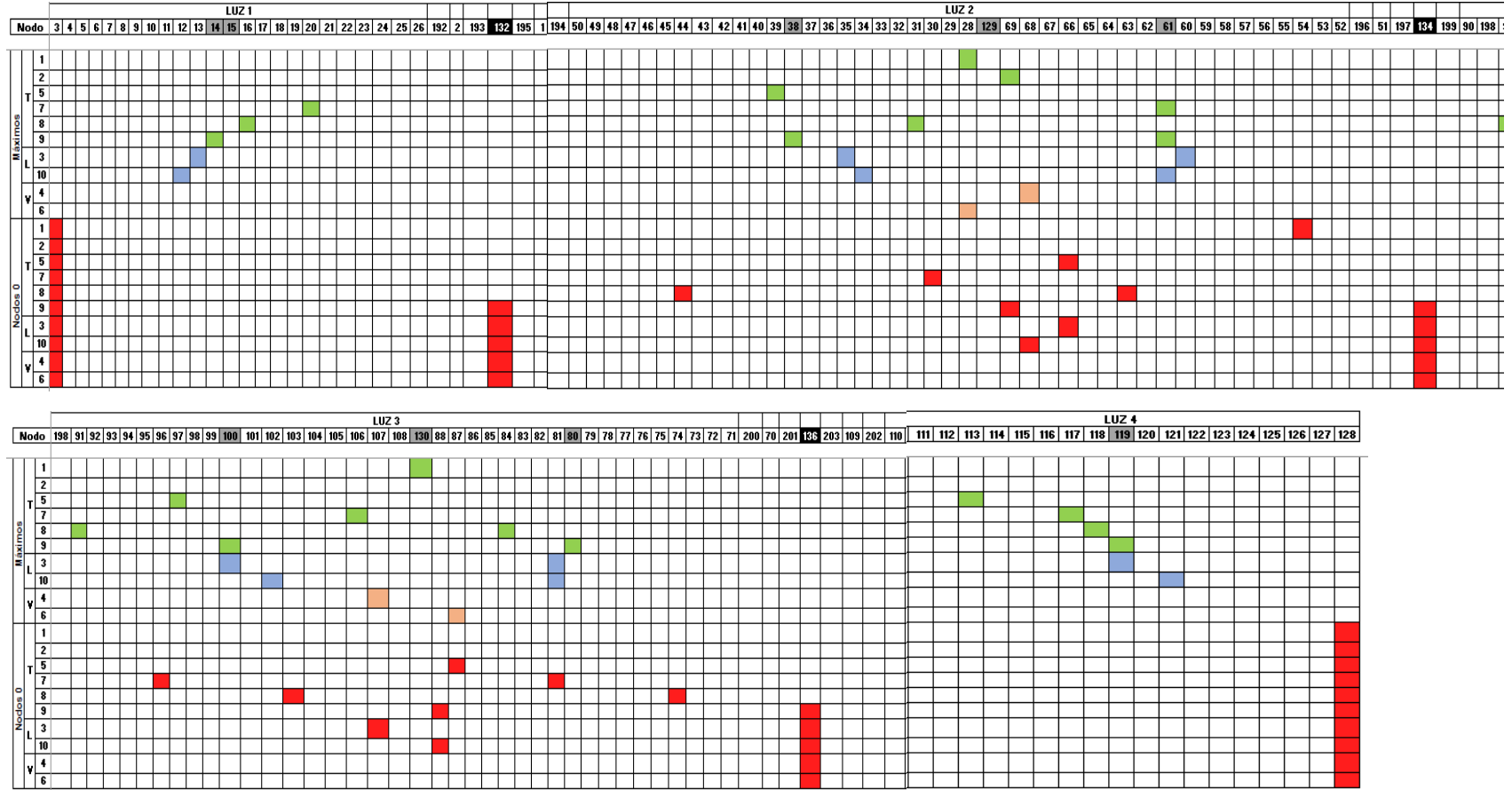


Figura 60. Nodos con valores 0 y máximos en 10 primeros modos de vibración
Fuente: Autor

Anexo D. FORMATO DE ADQUISICIÓN DE DATOS EN LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN. ETAPA 1

FORMATO DE REGISTRO AVT: NUEVO PUENTE GÓMEZ ORTIZ

Fecha (dd/mm/aaaa): 16/08/2014

Medición (Set up) # 1-8

	SETUP	POSICIÓN	ARCHIVO	OBSERVACIONES
■	1	(1,2)	XA017	Planta eléctrica
Referencia	2	(1,3)	XA014	Planta eléctrica
	3	(1,4)	XA016	Planta eléctrica
	4	(1,5)	XA018	Planta eléctrica
	5	(1,6)	XA019	Planta eléctrica
■	6	(1,7)	XA020	Planta eléctrica
Ref.	7	(1,8)	XA021	Planta eléctrica
	8	(1,9)	XA022	Planta eléctrica

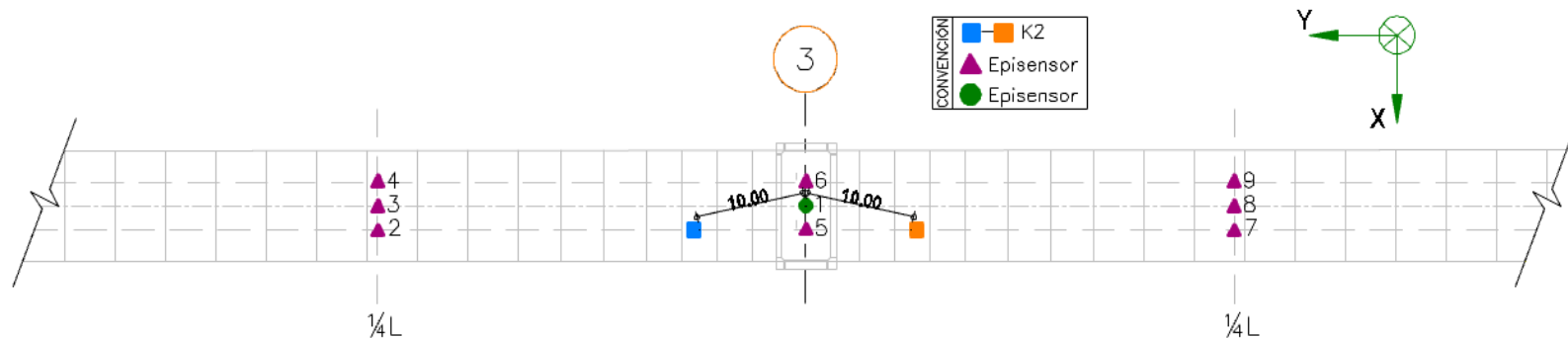
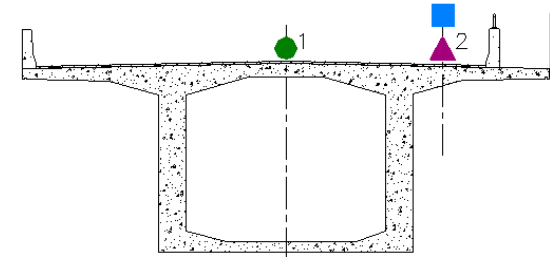


