

Caracterización dinámica de puentes en concreto de grandes luces de sección viga cajón
construidos por voladizos sucesivos

Wilson Alexander Hernández Sierra

Trabajo de Grado para Optar el título de Magister en Ingeniería Civil

Director

Álvaro Viviescas Jaimes

PhD, Ingeniero Civil

Codirector

Carlos Alberto Riveros Jerez

PhD, M. Sc, Ingeniero Civil,

Universidad Industrial de Santander
Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas
Escuela de Ingeniería Civil
Maestría en Ingeniería Civil
Bucaramanga

2021

Dedicatoria

A mi familia: María, Wilson, Sebastián, Laura y Daniela; esto es por ustedes y para ustedes

Por último y no menos importante, a mí, como una muestra de superación, dedicación y
perseverancia.

Agradecimientos

A la Universidad Industrial de Santander, Escuela de Ingeniería Civil, Vicerrectoría de Investigación y Extensión por el apoyo financiero para la ejecución de la investigación

A los directores del proyecto, Alvaro Viviescas y Carlos Riveros, por el constante apoyo, orientación y motivación para llevar a excelente termino el presente documento.

A mis compañeros de universidad, porque sin ellos el trabajo no estaría completo: Carlos, Alexis, Angie, Valentina, Alejandra, Francy, en especial a Francisco por debate constante y retroalimentación en el desarrollo de la tesis.

A todos ustedes, gracias totales.

Tabla de contenido

	Pág.
Introducción	16
1. Objetivos	23
1.1. Objetivo general.....	23
1.2. Objetivos específicos	23
2. Marco teórico y conceptual.....	24
2.1. Pruebas de caracterización dinámica de puentes	24
2.1.1. Pruebas de vibración ambiental	25
2.1.2. Pruebas de vibración forzada	26
2.1.3. Óptima ubicación de sensores.....	27
2.2. Documentos normativos para ejecución de pruebas de carga estáticas y dinámicas.....	28
2.2.1. The Manual for Bridge Evaluation AASHTO-2011.....	28
2.2.2. Loading test on road bridges and footbridges Sètra 2006.....	29
2.2.3. Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera.....	29
3. Antecedentes y estado del arte.....	30
3.1. Pruebas de vibración ambiental	30
3.2. Pruebas de vibración forzada	34
3.3. Comparación entre pruebas de vibración ambiental y forzada en puentes.....	37
4. Caso de estudio Puente El Tablazo	41
5. Diseño de experimento	43
5.1. Modelamiento numérico – MIDAS CIVIL©.....	43

5.2. Revisión de literatura	46
5.3. Selección de coordenadas a partir de OSP.....	49
5.4. Simulaciones numéricas en software FEM.....	51
5.4.1. Shaker – vibradores mecánicos.....	51
5.4.2. Vehículos pesados.....	54
5.4.2.1. Fuerzas adicionales al paso del vehículo: Impacto frenado.....	63
5.4.2.2. Análisis de sensibilidad para frecuencia de muestreo.....	69
5.4.2.3. Análisis de sensibilidad para cantidad de instrumentos de medición.....	71
5.5. Diseño final de experimento para pruebas AVT y FVT	74
6. Comparación de resultados dinámicos de pruebas a escala real.....	75
6.1. Pruebas de vibración ambiental	76
6.2. Pruebas de vibración forzada.....	78
6.3. Procesamiento de registro de aceleración de pruebas dinámicas.....	80
6.4. Actualización de modelo FEM	85
6.5. Comparación de resultados dinámicos en función de ubicación, tiempo, fuente de excitación	89
6.5.1. Fase 1: Ubicación.....	91
6.5.2. Fase 2: Tiempo de registro.....	91
6.5.3. Fase 3: Incidencia de OSP en pruebas AVT.....	92
6.5.4. Fase 4: Incidencia de tiempo de registro en FVT	93
6.5.5. Fase 5: Fuente de excitación	94
6.5.6. Fase 6: Ubicaciones OSP en AVT y FVT	96
6.5.7. Fase 7: Tiempo de registro igual en AVT y FVT	97
6.5.8. Fase 8: Identificación modo longitudinal 1-X	98

6.5.9. Fase 9: Comparación económica	100
6.6. Discusión de resultados.....	101
7. Propuesta de lineamientos para la caracterización dinámica de puentes segmentales	103
7.1. Casos de aplicación numéricos de enfoque procedimental.....	106
7.1.1. Selección de ubicación según análisis OSP	107
7.1.2. Diseño de experimento de FVT mediante simulaciones numéricas	111
7.2. Casos de aplicación a escala real de enfoque procedimental.....	117
7.2.1. Diseño de experimento mediante análisis de sensibilidad OSP.....	117
7.2.2. Pruebas a escala real Viaducto La Unión	119
8. Conclusiones y discusión.....	122
Referencias.....	128
Apéndice	138

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1. Puentes de grandes luces construidos en Colombia.....	17
Tabla 2. Frecuencias y participación de masa de modelos FEM desarrollados.....	45
Tabla 3. Ubicaciones OSP para 7 casos de combinación modal	50
Tabla 4. Parámetros para simulaciones FEM con shaker	53
Tabla 5. Factor de fuerza de frenado en función de velocidad	66
Tabla 6. Esquema de iteración realizado en las 3 etapas de combinación de fenómenos para L/6	68
Tabla 7. Puntos iniciales de instrumentación.....	72
Tabla 8. Coordenadas OSP actualizadas a modos identificados en AVT.....	77
Tabla 9. Frecuencias experimentales de pruebas dinámicas AVT y FVT	81
Tabla 10. Porcentajes de amortiguamiento experimentales de AVT y FVT	82
Tabla 11. Índice MAC calculado para las 6 pruebas dinámicas y ubicaciones OSP con las 3 técnicas de procesamiento	90
Tabla 12. Índice MAC promedio para fase de análisis y comparación de resultados	90
Tabla 13. Costo representativo pruebas dinámicas.....	100
Tabla 14. Costos representativos pruebas dinámicas instrumentando OSP	100
Tabla 15. Información general puentes de aplicación numérica.....	107
Tabla 16. Frecuencias naturales de puentes de casos de aplicación	108
Tabla 17. Ubicaciones OSP para combinaciones modales	109
Tabla 18. Relación de nodos OSP Vs Totales	110
Tabla 19. Velocidades con mejor ajuste modal para puentes modelados.....	112

Tabla 20. Combinaciones de velocidad para puentes modelados.....	112
Tabla 21. Ubicaciones OSP para combinaciones modales	119
Tabla 22. Comparación parámetros modales de pruebas AVT La Unión	122

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1. Vista costado sur (San Vicente de Chucurí – Bucaramanga).....	42
Figura 2. Perfil longitudinal El Tablazo	42
Figura 3. Sección transversal El Tablazo.....	42
Figura 4. Vista isométrica modelo FEM.....	45
Figura 5. Trayectoria esquemática de torones modelo FEM	45
Figura 6. Formas modales numéricas del puente El Tablazo	46
Figura 7. Distribución de variables en función de longitud vano: a.) Fuente excitación b.) Distancia relativa c.) Frecuencia muestreo d.) Tiempo registro	48
Figura 8. Análisis de sensibilidad para distribución relativa de sensores usando OSP	50
Figura 9. Análisis de sensibilidad de índice MAC para Shaker	53
Figura 10. Espectro de potencia para magnitud 5kN a.) Escala en $(m/s^2)^2/Hz$ b.) Escala en dB .	54
Figura 11. Esquema de aplicación de fuerza para circulación de vehículo 32Ton a velocidad constante	56
Figura 12. Esquema de movimiento de sensores para separación de sensores cada $L/6$	57
Figura 13. Índice MAC para distancia relativa para casos de carga de velocidad.....	59
Figura 14. Porcentaje de error relativo en frecuencia para distancia relativa y casos de carga....	59
Figura 15. Magnitud de espectro de potencia en frecuencia para distancias relativas y casos de carga.....	59
Figura 16 índice MAC para casos de carga de combinación de velocidades	60
Figura 17. % de error de frecuencia para casos de carga de combinación de velocidades.....	60
Figura 18. Magnitud de espectro de potencia en frecuencia para casos de carga de combinación de velocidades.....	60

