

**CARACTERIZACIÓN DINÁMICA EN FASE DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES
DE GRANDES LUCES. CASO DE ESTUDIO VIADUCTO LA UNIÓN**

**WILSON ALEXANDER HERNÁNDEZ SIERRA
FRANCISCO LUNA GUEVARA**

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

2017

**CARACTERIZACIÓN DINÁMICA EN FASE DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES
DE GRANDES LUCES. CASO DE ESTUDIO VIADUCTO LA UNIÓN**

**WILSON ALEXANDER HERNÁNDEZ SIERRA
FRANCISCO LUNA GUEVARA**

**Trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil**

**Director
ÁLVARO VIVIESCAS JAIMES
Ingeniero Civil, PhD.**

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

2017

*Dedicado a mis padres y hermanos por su constante apoyo y amor.
A mis amigos más cercanos con los que compartí momentos gratos durante mi
carrera universitaria.*

*A aquella bonita mujer que me acompañó en los momentos difíciles y en los
buenos.*

*En agradecimiento a mi compañero de proyecto Francisco Luna por su tiempo y
esfuerzo para terminarlo exitosamente*

¡Gracias!

WILSON ALEXANDER HERNANDEZ SIERRA

Le dedico este proyecto de grado a todos los que intervinieron para poder llevarlo a cabo. En primer lugar, a mi familia; mi madre, Amparo Guevara Muñoz; mi padre, Francisco Luna Rangel; mi hermana, Silvia Luna Guevara y mi hermano, Miguel Ernesto Guevara; que me dieron los recursos para estar en la universidad y todas las herramientas para desempeñarme de la manera que lo hice. En segundo lugar a mi compañero Wilson Alexander Hernandez Sierra, que se esmeró para que las cosas salieran de la mejor manera posible y me apoyó en los momentos difíciles y en los problemas que se iban presentando a lo largo del desarrollo del proyecto. En tercer lugar, al profesor Álvaro Viviescas Jaimés, quien además de ser el director de nuestro proyecto de grado, fue por casi tres años el profesor del que fui auxiliar; le dedico esto a él por confiar en nosotros y por las oportunidades que nos brindó. Por último, a todo el grupo de profesores, alumnos y trabajadores pertenecientes a la escuela de ingeniería civil.

Gracias.

FRANCISCO LUNA GUEVARA

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos al profesor Álvaro Viviescas Jaimes por su compromiso, entrega, dedicación, profesionalismo y paciencia con nuestro proyecto de grado, pues su aporte fue trascendental para su ejecución.

Agradecemos a la profesora Laura Andrea Vargas, quien siempre estuvo a nuestra disposición, aún en jornadas muy complicadas, siempre buscando ser base de apoyo para responder todas nuestras inquietudes.

Agradecemos a nuestros seres queridos y amigos por estar siempre pendientes de nosotros y el estado del proyecto.

WILSON ALEXANDER HERNANDEZ SIERRA
FRANCISCO LUNA GUEVARA

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	17
1. CASO DE ESTUDIO	20
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE.....	20
1.2 LOCALIZACIÓN DEL PUENTE	21
1.3 CONCEPTOS BÁSICOS DE LOS PUENTES DE SECCIÓN VIGA-CAJÓN ...	22
1.3.1 Principales etapas constructivas.....	22
1.3.2 Ciclos de construcción de las dovelas	25
2. METODOLOGÍA	27
2.1 REVISIÓN DE LITERATURA.....	27
2.2 ELABORACIÓN DEL MODELO NÚMÉRICO	27
2.2.1 Definición de las propiedades de los materiales.....	29
2.2.2 Acero de refuerzo.	29
2.2.3 Generación de los elementos del puente.....	30
2.2.4 Evaluación de las condiciones de frontera.....	31
2.2.5 Asignación de cargas al modelo	31
2.2.6 Análisis dinámico del modelo numérico	33
2.2.7 Periodos y factores de participación modal.....	34
2.2.8 Formas modales.	34
2.3 CAMPAÑAS EXPERIMENTALES	35
2.3.1 Equipo de adquisición de datos	35
2.3.2 Ubicación de los sensores en la estructura.....	35
2.3.3 Ventanas de tiempo.	37
2.4 PROCESAMIENTO DE SEÑALES	37

2.4.1 Identificación de las frecuencias naturales.....	40
2.4.1.1 Método Peak Picking “PP”	40
2.4.1.2 Método Enhanced Frequency Domain Decomposition “EFDD”.....	43
2.4.2 Identificación de los modos de vibración.	45
2.4.2.1 Método Peak Picking “PP”	46
2.4.2.2 Método Enhanced Frequency Domain Decomposition “EFDD”.....	47
2.4.3 Identificación de los porcentajes de amortiguamiento.	49
2.4.3.1 Método Peak Picking “PP”	49
2.4.3.2 Método Enhanced Frequency Domain Decomposition “PP”.....	49
2.5 COMPARACIÓN DE PARAMETROS MODALES	50
2.6 CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.....	55
3. CONCLUSIONES	61
4. RECOMENDACIONES.....	64
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	65
BIBLIOGRAFIA.....	68
ANEXOS.....	73

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Propiedades de los materiales	29
Tabla 2. Cargas ingresadas al modelo como masas concentradas.	32
Tabla 3. Propiedades dinámicas del modelo.....	34
Tabla 4. Frecuencias identificadas por el método Peak Picking.....	43
Tabla 5. Frecuencias identificadas por el método Peak Picking.....	45
Tabla 6. % Amortiguamiento Método de ancho de banda.....	49
Tabla 7. % Amortiguamiento Método decremento logarítmico	50
Tabla 8. Índice MAC de formas modales entre PP y EFDD	51
Tabla 9. Índice MAC de formas modales entre FEM y PP-EFDD	52
Tabla 10. Comparación frecuencias entre modelo numérico e identificadas experimentalmente.....	55
Tabla 11. Tabla de resultados del proceso de calibración iterando cargas sobre el tablero. Tramo Norte – Sur.	58
Tabla 12. Comparación de frecuencias entre el modelo numérico actualizado y las identificadas experimentalmente.....	60

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Perfil longitudinal Viaducto La Unión.	20
Figura 2. Sección transversal Viaducto La Unión.	21
Figura 3. Sección transversal Viaducto La Unión.	21
Figura 4. Construcción de la pilotes.	23
Figura 5. Construcción de la pilotes.	23
Figura 6. Construcción de dovelas.	24
Figura 7. Construcción de dovelas en los estribos. Cierre del puente	25
Figura 8. Distribución de dovelas Tramo Norte (Superior), Tramo sur (Inferior)	28
Figura 9. Construcción de dovela cero	30
Figura 10. Grafica Periodo Vs Número de elementos Tramo Norte. (Superior), Tramo Sur (Inferior).	31
Figura 11. Esquema general del puente con las cargas consideradas en el modelo Tramo Sur (Superior), Tramo Norte (Inferior).	32
Figura 12. Registro fotográfico cargas sobre impuesta Tramo Sur	33
Figura 13. Carro de Avance Tramo Sur	33
Figura 14. Formas modales identificadas analíticamente Tramo Norte	34
Figura 15. Sensor triaxial Obsidian de Kinematics	35
Figura 16. Ubicación de sensores Tramo norte – Tramo Sur	36
Figura 17. Espectro de potencia medio normalizado – Tramo Sur	41
Figura 18. Espectro de potencia medio normalizado – Tramo Norte	42
Figura 19. Valores singulares en las 3 direcciones principales – Tramo Norte....	44
Figura 20. Valores singulares en las 3 direcciones principales – Tramo Norte....	45
Figura 21. Modos de vibración identificados con PP	46
Figura 22. Modos de vibración identificados con EFDD	48
Figura 23. Estimación del porcentaje de amortiguamiento para $f=1.661$ Hz en Tramo Norte, SetUp No.4	50
Figura 24. Comparación de formas modales Tramo Norte	52

Figura 25. Comparación de formas modales Tramo Sur	53
Figura 26. Registro fotográfico del carro de avance sobre el Tramo Sur	57
Figura 27. Registro fotográfico de material sobre el tablero del Tramo Sur.....	57
Figura 28. Variación del porcentaje de error en función de la masa concentrada sobre el tablero	59

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A.. REGISTRO DE MEDICIONES TRAMO NORTE Y SUR	73
ANEXO B. ETAPAS CONSTRUCTIVAS EN LAS QUE SE REALIZARON LAS MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL	74

RESUMEN

TÍTULO: CARACTERIZACIÓN DINÁMICA EN FASE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES DE GRANDES LUCES. CASO DE ESTUDIO VIADUCTO LA UNIÓN *

AUTORES: WILSON ALEXANDER HERNÁNDEZ SIERRA
FRANCISCO LUNA GUEVARA**

PALABRAS CLAVE: IDENTIFICACIÓN MODAL, VIBRACIÓN AMBIENTAL, PUENTES VIGA CAJÓN.

DESCRIPCIÓN:

Este documento presenta los resultados obtenidos en el estudio de las propiedades dinámicas (frecuencia fundamental, amortiguamiento y formas modales) en etapa de construcción del Viaducto La Unión en la ciudad de Bucaramanga. La estructura está construida en concreto postensado con una superestructura de sección transversal en cajón tritelular con ancho total de 22.5 m con distribución longitudinal de sus vanos de 52.5m+111m+56.5m, la altura de sus pilas es de 22m y se construyó utilizando el método de los voladizos sucesivos fundidos in-situ. Sobre el puente se realizaron mediciones de vibración ambiental para caracterizar su respuesta dinámica en etapa de construcción, tema de interés por su escaso tratamiento en la literatura científica y por tratarse de la fase más vulnerable de la estructura. Se caracterizaron las dos "T" antes de su cierre. Para las mediciones se utilizó equipo del grupo INME compuesto de tres sensores triaxiales OBSIDIAN de Kinemetrics®. Las señales obtenidas fueron procesadas por el método Peak Picking utilizando algoritmos de programación en Matlab® y el método Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) empleando el software ARTeMIS®, para obtener las propiedades dinámicas de la estructura. Estos resultados sirvieron para validar el modelo numérico tridimensional de elementos finitos realizado previamente en el software Midas Civil®. Se obtuvo una adecuada correspondencia entre los resultados preliminares obtenidos con el modelo numérico de elementos finitos y los obtenidos con los ensayos de vibración ambiental. Esta primera etapa del estudio pretende ser un insumo para establecer la línea base de un plan de monitoreo de la salud estructural en fase de construcción para esta tipología de puentes.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Álvaro Viviescas Jaimes, Ingeniero Civil, PhD.

ABSTRACT

TITLE: DYNAMIC CHARACTERIZATION IN STAGE OF CONSTRUCTION OF BRIDGES OF LARGE SPANS. CASE STUDY: VIADUCTO LA UNIÓN *

AUTHORS: WILSON ALEXANDER HERNANDEZ SIERRA
FRANCISCO LUNA GUEVERA**

KEYWORDS: MODAL IDENTIFICATION, AMBIENT VIBRATION, BEAM GIRDER BRIDGES.

DESCRIPTION:

This paper presents the results obtained in the study of the dynamic properties (fundamental frequency, damping and modal forms) in the construction stage of the La Union Viaduct in the city of Bucaramanga. The structure is concrete post-tensioned with a superstructure with cross section in tricerular box girder with a total width of 22.5m with longitudinal distribution of its spans of 52.5m + 111m + 56.5m, the height of its piles is 22m and was constructed using the method of the cantilevers successive cast in situ. Over the bridge ambient vibration test were carried out to characterize its dynamic response under construction, topic of interest for their poor treatment in the scientific literature, and because it is the most vulnerable phase of the structure. The two "T" were characterized, before their closure. For the measurements, the equipment of the group INME was used that is composed of three triaxial sensors OBSIDIAN of Kinemetrics®. The signals obtained were processed using the Peak Picking method using the Matlab® programming algorithms and the Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) using ARTeMIS® software to obtain the dynamic properties of the structure. These results served to validate the three-dimensional finite element numerical model previously performed in the Midas Civil® software. An adequate correspondence was obtained between the preliminary results obtained with the numerical model of finite elements and those obtained with the tests of ambient vibration. This first stage of the study is intended to be an input to establish the baseline of a structural health monitoring plan under construction for this type of bridge.

* Bachelor Thesis

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Álvaro Viviescas Jaimes, Ingeniero Civil, PhD.

INTRODUCCIÓN

Debido al crecimiento vehicular que experimenta Bucaramanga se hace necesario la construcción y/o ampliación de corredores viales que contribuyan a mejorar la movilidad. Aprovechando la existencia de algunos puentes vehiculares en la ampliación de la autopista que comunica a Floridablanca con Bucaramanga en el denominado Tercer Carril se decidió estudiar el comportamiento dinámico durante etapa de construcción del Viaducto La Unión. Por lo cual, fue materia de investigación del grupo INME (Grupo de Investigación en Nuevos Materiales y Estructuras) de la Universidad Industrial de Santander (UIS), para la realización de un proyecto dirigido a la caracterización dinámica del viaducto la Unión en etapa de construcción y poder calibrar un modelo numérico que sirva como línea base para el desarrollo de programas de monitoreo de la salud estructural (MSE).

Por la relevancia de éstos programas, recientemente numerosos puentes a nivel mundial han sido caso de estudio por parte de universidades y programas gubernamentales que utilizan pruebas de vibración forzada (Input-Output) (Cunha, Álvaro; Caetano, Elsa; Magalhaes, Filipe; Moutinho, Carlos, 2006) y pruebas de vibración ambiental (Output-Only), siendo la segunda la más utilizada pues requiere de menos equipos y puede ejecutarse con mayor facilidad. Las pruebas de vibración ambiental (AVT) sobre una estructura no utilizan ninguna excitación artificial, por el contrario la respuesta es medida por la excitación producida por el ambiente; como el viento, tráfico o microsismos (Brincker, Rune; Andersen, Palle, 1999). Las investigaciones con AVT pueden desarrollarse sin interrumpir el normal uso de las estructuras siendo sencillas y rápidas de realizar (Cunha, Álvaro; Caetano, Elsa; Magalhaes, Filipe; Moutinho, Carlos, 2005).

Al puente atirantado Kao Ping Hsi en Taiwán (Chio Cho, Gustavo; Maldonado, Esperanza; Araujo Gomez, Ivan, 2010), construido en sistema de luces viga en

voladizo y sección viga cajón en acero, se le aplicó un análisis por medio de pruebas de vibración ambiental (Chen, Chun -Ray; Dong, Shi-Lon; Fang, i-Kuang; Chang, Chung-Ching, 2002), para observar cambios en el estado dinámico de la estructura en diferentes niveles de construcción, donde se demostró la utilidad de las pruebas realizadas en fase de construcción a su vez se logró una evaluación eficaz y precisa de las estrategias de identificación de los parámetros modales. A nivel local, el Grupo INME ha realizado una serie de trabajos a nivel académico en la caracterización dinámica de varios puentes de la región, como el puente Gómez Ortiz (Vargas Carvajal, Laura Andrea, 2016), El Ramo (Mora, Jorge, 2014) entre otros, aplicando AVT y obteniendo modelos numéricos calibrados utilizando elementos finitos.

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 (Vargas Carvajal, Laura Andrea, 2016), 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.

El avance tecnológico de los últimos años ha tenido repercusiones muy significativas en el desarrollo de la ingeniería civil. Hoy el modelamiento de los sistemas simplifica su análisis, diseño y construcción. Existen softwares que permiten idealizar las estructuras y sus condiciones de frontera. No obstante, persiste incertidumbre en cuanto a si los modelos desarrollados de manera teórica

se ajustan a los sistemas reales, pues las condiciones iniciales y solicitaciones preestablecidas utilizados en el desarrollo del modelo difieren de las presentes en la estructura en su etapa de construcción. Por eso, es de vital importancia realizar un contraste entre lo desarrollado de manera teórica en su idealización con lo que se muestra en su comportamiento en campo.