Figura 61. Ubicación de sensores Toma 1. Setup 1
Fuente: Autor

Anexo E. FORMATO DE ADQUISICIÓN DE DATOS EN LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN. ETAPA 2

FORMATO DE REGISTRO AVT: NUEVO PUENTE GÓMEZ ORTIZ

Fecha: Febrero 18/2016 - Febrero 19/2016

	SETUP	POSICIÓN		COSTADO DERECHO /		COSTADO IZQUIERDO /		
				HORA DE REGISTRO	HORA DE REGISTRO	HORA DE REGISTRO	HORA DE REGISTRO	
REFERENCIA 208	1	(1,2)	● 207	● 210	09:15 a. m.	09:25 a. m.	09:00 a. m.	09:10 a. m.
	2	(3,4)	● 207	● 210	09:30 a. m.	09:40 a. m.	09:15 a. m.	09:25 a. m.
	3	(5,6)	● 207	● 210	09:45 a. m.	09:55 a. m.	09:30 a. m.	09:40 a. m.
	4	(7,8)	● 207	● 210	10:00 a. m.	10:10 a. m.	09:45 a. m.	09:55 a. m.
	5	(9,10)	● 207	● 210	10:15 a. m.	10:25 a. m.	10:00 a. m.	10:10 a. m.
	6	(11,12)	● 207	● 210	10:30 a. m.	10:40 a. m.	10:15 a. m.	10:25 a. m.
	7	(13,14)	● 207	● 210	10:45 a. m.	10:55 a. m.	10:30 a. m.	10:40 a. m.
	8	(15,16)	● 207	● 210	11:00 a. m.	11:10 a. m.	10:45 a. m.	10:55 a. m.
	9	(17,18)	● 207	● 210	11:15 a. m.	11:25 a. m.	11:00 a. m.	11:10 a. m.
	10	(19,20)	● 207	● 210	11:30 a. m.	11:40 a. m.	11:15 a. m.	11:25 a. m.
	11	(21,22)	● 207	● 210	11:45 a. m.	11:55 a. m.	11:30 a. m.	11:40 a. m.
	12	(23,24)	● 207	● 210	12:00 p. m.	12:10 p. m.	11:45 a. m.	11:55 a. m.
	13	(25,26)	● 207	● 210	12:15 p. m.	12:25 p. m.	12:00 p. m.	12:10 p. m.
	14	(27,28)	● 207	● 210	12:30 p. m.	12:40 p. m.	12:15 p. m.	12:25 p. m.
	15	(29,30)	● 207	● 210	12:45 p. m.	12:55 p. m.	12:30 p. m.	12:40 p. m.
	16	(31,32)	● 207	● 210	01:00 p. m.	01:10 p. m.	12:45 p. m.	12:55 p. m.
	17	(33,34)	● 207	● 210	01:15 p. m.	01:25 p. m.	01:00 p. m.	01:10 p. m.
	18	(35,36)	● 207	● 210	01:30 p. m.	01:40 p. m.	01:15 p. m.	01:25 p. m.
	19	(37,38)	● 207	● 210	01:45 p. m.	01:55 p. m.	01:30 p. m.	01:40 p. m.
	20	(39,40)	● 207	● 210	02:00 p. m.	02:10 p. m.	01:45 p. m.	01:55 p. m.
	21	(41,42)	● 207	● 210	02:15 p. m.	02:25 p. m.	02:00 p. m.	02:10 p. m.
	22	(43,44)	● 207	● 210	02:30 p. m.	02:40 p. m.	02:15 p. m.	02:25 p. m.
	23	(45,46)	● 207	● 210	02:45 p. m.	02:55 p. m.	02:30 p. m.	02:40 p. m.
	24	(47,48)	● 207	● 210	03:05 p. m.	03:15 p. m.	02:45 p. m.	02:55 p. m.
	25	(49,50)	● 207	● 210	03:20 p. m.	03:30 p. m.	03:05 p. m.	03:15 p. m.
	26	(51,52)	● 207	● 210	03:35 p. m.	03:45 p. m.	03:20 p. m.	03:30 p. m.

Tabla 23. Formato de adquisición de datos de pruebas de vibración ambiental Etapa 2
Fuente: Autor