Figura 19. Esquema de vehículos de prueba con peso y separación de ejes	62
Figura 20. Índice MAC para vehículos de prueba para los 3 casos de carga	62
Figura 21. % de error de frecuencia para los vehículos de prueba en los 3 casos de carga.....	63
Figura 22. Ubicación esquemática de resaltos sobre el tablero	65
Figura 23. Ubicación esquemática de puntos de frenado en el tablero.....	67
Figura 24. Índice MAC para fuerzas adicionales.....	67
Figura 25. Variación Índice MAC en función de fuerzas de excitación.....	69
Figura 26. Índice MAC para análisis de sensibilidad de frecuencia de muestreo	70
Figura 27. % error frecuencia para frecuencias de muestreo.....	70
Figura 28. Variación Índice MAC en función de fuerzas de excitación.....	71
Figura 29. Puntos de instrumentación para distancias relativas desde L/2 a L/10	72
Figura 30. Análisis de sensibilidad para cantidad de sensores de 1 a 5 a.) índice MAC b.) %Error frecuencia c.) Magnitud espectro potencia	73
Figura 31. Esquema de ejecución de pruebas dinámicas.....	75
Figura 32. Sistema de adquisición de datos en pruebas dinámicas.....	76
Figura 33. Ubicaciones OSP actualizadas a formas modales AVT	77
Figura 34. Ubicación esquemática de sensores para 4 días de pruebas	78
Figura 35. Registro fotográfico pruebas FVT.....	80
Figura 36. Ubicación esquemática de sensores durante pruebas FVT con posiciones de impacto y frenado	80
Figura 37. Espectro de potencia en frecuencias para pruebas AVT y FVT a.) Magnitud espectro potencia (m/s^2) ² /Hz b.) Magnitud en dB.....	82
Figura 38. Espectro de potencia en frecuencias de pruebas AVT y FVT para modo 1-Z.....	83

Figura 39. Formas modales ARTeMIS identificadas en FVT Test 1	84
Figura 40. Masas agregadas a columna central para actualización modelo FEM para pruebas FVT	86
Figura 41. Análisis de sensibilidad de ecuaciones de masa concentrada	87
Figura 42. Variación MAC en función de actualización de modelo FEM	88
Figura 43. Variación modal MAC en función de análisis IFE	89
Figura 44. a.) Índice MAC promedio de AVT en F1 b.) % error MAC para tiempo de registro pleno	91
Figura 45. a.) %error MAC para tiempos iguales b.) Índice MAC promedio para AVT F2.....	92
Figura 46. a.) Índice MAC promedio AVT F3 b.) %error MAC para comparaciones con ubicaciones OSP	93
Figura 47. Registro de aceleraciones verticales punto 1 acceso norte (sensor móvil).....	94
Figura 48. Variación índice MAC por modo para tiempo de registro en FVT.....	94
Figura 49. a.) Índice MAC promedio para F5 b.) % error MAC para fuente de excitación c.) variación de MAC por forma modal.....	96
Figura 50. a.) índice MAC promedio para AVT y FVT en F6 b.) %error MAC para posiciones OSP en FVT	97
Figura 51. a.) índice MAC promedio para AVT y FVT en F7 b.) %error MAC para tiempo de registro reducido a 10min respecto AVT a tiempo pleno	98
Figura 52. Índice MAC para identificación de modo 1-X.....	99
Figura 53. Espectro potencia en frecuencia para modo longitudinal.....	99
Figura 54. Diagrama de flujo para diseño y ejecución de pruebas dinámicas.....	106

Figura 55. Perfil longitudinal a.) Puente Gómez Ortiz, b.) Puente El Ramo, c.) Puente Pujamanes 108

Figura 56. Ubicaciones OSP para combinación 1 para a.) puente Gómez Ortiz, b.) Puente El Ramo c.) Puente Pujamanes 110

Figura 57. Distribución de ubicaciones OSP en distancias relativas a.) puente Gómez Ortiz, b.) Puente El Ramo c.) Puente Pujamanes 110

Figura 58. Parámetros modales Puente Gómez Ortiz a.) Índice MAC b.) % error frecuencia c.) Magnitud espectro potencia 113

Figura 59. Parámetros modales puente Pujamanes a.) Índice MAC b.) % error frecuencia c.) Magnitud espectro potencia 114

Figura 60. Parámetros modales puente El Ramo a.) Índice MAC b.) % error frecuencia c.) Magnitud espectro potencia 115

Figura 61. Viaducto La Unión a.) perfil longitudinal b.) sección transversal 117

Figura 62. Vista tridimensional modelo FEM viaducto La Unión 118

Figura 63. Ubicaciones OSP para combinaciones modales..... 118

Figura 64. Ubicación esquemática acelerómetros para instrumentación de Viaducto La Unión 119

Figura 65. Espectro potencia en frecuencia Viaducto La Unión 121

Figura 66. Espectro potencia en frecuencia Viaducto La Unión Frec: 1.65 – 2Hz 121

Figura 67. Espectro potencia en frecuencia Viaducto La Unión frec: 3.1 – 3.9Hz 121

Lista de Apéndices

	Pág.
Apéndice A Plano E4-LT43-ETC-C-149-AB	138
Apéndice B Documentos científicos para diseño de campañas experimentales.....	139
Apéndice C Documentos científicos para simulaciones numéricas de pruebas de vibración forzada con shakers.....	143
Apéndice D Registro de tiempo para pruebas FVT	145

Resumen

Título: Caracterización dinámica de puentes en concreto de grandes luces de sección viga cajón construidos por voladizos sucesivos *

Autor: Wilson Alexander Hernández Sierra**

Palabras clave: Identificación modal, pruebas de vibración forzada, vehículos, óptima ubicación de sensores, simulaciones numéricas

Descripción: El monitoreo de salud estructural basado en vibraciones (SHM) es una herramienta útil para evaluar, verificar y estudiar el estado estructural de los puentes. Generalmente, las pruebas de vibración ambiental (AVT) o las pruebas de vibración forzada (FVT) se utilizan comúnmente para caracterizar la respuesta dinámica de los puentes, donde la selección de la prueba está en función del tipo de puente seleccionado y los recursos económicos disponibles, tanto AVT como FVT tienen ventajas y limitaciones que se han investigado en puentes con diferentes configuraciones estructurales. La ubicación, el número de sensores (acelerómetros) y el tiempo de recopilación de datos juegan un papel importante en la caracterización dinámica de los puentes. A nivel nacional, la construcción de puentes segmentales de concreto con vanos que van desde 50m 200m, o incluso con vanos mayores, se está convirtiendo recientemente en la tipología de puentes predominante. Por lo tanto, esta tipología está atrayendo más atención y, por lo tanto, el estudio de las ventajas y limitaciones de la caracterización dinámica de puentes utilizando AVT y / o FVT es vital en el contexto de una definición de un conjunto de ubicaciones óptimas para maximizar los recursos disponibles (número de acelerómetros y tiempo de recolección de datos entre otros). En esta investigación, AVT y FTV basados en fuentes de excitación seleccionadas de la revisión de la literatura y las simulaciones numéricas se llevan a cabo utilizando varias configuraciones de sensores. La metodología propuesta basada en la colocación óptima del sensor (OSP) muestra que los AVT que utilizan configuraciones de OSP proporcionan resultados similares a los obtenidos con los FVT sin considerar las configuraciones de OSP. Además, la relación de costo económico de FVT / AVT se reduce a 2 se logra un tiempo de recopilación de datos más corto con mejoras en los resultados.