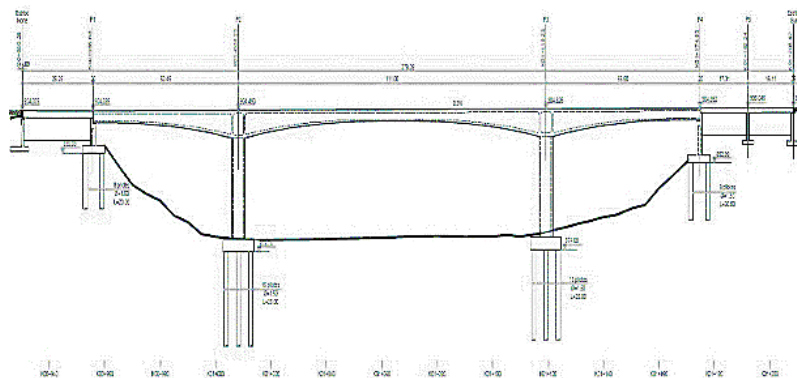
En la literatura se encuentra mucha información sobre AVT en puentes en servicio, pero pruebas y estudios en fase de construcción son muy reducidos. Por esta razón, este proyecto de investigación se centra en la caracterización dinámica en fase de construcción del viaducto La Unión antes del cierre de las dos "T", es decir, construcción dovela de cierre y dovelas en los apoyos.

1. CASO DE ESTUDIO

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

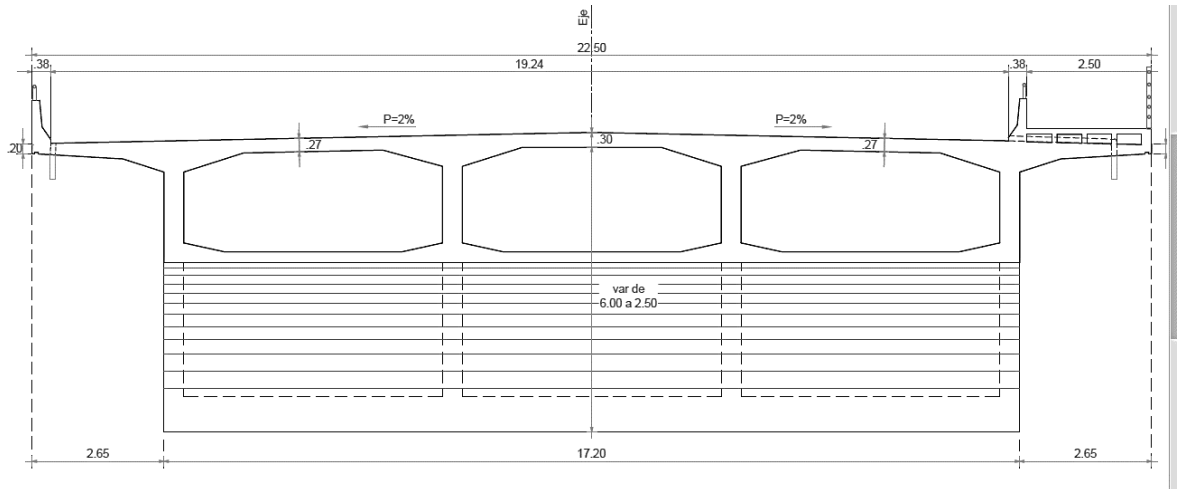
El nuevo puente La Unión, es un puente paralelo al viaducto existente (Viaducto García Cadena), tiene una longitud total de 278.0 [m]. Consta de un tramo en vigas cajón potenzadas en el acceso norte, el tramo principal es una estructura construida por dovelas sucesivas de sección variable y el acceso sur tiene dos tramos en placa continua aligerada. El tramo de estudio es el de voladizos sucesivos que tiene un ancho constante de 22.50 [m] y longitud total de 218.95 [m], que se distribuyen en una luz central de 110.0 [m], vano de compensación 52.45 [m] y el voladizo final que es completamente compensado tiene una longitud de 55.5 [m] (Fig. 1). La superestructura está conformada por dovelas preesforzadas de cajón tricelular con altura variable entre 6.00 y 2.50 [m] (Fig. 2). Los vanos están soportados por dos pares de pilas huecas de sección transversal constante con altura de 22.0 [m] con unión monolítica entre ellos. La cimentación está construida por zapatas rectangulares de 20 por 11 [m] y pilotes de diámetro de 1.5 [m] con longitudes de 20.0 y 25.0 [m].

Figura 1. Perfil longitudinal Viaducto La Unión.



Fuente: Consorcio Vial Puerta del Sol

Figura 2. Sección transversal Viaducto La Unión.



Fuente: Consorcio Vial Puerta del Sol

1.2 LOCALIZACIÓN DEL PUENTE

El puente se localiza en la vía intermunicipal que comunica los municipios de Bucaramanga y Floridablanca, departamento de Santander (Colombia), que se construyó con la finalidad de optimizar el corredor vial primario entre los municipios en el sector comprendido entre el puente de Provenza y el intercambiador de tráfico de la Puerta del Sol Fig 3.

Figura 3. Sección transversal Viaducto La Unión.



Fuente: Vanguardia Liberal

1.3 CONCEPTOS BÁSICOS DE LOS PUENTES DE SECCIÓN VIGA-CAJÓN

Los puentes en sección cajón en el tablero son usados en gran medida por la eficiencia que ofrecen para salvar luces medianas. La sección cajón consta de una losa superior, la cual se encarga de recibir las cargas de uso y conducir las a través de las almas. Las almas se encargan de asumir las cargas de cortante y conducir las a los apoyos. La losa inferior cierra el circuito de torsión y almacena las pre-compresiones del pre-esfuerzo inferior (Suarez Rodriguez, Mario Alejandro , 2016). Entre las ventajas que posee este tipo de sección se encuentra que las losas superior e inferior tienen gran capacidad para resistir momentos flectores positivos y negativos. Además posee gran rigidez a torsión debido a que es una sección cerrada. Para optimizar materiales se hace una variación del canto del tablero de manera parabólica o lineal entre $L/50$ y $L/30$ en la sección central. Las dovelas que conforman el tablero pueden ser fundidas en sitio o prefabricadas. Las dovelas prefabricadas tienen ventajas en reducción de tiempos de construcción y mejor calidad del material, sin embargo los costos de inversión para fabricación, moldes, transporte, puesta en sitio, son mayores (Nancu Nancu, María Luiza, 2016). En sentido opuesto, las dovelas fundidas en sitio son más económicas puesto que permiten llevar a cabo la construcción en lugares difíciles o donde no se cuenta con la tecnología necesaria para la fabricación de dovelas. Este procedimiento conlleva más tiempo de ejecución.

1.3.1 Principales etapas constructivas. Durante la revisión de literatura llevada a cabo por los autores (Suarez Rodriguez, Mario Alejandro , 2016), (Nancu Nancu, María Luiza, 2016) sobre las etapas constructivas se encontró que las principales fases de construcción son las siguientes:

- Construcción de la sub-estructura: construcción de todos los elementos de la cimentación y las pilas. Para las pilas de gran altura usualmente se

utilizan secciones cajón para obtener un mayor radio de giro y un mejor desempeño a la flexión

Figura 4. Construcción de la pilotes.



Fuente: Vanguardia Liberal

- Construcción de la dovela sobre pila: se construye con un encofrado especial con una longitud suficiente que permita montar carros de avance. Se realiza por etapas, primero, construir la losa inferior usando una plataforma de sustentación; en segunda instancia se construyen los muros laterales y las riostras transversales. Por último la losa superior.

Figura 5. Construcción de la pilotes.



Fuente: Vanguardia Liberal

- Construcción de los voladizos: a partir de la dovela de apoyo se construyen las siguientes dovelas de manera simétrica y progresiva, trasladando los carros de avance hasta que se encuentran los voladizos.

Figura 6. Construcción de dovelas



Fuente: Vanguardia Liberal

- Cierre de la estructura: existen varias maneras de cerrar la estructura. En el centro de luz se habitúa construir la dovela clave de cierre con el mismo carro de avance utilizado para la construcción de los voladizos. En esta etapa la estructura se vuelve continua, por lo cual se debe implementar el pre-esfuerzo.

Figura 7. Construcción de dovelas en los estribos. Cierre del puente



Fuente: Vanguardia Liberal

1.3.2 Ciclos de construcción de las dovelas. Las dovelas fundidas en sitio por lo general tienen una longitud entre 3 y 6 metros. Acoplar una dovela a la estructura tarda aproximadamente una semana. Cada dovela se funde en una operación continua empezando por la losa inferior, continuando por las almas y terminando con la losa superior, desde el borde delantero hacia la cara de la dovela anterior. A continuación se presentan las principales etapas en el ciclo de construcción de las dovelas partiendo de las investigaciones realizadas por (Suarez Rodriguez, Mario Alejandro , 2016), (Nancu Nancu, María Luiza, 2016):

- Avance del carro.
- Ajuste y limpieza de las formaletas.

- Colocación de refuerzo, ductos, anclajes y demás en la losa inferior y las almas.
- Avance y ajuste del encofrado interior.
- Colocación de refuerzo, ductos y anclajes en la losa superior.
- Ajuste y nivelación del carro de avance (Control geométrico).
- Hormigonado de la dovela.
- Fraguado y curado del concreto. Se retiran las formaletas
- Inspección de la resistencia necesaria para el tesado de los cables (muestras de laboratorio).
- Tesado de cables anclados en las dovelas. Posteriormente se realiza un control geométrico.
- Preparación del carro para su avance.

2. METODOLOGÍA

2.1 REVISIÓN DE LITERATURA

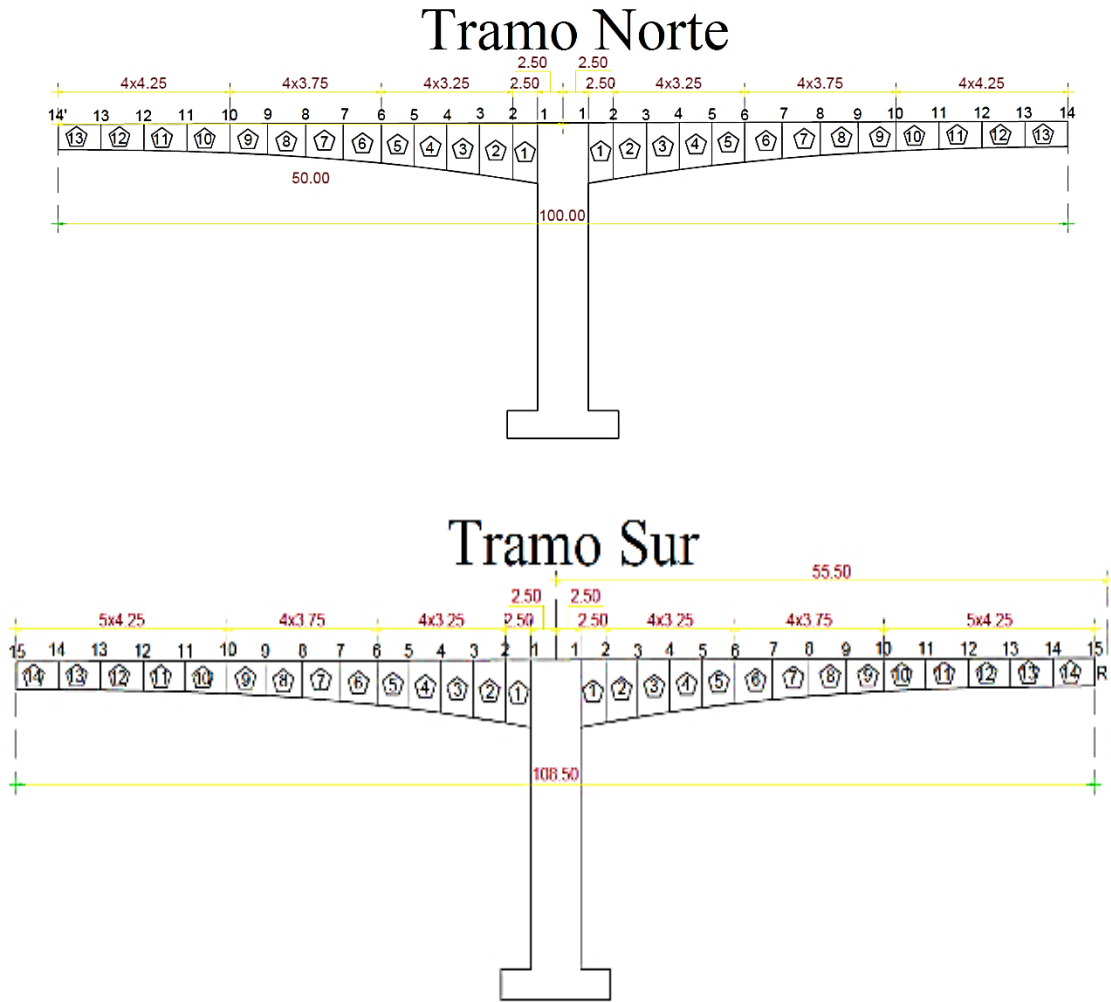
Como fase inicial del desarrollo del proyecto de investigación se llevó a cabo una extensa revisión de literatura en diversas bases de datos de recursos bibliográficos como Scopus y ScienceDirect a través de la Universidad Industrial de Santander. Se realizó la búsqueda de artículos utilizando las siguientes Keywords: Modal identification, environmental vibration, beam girder bridges, prestressed beams, prestress force effects, MAC, construction stage. Con la información recolectada se llevó a cabo el modelado numérico del puente, las campañas experimentales y el procesamiento de las señales. Los resultados fueron refinados a artículos, revisiones de literatura. De los documentos analizados se eliminaron aquellos que no han sido citados por la comunidad científica. Para el análisis de los documentos se buscó identificar las estrategias para la elaboración del modelo numérico, variables de influencia a la hora de realizar las campañas experimentales, dificultades encontradas en el procesamiento de las señales y como calibrar el respectivo modelo.

2.2 ELABORACIÓN DEL MODELO NÚMÉRICO

El modelo numérico del puente en estudio se elaboró en el programa MidasCivil® 2016(v2.2) (MIDAS information Technology, 2014), el cual lleva a cabo la idealización de estructuras por el método de elementos finitos. La definición de las propiedades de los materiales, la geometría y la asignación de cargas se basaron en los planos constructivos suministrados por el Consorcio Vial Puerta del Sol. Se modelaron los dos tramos del puente antes de construcción de la dovela de cierre en la luz central y las dovelas en los apoyos para cada sección de estudio. El tramo norte está constituido por 13 pares de dovelas con una longitud total de 100

[m] y el tramo sur consta de 14 pares de dovelas con un largo total de 108.50 [m]
Fig 8.

Figura 8. Distribución de dovelas Tramo Norte (Superior), Tramo sur (Inferior)



Teniendo en cuenta que el objetivo es realizar un análisis modal, se consideró un comportamiento lineal de los materiales. No se tuvieron en cuenta los efectos de la fluencia, retracción en el acero ni efectos dependientes del tiempo, ni tampoco efectos generados por los cambios de temperatura.