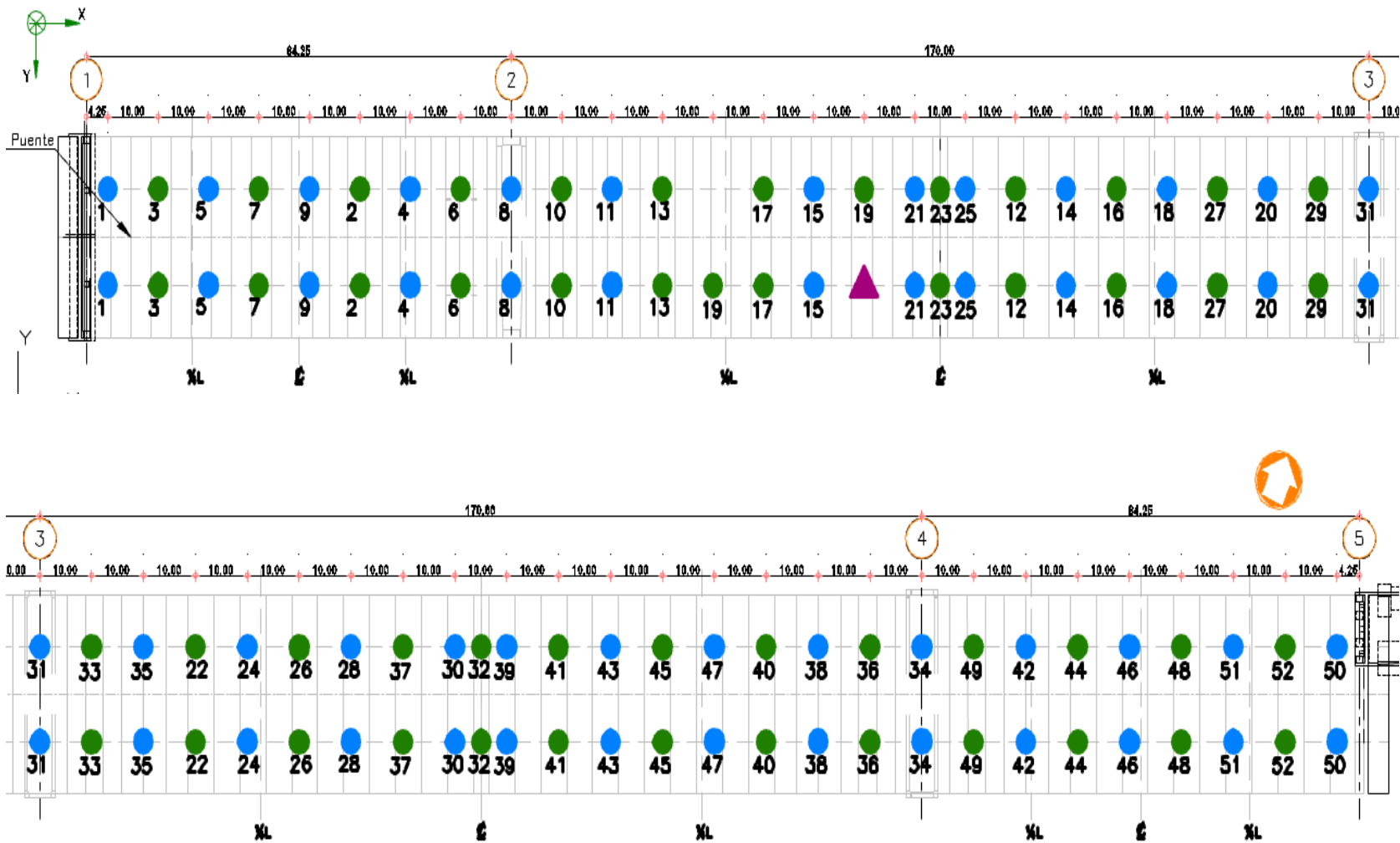


Figura 62. Ubicación de sensores Etapa 2
Fuente: Autor

Anexo F. FUNCIONES DE DENSIDAD ESPECTRAL NPSD. ETAPA 1

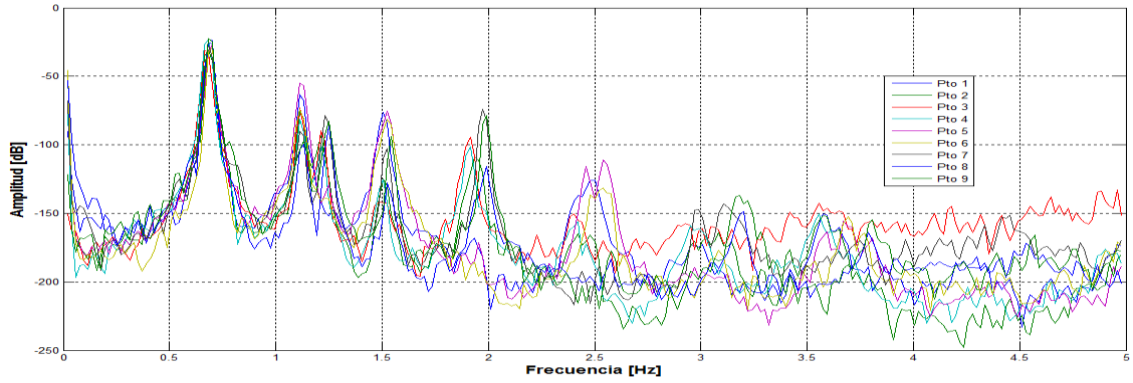


Figura 63. Función Densidad de Potencia normalizada NPSD. Dirección Transversal. Etapa 1
Fuente: Autor

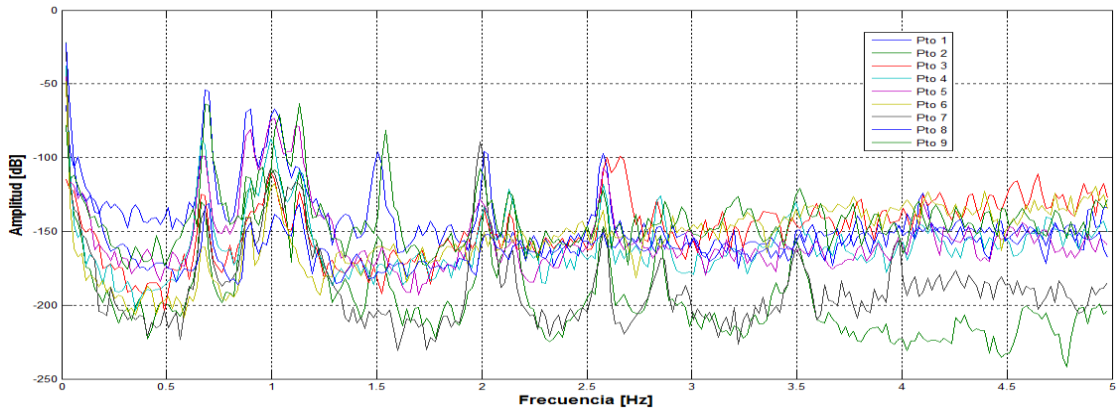


Figura 64. Función Densidad de Potencia normalizada NPSD. Dirección Longitudinal. Etapa 1.
Fuente: Autor

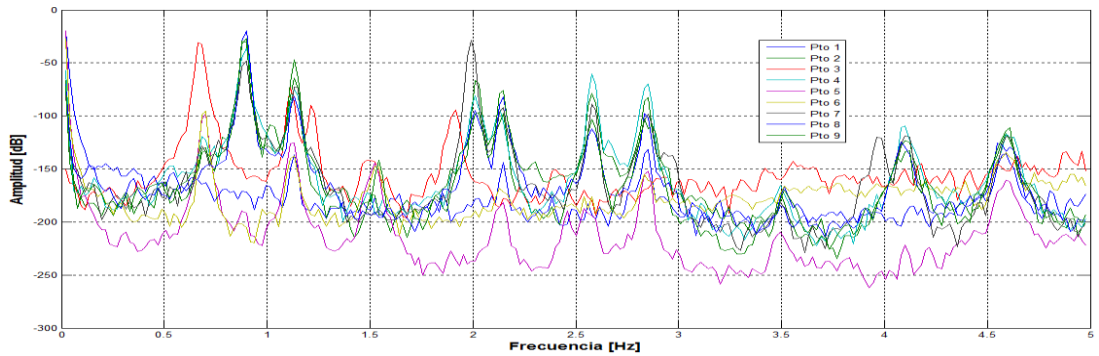


Figura 65. Función Densidad de Potencia normalizada NPSD. Dirección Vertical. Etapa 1
Fuente: Autor