* Trabajo de grado de Maestría en Ingeniería Civil

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Álvaro Viviescas Jaimes PhD, Ingeniero Civil. Codirector: Carlos Alberto Riveros Jerez, PhD, M. Sc, Ingeniero Civil

Abstract

Title: Dynamic characterization of box girder bridges in concrete with large span built by successive cantilevers *

Author: Wilson Alexander Hernández Sierra**

Keywords: Modal identification, forced vibration test, optimal sensor placement, vehicles, numerical simulations

Description: Vibration-based structural health monitoring (SHM) is a useful tool for evaluating, verifying and studying structural condition of bridges. Generally, ambient vibration tests (AVT) or forced vibration tests (FVT) are commonly used to characterize the dynamic response of bridges, where the selection of the test is a function of the type of the selected bridge and available economic resources. Both AVT and FVT have advantages and limitations which have been investigated in bridges with different structural configurations. The location and number of sensors (accelerometers) and the data collection time play an important role in the dynamic characterization of bridges. At the national level, the construction of segmental concrete bridges with spans ranging from 50 m to 200 m, or even with larger spans is recently becoming the predominant bridge typology. Therefore, this typology is attracting more attention and thus the study of the advantages and limitations of bridge dynamic characterization using AVT and/or FVT is vital in the context of a definition of a set of optimal locations to maximize available resources (number of accelerometers and data collection time among others). In this research AVTs and FVTs based on excitation sources selected from the literature review and numerical simulations are conducted using various sensor configurations (dense array of sensors using longer data collection time and refined array of sensors optimally located using shorter data collection time). The proposed methodology based on optimal sensor placement (OSP) shows that AVTs using OSP configurations provide similar results to those obtained from FVTs without considering OSP configurations. Additionally, the FVT / AVT cost ratio is reduced to 2 since a shorter data collection time is achieved leading to improvements in AVT identification results, especially in vertical modes.

* Master's degree thesis in Civil Engineering

** Faculty of Physical Mechanical Engineering, School of Civil Engineering. Advisor: Álvaro Viviescas Jaimes, PhD, Civil engineer, Coadvisor: PhD Carlos Alberto Riveros Jerez, PhD, M. Sc, Civil engineer

Introducción

En los últimos años el gobierno nacional ha impulsado la renovación de la infraestructura vial a fin de superar el rezago vial de las últimas décadas con la construcción de más de 1500 km de vías de doble calzada y numerosos puentes para salvar grandes luces, algunos de ellos, de tipología viga cajón construidos por voladizos sucesivos fundidos “in situ” (puentes segmentales). Algunos de estos puentes segmentales construidos en los últimos años en Colombia se presentan en la tabla 1 en la que se observa que la construcción de puentes aumenta a partir de 2010 donde predomina el uso de 2 carriles; se infiere que la tipología de puente de voladizos sucesivos es dominante para luces entre 50 y 200m (Manterola Armisen, 2006) con el 75% de los puentes presentados, para luces mayores corresponde a puentes atirantados. Los puentes segmentales, por causas inherentes al diseño y morfología, son propensos a presentar problemas de grandes deflexiones en el centro de luz que se manifiestan con el paso de los años; problemática que ha sido estudiada por autores como (Bazant & Hübner, 2014; Bazant & Murphy, 1995; Santos et al., 2007; Takács, 2002) y dejan en manifiesto la incertidumbre que generan los modelos actuales para predecir fenómenos dependientes del tiempo como Creep (deformación por fluencia lenta del concreto) y Shrinkage (retracción del concreto). La cantidad de puentes construidos en Colombia de esta tipología en específico y su inherente patología la sugiere como centro de estudio en esta investigación. El territorio colombiano está ubicado en una zona de alta complejidad geológica, lo que favorece la ocurrencia de sismos (Prieto et al., 2012) erupciones volcánicas, deslizamientos de masa, entre otros; estos fenómenos naturales han causado cuantiosas pérdidas económicas a nivel mundial, generadas principalmente por el colapso de edificios y puentes. A raíz de esto, surgen dudas relacionadas con la salud de la infraestructura vial, por ejemplo, ¿De qué forma se puede evaluar el estado de su condición estructural y determinar la vida útil remanente? ¿Cómo se

puede salvaguardar la inversión y tomar medidas correctivas después de un evento extremo? El aumento del tráfico vehicular, las grandes cargas que circulan por el país, tanto en áreas urbanas como rurales, someten los puentes a esfuerzos y deformaciones mayores de lo que se contempló en la etapa de diseño lo que requiere una forma confiable de evaluar la integridad estructural con el objetivo de mantenerlos en operación continua y garantizando un adecuado nivel de servicio.

Tabla 1. *Puentes de grandes luces construidos en Colombia*

Ítem	Nombre Puente	Tipología de Puente	Número de Carriles	Vía Ubicación	Departamento	Luz [m]	Central	Año
1	Puente Laureano Gómez	Atirantado	2	Barranquilla	Atlántico	140		1974
2	Puente Juanambú	Voladizos sucesivos	2	Popayán pasto	Nariño	90		1976
3	Puente Farallones	Voladizos sucesivos	2	Gama - Gachalá	Cundinamarca	142		1991
4	Viaducto C.G.Trujillo	Atirantado	4	Dosquebradas -	Risaralda	211		1997
5	Puente Plato	Voladizos sucesivos	2	Plato - Zambrano	Magdalena Bolívar	130		1997
6	Puente Pipiral	Voladizos sucesivos	2	Bogota Villavicencio	Meta	125		2002
7	Puente Guillermo Gaviria Correa	Voladizos sucesivos	2	Barrancabermeja- Yondó	Santander Medellín	200		2006
8	Puente Humea	Voladizos sucesivos	2	Cabuyaro	Meta	120		2009
9	Viaducto Helicoidal	Voladizos sucesivos	2	Pereira - Manizales	Risaralda - Caldas	50		2010
10	Puente Gilberto Echeverri Mejía	Atirantado	8	Medellín	Antioquia	108		2012
11	Puente Cajamarca	Voladizos sucesivos	2	Bogota Buenaventura	Tolima	137		2012
12	Puente El Ramo	Voladizos sucesivos	2	Bucaramanga - San Vicente de Chucuri	Santander	90		2013
13	Viaducto Gualanday	Voladizos sucesivos	2	Girardot Ibagué	Tolima	128		2014
14	Puente Geo Von Lengerke	Voladizos sucesivos	2	Girón Betulia	Santander	155		2014
15	Viaducto Provincial	Atirantado	6	Bucaramanga	Santander	292		2015
16	Puente Pujamanez	Voladizos sucesivos	2	Bucaramanga - San Vicente de Chucuri	Santander	122		2015
17	Puente Mata de Cacao	Voladizos sucesivos	2	Bucaramanga Barrancabermeja	Santander	180		2015
18	Puente El Tablazo	Voladizos sucesivos	2	Bucaramanga - San Vicente de Chucuri	Santander	186		2015
19	Viaducto La Unión	Voladizos sucesivos	5	Bucaramanga	Santander	111		2016
20	Puente Moravia	Voladizos sucesivos	2	Medellín	Antioquia	185		2016
21	Puente Madre Laura	Voladizos sucesivos	2	Medellín	Antioquia	84		2016
22	Puente Guillermo Gómez Ortiz	Voladizos sucesivos	2	Girón - Zapatoca	Santander	170		2013
23	Puente Roncador	Voladizos sucesivos	2	Yati - Bodega	Bolívar	160		2017
24	Puente Puerto Salgar	Voladizos sucesivos	2	Puerto Salgar - La Dorada	Caldas	180		2018
25	Viaducto Gualanday II	Voladizos sucesivos	2	Girardot Ibagué	Tolima	128		2018
26	Puente Alberto Pumarejo	Atirantado	6	Barranquilla	Atlántico	380		2019
27	Puente Hisgaura	Atirantado	2	Curos - Málaga	Santander	330		2019
28	Puente Honda	Atirantado	2	Puerto Bogotá - Honda	Tolima	248		2020

El sistema de administración de puentes de Colombia – SIPUCOL – fue implementado en 1996 por el Instituto Nacional de Vías – INVIAS (Muñoz et al., 2005) (Mintransporte, 2017). Este sistema consta de valoraciones netamente cualitativas obtenidas de inspección visual donde únicamente los daños detectados están afectados por criterios subjetivos de quienes realizan las inspecciones. Este tipo de valoraciones tienen el gran problema de que los daños son detectados cuando están en un estado avanzado de afectación estructural (Gastineau et al., 2009) y en su gran mayoría, aplican para puentes relativamente antiguos, lo que plantea la pregunta ¿en puentes nuevos se puede aplicar el mismo sistema de inspección y evaluación?