2.2.1 Definición de las propiedades de los materiales. Según los planos se obtuvo la información sobre el $f'c$ del concreto usado para las pilas (28[Mpa]) y dovelas (35[Mpa]). Siguiendo las indicaciones de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes-LRFD-CCP 14 usando la siguiente ecuación, se calculó el módulo de elasticidad para cada $f'c$.

$$E_c = 4800\sqrt{f'c} \quad (1)$$

Tabla 1. Propiedades de los materiales

Concreto	F'c [Mpa]	E [Mpa]
Pilas	28	25.99
Tablero	35	28.397

2.2.2 Acero de refuerzo. En esta investigación no se modeló el acero empleado en el tensionamiento de los torones de la estructura. Se despreció su acción basados en investigaciones realizadas por (Hamed, E; Frosting, Y, 2006) que demostraron matemáticamente que la fuerza del pretensado no afecta significativamente el comportamiento dinámico de las vigas en el estado elástico lineal del tal forma que sus efectos se pueden omitir. Además, (Kerr, A D, 1976) demostró experimental y analíticamente que la respuesta dinámica de la viga no se veía afectada por el tensionamiento del cable que atravesaba su sección. Según (Dall'asta, A; Leoni, G, 1999) que llevó a cabo estudios en vigas preesforzadas en los que afirmaron que la fuerza del cable afectaba un conjunto reducido de modos; mientras que algunos de ellos podían no ser afectados por la fuerza del pretensado. En este caso, el periodo de vibración del modo en consideración no es afectado por la tensión del cable. Por el contrario (Materazzi, A L; Breccolotti, M; Ubertini, F; Venanzi, I, 2009) y (Breccolotti, Marco; Ubertini, Filippo; Venanzi, Ilaria, 2009) concluyeron que los efectos del preesfuerzo no pueden ser despreciados cuando la estructura se comporta en estado no lineal. La acción del pretensado modifica la matriz de rigidez y el módulo de elasticidad afectando así las propiedades dinámicas. Por ende, para futuras investigaciones

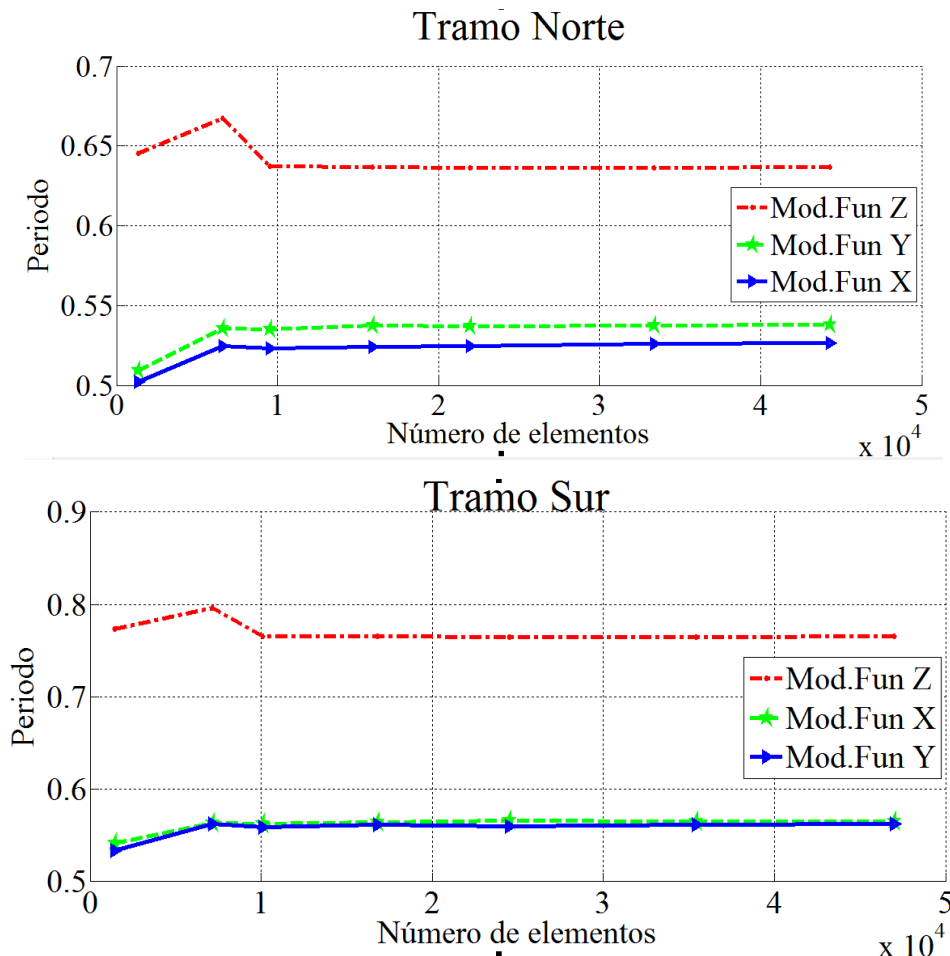
debido a la puesta en servicio, sismos y afectaciones en el tiempo, el pretensado no debe ser omitido ya que su efecto puede ser comparable al producido por daños.

2.2.3 Generación de los elementos del puente. Debido a que el puente consta de dos pilas en cada eje del tramo de estudio y para la adecuada modelación de la unión monolítica entre ambas pilas y la dovela cero (Fig. 9) se emplearon elementos tipo Solid (sólido). Para validar la densidad de la malla, se realizaron seis modelos en cada uno de los tramos de estudio con 1000, 5000, 10000, 15000, 25000 35000, 45000 elementos para evaluar la incidencia en la variación de las propiedades dinámicas. Para seleccionar el modelo adecuado se identificaron los modos fundamentales con mayor porcentaje de participación de masas en cada dirección y con estos se graficó la variación del periodo en función del número de elementos (Fig.10). El modelo se ubica dentro de un sistema global de coordenadas donde la dirección longitudinal corresponde al eje X, la dirección transversal al puente al eje Y y el sentido perpendicular al tablero corresponde al eje Z.

Figura 9. Construcción de dovela cero



Figura 10. Grafica Periodo Vs Número de elementos Tramo Norte. (Superior), Tramo Sur (Inferior).



2.2.4 Evaluación de las condiciones de frontera. En el desarrollo del modelo numérico se consideraron apoyos tipo empotramiento. Debido a que los ensayos de vibración ambiental se llevaron a cabo antes de la construcción de la dovela de cierre y las dovelas en los apoyos, no se tuvieron en cuenta condiciones de frontera en los extremos del tablero.

2.2.5 Asignación de cargas al modelo. Los casos de carga permanente ingresados al programa fueron peso propio (DC), carros de avance (FT), carga viva durante construcción (CLL). De acuerdo con la revisión realizada sobre pautas, recomendaciones, lineamientos y regulaciones acerca de las cargas y

acciones a considerar durante la construcción, se tomó como referente la guía de diseño AASTHO LRFD Bridge Design Specification (AASHTO, 2012) para la asignación de cargas CLL. El peso del carro de avance es de 120 [Ton] según memorias de cálculo suministradas por el contratista. El peso del carro de avance y la dovela en construcción se cargaron en los tabiques de las dovelas según registros fotográficos tomados en las mediciones (Fig.11-13). Estos valores de carga se asignaron como masas concentradas.

Tabla 2. Cargas ingresadas al modelo como masas concentradas.

Caso de carga	Magnitud	Unidad
Carro avance	120,00	[Ton]
Dovela en construcción	29,70	[Ton]
Carga sobrepuesta	200,00	[kg]

Figura 11. Esquema general del puente con las cargas consideradas en el modelo Tramo Sur (Superior), Tramo Norte (Inferior).

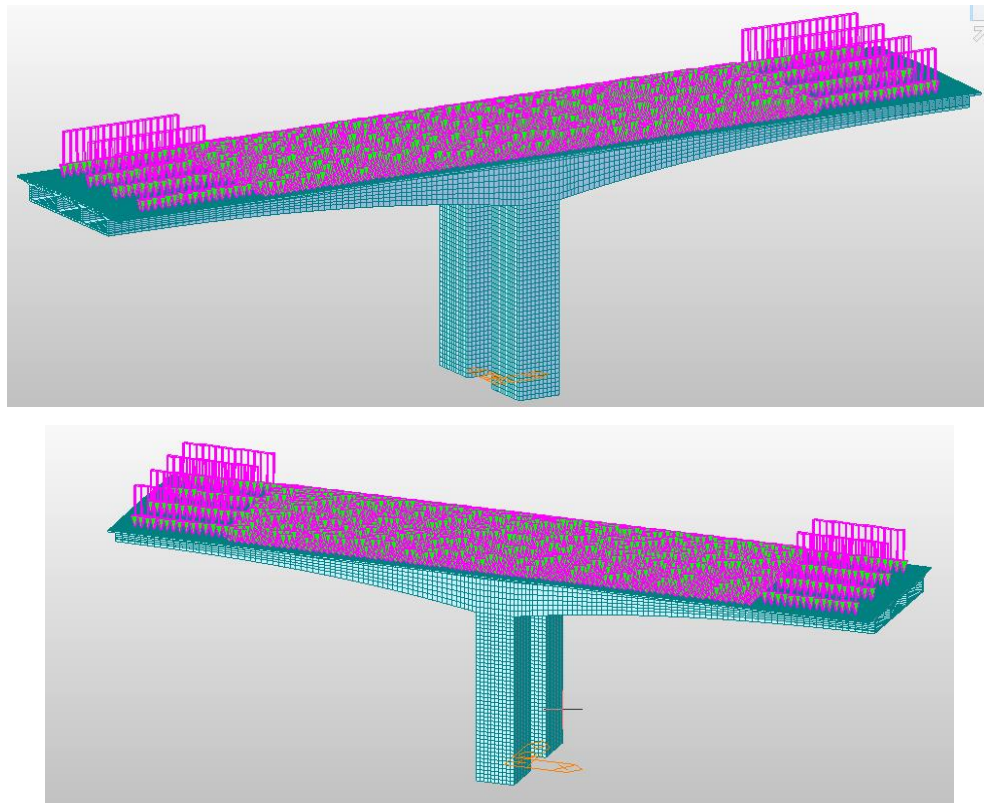


Figura 12. Registro fotográfico cargas sobre impuesta Tramo Sur



Figura 13. Carro de Avance Tramo Sur



2.2.6 Análisis dinámico del modelo numérico. A través del uso de las herramientas de MidasCivil® se hallaron las propiedades dinámicas del modelo usando el método de Lanczos que es un método de interacción numérico utilizado para la identificación de frecuencias y valores propios (EigenVectors) que ha mostrado buenos resultados para estructuras complejas (Ramirez Díaz, Rafael; Gámez Breto, Yudiel; Pérez Lecusay, Hamlet; Chagoyen Méndez, Ernesto, 2015), (Bathe, Klaus-Jurgen, 2012) El parámetro de masa empleado fue Lumped Mass (Masa concentrada) por su facilidad de cálculo computacional (MIDAS information Technology, 2014) en comparación con Consistent Mass, además al comparar las

frecuencias entre ambos parámetros de masa, la diferencia era cercana al 1x10-2%.

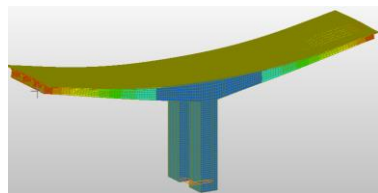
2.2.7 Periodos y factores de participación modal. Se muestran los resultados clasificados según la dirección de los ejes ortogonales para las formas modales con mayor porcentaje de participación.

Tabla 3. Propiedades dinámicas del modelo

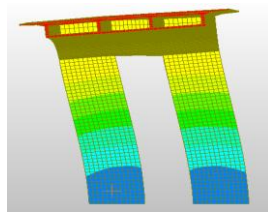
Modo	Frecuencia	Tramo Norte				
		Periodo	P. Ma X	P. Ma Y	P. Ma Z	
Z	9.175	1.460	0.684	0.00	0.00	43.82
Y	11.304	1.799	0.555	0.00	91.08	0.00
X	11.545	1.837	0.544	74.58	0.00	0.00
Tramo Sur						
Z	7.787	1.239	0.806	0.00	0.00	43.85
Y	10.866	1.728	0.590	0.00	90.91	0.00
X	10.831	1.724	0.580	75.64	0.00	0.00

2.2.8 Formas modales. En el modelo de elementos finitos se identificaron los siguientes modos de vibración con los mayores porcentajes de participación para cada una de las direcciones ortogonales Fig. 14.

Figura 14. Formas modales identificadas analíticamente Tramo Norte

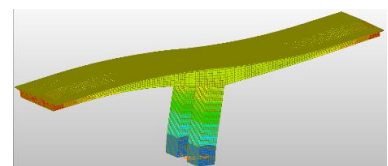


Modo Vertical $f = 1.460 \text{ Hz}$



Modo Transversal

$$f = 1.799 \text{ Hz}$$



Modo Longitudinal $f =$

$$1.837 \text{ Hz}$$

2.3 CAMPAÑAS EXPERIMENTALES

Las campañas experimentales se realizaron en la etapa antes del cierre del puente, construcción de dovela de cierre y dovelas en los estribos (Anexo B). Se realizó solo una medición en cada tramo, en condiciones normales de la obra sin interrumpir sus labores, por cuestiones de accesibilidad a la obra.

2.3.1 Equipo de adquisición de datos. Para la obtención de las señales de vibración se utilizaron tres acelerógrafos de alta sensibilidad Obsidian de Kinematics® del grupo INME. Cada uno con un sensor triaxial interno de fuerza balanceada. Con un rango dinámico de 155 Db en un ancho de banda DC hasta de 100 Hz, un rango de escala completa de $\pm 2g$ a $\pm 4g$. Los receptores se sincronizan vía GPS (Kinematics Inc, 2015). Para la verificación de la correcta toma de datos se utilizó el software proporcionado por Kinematics® a través de una Laptop Fig 15.

Figura 15. Sensor triaxial Obsidian de Kinematics



2.3.2 Ubicación de los sensores en la estructura. Debido a que es un campo de investigación poco estudiado, no existe mucha información sobre la realización de las pruebas en etapa constructiva, por lo que es probable que se presenten inconvenientes en las campañas experimentales que modifiquen los resultados del procesamiento de los datos, pero esto servirá de base para futuros proyectos en

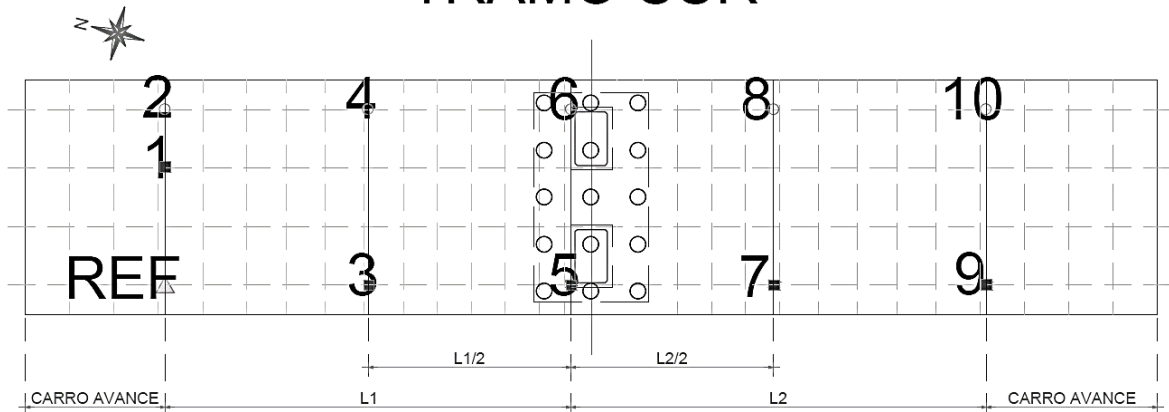
situaciones similares. Para una adquisición de datos provechosa y coherente, según investigaciones hechas por (Chio Cho, Gustavo; Maldonado, Esperanza; Araujo Gomez, Ivan, 2010), (Ren, Wei-Xin; Zatar, Wael; Harik, Issam E, 2004) se recomienda contar previo al ensayo AVT con un modelo preliminar que proporcione información acerca de los modos fundamentales de vibración para realizar la correcta ubicación de la instrumentación.

En base a las formas modales del modelo se ubicaron los valores máximos de desplazamiento y los valores cero, con el fin de determinar la mejor posición del sensor de referencia y de los sensores móviles. Los tres sensores triaxiales fueron ubicados directamente sobre la superficie del tablero. En sentido longitudinal, en borde libre del voladizo a partir del carro de avance, centro del voladizo libre y centro de pila. En sentido transversal, en los tabiques externos evitando formas locales de vibración. Estas posiciones estuvieron supeditadas a la ubicación de los materiales de la obra sobre el tablero lo que modifico los puntos estudiados con anterioridad. En total se analizaron 10 puntos, 5 a cada costado del eje en 5 configuraciones (SetUp) de sensores para cada uno de los tramos estudiados Fig. 16.

Figura 16. Ubicación de sensores Tramo norte – Tramo Sur



TRAMO SUR



2.3.3 Ventanas de tiempo. Para la definición de las ventanas de tiempo de muestreo en campo fue necesario recurrir al modelo numérico preliminar, por medio de éste se estableció un rango aproximado de tiempo mínimo necesario para llevar a cabo el proceso de toma de datos. Partiendo de la teoría de que dichas ventanas de tiempo deben ser mayores o iguales a 1000 veces el valor del periodo fundamental de la estructura (Cantieni, R, 2005) se empleó un tiempo de medición de 20 min y 5 min para mover los sensores a la siguiente ubicación (Anexo A).