Anexo G. FUNCIONES DE COHERENCIA ETAPA 1

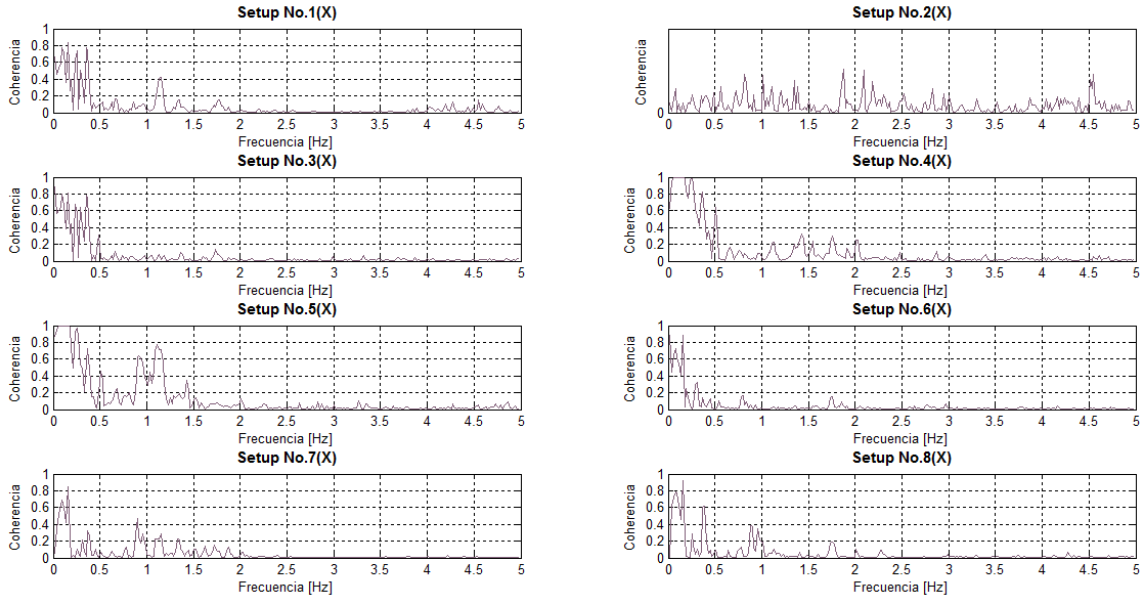


Figura 66. Funciones de coherencia dirección transversal. Etapa 1
Fuente: Autor

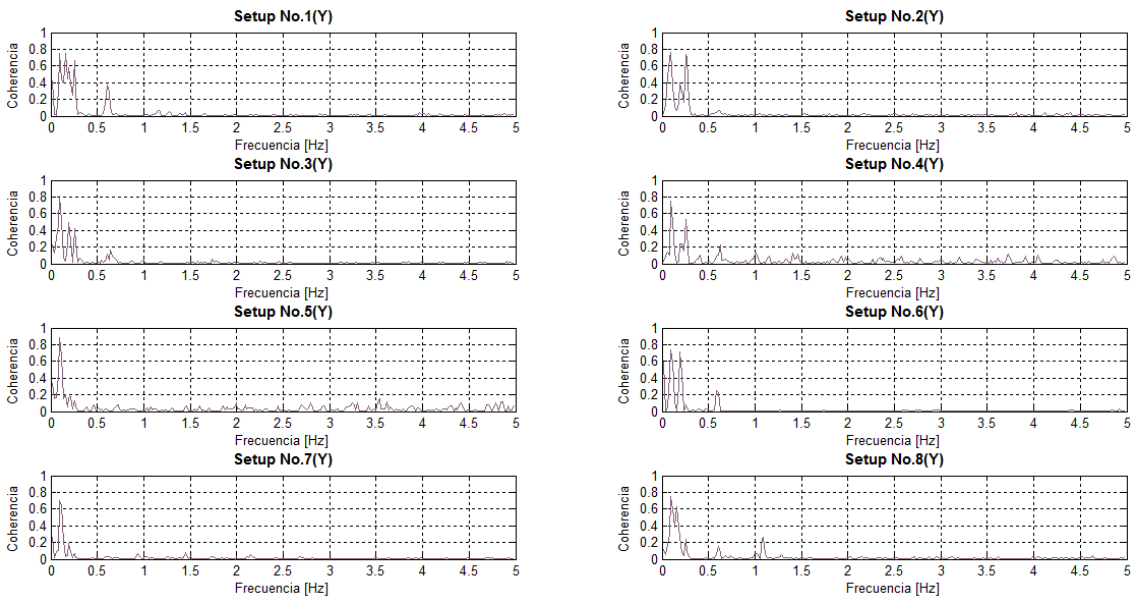


Figura 67. Funciones de coherencia dirección longitudinal. Etapa 1
Fuente: Autor

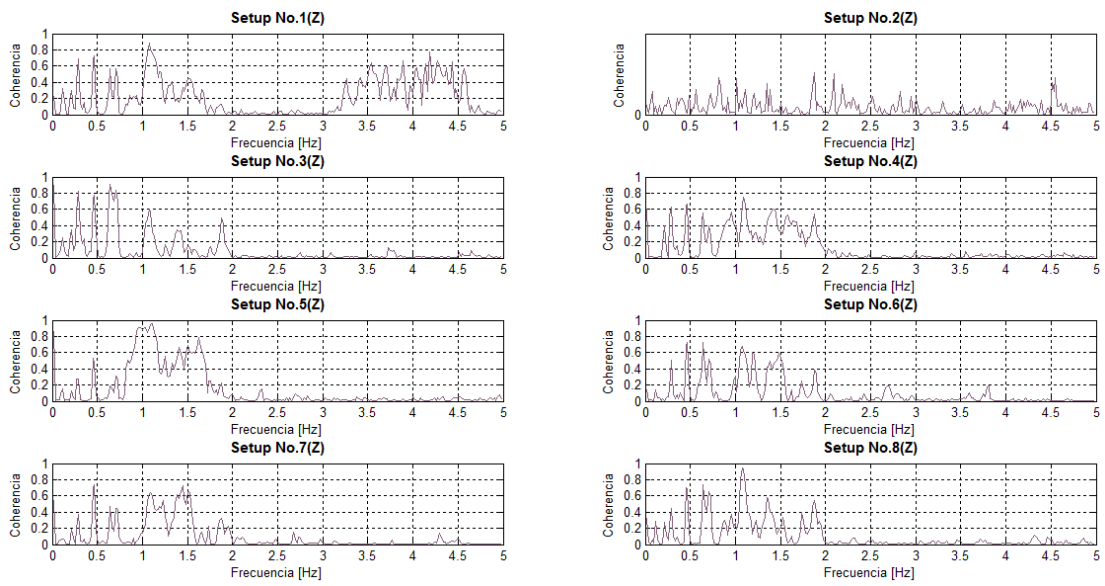


Figura 68. Funciones de coherencia dirección vertical. Etapa 1
Fuente: Autor

Anexo H. FUNCIONES DE DENSIDAD ESPECTRAL NPSD. ETAPA 2