Sin ir a edades tan avanzadas de uso, analizando el caso puntual de puentes nuevos que aún no han sido puestos en funcionamiento, la norma colombiana de diseño de puentes - LRFD - CCP-14 en la sección 4.8.2 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014b) afirma que: *“los puentes existentes se pueden instrumentar para obtener resultados bajo variadas condiciones de tráfico y/o efectos ambientales o ensayar bajo carga con vehículos de propósito especial para establecer los efectos de las fuerzas y/o la capacidad de carga del puente”*. La Norma Colombiana de Diseño de puentes -LRFD- CCP14 no indica cómo ejecutar las pruebas, ni menciona alguna normativa internacional en específico, en este caso se suele remitir a normativas internacionales como *“Manual for Bridge Evaluation”* (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2016), *“Loading Test on Road Bridges and Footbridges”* (service d’Etudes techniques des routes et Autoroutes, 2006) y *“Recomendaciones para la Realización de Pruebas de Carga de Recepción en Puentes de Carretera”* (Dirección General de carreteras, 1999). El desarrollo de los anteriores documentos está centrado en determinar esfuerzos y deformaciones mediante pruebas de carga estáticas, dejando para casos especiales, y sin detallar a fondo, el enfoque de ejecución de las pruebas dinámicas.

Los factores de riesgo presentados anteriormente, en cuanto a la amenaza sísmica analizado en conjunto con factores ambientales, un sistema de administración de puentes deficiente para la cantidad de variables a considerar en la evaluación de puentes, y la carencia de exigencia de la normativa nacional para evaluar y validar el comportamiento estructural de los puentes existentes respecto a las suposiciones iniciales de diseño, plantea la necesidad de desarrollar sistemas y planes de monitoreo de la salud estructural (SHM - Structural Health Monitoring) de los puentes basado en vibraciones con el fin de evaluar la condición estructural antes y después de la ocurrencia de eventos extremos y estudiar el comportamiento estructural durante cualquier etapa de su vida útil con la finalidad de detectar anomalías que afecten su integridad o nivel de servicio. La medición de vibraciones para la caracterización dinámica de puentes es uno de los métodos más usados para el monitoreo de salud estructural en los que se suelen emplear técnicas de vibraciones inducidas por excitaciones ambientales (AVT) o por fuerzas artificiales, conocidas como vibración forzada (FVT) donde la principal diferencia entre estas técnicas radica en el control de la fuente de excitación, por ende, cada una presenta ventajas y limitaciones.

La identificación dinámica depende principalmente de la fuente de excitación, cantidad y ubicación de los acelerómetros sobre el puente, es decir, que la calidad y cantidad de parámetros dinámicos identificados experimentalmente depende del contenido energético de la fuente de excitación y ubicación de los acelerómetros. La selección de la fuente de excitación está intrínsecamente relacionada con la longitud de la luz central del puente. En general, las pruebas FVT se han aplicado en puentes de luz corta entre 30 y 40 m (Ozcelik & Amaddeo, 2017; Tian et al., 2017) y las pruebas AVT en puentes atirantados, colgantes (Brownjohn et al., 2018; Magalhães et al., 2012). En sí, no hay un consenso claro de cual tipo de prueba arroja mejores resultados, “*ya que se deben considerar múltiples variables para evaluar la efectividad en la selección de cada*

una” (Farrar et al., 2000), en especial los costos de ejecución. Si bien es cierto que las pruebas AVT permiten identificar formas modales (en función del contenido energético de la fuente de excitación) estas no siempre son identificadas en las tres direcciones ortogonales como sucede en el caso reportado por (A. Viviescas Jaimes et al., 2018) lo que lleva a plantear ¿El uso complementario de pruebas de vibración forzada permite identificar formas modales adicionales? ¿Cuáles serían las formas modales identificadas? Responder estas preguntas constituyó el eje central de estudio de esta investigación. Otro factor que afecta la caracterización dinámica es la duración (tiempo de registro) de las campañas experimentales, ya que estas dependen de la cantidad de sensores a usar (recursos disponibles) y el tiempo de medición en cada configuración (conjunto de coordenadas definidas en determinado tiempo de medición); aunque el uso de un considerable número de sensores y/o posiciones no siempre conducirá a la mejora sustancial en la identificación de las propiedades dinámicas. Considerando situaciones futuras en las que se requiera llevar un control periódico del comportamiento dinámico del puente para detectar posibles daños, es importante tener puntos de control establecidos (abscisas de referencias) lo cual conlleva a la búsqueda de ubicaciones óptimas que aporten suficiente información en la prueba dinámica. Por tanto, la óptima ubicación de sensores (OSP) es considerado *“como un reto para la identificación precisa de daño y la estimación de parámetros modales en la problemática global de SHM”* (Chang & Pakzad, 2014) permitiendo minimizar la duración de las campañas y el número de abscisas a instrumentar.

La alta amenaza sísmica, las limitaciones existentes sobre los sistemas y procedimientos para la evaluación estructural de puentes en Colombia hacen que se requieran sistemas más rigurosos y robustos. Por esta razón, la aplicación de técnicas para el monitoreo de la salud estructural es una necesidad apremiante que requiere como insumo inicial, resolver las incertidumbres que

aquejan la adecuada identificación modal como lo son la técnica de excitación modal a usar y la ubicación de sensores en el puente lo que permitirá a futuro establecer una línea base de la estructura considerando propiedades dinámicas (que sea complementada con información referente a deformaciones, esfuerzos, variaciones de temperatura y otros factores ambientales que pueden influir en la respuesta del puente). Con esto, se planteó la hipótesis que constituyó el núcleo del proyecto de investigación: La implementación de pruebas de vibración forzada para la caracterización dinámica de puentes de sección viga cajón construidos por voladizos sucesivos complementa la identificación de propiedades dinámicas obtenidas usando pruebas de vibración ambiental. Para esto se desarrolló una investigación numérico experimental mediante una serie de simulaciones numéricas para seleccionar los casos de carga más adecuados a ejecutar las pruebas de vibración forzada con vehículos pesados para distinta ubicación de sensores, desde posiciones usadas en la literatura científica hasta ubicaciones óptimamente seleccionadas. Como aporte al conocimiento se propone una metodología que permite caracterizar dinámicamente puentes en concreto de grandes luces usando pruebas de vibración ambiental y forzada a fin de identificar propiedades dinámicas con mayor porcentaje de participación de masas en las tres direcciones ortogonales lo que permitirá a futuro obtener una acertada línea base del puente que sirva como insumo primario para el desarrollo de planes de monitoreo de la salud estructural de los puentes.

La investigación es presentada en 8 secciones como se describe en las siguientes líneas: el sección inicial describe los objetivos planteados para el desarrollo de la investigación; acto seguido se documenta un breve marco teórico de los temas tratados en el proyecto; los temas de estudio presentados conllevan a una presentación detallada del estado del arte en la sección 3; en la sección 4 se describe el puente caso de estudio para continuar en la sección 5 con la descripción del procedimiento para el diseño de experimento para las pruebas de vibración ambiental y forzada en

el puente; el procesamiento, análisis y comparación de resultados dinámicos se adjunta en la sección 6. Con el compendio de hallazgos de la investigación se elabora un conjunto de lineamientos para la caracterización dinámicas de puentes segmental (sección 7) y finalmente en la sección 8 se redactan las conclusiones del presente estudio.

1. Objetivos

1.1. Objetivo general

Proponer una metodología para la caracterización dinámica de puentes en concreto de grandes luces en sección viga cajón construidos por el método de voladizos sucesivos fundidos in situ.

1.2. Objetivos específicos

Diseñar la configuración experimental para realizar ensayos de vibración ambiental y forzada en el Puente El Tablazo de sección viga cajón construido por voladizos sucesivos fundidos in situ identificando la óptima ubicación de los sensores a partir del modelo numérico de elementos finitos.