2.4 PROCESAMIENTO DE SEÑALES

La excitación producida por el medio ambiente proviene generalmente de una gran cantidad de fuentes (tráfico, viento, microsismos, equipos de motor sobre la estructura, tránsito de peatones, labores normales de obra) las cuales en una determinada frecuencia puede estimular un número significativo de modos (Chio Cho, Gustavo; Maldonado, Esperanza; Araujo Gomez, Ivan, 2010). Existen en la actualidad dos grupos principales de métodos de identificación modal que utilizan vibración ambiental: Métodos no paramétricos esencialmente desarrollados en el dominio de la frecuencia y los métodos paramétricos en el dominio del tiempo.

Para la identificación de los parámetros modales del puente, frecuencias naturales, modos de vibración y coeficientes de amortiguamiento se emplearon dos métodos no paramétricos como son el método básico Peak Picking (PP) y el método de Descomposición del Dominio de la Frecuencia Mejorado, EFDD, (Enhanced Frequency Domain Decomposition).

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 aleatorio, además, un proceso estacionario es aquel que mantiene sus características estadísticas a lo largo del tiempo.

La selección de picos consiste en la identificación modal en el dominio de la frecuencia, se basa en extraer los picos de amplitud de un espectro de densidad de potencia normalizado. Estos picos representan las frecuencias naturales de vibración amortiguadas del sistema (Gomez Araujo, Ivan, 2010). La identificación de modos de vibración se realiza a partir de la determinación de la función de transmisibilidad, que tiene lugar gracias a que se consideró un comportamiento lineal, invariante con el tiempo, de los materiales. Presenta una limitación importante ya que el método no permite identificar claramente frecuencias naturales y formas modales de la estructura (Peeters, Bart, 2000).

Esta aproximación en el dominio de la frecuencia fue subsecuentemente mejorada (Prevosto, Marc, 1982) a partir del desarrollo de la descomposición en valores singulares de la matriz de respuesta espectral de tal manera que se llega a obtener una densidad espectral de potencia de un conjunto de sistemas de un solo grado de libertad (SDOF) (Gomez Araujo, Ivan, 2010). Este método, conocido como descomposición del dominio de la frecuencia (frequency domain decomposition, FDD) fue implementado y extendido (Brincker, Rune; Zhang,

Lingmi; Andersen, Palle, 2000) para extraer los factores de amortiguamiento modal.

El método de descomposición del dominio de la frecuencia (EFDD) soluciona esta limitación pues permite identificar frecuencias de resonancia muy próximas entre sí y a su vez permite estimar los coeficientes de amortiguamiento modal e identificar con mayor precisión las frecuencias y modos de vibrar. El método 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) (Gade, Svend; Moller, Nis B; Herlfsen, Henrik; Konstantin-Hansen, Hans, 2005) y (Brincker, Rune; Zhang, Lingmi; Andersen, Palle, 2000) que permite extraer las frecuencias de resonancia y el amortiguamiento de un modo particular, calculando las funciones de Autocorrelación y correlación cruzadas (Vargas Carvajal, Laura Andrea, 2016).

La estimación de los parámetros modales se lleva a cabo en dos etapas, identificación de picos, posteriormente identificar las funciones espectrales de campana de un grado de libertad SDOF. Para validar los modos se emplea el criterio MAC (Modal Assurance Criterion) que genera un vector de referencia de un análisis de correlación basado en un índice que mide la correlación entre dos configuraciones modales (Jacobsen, N-J; Andersen, P.; Brincker, Rune, 2006). En mediciones donde se empleen varias configuraciones de sensores, es posible obtener los valores singulares a los grados de libertad instrumentados (Gomez Araujo, Ivan, 2010). Entre más cercano este un vector singular a un pico de la función espectral de campana SDOF, más peso tendrá en la forma modal estimada (Jacobsen, N-J; Andersen, P.; Brincker, Rune, 2006), (ARTemis, 2016). Los coeficientes de amortiguamiento se determinan a partir de 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 (ARTemis, 2016).

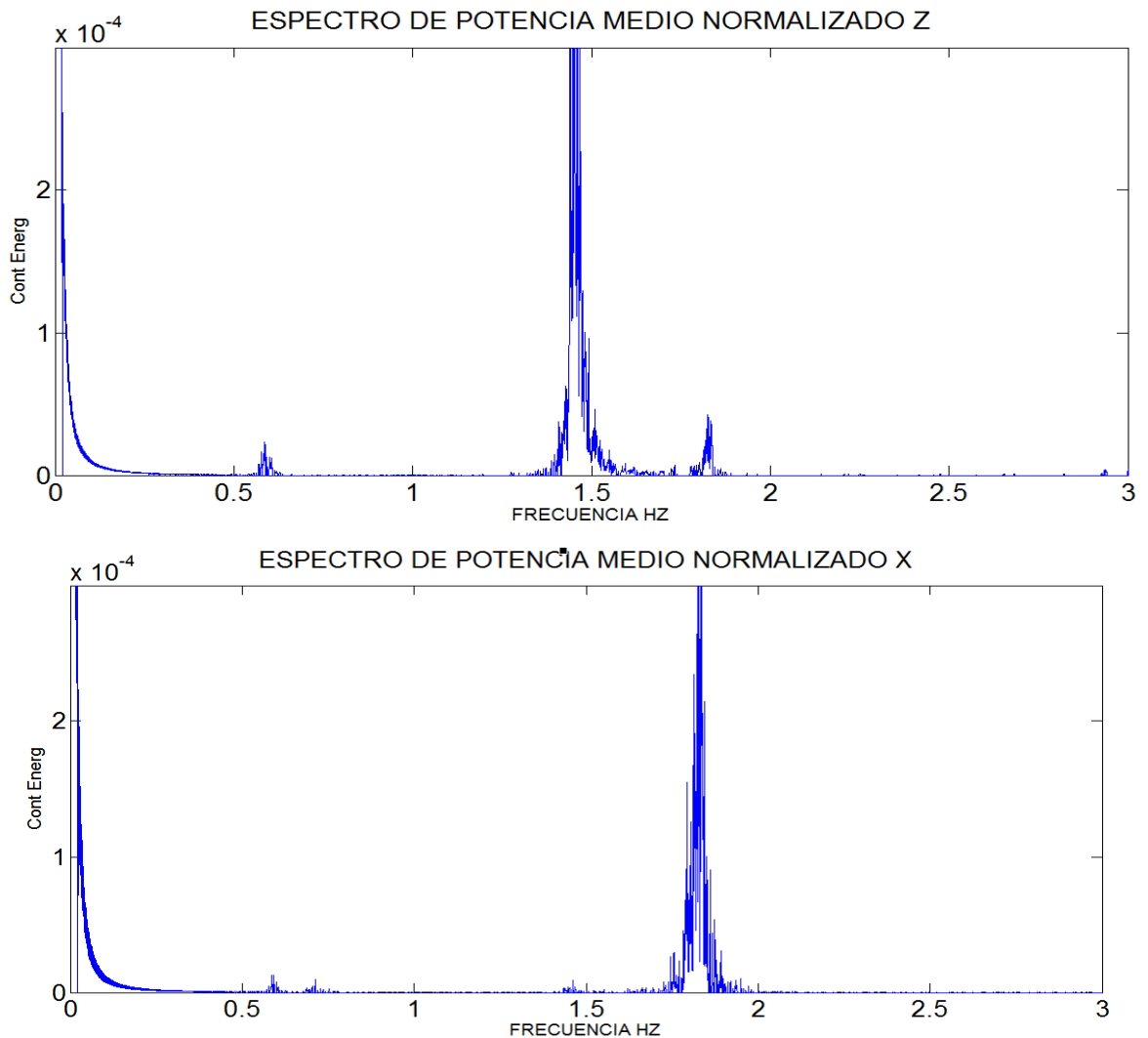
2.4.1 Identificación de las frecuencias naturales

2.4.1.1 Método Peak Picking “PP”. Para el desarrollo del método Peak Picking se utilizó el programa Matlab usando algoritmos desarrollados por los autores. El procesamiento inició con la conversión de datos en unidades de aceleración ya que estos son percibidos en Voltios. Para disminuir el error al calcular desplazamientos causados por una mala nivelación del dispositivo se realizó la corrección de línea base o corrección de ceros removiendo el valor de la media de cada registro (Bendat, J S; Piersol, A G, 1971). Se empleó la Función de Autocorrelación que describe la dependencia de los datos en dos instantes de tiempo desfasados para establecer una única relación dependiente del tiempo, es decir, se obtuvo la correlación cruzada de la señal entre sí misma (Gomez Araujo, Ivan, 2010). A continuación, la función de Autocorrelación fue llevada al dominio de la frecuencia empleando la transformada de Fourier donde se obtuvo una función denominada espectro de potencia que cuantifica la distribución del contenido energético de la señal correspondiente a cada frecuencia presente en la misma. Con el procedimiento anterior se logró segregar la señal y con ello, percibir cada una de las frecuencias naturales que la componen. Para la identificación modal se aplicó el espectro de potencia medio normalizado que permitió segregar las frecuencias en una gráfica por eje y simplificar el análisis.

Para distinguir correctamente aquellos picos del espectro medio normalizado que corresponden efectivamente a los modos de vibración del tramo en cuestión se empleó la función de coherencia entre espectros. Dicha función tiene valores entre 0 y 1 que muestra el grado de linealidad entre la relación de una señal y_i con otra señal y_j . Los valores cercanos a 1 indican una fuerte linealidad entre ambas señales con lo que se puede concluir que corresponde a un modo de vibración de la estructura. El valor de coherencia usado fue 0.6 ya que para valores superiores

se observaba un reducido número de picos de resonancia con bajo contenido energético. Esto evidencia otra limitación del método pues aunque permite la identificación de posibles frecuencias naturales en condiciones de trabajo pesado, los valores de confiabilidad son reducidos y por consiguiente, es probable que estos valores no correspondan a la estructura. En la siguiente tabla se muestran las frecuencias identificadas con valor de correlación mayor a 0.6 para cada tramo

Figura 17. Espectro de potencia medio normalizado – Tramo Sur



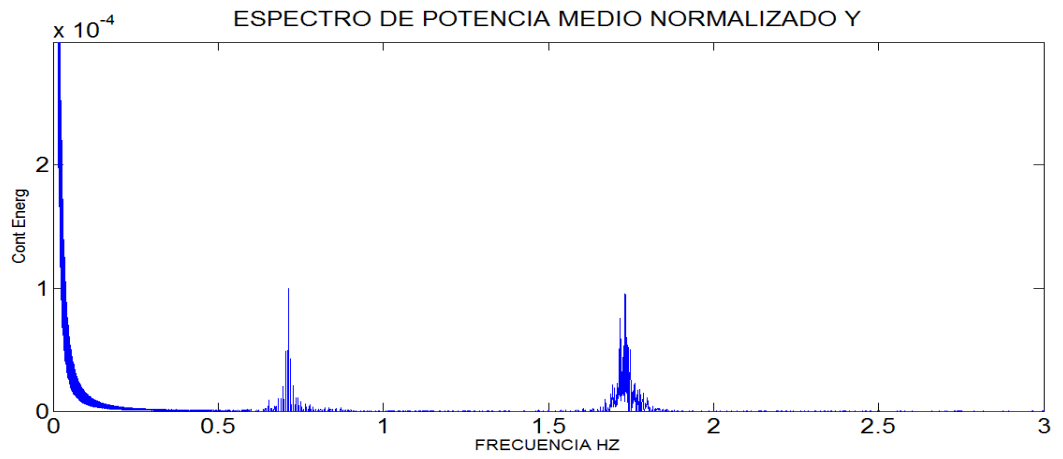
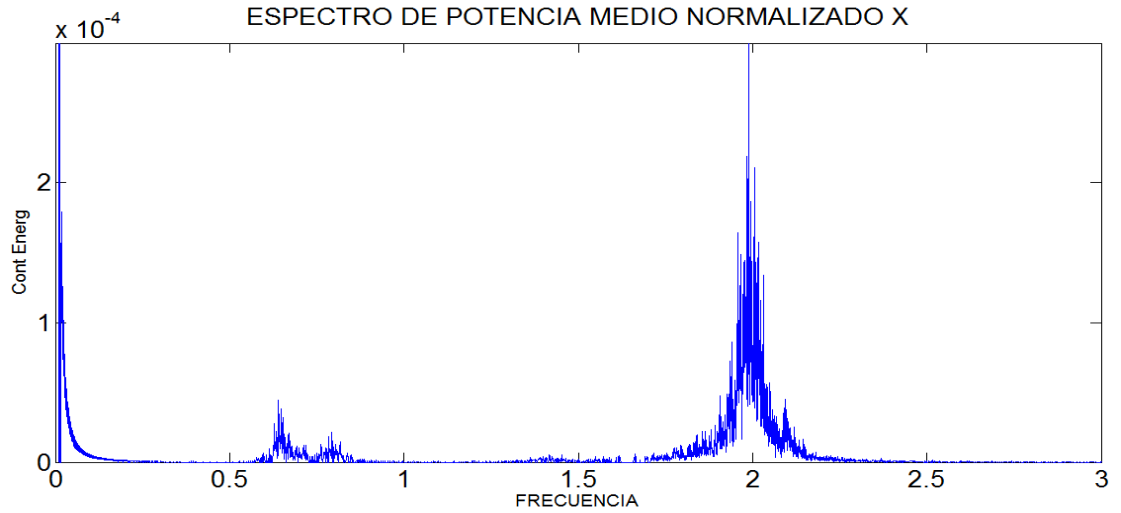
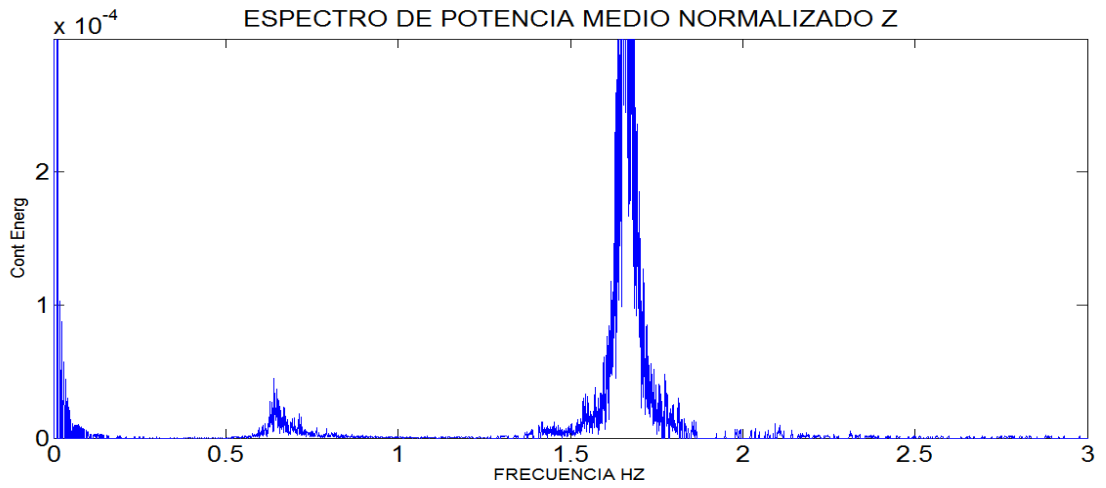