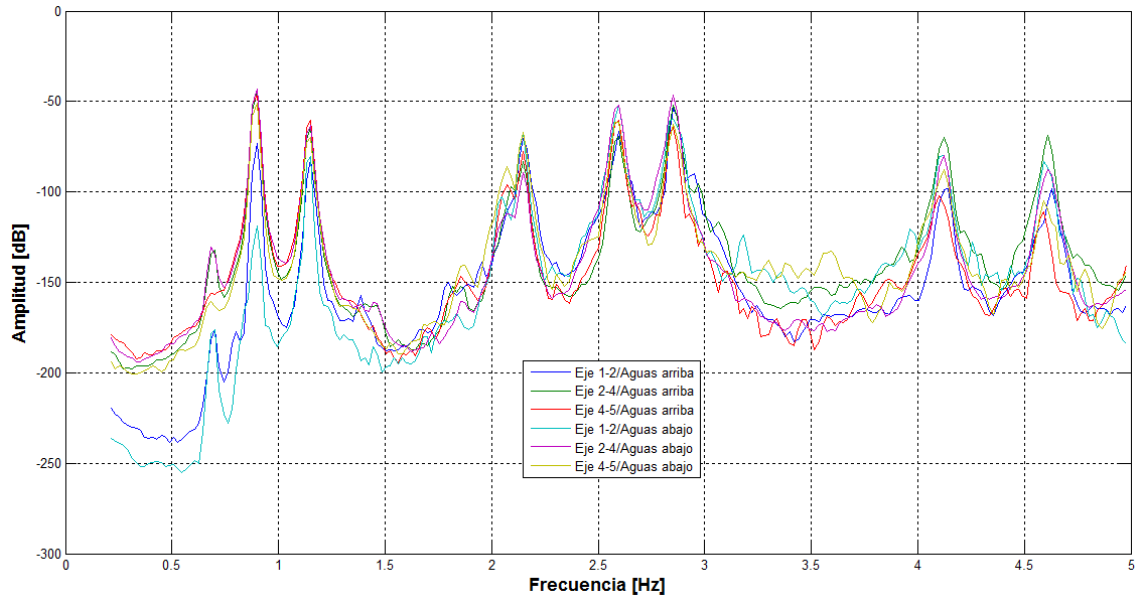


Figura 69. Función Densidad de Potencia normalizada NPSD. Dirección Longitudinal. Etapa 2
Fuente: Autor

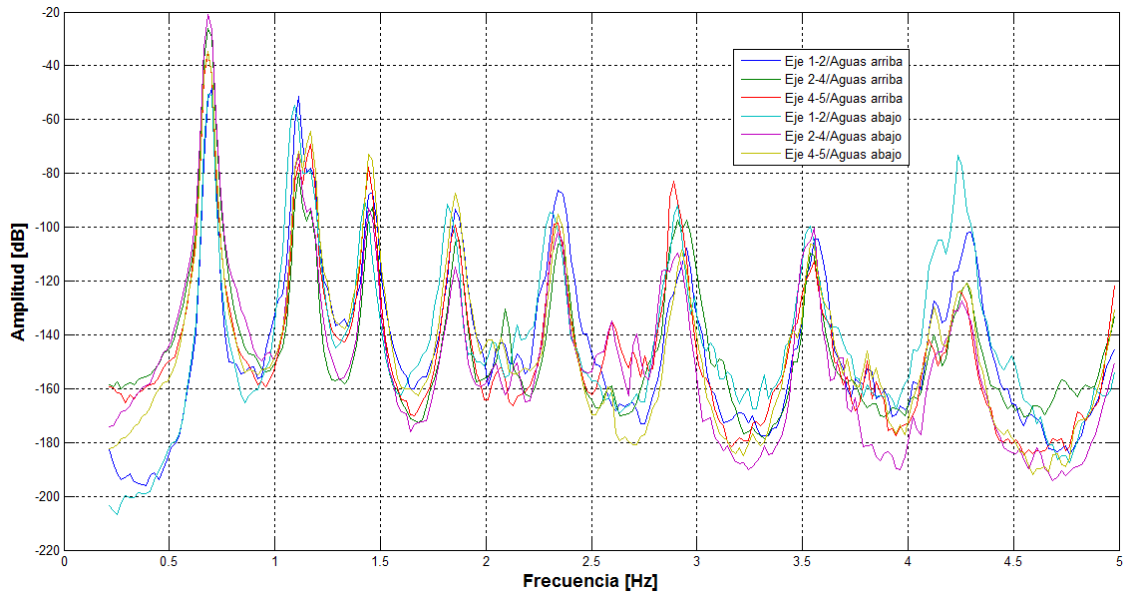


Figura 70. Función Densidad de Potencia normalizada NPSD. Dirección Transversal. Etapa 2.
Fuente: Autor

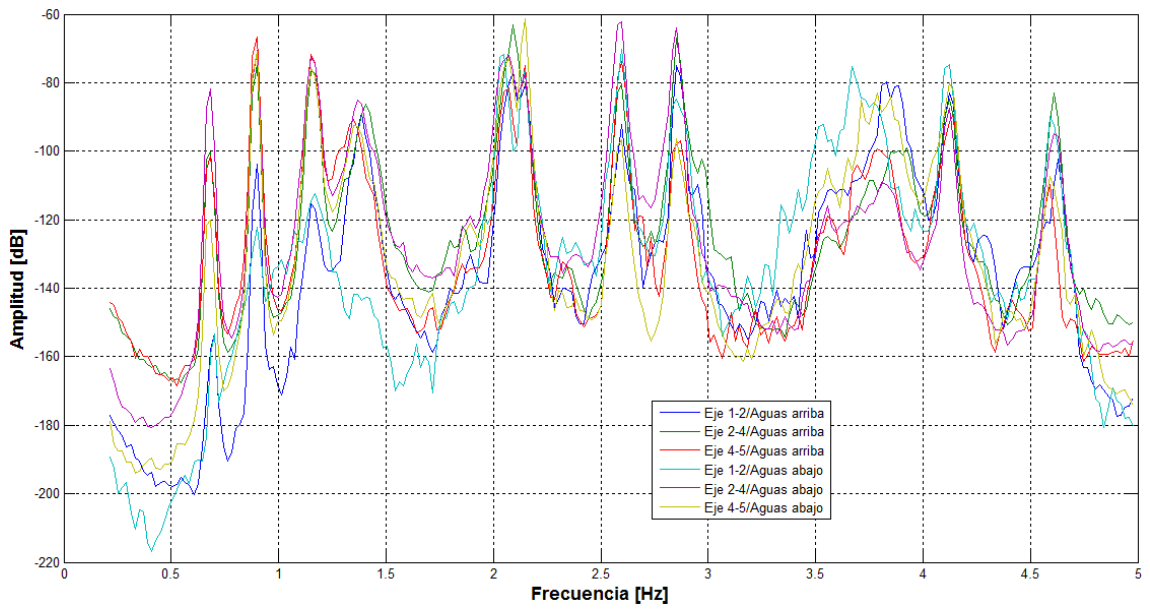


Figura 71. Función Densidad de Potencia normalizada NPSD. Dirección Vertical. Etapa 2
Fuente: Autor