Comparar los resultados experimentales de las pruebas de vibración ambiental y vibración forzada en cuanto a la capacidad para identificar las propiedades dinámicas en cada dirección ortogonal del puente bajo estudio (Frecuencias naturales, formas modales, amortiguamiento).

Proponer fuente de excitación y ubicación de sensores para la ejecución de pruebas dinámicas a partir del análisis comparativo de los resultados entre pruebas AVT y FVT para la adecuada caracterización dinámica para la tipología de puente bajo estudio en función de la propiedad dinámica objetivo.

2. Marco teórico y conceptual

Para dar inicio al tema de investigación es pertinente mencionar algunos temas claves que abarca el proyecto. Las siguientes líneas ayudaran a dar una visión clara del tema ejecutado.

2.1. Pruebas de caracterización dinámica de puentes

Son un conjunto de casos de carga encaminados a verificar el comportamiento del puente ante ciertas situaciones representativas de su vida útil validando las previsiones de diseño. Estas pueden ser inducidas por maquinaria especial que producen excitaciones controladas o por el ambiente donde la fuerza, magnitud y frecuencia se aleatoria y desconocida (Green, 1995). Es importante mencionar que la fuerza de excitación debe ser proporcional al tamaño del puente (Carrion viramontes et al., 1999), adicionalmente, en condiciones reales de campo es muy difícil realizar pruebas controladas ya que los factores ambientales como temperatura, viento entre otros influyen sobre la repetibilidad y aleatoriedad de la señal durante las campañas experimentales. Las vibraciones pueden ser registradas con acelerómetros uniaxiales o triaxiales en función de la forma modal objetivo. En general, el procedimiento estándar para realizar campañas experimentales usando acelerómetros consiste en arreglos de dos o más sensores (configuraciones) ubicados sobre el tablero del puente dejando un sensor fijo de referencia y otros (dos o más) sensores que se desplacen a lo largo y ancho del tablero permaneciendo estáticos por un tiempo de ventana seleccionado por el diseñador de la prueba, luego esto, se desplazan a la siguiente posición; el procedimiento anteriormente descrito se puede encontrar en (Kramer et al., 2000). Durante las campañas experimentales es importante considerar la frecuencia de muestreo del sensor (Meo & Zumpano, 2005) y el tiempo de ventana de toma de datos de cada configuración (Cantieni, 2005). El primer parámetro se relaciona con la cantidad de datos que registra el dispositivo por unidad de tiempo y es directamente proporcional con la frecuencia objetivo. El segundo parámetro está

estrechamente relacionado con la amplitud y frecuencia de la señal de entrada, en pruebas FVT el tiempo de ventana tiende a ser menor a razón del conocimiento de las características dinámicas de la fuente de excitación, en cambio, en pruebas AVT el tiempo es mucho más extenso debido a las frecuencias y amplitudes aleatorias y desconocidas de las fuentes naturales. Algunos autores recomiendan tiempos de ventana de datos superiores a 1000 veces el periodo fundamental de la estructura (Cantieni, 2005), aunque no siempre las condiciones de tiempo de ejecución total de la campaña experimental lo permiten. El documento normativo (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2016) en la sección 4: Inspección enfatiza que: “la línea base de la condición del puente debe ser establecida durante la inspección inicial y debe servir de base para futuras mediciones” lo que representa una notoria ausencia en la norma colombiana de puentes -LRFD- CCP 14. De igual forma (Benedettini et al., 2015) afirma que la ejecución de la prueba de carga dinámica puede complementar la prueba de carga estática en los requisitos de entrega de puentes nuevos.

2.1.1. Pruebas de vibración ambiental

Hace referencia a las vibraciones producidas por el ambiente como microsismos, impacto de viento y oleaje, cargas antrópicas, tráfico vehicular aleatorio. Los puentes están sometidos a excitación ambiental proporcionando un medio para evaluar la respuesta del sistema en condiciones de operación. Las señales de entrada en vibraciones ambientales son consideradas como fuente ruido blanco estacionaria de entrada múltiple, con gran ancho de banda en el contenido de frecuencia, es decir, que el puente es excitado simultáneamente por una fuerza de gran magnitud en múltiples puntos y el contenido de frecuencias es capaz de excitar cierto número de modos de vibración.

2.1.2. Pruebas de vibración forzada

Las pruebas dinámicas que involucran fuerzas artificiales se caracterizan por magnitud y dirección conocida de la fuerza de entrada siendo éstas controladas por el operador lo que permite reducir las distorsiones en la señal a causa del ruido ambiental. Los métodos más conocidos para inducir éstas fuerzas son impacto, liberación de carga, agitadores y en situaciones excepcionales, carga móvil controlada. Para puentes pequeños de luz corta la elección de la fuente de excitación no es una limitación; en el caso de estructuras grandes y complejas, las pruebas usando excitaciones ambientales tiene la ventaja en el lado de la excitación (Hsieh et al., 2006). Los métodos disponibles para realizar pruebas de vibración forzada en puentes son (Carrion viramontes et al., 1999; Green, 1995):

- Liberación – Desplazamiento
- Agitadores
- Impacto
- Carga móvil controlada

Desplazamiento: Este método de excitación involucra la imposición de un desplazamiento en el puente. Cuando el desplazamiento es liberado, el puente vibra y la respuesta puede ser medida.

Agitadores: En general, estos dispositivos generan fuerza vibratoria mediante el uso de un eje giratorio que lleva una masa cuyo centro se desplaza del centro de rotación del eje, este movimiento puede ser circular o rectilíneo y la máquina puede funcionar a diferentes frecuencias y masas de rotación.

Impacto: El medio más simple para aplicar impacto es mediante el uso de un martillo instrumentado o una masa suspendida para dar golpes.

Carga móvil controlada: Según (Salawu & Williams, 1995), la carga móvil se puede clasificar como una prueba transitoria en la que la fuerza de entrada no es medida pero es

controlada y aplicada a voluntad mediante el flujo de vehículos sobre el tablero lo que permite identificar las propiedades dinámicas del puente (Yang et al., 2019). Esta fuerza inducida resulta ser un fenómeno complejo que involucra variables como: peso de vehículo, distribución de ejes (cantidad y separación), velocidad de circulación, propiedades mecánicas de la suspensión, presión de llantas, rugosidad del pavimento, interacción dinámica vehículo-puente.

Estas variables, propias de la fuente de excitación, han sido estudiadas previamente por autores como (Cantieni, 1984; Valdés & Colina, 2008) que investigaron la interacción vehículo-puente como el fenómeno que es generado por el acoplamiento de frecuencias entre el puente y camión, ya que al estar en contacto se genera un sistema acoplado que cambia a medida que este se mueve sobre el tablero modificando las propiedades geométricas del puente y vehículo lo que sugiere una variación de frecuencias en función de la relación de masas entre el puente y el camión (Cantero et al., 2017). La rugosidad del pavimento no puede ser omitida como lo sugiere (Gao et al., 2015) ya que el espesor de la capa se relaciona con las vibraciones producidas, también encontraron que las velocidades altas de circulación no siempre generan más vibraciones puesto que esto se relaciona con la rugosidad y el estado del pavimento. Un estudio reportado por (Cantero et al., 2019) encontró que camiones de igual peso, pero con diferentes propiedades de suspensión alteraban las frecuencias detectadas al incrementar o reducir el valor respecto las pruebas de referencia como vibración ambiental.

2.1.3. Óptima ubicación de sensores

Radica su idea en encontrar una ubicación adecuada que brinde la mayor información posible reduciendo costos en equipos y duración de experimento, a menudo es un problema común cuando se habla de sistemas de monitoreo estructural por vibraciones, es considerado como un desafío para la identificación precisa de daños pues una caracterización acertada de los parámetros

modales permite calibrar adecuadamente los modelos de elementos finitos previos. Esta técnica se puede usar de manera eficiente en planes de SHM eliminando datos de sensores redundantes ubicándolos en puntos de gran suministro de información, esto ayuda a reducir el volumen final de datos a procesar (Chang & Pakzad, 2014). La ubicación efectiva del sensor para SHM depende de factores como la fuente de excitación y la forma modal de interés (Riveros et al., 2013). En general, los modos objetivo se seleccionan de estudios preliminares como modelos numéricos o pruebas de campo preliminares. En resumen, el objetivo de la óptima ubicación de sensores es minimizar el número de sensores y ubicarlos adecuadamente para obtener una estimación adecuada de la forma modal de interés. A continuación, se describe la técnica más usada para determinar la óptima ubicación de sensores.