Figura 18. Espectro de potencia medio normalizado – Tramo Norte



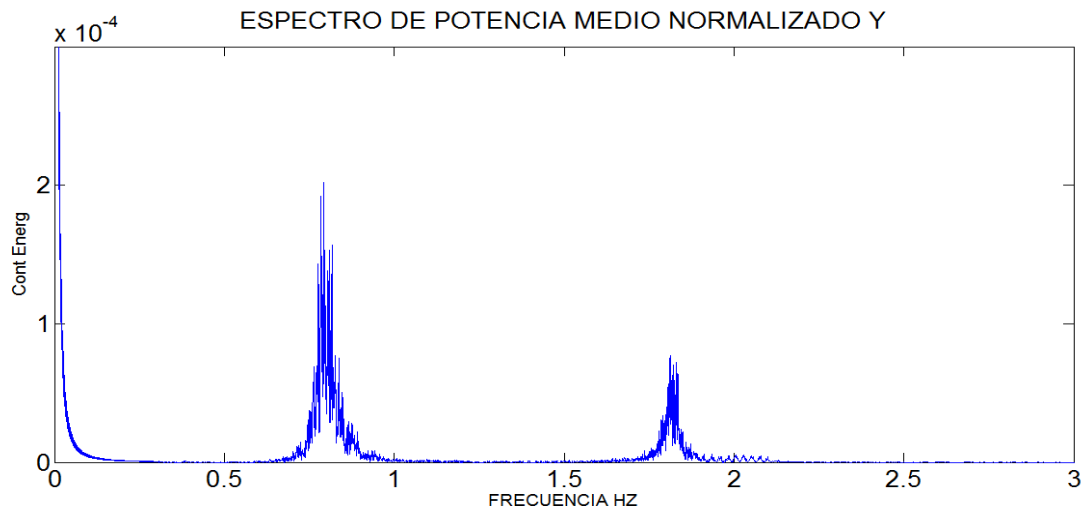


Tabla 4. Frecuencias identificadas por el método Peak Picking

Tramo Norte [Hz]	
1.6602	Vertical
1.8097	Transversal
1.9897	Longitudinal
Tramo Sur[Hz]	
1.4618	Vertical
1.7639	Transversal
1.8280	Longitudinal

2.4.1.2 Método Enhanced Frequency Domain Decomposition “EFDD”. La identificación modal a través del método EFDD se realizó por medio del software ARTEMIS®, las mediciones fueron remuestreadas antes del desarrollo del método reduciendo la frecuencia Nyquist de 100 Hz a 5 Hz. Inicialmente se modeló la ubicación de los sensores y se cargó cada configuración indicando el sensor de referencia; de esta forma se construyó la matriz espectral de respuestas de vibración obtenida. 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. En total se emplearon 9 canales (columnas de la matriz espectral) para los 3 sensores en las 3 direcciones. Las funciones de densidad espectral fueron calculadas utilizando ventanas de Hanning de 1024 datos considerando un traslapeo entre ventanas del 66% (ARTEMIS, 2016). Con los datos ingresados se

realiza la descomposición en valores singulares para cada frecuencia de la matriz espectral, resultando tres valores singulares por cada frecuencia correspondiente a los tres grados de libertad del sensor de referencia. Para mejorar el procesamiento de la señal, se procesó cada dirección ortogonal por separado obteniendo su correspondiente grafica de densidad espectral. En la siguiente figura (Fig.19) se muestran los valores singulares promedio de las matrices de densidad espectral de todas las configuraciones medidas para ambos tramos. Las frecuencias naturales se identificaron a partir de los picos de los valores singulares del espectro.

Figura 19. Valores singulares en las 3 direcciones principales – Tramo Norte

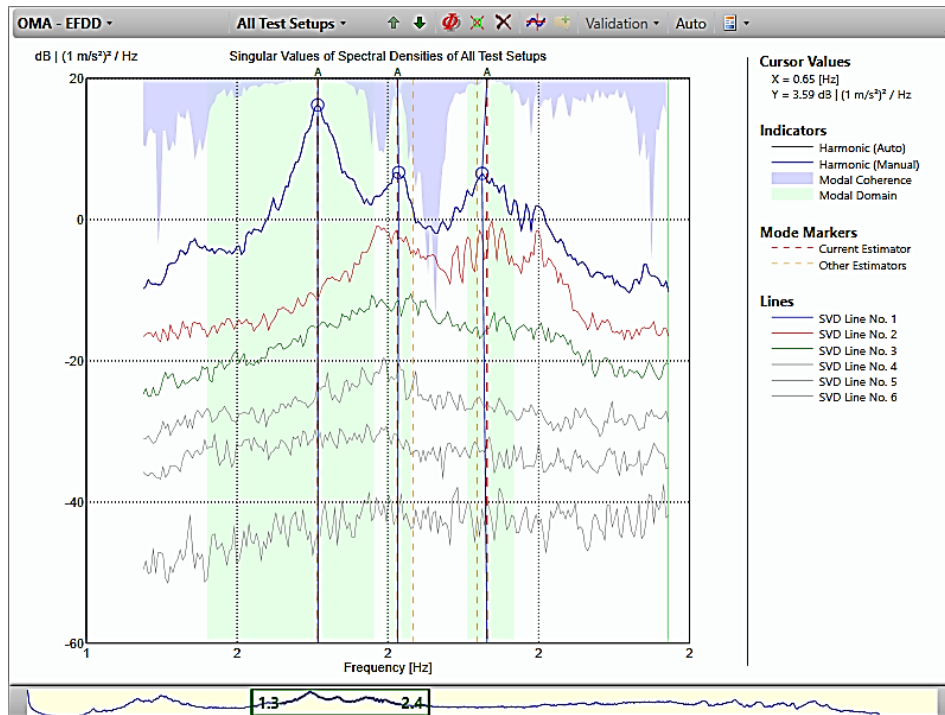


Figura 20. Valores singulares en las 3 direcciones principales – Tramo Norte

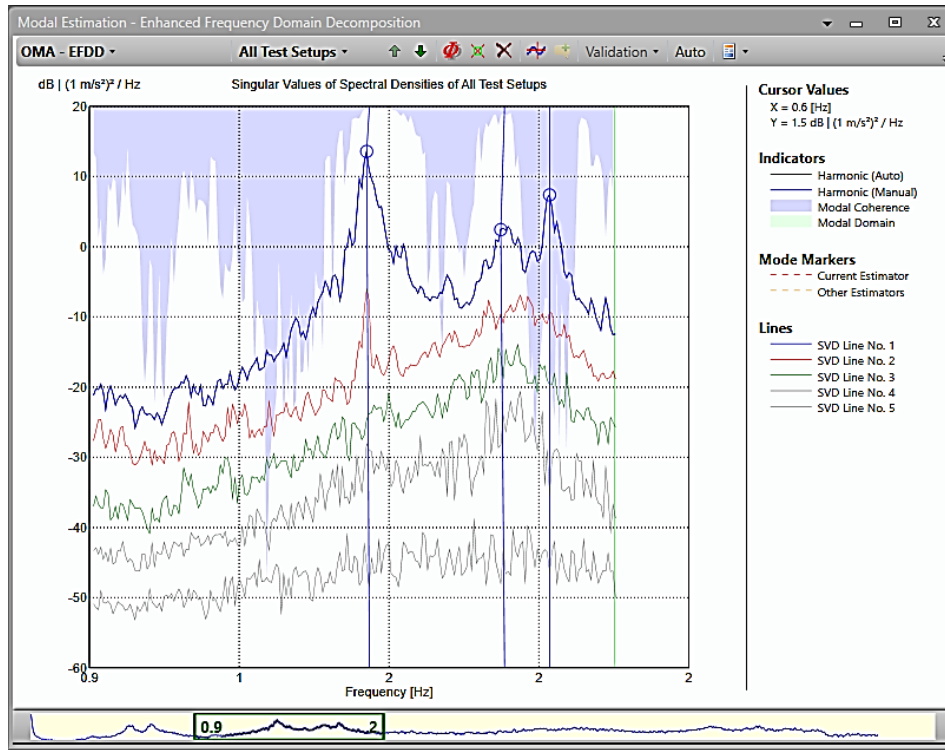


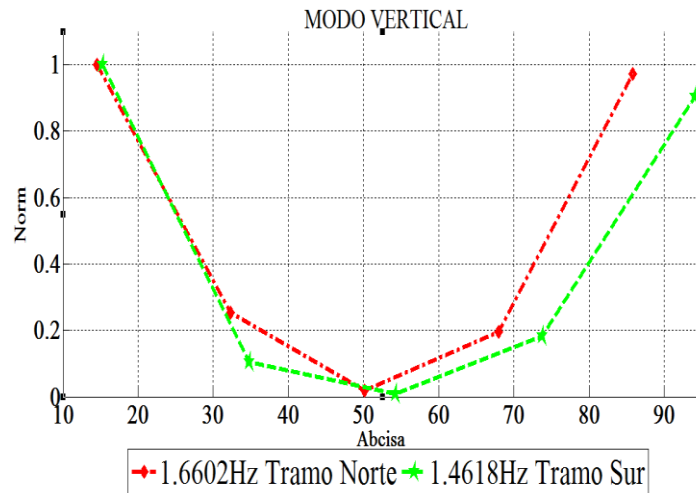
Tabla 5. Frecuencias identificadas por el método Peak Picking

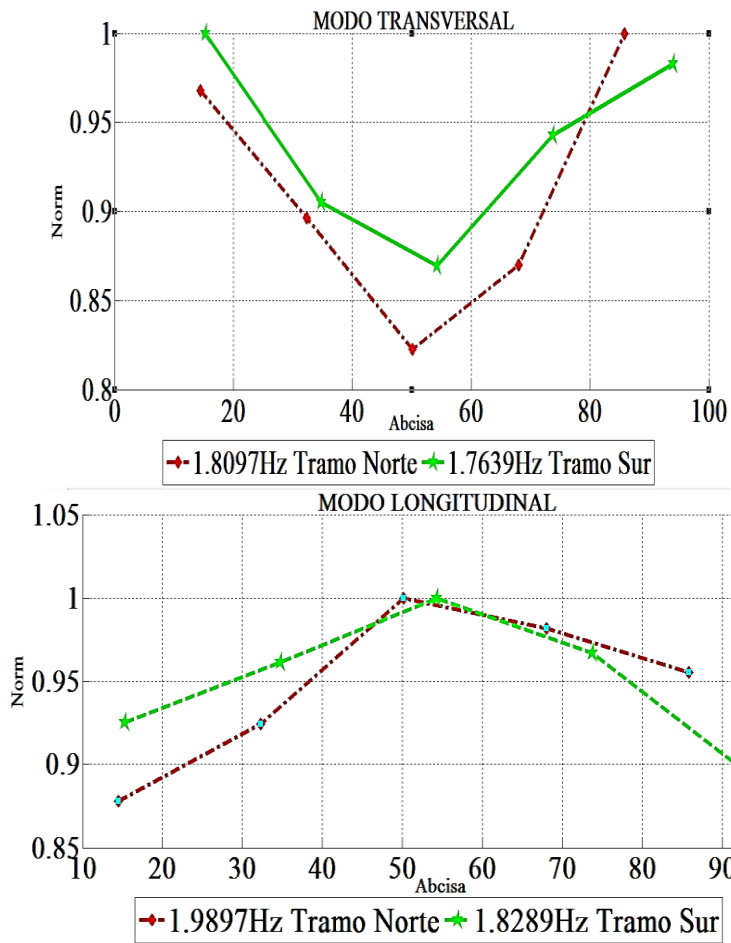
Tramo Norte Hz	
1.661	Vertical
1.851	Transversal
1.982	Longitudinal
Tramo Sur Hz	
1.461	Vertical
1.733	Transversal
1.812	Longitudinal

2.4.2 Identificación de los modos de vibración. La identificación de una frecuencia fundamental de la estructura debe estar asociada a una configuración modal, es decir, aquellas frecuencias de resonancia que no arrojen una configuración modal claramente identificable son descartadas; de tal forma que la identificación de la frecuencia está directamente relacionada con la previa identificación de la forma modal.

2.4.2.1 Método Peak Picking “PP”. Como paso inicial se realizó la determinación de la función de transmisibilidad, la cual representa los componentes de los modos de vibración correspondientes a cada frecuencia natural del sistema, a partir de una relación entre la señal de cada uno de los sensores en cada SetUp con su respectiva señal captada por la referencia. Esta función tiene lugar en un sistema dinámico lineal invariante en el tiempo relacionado con la respuesta del sistema con una señal de entrada [1] Las formas modales normalizadas asociadas a cada pico de resonancia obtenido en la función de densidad espectral se representan a continuación.

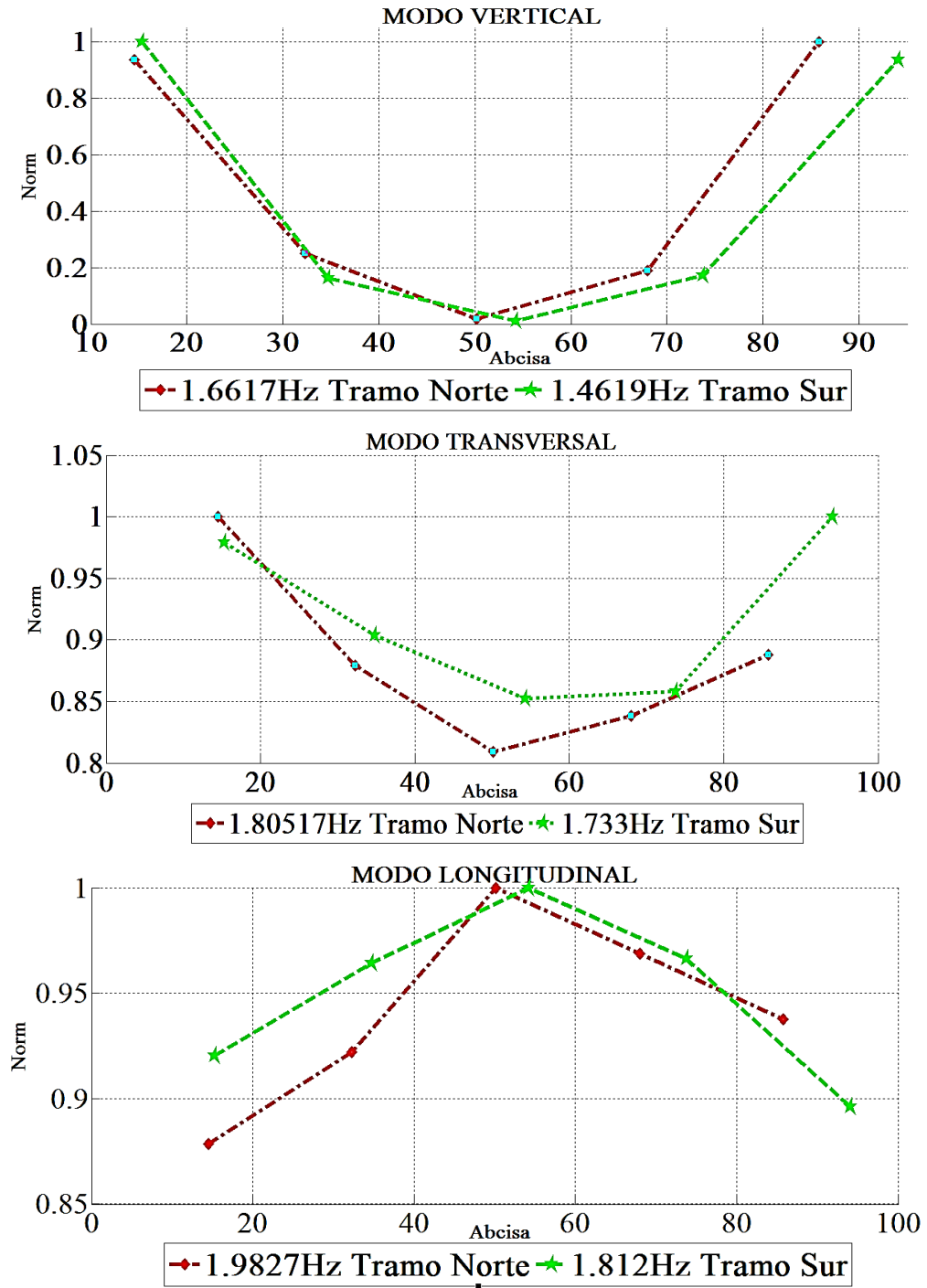
Figura 21. Modos de vibración identificados con PP





2.4.2.2 Método Enhanced Frequency Domain Decomposition “EFDD”. Como se mencionó previamente, la base de la aplicación de este método es la descomposición en valores singulares de la matriz espectral. La descomposición de esta matriz da como resultado valores que corresponden a las frecuencias fundamentales y vectores singulares que corresponde a los modos de vibración. En las siguientes figuras se presentan las formas modales para un valor de frecuencia correspondiente.