Anexo I. PROGRAMACIÓN EN MATLAB

- **Método de Peak Picking**

```
%% INTRO. PROCESAMIENTO DIGITAL DE SEÑALES
clc, clear, close all

%1. LECTURA DE DATOS POR SETUP
con=2.384185791*10^-7*9.81; %Transformación de datos en términos de la
gravedad
%Canal 207
A=load ('F:\...'); B=load ('F:\...');
x1=con*[A.x B.x]; %Concatenar registros a 10 minutos
y1=con*[A.y B.y];
z1=con*[A.z B.z];
%Canal 208
C=load ('F:\...'); D=load ('F:\...');
x2=con*[C.Ch_1_1_C1' D.Ch_1_1_C1']; %Concatenar registros a 10
minutos
y2=con*[C.Ch_1_2_C2' D.Ch_1_2_C2'];
z2=con*[C.Ch_1_3_C3' D.Ch_1_3_C3'];
%Canal 210
E=load ('F:\...'); F=load ('F:\...');
x3=con*[E.Ch_1_1_C1' F.Ch_1_1_C1']; %Concatenar registros a 10
minutos
y3=con*[E.Ch_1_2_C2' F.Ch_1_2_C2'];
z3=con*[E.Ch_1_3_C3' F.Ch_1_3_C3'];
%1.1. CORRECCIÓN DE LÍNEA BASE
x1=detrend(x1);y1=detrend(y1);z1=detrend(z1);
x1=[x1(:,1);x1(:,2)];y1=[y1(:,1);y1(:,2)];z1=[z1(:,1);z1(:,2)];
x2=detrend(x2);y2=detrend(y2);z2=detrend(z2);
x2=[x2(:,1);x2(:,2)];y2=[y2(:,1);y2(:,2)];z2=[z2(:,1);z2(:,2)];
x3=detrend(x3);y3=detrend(y3);z3=detrend(z3);
x3=[x3(:,1);x3(:,2)];y3=[y3(:,1);y3(:,2)];z3=[z3(:,1);z3(:,2)];

%Matriz de 9 canales
yb=[x1 y1 z1 x2 y2 z2 x3 y3 z3];

fm = 200; % Frecuencia de muestreo
Fnyquist=fm/2; % Frecuencia Nyquist
tm = 1/fm; % Tiempo de muestreo
t=[0:tm:(length(yb)-1)/fm]'; %Ordenada de Tiempo

%1.2. SEÑALES DE ACELERACIÓN
a=yb(:,1); %Dir X, Sensor 207
b=yb(:,2); %Dir Y, Sensor 207
c=yb(:,3); %Dir Z, Sensor 207
d=yb(:,4); %Dir X, Sensor 208
e=yb(:,5); %Dir Y, Sensor 208
f=yb(:,6); %Dir Z, Sensor 208
```

```

g=yb(:,7); %Dir X, Sensor 210
h=yb(:,8); %Dir Y, Sensor 210
i=yb(:,9); %Dir Z, Sensor 210

%%2. REMUESTREO A 10 Hz
fmrem=20;
for m=1:9
yrem(:,m)=resample(yb(:,m),fmrem,fm);
end

%3. FUNCIÓN DE DENSIDAD DE POTENCIA 'PSD'
%%%%MÉTODO WELCH

L=1024; %Tamaño ventana
w = window(@hann,L);
[P1xr,f1xr] = pwelch(yrem(:,1),w,L/2,L,fmrem);
[P1yr,f1yr] = pwelch(yrem(:,2),w,L/2,L,fmrem);
[P1zr,f1zr] = pwelch(yrem(:,3),w,L/2,L,fmrem);
[P2xr,f2xr] = pwelch(yrem(:,4),w,L/2,L,fmrem);
[P2yr,f2yr] = pwelch(yrem(:,5),w,L/2,L,fmrem);
[P2zr,f2zr] = pwelch(yrem(:,6),w,L/2,L,fmrem);
[P3xr,f3xr] = pwelch(yrem(:,7),w,L/2,L,fmrem);
[P3yr,f3yr] = pwelch(yrem(:,8),w,L/2,L,fmrem);
[P3zr,f3zr] = pwelch(yrem(:,9),w,L/2,L,fmrem);

PSDM=[P1xr P1yr P1zr P2xr P2yr P2zr P3xr P3yr P3zr] ;

%3.1. FUNCIÓN DENSIDAD ESPECTRAL NORMALIZADA 'NPSD'
NPSDSUMP1Xr=0;NPSDSUMP1Yr=0;NPSDSUMP1Zr=0;
NPSDSUMP2Xr=0;NPSDSUMP2Yr=0;NPSDSUMP2Zr=0;
NPSDSUMP3Xr=0;NPSDSUMP3Yr=0;NPSDSUMP3Zr=0;

for m=1:L/2+1
NPSDSUMP1Xr=NPSDSUMP1Xr+P1xr(m);
NPSDSUMP1Yr=NPSDSUMP1Yr+P1yr(m);
NPSDSUMP1Zr=NPSDSUMP1Zr+P1zr(m);
NPSDSUMP2Xr=NPSDSUMP2Xr+P2xr(m);
NPSDSUMP2Yr=NPSDSUMP2Yr+P2yr(m);
NPSDSUMP2Zr=NPSDSUMP2Zr+P2zr(m);
NPSDSUMP3Xr=NPSDSUMP3Xr+P3xr(m);
NPSDSUMP3Yr=NPSDSUMP3Yr+P3yr(m);
NPSDSUMP3Zr=NPSDSUMP3Zr+P3zr(m);
end
npsdP1xr=P1xr/NPSDSUMP1Xr;
npsdP1yr=P1yr/NPSDSUMP1Yr;
npsdP1zr=P1zr/NPSDSUMP1Zr;
npsdP2xr=P2xr/NPSDSUMP2Xr;
npsdP2yr=P2yr/NPSDSUMP2Yr;
npsdP2zr=P2zr/NPSDSUMP2Zr;
npsdP3xr=P3xr/NPSDSUMP3Xr;
npsdP3yr=P3yr/NPSDSUMP3Yr;
npsdP3zr=P3zr/NPSDSUMP3Zr;