Método de independencia efectiva (EI): es un método desarrollado por (Kammer, 1991) para buscar las mejores ubicaciones de sensores con N número de sensores. La matriz de información de Fisher asociada con ubicaciones de detección candidatas se evalúa para los modos objetivo y luego se utiliza para maximizar la independencia espacial al clasificar la contribución de cada ubicación de detección. El procedimiento de análisis y desarrollo del algoritmo se puede encontrar en detalle en (Castro-Triguero et al., 2017; Riveros et al., 2013). Para el desarrollo del proyecto se empleó un algoritmo desarrollado por (Farrar et al., 2010) que requiere como datos de entrada la geometría del puente, desplazamientos de las formas modales de interés y canales de registro disponibles.

2.2. Documentos normativos para ejecución de pruebas de carga estáticas y dinámicas

A continuación, se describe brevemente la consideración respecto de pruebas dinámicas de los siguientes documentos normativos:

2.2.1. The Manual for Bridge Evaluation AASHTO-2011

Es una guía estándar desarrollada para establecer procedimientos de inspección y prácticas de evaluación. Estos ensayos se clasifican en ensayos estáticos que comprende pruebas de diagnóstico y ensayos de prueba, finalmente, ensayos dinámicos. Las pruebas de respuesta dinámica bajo condiciones de tráfico normal o controladas usando vehículos de prueba permiten obtener estimaciones realistas de amplificación dinámica, rangos de esfuerzo, evaluación de fatiga. Muchos de estos factores son difíciles de cuantificar sin el ensayo dinámico adecuado. Una variedad de tipos de vehículos, velocidades, pesos y posiciones de los vehículos debe ser considerados para la estimación de la respuesta dinámica.

2.2.2. Loading test on road bridges and footbridges Sètra 2006

Es una guía desarrollada para propietarios de puentes, diseñadores, ingenieros responsables de diseñar y organizar pruebas de carga. Provee una normativa de base de acompañamiento a Eurocode EN 1991-2. Estas pruebas de carga incluyen pruebas con cargas estáticas y cargas en movimiento. Para la mayoría de las estructuras, los efectos dinámicos serán monitoreados cualitativamente mediante la realización de pruebas simplificadas bajo cargas móviles. Un número de vehículos igual al número de carriles se seleccionará de la prueba estática dando preferencia a los más pesados. Estos vehículos están orientados en la misma dirección moviéndose de un lado a otro del puente a velocidad constante. Algunas recomendaciones dadas son: se puede realizar una prueba de frenado sobre la estructura, se recomienda usar un vehículo que pese más de 19 toneladas.

2.2.3. Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera

La prueba de carga de recepción de una estructura es un conjunto de operaciones consistente en la reproducción de uno o varios estados de carga sobre la misma, antes de su puesta

en servicio, con objeto de confirmar que el proyecto y construcción de la obra se han llevado a cabo de forma satisfactoria, serán obligatorias para puentes de luces mayores a 60 m. El objeto de la prueba dinámica es obtener información sobre la estructura, más allá de la proporcionada por la prueba de carga estática, determinando ciertos parámetros que identifican las características intrínsecas de la estructura, así como su respuesta bajo excitación externa. La fuente de excitación será un tren de carga que recorrerá el puente a diferentes velocidades: Velocidad lenta: <5km/h; Velocidad media: entre 30-40km/h; Velocidad rápida: >60 km/h. El tren de carga estará conformado por un único camión avanzando a velocidad constante a lo largo del eje longitudinal y cuando se desee excitar un modo torsional, dicho vehículo circulará por un lateral del tablero.

3. Antecedentes y estado del arte

El tema sujeto a investigación ha sido estudiado por numerosos investigadores en años anteriores desde diferentes enfoques académicos y prácticos que han orientado el desarrollo del presente proyecto. Estos pueden ser clasificados, en primera instancia, en función de la fuente de excitación, luego en función de la tipología de puente.

3.1. Pruebas de vibración ambiental

En la categoría de puentes de luz corta ($L < 50\text{m}$) (Piombo et al., 2000) realizó en 1998 un conjunto de pruebas dinámicas en un puente simplemente apoyado de varios vanos con luces de 20m cada uno ubicado al norte de Italia bajo la excitación de cargas de tráfico aleatorio (tráfico vehicular por uso normal del puente) donde los datos obtenidos por los acelerómetros fueron procesados usando la técnica de identificación Wavelet. (Piombo et al., 2000) previamente realizaron simulaciones numéricas de los vehículos incluyendo las propiedades mecánicas de la suspensión como punto de referencia para las pruebas a escala real. Usaron 9 puntos de medición

con 6 canales con una frecuencia de muestro de 129 Hz y 16s de tiempo de medición con las que lograron identificar 5 frecuencias naturales. (Piombo et al., 2000) concluyeron que a pesar de que no se tenga conocimiento exacto de la fuente de excitación las pruebas de vibración ambiental son efectivas.

El puente Eduardo Torroja (España) construido en sección compuesta de arco inferior invertido de 43m de luz mayor fue analizado e instrumentado dinámicamente por (Pachón et al., 2018) con el fin de desarrollar un enfoque metodológico que permitiera una configuración experimental económicamente viable utilizando un número reducido de sensores con el objetivo de implementar planes de monitoreo de la salud estructural a largo plazo. Previo a las campañas experimentales, los autores realizaron un modelo numérico en elementos finitos en ANSYS© a fin de tener un punto de referencia modal. Para las campañas experimentales usaron 36 acelerómetros equidistantes en dirección longitudinal y transversal; las señales registradas fueron procesadas usando la técnica EFDD y SSI implementadas en el software ARTEMIS© lo que les permitió identificar 8 frecuencias naturales y formas modales. Posteriormente aplicando la técnica EI lograron reducir la cantidad de sensores a solo 4 posiciones donde demostraron que los parámetros modales identificados para estas 4 posiciones optimizadas dan resultados similares a los obtenidos con las campañas experimentales de malla densa de 36 puntos de medición.

El puente peatonal Montoro de 125m de longitud total con luz mayor de 34m construido en Córdoba (España) considerado el puente peatonal más largo en madera de ese país fue instrumentado por (Castro-Triguero et al., 2017) para estudiar el comportamiento estructural mediante un enfoque de actualización de modelos numéricos a múltiples escalas con registros de aceleraciones obtenidos de pruebas de vibración ambiental. Como etapa inicial, realizaron un análisis numérico previo del puente en el software ANSYS© (con propiedades de material

isotrópico) lo que permitió implementar la técnica EI para identificar la óptima ubicación de sensores. Posteriormente realizaron múltiples pruebas de vibración ambiental para validar la precisión de los datos y determinar experimentalmente los parámetros modales de la estructura identificando 3 frecuencias naturales.