Figura 22. Modos de vibración identificados con EFDD



2.4.3 Identificación de los porcentajes de amortiguamiento.

2.4.3.1 Método Peak Picking “PP”. Para el cálculo de los porcentajes de amortiguamiento se usó el método de ancho de banda, el cual consiste en seleccionar a partir de una frecuencia predominante, dos frecuencias vecinas. Dichas frecuencias son calculadas en el espectro de potencia medio normalizado (ANSPSD), siendo las correspondientes a un valor igual a la mitad de la amplitud de la frecuencia predominante mencionada anteriormente. La Tabla 4 muestra los resultados de los porcentajes de amortiguamiento.

Tabla 6. % Amortiguamiento Método de ancho de banda

Tramo Norte	
Hz	ξ [%]
Z 1.660	1.000
Y 1.809	0.908
X 1.989	1.052
Tramo Sur	
Hz	ξ [%]
Z 1.461	0.684
Y 1.763	1.192
X 1.828	0.604

2.4.3.2 Método Enhanced Frequency Domain Decomposition “PP”. Para el cálculo de los porcentajes de amortiguamiento se empleó el método de decremento logarítmico calculando la función de correlación normalizada transformando al dominio del tiempo la campana de la función espectral de valores singulares. Posteriormente se determinaron los máximos relativos para construir una función de algoritmos que se ajuste a la recta, la pendiente de dicha recta es el amortiguamiento.

Figura 23. Estimación del porcentaje de amortiguamiento para $f=1.661$ Hz en Tramo Norte, SetUp No.4

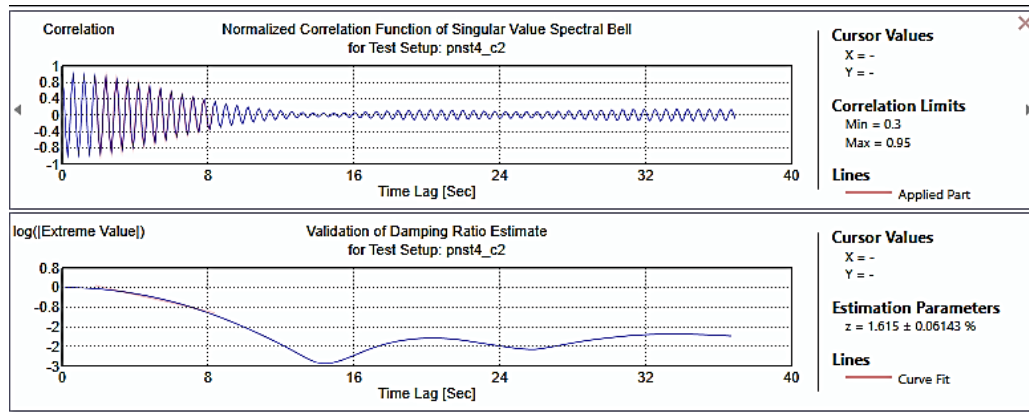


Tabla 7. % Amortiguamiento Método decremento logarítmico

Tramo Norte	
Hz	ξ [%]
Z 1.660	1.146
Y 1.851	0.579
X 1.982	1.327
Tramo Sur	
Hz	ξ [%]
Z 1.461	0.683
Y 1.733	1.266
X 1.812	0.633

Se observa que estos valores se encuentran dentro de los rangos usuales para estructuras de concreto los cuales corresponden a porcentajes de amortiguamiento aproximadamente hasta de 2% (Carrillo, J; Alcocer, S M; Gonzalez, G, 2012), (Stevenson, J D, 1980).

2.5 COMPARACIÓN DE PARAMETROS MODALES

Con el objetivo de validar las formas modales identificadas experimentalmente con los dos métodos del numeral anterior, se calculó el índice MAC entre los modos normalizados identificados por el método PP y EFDD. A su vez se calculó este

índice entre las formas modales del modelo numérico y los métodos anteriores PP y EFDD.

El criterio de confianza modal MAC es un indicador estadístico sensible a grandes diferencias y poco sensible a pequeñas diferencias en las formas modales. Su valor se encuentra entre 0 y 1, con 1 indicando formas modales completamente consistentes. Solo permite indicar consistencia y no validez u ortogonalidad (Pastor, Mirsolav; Binda, Michal; Harcarik, Tomas, 2012). Un valor de cero representa la no correspondencia e independencia de la forma modal con aquella con la que está siendo comparada, es decir, las formas modales obtenidas indican que no corresponde a modos repetidos, pues son independientes entre sí y cada pico de frecuencia corresponde a un modo diferente de vibrar (Vargas Carvajal, Laura Andrea, 2016). Según (Gomez Araujo, Ivan, 2010), (Pastor, Mirsolav; Binda, Michal; Harcarik, Tomas, 2012) los valores mayores a 0.9 indican correspondencia consistente mientras que valores inferiores señalan bajo parecido. El índice MAC se determinó a partir de la ecuación 2.

$$MAC_{K1,K2} = \frac{(\varphi_{K1}^T \cdot \varphi_{K2})^2}{(\varphi_{K1}^T \cdot \varphi_{K1})(\varphi_{K2}^T \cdot \varphi_{K2})} \quad (2)$$

Donde φ_{ki} es el vector columna con la configuración modal. En la Tabla 6 se muestran los resultados para MAC entre el método PP Y EFDD y en la Tabla 7 el índice entre el modelo numérico y los métodos mencionados.

Tabla 8. Índice MAC de formas modales entre PP y EFDD

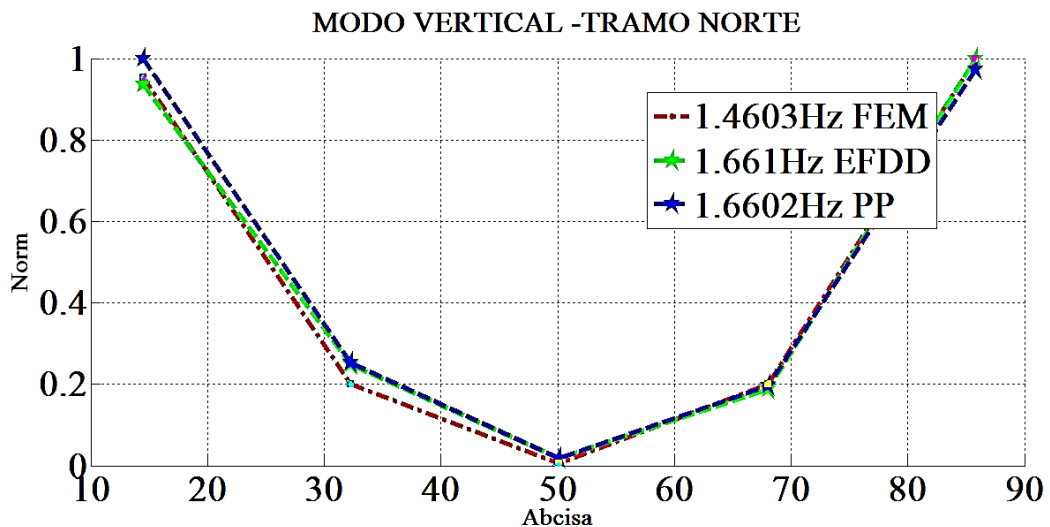
Tramo Norte		PP-Matlab		
		1.6602	1.8097	1.9897
EFDD- Artemis	1.66	0.9978	0.6468	0.5499
	1.851	0.6386	0.9973	0.9862
	1.982	0.5479	0.9885	0.9999
Tramo Sur		PP-Matlab		
		1.4618	1.7639	1.828
EFDD- Artemis	1.461	0.9980	0.5865	0.5032
	1.733	0.5824	0.9994	0.9897
	1.812	0.4834	0.9921	1.0000

Tabla 9. Índice MAC de formas modales entre FEM y PP-EFDD

TRAMO NORTE		FEM		
		1.460	1.799	1.837
EFDD	1.661	0.9980	0.6459	0.5509
	1.851	0.6337	0.9981	0.9900
	1.982	0.5443	0.9886	0.9993
PP	1.6602	0.9991	0.6470	0.5518
	1.8097	0.6434	0.9998	0.9898
	1.9897	0.5468	0.9889	0.9990
		%Error prom		0.112%
TRAMO SUR		FEM		
		1.239	1.728	1.724
EFDD	1.461	0.9989	0.6248	0.5079
	1.733	0.6230	0.9990	0.9904
	1.812	0.5240	0.9839	0.9999
PP	1.66	0.9948	0.6055	0.4892
	1.7639	0.6071	0.9982	0.9929
	1.828	0.5244	0.9840	0.9998
		%Error prom		0.1549%

Con base a los resultados obtenidos se aprecia que las formas modales identificadas por el método PP y EFDD se correlacionan entre ellas y su vez con el modelo FEM. Cabe resaltar que el índice MAC es poco sensible a pequeñas diferencias modales. A partir de la correlación de las frecuencias y formas modales se graficó, para cada dirección de desplazamiento, los modos hallados experimentalmente en comparación con los del modelo numérico.

Figura 24. Comparación de formas modales Tramo Norte



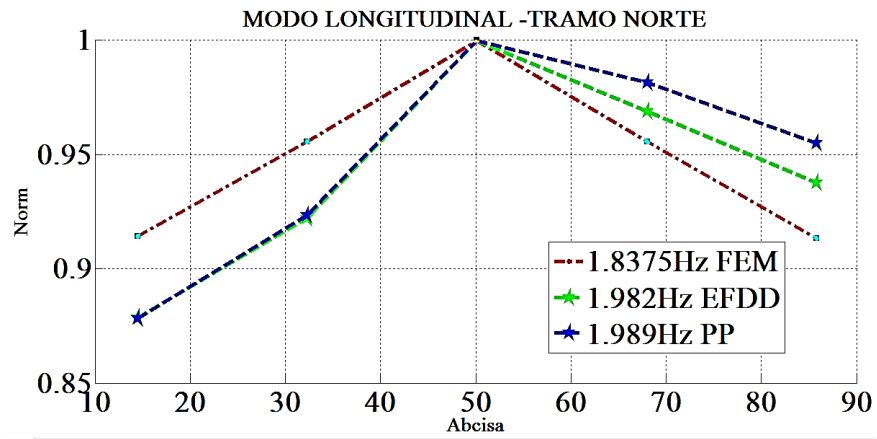
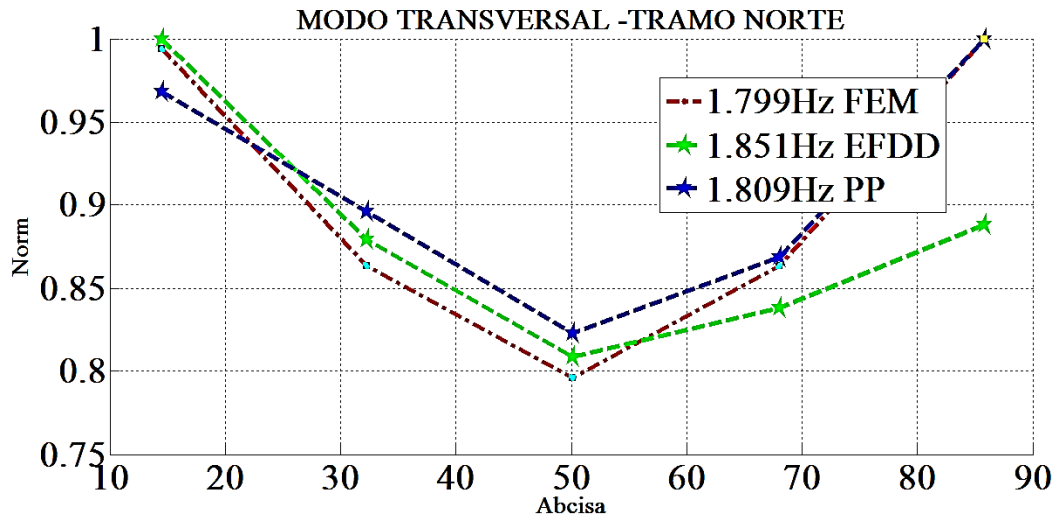
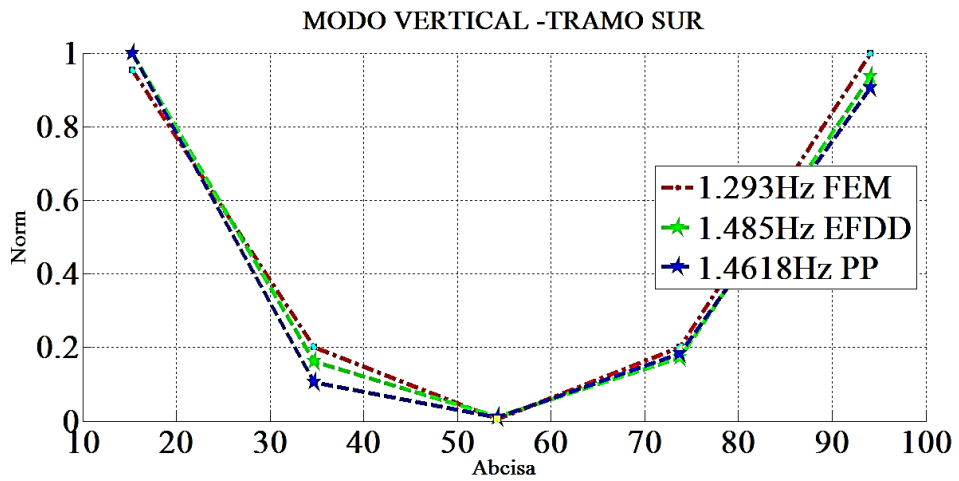
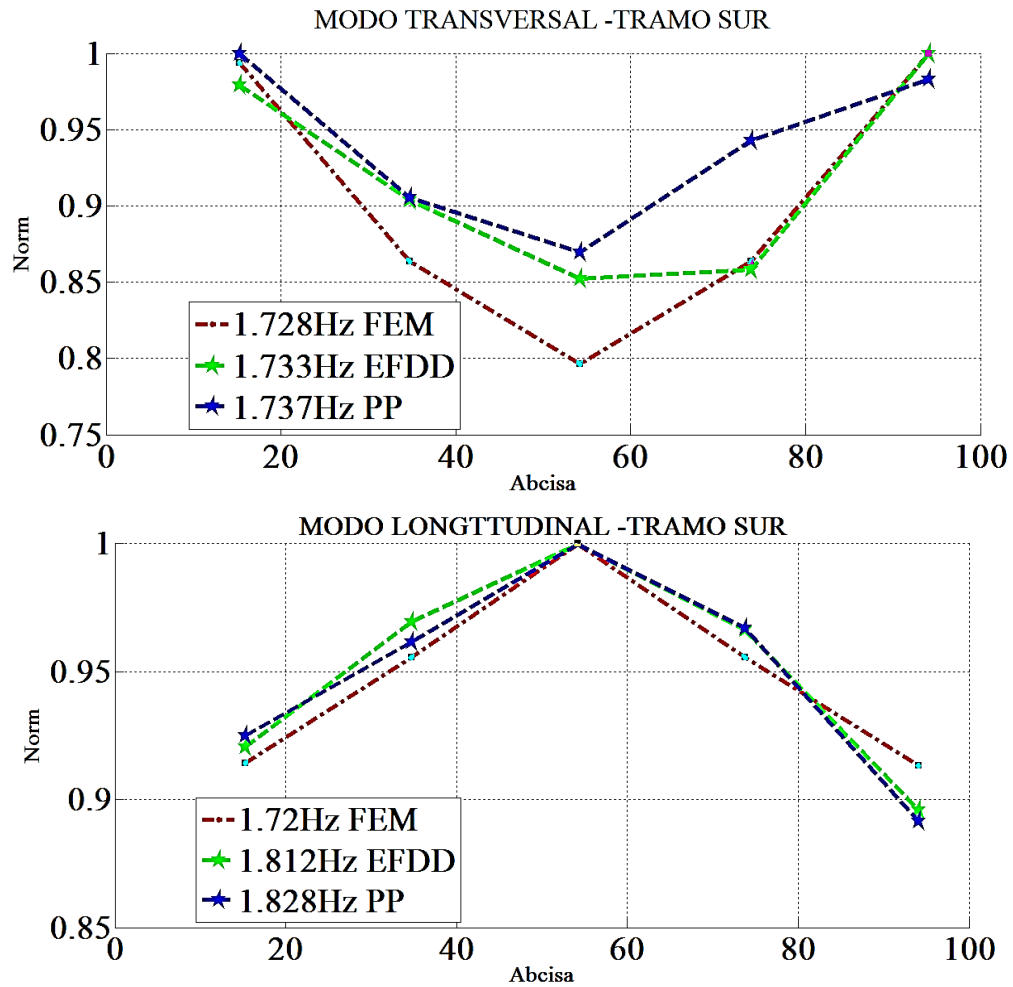