```

```
NPSDM=[npsdP1xr npsdP1yr npsdP1zr npsdP2xr npsdP2yr npsdP2zr
npsdP3xr npsdP3yr npsdP3zr];
```

```
%4. ESPECTRO DE POTENCIA NORMALIZADO 'ANSPD'
```

```
ANPSDxr=(npsdP1xr+npsdP2xr+npsdP3xr)/3;
ANPSDyr=(npsdP1yr+npsdP2yr+npsdP3yr)/3;
ANPSDzr=(npsdP1zr+npsdP2zr+npsdP3zr)/3;
```

```
ANPSDT=( (ANPSDxr) + (ANPSDyr) + (ANPSDzr) ) /3;
```

```
%4.1. MATRIZ ESPECTRO DE POTENCIA NORMALIZADO 'ANSPD'
```

```
ANPSDMATRIZ=[20*log(ANPSDxr) 20*log(ANPSDyr) 20*log(ANPSDzr)];
```

```
%%5. FUNCIONES DE COHERENCIA
```

```
%%%%MSCOHERE
```

```
%5.1. FC DIRECCIÓN LONGITUDINAL
```

```
[Cx1x1, Fx1x1]=mscohere(x1,x1,w,L/2,L,fmrem); %%x1 Y x1
[Cx1x2, Fx1x2]=mscohere(x1,x2,w,L/2,L,fmrem); %%x1 Y x2
[Cx1x3, Fx1x3]=mscohere(x1,x3,w,L/2,L,fmrem); %%x1 Y x3
[Cx2x1, Fx2x1]=mscohere(x2,x1,w,L/2,L,fmrem); %%x2 Y x1
[Cx2x2, Fx2x2]=mscohere(x2,x2,w,L/2,L,fmrem); %%x2 Y x2
[Cx2x3, Fx2x3]=mscohere(x2,x3,w,L/2,L,fmrem); %%x2 Y x3
[Cx3x1, Fx3x1]=mscohere(x3,x1,w,L/2,L,fmrem); %%x3 Y x1
[Cx3x2, Fx3x2]=mscohere(x3,x2,w,L/2,L,fmrem); %%x3 Y x2
[Cx3x3, Fx3x3]=mscohere(x3,x3,w,L/2,L,fmrem); %%x3 Y x3
```

```
CHX=[Cx1x2 Cx1x3 Cx2x3];
```

```
%5.2. FC DIRECCIÓN TRANSVERSAL
```

```
[Cy1y1, Fy1y1]=mscohere(y1,y1,w,L/2,L,fmrem); %%y1 Y y1
[Cy1y2, Fy1y2]=mscohere(y1,y2,w,L/2,L,fmrem); %%y1 Y y2
[Cy1y3, Fy1y3]=mscohere(y1,y3,w,L/2,L,fmrem); %%y1 Y y3
[Cy2y1, Fy2y1]=mscohere(y2,y1,w,L/2,L,fmrem); %%y2 Y y1
[Cy2y2, Fy2y2]=mscohere(y2,y2,w,L/2,L,fmrem); %%y2 Y y2
[Cy2y3, Fy2y3]=mscohere(y2,y3,w,L/2,L,fmrem); %%y2 Y y3
[Cy3y1, Fy3y1]=mscohere(y3,y1,w,L/2,L,fmrem); %%y3 Y y1
[Cy3y2, Fy3y2]=mscohere(y3,y2,w,L/2,L,fmrem); %%y3 Y y2
[Cy3y3, Fy3y3]=mscohere(y3,y3,w,L/2,L,fmrem); %%y3 Y y3
```

```
CHY=[Cy1y2 Cy1y3 Cy2y3];
```

```
%5.3. FC DIRECCIÓN VERTICAL
```

```
[Cz1z1, Fz1z1]=mscohere(z1,z1,w,L/2,L,fmrem); %%z1 Y z1
[Cz1z2, Fz1z2]=mscohere(z1,z2,w,L/2,L,fmrem); %%z1 Y z2
[Cz1z3, Fz1z3]=mscohere(z1,z3,w,L/2,L,fmrem); %%z1 Y z3
[Cz2z1, Fz2z1]=mscohere(z2,z1,w,L/2,L,fmrem); %%z2 Y z1
[Cz2z2, Fz2z2]=mscohere(z2,z2,w,L/2,L,fmrem); %%z2 Y z2
[Cz2z3, Fz2z3]=mscohere(z2,z3,w,L/2,L,fmrem); %%z2 Y z3
[Cz3z1, Fz3z1]=mscohere(z3,z1,w,L/2,L,fmrem); %%z3 Y z1
[Cz3z2, Fz3z2]=mscohere(z3,z2,w,L/2,L,fmrem); %%z3 Y z2
[Cz3z3, Fz3z3]=mscohere(z3,z3,w,L/2,L,fmrem); %%z3 Y z3
```

```
CHZ=[Cz1z2 Cz1z3 Cz2z3];
```

```
%6. GUARDAR VARIABLES
```

```
save('Variables.mat','yrem','flxr','PSDM','NPSDM','CHX','CHY','CHZ','NPSDRCM');
```

- **Función de Transferencia**

```
%% INTRO.
```

```
clc, clear, close all
```

```
%1. LECTURA DE DATOS
```

```
S1=load ('G:\...\1. SETUP 1\Variables');  
S2=load ('G:\...\2. SETUP 2\Variables');  
S3=load ('G:\...\3. SETUP 3\Variables');  
S4=load ('G:\...\4. SETUP 4\Variables');  
S5=load ('G:\...\5. SETUP 5\Variables');  
S6=load ('G:\...\6. SETUP 6\Variables');  
S7=load ('G:\...\7. SETUP 7\Variables');  
S8=load ('G:\...\8. SETUP 8\Variables');  
S9=load ('G:\...\9. SETUP 9\Variables');  
S10=load ('G:\...\10. SETUP 10\Variables');  
S11=load ('G:\...\11. SETUP 11\Variables');  
S12=load ('G:\...\12. SETUP 12\Variables');  
S13=load ('G:\...\13. SETUP 13\Variables');  
S14=load ('G:\...\14. SETUP 14\Variables');  
S15=load ('G:\...\15. SETUP 15\Variables');  
S16=load ('G:\...\16. SETUP 16\Variables');  
S17=load ('G:\...\17. SETUP 17\Variables');  
S18=load ('G:\...\18. SETUP 18\Variables');  
S19=load ('G:\...\19. SETUP 19\Variables');  
S20=load ('G:\...\20. SETUP 20\Variables');  
S21=load ('G:\...\21. SETUP 21\Variables');  
S22=load ('G:\...\22. SETUP 22\Variables');  
S23=load ('G:\...\23. SETUP 23\Variables');  
S24=load ('G:\...\24. SETUP 24\Variables');  
S25=load ('G:\...\25. SETUP 25\Variables');  
S26=load ('G:\...\26. SETUP 26\Variables');
```

```
%%1.1. Matrices NPSDM
```

```
ST1=S1.yrem;  
ST2=S2.yrem;  
ST3=S3.yrem;  
ST4=S4.yrem;  
ST5=S5.yrem;
```

```

ST6=S6.yrem;
ST7=S7.yrem;
ST8=S8.yrem;
ST9=S9.yrem;
ST10=S10.yrem;
ST11=S11.yrem;
ST12=S12.yrem;
ST13=S13.yrem;
ST14=S14.yrem;
ST15=S15.yrem;
ST16=S16.yrem;
ST17=S17.yrem;
ST18=S18.yrem;
ST19=S19.yrem;
ST20=S20.yrem;
ST21=S21.yrem;
ST22=S22.yrem;
ST23=S23.yrem;
ST24=S24.yrem;
ST25=S25.yrem;
ST26=S26.yrem;