Para el rango de luz entre $50 < L < 200$ m, el puente segmental viga cajón Guillermo Gómez Ortiz (vía Bucaramanga – Zapatoca, Colombia) de 170m de luz central y ancho de carril de 11m con 2 carriles de circulación fue instrumentado por (A. Viviescas Jaimes et al., 2018) con el objetivo de realizar pruebas AVT cuyos resultados de parámetros modales sirvieron de insumo inicial para la calibración del modelo numérico en elementos finitos. La investigación desarrollada por (A. Viviescas Jaimes et al., 2018) fue pionera en el estudio de propiedades dinámicas en esta tipología de puentes. La información recolectada por 3 sensores triaxiales de fuerza balanceada fue procesada a través del software ARTeMIS©, identificaron 4 formas modales en la dirección transversal del puente, paralela al cauce del agua, por lo que afirmaron que *“el paso de vehículos en el puente fue poco frecuente, lo cual, combinado a la gran rigidez del puente estudiado, dificultó la identificación de modos de flexión”*. A razón de esto, los autores recomendaron el uso de métodos de vibración forzada para identificar otras formas modales en este tipo de estructuras como modos longitudinales y flexión vertical. Con posterioridad, (Á. Viviescas Jaimes et al., 2019) complementó el estudio usando los registros de la identificación modal realizada por (A. Viviescas Jaimes et al., 2018) para comparar los resultados modales de registros de señales de un conjunto de ubicaciones óptimas para la ubicación de sensores y aquellos obtenidos en el estudio previo. (Á. Viviescas Jaimes et al., 2019) autores utilizaron el método EI para extraer la óptima ubicación de sensores tomando registros de señales cercanas a estas posiciones. Los registros seleccionados fueron procesados usando la técnica ERA-OKID-O. Los resultados de la comparación muestran

que con un número reducido de sensores se obtiene buena correlación respecto a los resultados dinámicos experimentales de la malla densa de medición empleada por. Investigaciones como (Meo & Zumpano, 2005) abordaron la problemática de la ubicación y cantidad de instrumentación adecuada para el monitoreo de la salud estructural de puentes por lo que consideraron como objetivo maximizar la calidad de la información recolectada para caracterizar completamente el comportamiento dinámico

Investigaciones en puentes con luces mayores a 200m se han realizado en puentes colgantes o atirantados como lo evidencia (Brownjohn et al., 2018) que instrumentaron el puente colgante Jiangyin en China con el objeto de realizar pruebas AVT antes de la puesta en funcionamiento. Desarrollaron sistema independiente de registro de datos instalando los sensores en $L/22$ con tiempo de registro de 60min. Los investigadores lograron identificar 20 formas modales, la menor frecuencia detectada fue 0.05 Hz y la mayor 0.61 Hz. Una investigación similar fue ejecutada por (Brownjohn et al., 1987) en el puente colgante Humber en Reino Unido (1410m luz central), con el fin de determinar las características de vibración vertical, lateral y torsional del tablero y las torres del puente usando vibraciones ambientales. Las señales de vibración fueron procesadas usando el algoritmo de transformación discreto de Fourier.

Estas investigaciones muestran la versatilidad de aplicación de las pruebas AVT en puentes de diversas tipologías y tamaños de luz central, desde puentes viga losa de luz corta hasta puentes colgantes. De una revisión rápida de las investigaciones presentadas se puede resaltar el uso de modelos numéricos previos tanto para valores de referencia de frecuencias y formas modales como simulaciones para estimar ubicación de sensores. Es importante recalcar que a nivel nacional la tipología de puentes segmental viga cajón ha sido poco estudiada y documentada a pesar de ser la tipología dominante para puentes de grandes luces en Colombia.

3.2. Pruebas de vibración forzada

En 1997, (Salawu, 1997) realizó pruebas de vibración forzada antes y después de la instalación de la nueva carpeta asfáltica en un puente de concreto con el objetivo de evaluar la respuesta dinámica incluyendo los efectos de las reparaciones en el puente Holway Road de 18.2 m de luz central comparando las formas modales antes y después del cambio en la superficie de rodadura. Se empleó un vibrador ubicado a $L/3$ de luz central, instrumentado con 4 acelerómetros en 58 puntos durante 10min por ubicación. (Salawu, 1997) identificó 10 frecuencias naturales y formas modales Encontrando cambios máximos entre frecuencias y amortiguamiento con valores de 4 y 21%, respectivamente.

(Zwolski & Bień, 2011) desarrollaron un excitador de masa excéntrica rotacional capaz de generar fuerzas de vibración de 3 a 30 Hz probándolo en puente ferroviario de 30m de luz, usaron 3 técnicas para el procesamiento de señales. (Zwolski & Bień, 2011) concluyeron que el dispositivo desarrollado en comparación con las otras fuentes de excitación da mejores resultados y registros de señal ya que el dispositivo puede ser controlado y la fuerza generada es significativamente mayor que la inducida por el ambiente. Otra investigación documentada usando un excitador de masa excéntrica se puede encontrar en (Hogan et al., 2012, 2016). Utilizando dispositivos de impacto se han ejecutado investigaciones en puentes vehiculares metálicos (Rahmatalla et al., 2014) y peatonales (şahin & Bayraktar, 2014).

Las pruebas de vibración forzada usando vehículos pesados tienen un amplio rango de aplicación, desde puentes viga losa de luces menores a 20m hasta puentes atirantados de más e 500m de longitud del vano central. Algunas de estas investigaciones se describen a continuación:

(Gatti, 2019a) realizó pruebas de confiabilidad estructural en puente vehicular de sección cajón de 55m de longitud total y 18m de luz central ubicado en la provincia de Ferrara (Italia).

Previamente, (Gatti, 2019a). Como fase inicial de la investigación, ejecutaron pruebas de carga estática con 4 camiones de 36Ton cada uno; en la prueba dinámica usaron acelerómetros colocados en la viga principal con el objetivo de medir las frecuencias de vibración después de un impulso producido por un vehículo de 2 Ton circulando a 30km/h. La prueba dinámica permitió la obtención de un modelo refinado del puente en elementos finitos. La comparación mostró que la prueba de carga dinámica puede complementar la prueba estática en los requisitos de entrega de puentes nuevos, o ser una alternativa para el monitoreo de puentes en operación. Una investigación similar se encuentra en (Benedettini et al., 2015).

Para estudiar el comportamiento dinámico considerando el acoplamiento entre las frecuencias del vehículo – puente para fenómenos como rugosidad del pavimento y propiedades mecánicas de la suspensión del vehículo, los investigadores (Gao et al., 2015) simularon pruebas dinámicas a través de un modelo numérico de un puente segmental viga cajón de múltiples vanos de 150m de luz. Estas simulaciones fueron realizadas en el software ANSYS© modelando un camión de 3 ejes cargado con 35Ton transitando entre velocidades de 5 y 50m/s con el objetivo de determinar la influencia de la rugosidad del pavimento y la velocidad del camión en la capacidad de carga dinámica del puente. (Gao et al., 2015) concluyeron que la rugosidad del pavimento es un parámetro fundamental que afecta la respuesta dinámica del puente y que la velocidad crítica se registran en velocidades cercanas a $\pm 15\text{m/s}$.

El puente atirantado “Ponte sull’Adige” de 310m de luz central construido en el norte de Italia fue estudiado por (Argentini et al., 2012) mediante pruebas dinámicas usando vehículos pesados a velocidades constantes con una serie de obstáculos rectangulares igualmente espaciados. La posición, distancia entre obstáculos y velocidad de circulación del vehículo fueron seleccionadas por (Argentini et al., 2012) con base en el modelo numérico previo desarrollado. El

vehículo de prueba pesaba 40Ton circulando a velocidades entre 5 y 35km/h, los resaltos tenían 40cm de base y 3cm de altura espaciados cada 15m. La frecuencia de muestreo fue 100Hz con tiempos de ventana de datos de 240 y 400 segundos. Los autores lograron identificar 4 formas modales de flexión y 2 modos torsionales. (Argentini et al., 2012) concluyeron que el sistema de pruebas implementado fue efectivo para proporcionar una cantidad adecuada de energía al puente en el rango de frecuencias de interés.

Siguiendo la línea de investigación de puentes atirantados, el puente Redzinski de 256m de luz central fue sometido a pruebas de carga estática y dinámica por (Kuzawa et al., 2012) para realizar el seguimiento del comportamiento dinámico desde el comienzo de su vida útil; para ello, el puente estuvo sujeto a pruebas de carga estática con 40 camiones de 40Ton para calcular y medir esfuerzos y deformación que fueron validados con datos numéricos del modelo de elementos finitos. Realizaron 3 casos de carga dinámica con 1 y 3 vehículos circulando en diferentes carriles en 5 velocidades entre 5 y 80Km/h lo que les permitió identificar 10 frecuencias entre 0.25 y 1Hz.