Figura 25. Comparación de formas modales Tramo Sur





Sin embargo, las formas modales obtenidas en los modelos numéricos no coinciden de manera satisfactoria con las identificadas a través de los ensayos AVT. Esta inconsistencia se presenta en las formas modales de los modos longitudinales y transversales en ambos tramos (Figura 20). Es probable que la hipótesis de carga inicial del modelo (masas concentradas) no corresponda a la que se encontraba en la realidad a pesar de que el índice MAC evidencia una alta correlación. Esto se convierte en una fuente de incertidumbre. En la Tabla 8 se muestra el porcentaje de error entre las frecuencias experimentales y el modelo FEM usando la ecuación 3.

$$\%error,pond = \frac{(f_{modelo} - f_{exp.})}{f_{exp.}} * \xi \quad (3)$$

$\xi =$ Factor participación Modal

Tabla 10. Comparación frecuencias entre modelo numérico e identificadas experimentalmente

Tramo Norte						
Modo	%MasPar	MIDAS	PP	%Error	EFDD	%Error
Z	44%	1.460	1.660	5.27%	1.66	5.27%
Y	91%	1.799	1.810	0.54%	1.851	2.56%
X	75%	1.837	1.990	5.72%	1.982	5.46%
Tramo Sur						
Z	44%	1.239	1.462	6.68%	1.461	6.66%
Y	91%	1.728	1.764	1.85%	1.733	0.26%
X	76%	1.724	1.828	4.30%	1.812	3.67%

2.6 CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

En el proceso de calibración intervienen muchas variables como las propiedades de los materiales, condiciones de frontera, geometría de la sección transversal (dovelas, pilas), condiciones de carga durante AVT. Por esto, la respuesta al problema de la calibración será una aproximación pues tener información detallada de todas las variables sería algo imposible. Adicionalmente, este proceso puede tener infinitas respuestas a pesar de que un número limitado de parámetros se modifique. Por tanto, diversas combinaciones de valores de estos pueden lograr más de una solución similar que puedan dar respuesta satisfactoria al problema.

La fiabilidad del modelo de EF depende de la adecuada calibración que se haga del mismo, es decir, que los parámetros modales sean similares a los detectados en campo. Según (Mottershead, John; Link, Michael; Friswell, Michael, 2011) la metodología adecuada para la calibración consta de 3 pasos: evaluación de errores en la idealización del modelo, correlación de predicciones del modelo de análisis y selección de parámetros de corrección, evaluación del modelo después de actualizar el parámetro de selección. Como paso inicial se realizó un análisis de posibles fuentes de error descartando el elemento tipo Solid empleado en el modelo tridimensional ya que previamente se había realizado el análisis de densidad de malla.

Al analizar las gráficas de las formas modales experimentales se observó una condición de desigualdad de los modos longitudinal y transversal en los puntos extremos de los voladizos ya que uno se desplaza más que otro, esto plantea dos hipótesis: la primera, que se debe a un desbalance en las masas concentradas en las dovelas de los voladizos que podría estar ocasionado por la carga que soportaba el carro de avance (formaleta, acero de refuerzo), Fig. 26, y a su vez, la carga sobre el tablero (CLL), Fig.27; la segunda, a diferencias en la rigidez de la sección entre un extremo y otro, generada por cambios en el área transversal de la misma y variaciones en el módulo de elasticidad. Estas alteraciones se deben al proceso constructivo y a los tiempos de fraguado del concreto. Como parámetro de calibración se escogió el ajuste por masas concentradas pues la superestructura del puente se asemeja a una viga en voladizo con una masa concentrada en el extremo, en cambio, realizar calibración por rigidez no es posible ya que se debe tener información detallada sobre el área construida en cada dovela y su respectivo módulo de elasticidad. Como criterio de calibración se emplearon los modos fundamentales en las 3 direcciones ortogonales para realizar un ajuste integral.

La mayor incertidumbre se presentó en las masas en los voladizos, peso del carro de avance y dovela en construcción, partiendo de que en las memorias de cálculo el diseñador estableció un peso de 120[Ton] por carro se plantearon tres condiciones de carga; el primer caso consideraba una carga constante de 80 [Ton] en el voladizo menos cargado, el segundo caso 100 [Ton], y el tercero, el peso de las memorias de cálculo, 120 [Ton]; el peso en el voladizo opuesto variaba hasta dos veces el valor en las memorias (240 [Ton]) dejando una carga constante sobre el tablero (CLL).

En total se realizaron 24 iteraciones, variando de a 20[Ton] por iteración, para ambos tramos de estudio. Para verificar la solución se empleó el índice MAC

comparando los valores de los modos analíticos con los experimentales de ambos métodos, (PP, EFDD) computando el porcentaje de error promedio del MAC afectado por el porcentaje de participación modal entre ambos métodos. El porcentaje de error se calculó considerando que el máximo valor que tendrá la diagonal de la matriz será 1. No se encontró gran variación entre las iteraciones pues el error promedio no superaba 0.2% a pesar de que gráficamente los modos mostraban un cambio en su forma. Como anteriormente se mencionó el índice MAC no es sensible a pequeñas variaciones, a su vez que la solución al problema de la calibración puede tener múltiples soluciones. En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos para cada variación del modelo en ambos tramos.

Figura 26. Registro fotográfico del carro de avance sobre el Tramo Sur

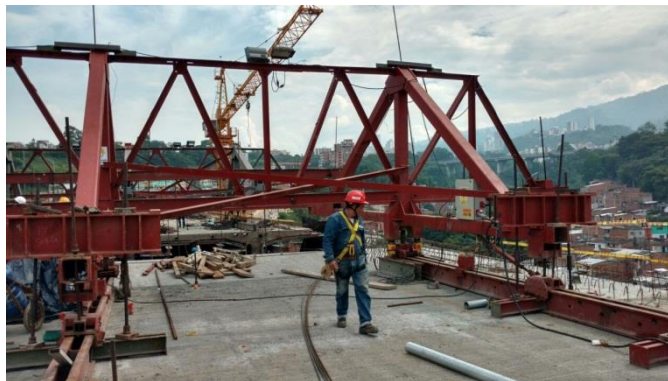


Figura 27. Registro fotográfico de material sobre el tablero del Tramo Sur



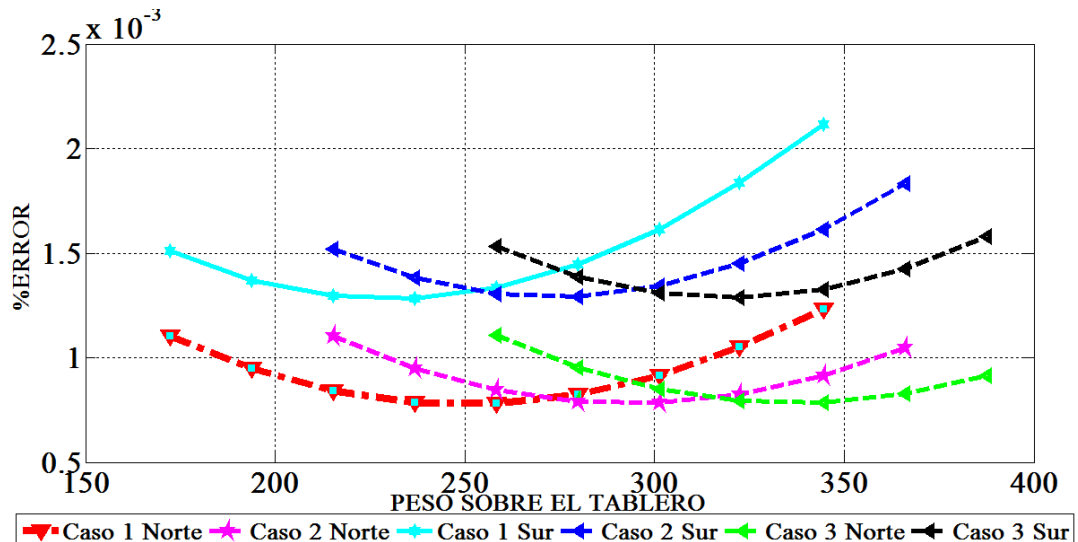
En la siguiente tabla se muestran los resultados del procedimiento llevado a cabo para la calibración por formas modales, las filas de la derecha corresponden al porcentaje de error calculado con el promedio del error del Índice MAC entre ambos métodos y el modelo de Midas. El Δp es el desbalance inducido en el puente y Mod es el número consecutivo del modelo realizado.

Tabla 11. Tabla de resultados del proceso de calibración iterando cargas sobre el tablero. Tramo Norte – Sur.

Caso	Mod	ΔP [Ton]	Cargas (FT,CLL) [Tn]	Tramo Norte %Err	Tramo Sur %Err
1	1	0	172.249	0.110%	0.151%
1	2	20	193.780	0.095%	0.136%
1	3	40	215.311	0.084%	0.128%
1	4	60	236.842	0.079%	0.127%
1	5	80	258.374	0.078%	0.131%
1	6	100	279.905	0.082%	0.141%
1	7	120	301.430	0.091%	0.158%
1	8	140	322.967	0.105%	0.180%
1	9	160	344.498	0.123%	0.207%
2	10	0	215.311	0.110%	0.152%
2	11	20	236.842	0.095%	0.138%
2	12	40	258.740	0.085%	0.129%
2	13	60	279.905	0.079%	0.127%
2	14	80	301.430	0.078%	0.132%
2	15	100	322.967	0.083%	0.142%
2	16	120	344.498	0.091%	0.158%
2	17	140	366.030	0.105%	0.179%
3	18	0	258.740	0.111%	0.153%
3	19	20	279.905	0.095%	0.139%
3	20	40	301.430	0.085%	0.131%
3	21	60	322.967	0.079%	0.129%
3	22	80	344.498	0.079%	0.133%
3	23	100	366.030	0.083%	0.143%
3	24	120	387.561	0.091%	0.158%

A continuación se presenta la gráfica del porcentaje de error en función de la masa sobre el tablero

Figura 28. Variación del porcentaje de error en función de la masa concentrada sobre el tablero



Al analizar los datos se observa que el porcentaje de error es independiente de la masa aplicada ya que el menor error no se incrementa al aumentar la carga en cada caso. Este proceso sugiere un desbalance de un extremo a otro de **80 y 60** [Ton] aproximadamente en el tramo norte y sur respectivamente que puede estar relacionado con las diferencias globales entre un voladizo y otro, ya que el menor % de error de los 3 modos fundamentales se logra al inducir este desfase.

Este desbalance es válido porque hay incertidumbre respecto lo que estaba sucediendo en los carros de avance con la dovela en ejecución a los cuales fue difícil acceder por motivos de seguridad. A pesar de insistencia ante la empresa constructora no se ha obtenido esta información. Como previamente se mencionó, son muchas las variables que entran en juego en el momento de la calibración y considerar todas ellas es imposible, la metodología de calibración empleada soluciona esta incertidumbre al establecer una condición de desbalance de masas concentradas que lleva implícitamente la participación de las demás variables (módulo de elasticidad, inercia de la sección, cargas concentradas, toma de datos). Según la guía de diseño SETRA (SETRA, 2003) que establece que el

máximo desequilibrio entre un voladizo y otro es de +-2% el peso del voladizo, el desbalance inducido se encuentra dentro del permitido. Dado que el error promedio entre los tres casos no varía se seleccionó el modelo con menor % de error.

La siguiente tabla corresponde a la comparación entre las frecuencias de FEM actualizado con las frecuencias identificadas experimentalmente.

Tabla 12. Comparación de frecuencias entre el modelo numérico actualizado y las identificadas experimentalmente.

Tramo Norte						
Modo	%MasPa	FEM [Hz]	PP [Hz]	%Error	EFDD [Hz]	%Error
Z	44%	1.476	1.660	4.87%	1.66	4.87%
Y	91%	1.805	1.810	0.22%	1.851	2.24%
X	75%	1.846	1.990	5.39%	1.982	5.12%
Tramo Sur						
Z	44%	1.231	1.462	6.91%	1.461	6.89%
Y	91%	1.731	1.764	1.70%	1.733	0.10%
X	76%	1.722	1.828	4.39%	1.812	3.76%

No se realizó calibración de frecuencias por ajuste del módulo de elasticidad pues al comparar los datos de las frecuencias con mayor porcentaje de participación el error es cercano al 0%. Al comparar la Tabla 8 y Tabla 9 se aprecia una disminución en el porcentaje de error.

3. CONCLUSIONES

Son muchas variables que intervienen en la respuesta modal del puente como diferencias estructurales entre los planos y lo construido, el módulo de elasticidad de los materiales, las cargas durante las pruebas AVT, realización de las pruebas, el acero de preesfuerzo entre otras. La consideración de cargas presentes y diferencias en la rigidez en la estructura son un factor determinante en la calibración del modelo numérico, ya que intervienen directamente en la respuesta modal del mismo. Por lo tanto, es de vital importancia valorar fielmente la magnitud y ubicación de cargas permanentes y provisionales en la etapa de construcción durante las AVT, de igual forma tener la mayor información posible sobre los módulos de elasticidad de muestras de los concretos. No se recomienda realizar calibración por módulo de elasticidad ya que no se tiene certeza sobre los verdaderos valores y se podrían modificar equivocadamente las propiedades de los materiales sin tener la seguridad de que tanto se ajusta a lo real. De esta forma se minimiza la probabilidad de una falsa calibración en las propiedades dinámicas.

Para ayudar a solucionar el problema de la calibración es importante realizar el modelo de elementos finitos lo más detallado posible teniendo en cuenta el tipo de elemento empleado en la modelación y el nivel de detalle del mismo modificaran la respuesta; esto sin comprometer en gran medida la capacidad de computo. La utilización de elementos tipo Solid mostró ser acertado considerando la complejidad del puente ya que este elemento permitió modelar en detalle la unión monolítica entre las dos pilas y la dovela cero al igual que el bombeo a lo largo del tablero.

La calidad de la respuesta, identificación de frecuencias, amortiguamiento y formas modales, junto con la complejidad del procesamiento de la señales son dependientes del tiempo de toma de datos. Aunque inicialmente se tomó un

tiempo de muestreo de 20 minutos, durante este tiempo se presentaron picos de aceleración cercanos a 1g lo que alteró la respuesta ya que mostraban incoherencias en las formas modales. Por tanto se redujo a la mitad el tiempo de muestreo en el tramo sur y a tres cuartas partes en el tramo norte limpiando los datos de picos que generaban inconsistencias. Esta afectación en la reducción del tiempo se vio reflejada en el método Peak Picking ya que al ejecutar la función de coherencia solo se mostraban pocos picos y estos con un bajo contenido energético en el tramo de menor tiempo de muestreo, tramo sur, en el tramo norte la cantidad de picos identificados y su contenido eran mayores facilitando la identificación y posterior comprobación de las formas modales, cabe resaltar que se obtuvieron mejores resultados en la identificación a través del método EFDD en cuanto a la facilidad de identificación bajo las mismas condiciones. El tiempo de muestreo también influye en la calidad de la calibración ya que el porcentaje de error en el tramo de mayor cantidad de datos, tramo norte, es mucho menor que el tramo sur. Dado que en ambos tramos se utilizaron igual número de SetUps e igual ubicación de los sensores no es posible determinar la influencia de esto en los resultados.