```

```

%%1.2. Vector Frecuencia

```

```

f=S6.flxr;

```

```

%%2. FUNCIONES DE TRANSFERENCIA DIR y 'TRANSFER y'

```

```

fm = 20;           % Frecuencia de muestreo
Fnyquist=fm/2;    % Frecuencia Nyquist
L=1024;           %Tamaño ventana
w = window(@hann,L);
f_lim_1 = .2;     %Menor a la frecuencia mas baja de la Est. [Hz]
f_lim_2 = 5;     %Mayor a la frecuencia mas alta de la Est. [Hz]

```

```

[Ty0,f1] = tfestimate(ST1(:,5),ST1(:,5),w,L/2,L,fm);
[Ty1,f1] = tfestimate(ST1(:,5),ST1(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty2,f1] = tfestimate(ST1(:,5),ST1(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty3,f1] = tfestimate(ST2(:,5),ST2(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty4,f1] = tfestimate(ST2(:,5),ST2(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty5,f1] = tfestimate(ST3(:,5),ST3(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty6,f1] = tfestimate(ST3(:,5),ST3(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty7,f1] = tfestimate(ST4(:,5),ST4(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty8,f1] = tfestimate(ST4(:,5),ST4(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty9,f1] = tfestimate(ST5(:,5),ST5(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty10,f1] = tfestimate(ST5(:,5),ST5(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty11,f1] = tfestimate(ST6(:,5),ST6(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty12,f1] = tfestimate(ST6(:,5),ST6(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty13,f1] = tfestimate(ST7(:,5),ST7(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty14,f1] = tfestimate(ST7(:,5),ST7(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty15,f1] = tfestimate(ST8(:,5),ST8(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty16,f1] = tfestimate(ST8(:,5),ST8(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty17,f1] = tfestimate(ST9(:,5),ST9(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty18,f1] = tfestimate(ST9(:,5),ST9(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty19,f1] = tfestimate(ST10(:,5),ST10(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty20,f1] = tfestimate(ST10(:,5),ST10(:,8),w,L/2,L,fm);

```

```

[Ty21,f1] = tfestimate(ST11(:,5),ST11(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty22,f1] = tfestimate(ST11(:,5),ST11(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty23,f1] = tfestimate(ST12(:,5),ST12(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty24,f1] = tfestimate(ST12(:,5),ST12(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty25,f1] = tfestimate(ST13(:,5),ST13(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty26,f1] = tfestimate(ST13(:,5),ST13(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty27,f1] = tfestimate(ST14(:,5),ST14(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty28,f1] = tfestimate(ST14(:,5),ST14(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty29,f1] = tfestimate(ST15(:,5),ST15(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty30,f1] = tfestimate(ST15(:,5),ST15(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty31,f1] = tfestimate(ST16(:,5),ST16(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty32,f1] = tfestimate(ST16(:,5),ST16(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty33,f1] = tfestimate(ST17(:,5),ST17(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty34,f1] = tfestimate(ST17(:,5),ST17(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty35,f1] = tfestimate(ST18(:,5),ST18(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty36,f1] = tfestimate(ST18(:,5),ST18(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty37,f1] = tfestimate(ST19(:,5),ST19(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty38,f1] = tfestimate(ST19(:,5),ST19(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty39,f1] = tfestimate(ST20(:,5),ST20(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty40,f1] = tfestimate(ST20(:,5),ST20(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty41,f1] = tfestimate(ST21(:,5),ST21(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty42,f1] = tfestimate(ST21(:,5),ST21(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty43,f1] = tfestimate(ST22(:,5),ST22(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty44,f1] = tfestimate(ST22(:,5),ST22(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty45,f1] = tfestimate(ST23(:,5),ST23(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty46,f1] = tfestimate(ST23(:,5),ST23(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty47,f1] = tfestimate(ST24(:,5),ST24(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty48,f1] = tfestimate(ST24(:,5),ST24(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty49,f1] = tfestimate(ST25(:,5),ST25(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty50,f1] = tfestimate(ST25(:,5),ST25(:,8),w,L/2,L,fm);
[Ty51,f1] = tfestimate(ST26(:,5),ST26(:,2),w,L/2,L,fm);
[Ty52,f1] = tfestimate(ST26(:,5),ST26(:,8),w,L/2,L,fm);

```

```

P = find(f1 >= f_lim_1,1,'first');
P = find(f1 >= f_lim_1,1,'first');
Q = find(f1 <= f_lim_2,1,'last');
frel=f1(P:Q);

```

%2.1. MATRIZ DE FUNCIONES DE TRANSFERENCIA POR PUNTO

```

Ty=[Ty1(P:Q),Ty2(P:Q),Ty3(P:Q),Ty4(P:Q),Ty5(P:Q),Ty6(P:Q),Ty7(P:Q),Ty8(P:
Q),Ty9(P:Q),Ty10(P:Q),...

```

```

Ty11(P:Q),Ty12(P:Q),Ty13(P:Q),Ty14(P:Q),Ty15(P:Q),Ty16(P:Q),Ty17(P:Q),Ty1
8(P:Q),Ty19(P:Q),Ty20(P:Q),...

```

```

Ty21(P:Q),Ty22(P:Q),Ty23(P:Q),Ty24(P:Q),Ty25(P:Q),Ty26(P:Q),Ty27(P:Q),Ty2
8(P:Q),Ty29(P:Q),Ty30(P:Q),...

```

```

Ty31(P:Q),Ty32(P:Q),Ty33(P:Q),Ty34(P:Q),Ty35(P:Q),Ty36(P:Q),Ty37(P:Q),Ty3
8(P:Q),Ty39(P:Q),Ty40(P:Q),...

```

```
Ty41 (P:Q), Ty42 (P:Q), Ty43 (P:Q), Ty44 (P:Q), Ty45 (P:Q), Ty46 (P:Q), Ty47 (P:Q), Ty4
8 (P:Q), Ty49 (P:Q), Ty50 (P:Q), ...
    Ty51 (P:Q), Ty52 (P:Q), Ty0 (P:Q) ];
```

%2.2. CÁLCULO DE MAGNITUD Y FASE

```
mag_fas_Ty=zeros(246,53);
phase_fas_Ty=zeros(246,53);
for i=1:53
mag_fas_Ty(:,i)=abs(Ty(:,i));
phase_fas_Ty(:,i)=angle(Ty(:,i));
end
```

%2.3. VECTORES DE MAGNITUD Y FASE

```
mag_f=zeros(53,1);
phase_f=zeros(53,1);
ffind=0.683593750000000;
index=find(fre1==ffind);
for i=1:53
    Magporfrec(i,1)=mag_fas_Ty(index,i);
    Faseporfrec(i,1)=phase_fas_Ty(index,i);
end
```