Las pruebas de vibración ambiental fueron realizadas sin interrumpir las labores normales de la obra debido a que no fue posible obtener autorización para realizarlas en jordanas no laborales del proyecto. Al realizar mediciones en situaciones de trabajo pesado es posible realizar el procesamiento de datos y obtener resultados, no obstante, el ruido generado por estas actividades interferirá con las vibraciones naturales afectando la calidad de la información obtenida. Esto fue expuesto en el método de identificación modal Peak Picking ya que la presencia de tanto ruido afectó el análisis de linealidad entre las frecuencias por lo que fue necesario emplear un valor de coherencia bajo. A su vez, la presencia de ruido afectó la identificación de las formas modales ya que algunos puntos de resultados mostraban incongruencias. Emplear un método adicional más avanzado y potente como EFDD en comparación al PP permite comparar la

solución del problema de la afectación por presencia de ruido verificando los resultados y su posterior comprobación con el otro método en cuestión.

En cuanto a las mediciones se concluye que emplear un tiempo de muestreo mayor a 1500 veces el periodo fundamental dará una mejor calidad de datos ya que mejora el procesamiento y la posterior calibración.

En futuras pruebas de AVT para esta tipología de puentes en fase de construcción se recomienda ubicar los sensores en los extremos opuestos del tramo para tener información de ambos voladizos en el mismo instante de tiempo, es decir, ubicar los sensores en cada extremo sobre el mismo tabique para asociar las formas modales de estos puntos. Adicionalmente, realizar varias mediciones con diferente ubicación de equipos para establecer un rango de variación de las propiedades dinámicas y de esta forma minimizar el riesgo de una falsa identificación reduciendo posibles errores en la toma de datos y el grado de incertidumbre generado por las variables que intervienen en el proceso de calibración.

Con base a los modos de vibrar identificados experimentalmente se concluyó que la estructura es más rígida, en la etapa de estudio, en comparación con la modelada mediante elementos finitos en las 3 direcciones ortogonales. Se obtuvieron un conjunto de características dinámicas del puente que sirven como base para el desarrollo de programas de monitoreo de la salud estructural (MSE) en fase de construcción y una posterior aplicación para el análisis de técnicas de detección de daño estructural.

4. RECOMENDACIONES

Para futuros proyectos de investigación se sugiere realizar mediciones con más puntos de ubicación de sensores, considerar el efecto del acero activo, la influencia de la variación de la temperatura durante las AVT y analizar la influencia de la baja sensibilidad del índice MAC en modos muy similares. Ubicar los sensores en los extremos opuestos del tabique, mayor número de puntos de ubicación de sensores, y varias campañas experimentales en diferentes etapas constructivas en cada tramo dependiendo de la disponibilidad de la obra y los permisos para acceder a la misma.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Sixth Edition). Washington D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ARTEMIS. (2016). *ARTEMIS Enhanced Frequency Domain Decomposition*. (Structural Vibration Solution) Recuperado el 1 de Octubre de 2016, de <http://svibs.com>
- Bathe, Klaus-Jurgen. (2012). The subspace iteration method - Revisited. *Computers and Structures*, 126, 177-183.
- Bendat, J S; Piersol, A G. (1971). *Random Data: Analysis and measurement procedures*. New York: John Wiley & Sons.
- Breccolotti, Marco; Ubertini, Filippo; Venanzi, Ilaria. (2009). Natural frequencies of prestressed concrete beams: theoretical prediction and numerical validation. *Atti del XIX Congresso AIMETA*. Perugia.
- Brincker, Rune; Andersen, Palle. (1999). Ambient Response Analysis Modal Analysis for Large Structures. *Sound and Vibration*, 2549-2558.
- Brincker, Rune; Zhang, Lingmi; Andersen, Palle. (2000). Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition. *Proc of the 18 International Modal Analysis Conference (IMAC)*. San Antonio, Texas.
- Cantieni, R. (2005). Experimental methods used in system identification of civil engineering structures. *Proceedings of the international Operational Modal Analysis Conference*. Perugia.
- Carrillo, J; Alcocer, S M; Gonzalez, G. (2012). Experimental assessment of damping factors in concrete housing walls. *Ingeniería e Investigación*, 32, 42-46.
- Chen, Chun -Ray; Dong, Shi-Lon; Fang, i-Kuang; Chang, Chung-Ching. (2002). Load Test of Kao-Ping-Hsi Cable Stayed Bridge. *labse Symposium*. Seoul.
- Chio Cho, Gustavo; Maldonado, Esperanza; Araujo Gomez, Ivan. (2010). Pruebas de vibración ambiental en puentes. *UIS ingenierías*, 9, 55-68.
- Cunha, Álvaro; Caetano, Elsa; Magalhaes, Filipe; Moutinho, Carlos. (2006). FROM INPUT-OUTPUT TO OUTPUT-ONLY MODAL IDENTIFICATION OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES. *1st International Operational Modal Analysis Conference*. Copenhagen, Denmark.

- Cunha, Álvaro; Caetano, Elsa; Magalhaes, Filipe; Moutinho, Carlos. (2005). From input -output to output-only modal identification of civil engineering structures. *1St international Operational Modal Analysis Conference*. Copenhagen.
- Dall'asta, A; Leoni, G. (1999). Vibrations of beams prestressed by internal frictionless cable. *Journal of Sound and Vibration*, 222, 1-18.
- Gade, Svend; Moller, Nis B; Herlfsen, Henrik; Konstantin-Hansen, Hans. (2005). Frequency Domain Techniques for Operational Modal Analysis. *1St IOMAC Conference*. Denmark.
- Gomez Araujo, Ivan. (2010). *Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de pruebas de vibración ambiental*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Hamed, E; Frosting, Y. (2006). Natural frequencies of bonded and unbonded prestressed beams-prestress force effects. *Journal of Sound and Vibration*, 295, 28-39.
- Jacobsen, N-J; Andersen, P.; Brincker , Rune. (2006). Using Enhanced Frequency Domain Decomposition as a Robust Technique to Harmonic Excitation in Operational Modal Analysis. *Proceedings of ISMA2006: international conference on noise & vibration engineering*. Denmark.
- Kerr, A D. (1976). On the dynamic response of a prestressed beam. *Journal of Sound and Vibration*, 49, 569-573.
- Kinematics Inc. (2015). *Kinematics Inc*. Recuperado el 19 de abril de 2016, de <http://kinematics.com/uploads/PFDs/Obsidian%20Datashet.pdf>
- Materazzi, A L; Breccolotti, M; Ubertini, F; Venanzi, I. (2009). Experimental Modal Analysis for Assessing Prestress Force in PC bridges: A Sensitivity Study. *Proceedings of the International Modal Analysis Conference*. Perugia.
- MIDAS information Technology. (2014). *On-Line Manual*. (MIDAS Ltd) Recuperado el 1 de Mayo de 2016, de http://manual.midasuser.com/EN_TW/Civil/830/indez.htm
- Mora, Jorge. (2014). *Evaluación de la rigidez a flexión de puentes y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: Puente El Ramo*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Mottershead, John; Link, Michael; Friswell, Michael. (2011). The sensitivity method in finite element model updating: A tutorial. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 25, 2275-2296.

- Nancu Nancu, María Luiza. (2016). *Metodología para el análisis y dimensionamiento de puentes construidos evolutivamente mediante avance por voladizos sucesivos*. Sevilla: Universidad de Sevilla. Escuela técnica superior de ingeniería. Departamento Mecánica de medios continuos y teoría de estructura.
- Pastor, Mirsolav; Binda, Michal; Harcarik, Tomas. (2012). Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering*, 48, 543-548.
- Peeters, Bart. (2000). *System identification and damage detection in civil engineering*. Leuven: Department of Civil Engineering.
- Prevosto, Marc. (1982). *Algorithmes d'identification des caracteristiques vibratoires de structures mecaniques complex*. France: Univ. de Rennes.
- Ramirez Díaz, Rafael; Gámez Breto, Yudiel; Pérez Lecusay, Hamlet; Chagoyen Méndez, Ernesto. (2015). Evaluación de un puente de vías férreas mediante ensayos estructurales y modelación computacional. *Obras y Proyectos*, 18, 32-43.
- Ren, Wei-Xin; Zatar, Wael; Harik, Issam E. (2004). Ambient vibration-based seismic evaluation of a continuous girder bridge. *Engineering Structures*, 26, 631-640.
- SETRA. (2003). *Prestressed concrete bridge built using the cantilever method*. France: Service d'etudes techniques des routes et autoroutes.
- Stevenson, J D. (1980). Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformations levels. *Nuclear engineering and design*, 2, 211-237.
- Suarez Rodriguez, Mario Alejandro. (2016). *Análisis del comportamiento estructural de un puente viga cajón sometido a acciones sísmicas durante su construcción por voladizos sucesivos*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Vargas Carvajal, Laura Andrea. (2016). *Propuesta de plan de monitoreo del comportamiento dinámico para la salud estructural del nuevo puente Gómez Ortiz*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

BIBLIOGRAFIA

AASHTO, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Sixth Edition), Washington D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012.

ARTemis, «ARTemis Enhanced Frequency Domain Decomposition,» Structural Vibration Solution, 2016. [En línea]. Available: <http://svibs.com>. [Último acceso: 1 Octubre 2016].

Bathe, Klaus-Jurgen, «The subspace iteration method - Revisited,» Computers and Structures, vol. 126, pp. 177-183, 2012.

Bendat, J S; Piersol, A G, Random Data: Analysis and measurement procedures, New York: John Wiley & Sons, 1971.

Breccolotti, Marco; Ubertini, Filippo; Venanzi, Ilaria, «Natural frequencies of prestressed concrete beams: theoretical prediction and numerical validation,» de Atti del del XIX Congresso AIMETA, Perugia, 2009.

Brincker, Rune; Andersen, Palle, «Ambient Response Analysis Modal Analysis for Large Structures,» Sound and Vibration, pp. 2549-2558, 1999.

Brincker, Rune; Zhang, Lingmi; Andersen, Palle, «Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition,» de Proc of the 18 International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, 2000.

Cantieni, R, «Experimental methods used in system identification of civil engineering structures,» de Proceedings of the international Operational Modal Analysis Conference, Perugia, 2005.

Carrillo, J; Alcocer, S M; Gonzalez, G, «Experimental assessment of damping factors in concrete housing walls,» Ingenieria e Investigación, vol. 32, pp. 42-46, 2012.

Chen, Chun -Ray; Dong, Shi-Lon; Fang, i-Kuang; Chang, Chung-Ching, «Load Test of Kao-Ping-Hsi Cable Stayed Bridge,» de labse Symposium, Seoul, 2002.

Chio Cho, Gustavo; Maldonado, Esperanza; Araujo Gomez, Ivan, «Pruebas de vibración ambiental en puentes,» UIS ingenierias, vol. 9, pp. 55-68, 2010.

Cunha, Álvaro; Caetano, Elsa; Magalhaes , Filipe; Moutinho, Carlos, «FROM INPUT-OUTPUT TO OUTPUT-ONLY MODAL IDENTIFICATION OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES,» de 1st International Operational Modal Analysis Conference, Copenhage, Denmark, 2006.

Cunha, Álvaro; Caetano, Elsa; Magalhaes, Filipe; Moutinho, Carlos, «From input - output to output-only modal identification of civil engineering structures,» de 1St international Operational Modal Analysis Conference, Copenhagen, 2005.

Dall'asta, A; Leoni, G, «Vibrations of beams prestressed by internal frictionless cable,» Journal of Sound and Vibration, vol. 222, pp. 1-18, 1999.

Gade, Svend; Moller, Nis B; Herlfsen, Henrik; Konstantin-Hansen, Hans, «Frequency Domain Techniques for Operational Modal Analysis,» de 1St IOMAC Conference, Denmark, 2005.

Gomez Araujo, Ivan, Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de pruebas de vibración ambiental, Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2010.

Hamed, E; Frosting, Y, «Natural frequencies of bonded and unbonded prestressed beams-prestress force effects,» Journal of Sound and Vibration, vol. 295, pp. 28-39, 2006.

Jacobsen, N-J; Andersen, P.; Brincker , Rune, «Using Enhanced Frequency Domain Decomposition as a Robust Technique to Harmonic Excitation in Operational Modal Analysis,» de Proceedings of ISMA2006: international conference on noise & vibration engineering, Denmark, 2006.

Kerr, A D, «On the dynamic response of a prestressed beam,» Journal of Sound and Vibration, vol. 49, pp. 569-573, 1976.

Kinematics Inc, «Kinematics Inc,» 2015. [En línea]. Available: <http://kinematics.com/uploads/PFDs/Obsidian%20Datasheet.pdf>. [Último acceso: 19 abril 2016].

Materazzi, A L; Breccolotti, M; Ubertini, F; Venanzi, I, «Experimental Modal Analysis for Assessing Prestress Force in PC bridges: A Sensitivity Study,» de Proceedings of the International Modal Analysis Conference, Perugia, 2009.

MIDAS information Technology, «On-Line Manual,» MIDAS Ltd, 2014. [En línea]. Available: http://manual.midasuser.com/EN_TW/Civil/830/index.htm. [Último acceso: 1 Mayo 2016].

Mora, Jorge, Evaluación de la rigidez a flexión de puentes y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: Puente El Ramo, Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2014.

Mottershead, John; Link, Michael; Friswell, Michael, «The sensitivity method in finite element model updating: A tutorial,» Mechanical Systems and Signal Processing, vol. 25, pp. 2275-2296, 2011.

Nancu Nancu, María Luiza, Metodología para el análisis y dimensionamiento de puentes construidos evolutivamente mediante avance por voladizos sucesivos, Sevilla: Universidad de Sevilla. Escuela técnica superior de ingeniería. Departamento Mecánica de medios continuos y teoría de estructura, 2016.

Pastor, Mirsolav; Binda, Michal; Harcarik, Tomas, «Modal Assurance Criterion,» Procedia Engineering, vol. 48, pp. 543-548, 2012.

Peeters, Bart, System identification and damage detection in civil engineering, Leuven: Department of Civil Engineering, 2000.

Prevosto, Marc, Algorithmes d'identification des caracteristiques vibratoires de structures mecaniques complex, France: Univ. de Rennes, 1982.

Ramirez Díaz, Rafael; Gámez Breto, Yudiel; Pérez Lecusay, Hamlet; Chagoyen Méndez, Ernesto, «Evaluación de un puente de vías férreas mediante ensayos estructurales y modelación computacional,» Obras y Proyectos, vol. 18, pp. 32-43, 2015.

Ren, Wei-Xin; Zatar, Wael; Harik, Issam E, «Ambient vibration-based seismic evaluation of a continuous girder bridge,» Engineering Structures, vol. 26, pp. 631-640, 2004.

SETRA, Pretressed concrete bridge built using the cantilever method, France: Service d'etudes techniques des routes et autoroutes, 2003.

Stevenson , J D, «Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformations levels,» Nuclear engineering and design, vol. 2, pp. 211-237, 1980.

Suarez Rodriguez, Mario Alejandro , Análisis del comportamiento estructural de un puente viga cajon sometido a acciones sísmicas durante su construcción por voladizos sucesivos, Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2016.

Vargas Carvajal, Laura Andrea, Propuesta de plan de monitoreo del comportamiento dinámico para la salud estructural del nuevo puente Gómez Ortiz, Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2016.

ANEXOS

ANEXO A.. REGISTRO DE MEDICIONES TRAMO NORTE Y SUR

TRAMO SUR MEDICIONES 18 DE JUNIO 2016			
	MEDICIÓN	HORA INICIAL	HORA FINAL
STP2	4-5	9:50	10:10
STP3	6-7	10:15	10:35
STP4	8-9	10:40	11:00
STP5	10-11	11:05	11:25
STP1	2-3	11:30	11:50
TRAMO NORTE MEDICIONES 30 DE JUNIO 2016			
STP1	1-2	8:40	9:00
STP2	3-4	9:05	9:25
STP3	5-6	9:30	9:50
STP4	7-8	9:55	10:15
STP5	9-10	10:20	10:40

ANEXO B. ETAPAS CONSTRUCTIVAS EN LAS QUE SE REALIZARON LAS MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