El puente colgante Alfred Zampa Memorial construido al norte de San Francisco (Estados Unidos) con luz central de 730m fue instrumentado antes de la puesta en servicio por (Conte et al., 2008) para tener línea base para futuros planes de monitoreo de salud estructural. Las pruebas dinámicas a escala real incluyen pruebas AVT inducidas por el viento y pruebas FVT basadas en cargas de tráfico controladas junto con impactos inducidos por los vehículos. Los investigadores ejecutaron las pruebas de vibración forzada y ambiental al unísono de tal forma que combinaron los 4 patrones de carga de tráfico controlado y 7 configuraciones de carga de impacto y vibración ambiental en una única prueba dinámica. Los registros de aceleraciones fueron medidos mediante 34 acelerómetros de fuerza balanceada uniaxiales y 10 triaxiales. (Conte et al., 2008) encontraron que, durante las pruebas de vibración forzada, las formas modales cercanas a 1Hz eran excitadas

significativamente que aquellas por debajo de 1Hz y que las pruebas de vibración ambiental excitaban modos de bajas frecuencias (<1Hz) logrando detectar, en conjunto para los 3 tipos de pruebas ejecutados, 12 frecuencias naturales. Investigaciones en puentes de diversas tipologías usando vehículos pesados se pueden encontrar en (Paultre et al., 1995; Valdés & Colina, 2008). (Kong et al., 2017; Lin & Yang, 2005).

El uso de las diversas fuentes de excitación está supeditado a la configuración estructural del puente. Según la información presentada, en primera instancia, se puede inferir que los dispositivos mecánicos tienen un rango de aplicación en luces menores a 100 m, para luces mayores, el uso de camiones pesados circulando a velocidad constante sobre el tablero ha dado resultados confiables en la obtención de las propiedades dinámicas de puentes junto con vibraciones ambientales

3.3. Comparación entre pruebas de vibración ambiental y forzada en puentes

Así como el diseño de un esquema de instrumentación es importante para el desarrollo de planes de monitoreo estructural en el puente de interés, el diseño y selección de la fuente de excitación es muy importante con el fin de obtener información adecuada; esto le permite al investigador tener más control sobre la fuente de excitación en cuanto al tipo de onda, amplitud, contenido de frecuencia, duración entre otros. El uso de una fuente de vibración forzada reduce la probabilidad de incertidumbre en la recopilación y procesamiento de datos, de igual forma, el hecho de poder manipular la magnitud y frecuencia de la fuente de excitación permite que esta se pueda diseñar para que sea significativamente más alta que los niveles de ruido ambiental. Los anteriores factores pueden generar ventajas importantes sobre las pruebas de vibración ambiental, en cuanto a la calidad de los resultados obtenidos (frecuencias naturales, formas modales, amortiguamiento), pero conllevan un costo financiero adicional en función del dispositivo

mecánico a usar. Son diversas las razones para el uso de excitación ambiental pero las preponderantes son el bajo costo total de la campaña experimental, poca o ninguna interrupción del tráfico. El hecho que no se pueda medir ni controlar la fuente de excitación es la principal limitación del uso de pruebas de vibración ambiental ya que el contenido de frecuencias, magnitud, duración y dirección son variables en el tiempo, difíciles o imposibles de cuantificar.

Los primeros esfuerzos teóricos que se dieron en el tema sucedieron en 1993 de la mano de (Salawu & Williams, 1995) que narró una serie de investigaciones sobre pruebas dinámicas a escala real usando diversas fuentes de excitación como ambiente, excitadores hidráulico, impacto y vehículos. Concluyó que una de las desventajas de las pruebas AVT radica en la estimación del amortiguamiento ya que estos dependen del contenido energético de la señal. En cuanto las pruebas FVT afirmó que los datos dinámicos obtenidos son más precisos que en AVT, sin embargo, los dispositivos de masa rotatoria o vibradores electrohidráulicos son más difíciles de desarrollar y aunque el concepto de prueba transitoria es bastante sencillo, diseñar y aplicar una excitación transitoria adecuada podría resultar difícil y también es posible que no todos los modos de vibración de interés se manifiesten en estas pruebas. En 1996 (Doebbling et al., 1997) estudiaron el comportamiento dinámico del puente Alamosa Canyon de tipología viga losa de 15 m de longitud usando como fuente de excitación vibración ambiental y forzada inducida por impacto de partillo. (Doebbling et al., 1997) al ejecutar vibraciones forzadas encontraron más formas modales que en pruebas AVT con diferencias significativas en coeficientes de amortiguamiento.

Uno de los primeros intentos por comparar las campañas experimentales usando pruebas de vibración ambiental y forzada fue reportado por (Kramer et al., 2000) utilizando las investigaciones realizadas en el puente Z24 en Suiza. En su investigación, (Kramer et al., 2000) presentó metodologías para la ejecución de campañas de vibración ambiental con sensores de

referencia y otros movibles a lo largo del tablero. Para realizar las pruebas FVT, usaron vibradores electrohidráulicos como fuente de excitación comparando los costos de ejecución, requisitos logísticos y limitaciones más influyentes de cada método. En cuanto a los costos para el experimento documentado, establecen que las pruebas FVT son 72 veces más costosas que las pruebas AVT, y que los métodos y equipos empleados solo pueden ser usados en puentes similares al de estudio. En cuanto a las pruebas AVT, (Kramer et al., 2000) afirmaron que el hecho que se desconozca la magnitud de la excitación, y que ésta varíe entre una configuración y otra, puede conducir a modos mal definidos o no identificados. Continuando con las investigaciones en el puente Z24, (Reynolds & Pavic, 2001) ejecutaron pruebas FVT y AVT usando como fuente de excitación artificial la caída de objetos para generar impactos y excitaciones ambientales, respectivamente. El puente fue instrumentado en 58 puntos con registros de aceleraciones verticales. El objeto pesado se dejó caer en un único punto durante 4 veces registrando vibraciones alrededor de 82s, con lo cual lograron identificar 6 formas modales con picos de frecuencias mejor definidos que en AVT. Con respecto a las pruebas AVT, conservaron igual ubicación de sensores y registraron datos durante 655s., mediante el procesamiento de las señales, identificaron 4 formas modales con picos de frecuencia distorsionados. (Reynolds & Pavic, 2001) encontraron una marcada diferencia entre las formas modales y espectros de frecuencia entre ambos métodos, puesto que los modos identificados usando FVT son más “suaves” y “consistentes”, que los identificados usando AVT. Una posible explicación a la diferencia de calidad en los resultados radica en la fuente de excitación. Además, para las pruebas realizadas, lograron identificar más formas modales usando FVT que AVT. Como observación adicional, (Reynolds & Pavic, 2001) comentan que los resultados de las pruebas AVT posiblemente pueden mejorarse con tiempos de ventana más extensos. (De Roeck et al., 2000) realizó pruebas de vibración ambiental y forzada,

usando vibradores electrohidráulicos, para diferentes escenarios de daño del puente Z24 (Suiza) donde resaltaron que el tráfico de vehículos circundante o encima del puente inducen vibraciones por lo que no es necesario cerrar el puente para aplicar una excitación controlada, algo que también se resaltó años más adelante por (Peeters & Ventura, 2003) que recopilaron una serie de investigaciones en dicho puente en el que concluyeron que la calidad de la información identificada dependía claramente del método de identificación y el tipo de excitación mostrando, en cuanto tipo de excitación se refiere, formas modales más consistes en pruebas FVT.

(Cantieni, 2005) presentó una revisión de literatura en cuanto a la definición de cada método junto con investigaciones en las que han sido aplicados. Como en los anteriores párrafos, (Cantieni, 2005) llegó a conclusiones similares asociadas a pruebas FVT en tanto que se puede conocer la señal de entrada, tener mayor control de la prueba y son más costosas que las pruebas AVT y en general, son aplicables en puentes de luces relativamente cortas. En cuanto las pruebas AVT, (Cantieni, 2005) comentó que estas se pueden realizar sin interrumpir el normal uso del puente, son ampliamente usadas en puentes de grandes luces, y que su principal limitación radica en la falta de estacionariedad de la señal de entrada. Un puente a escala de laboratorio fue sometido a pruebas de vibración ambiental y forzada por (AltuniŞik et al., 2013) identificando 8 formas modales en cada tipo de prueba con valores de frecuencia cercanos. Los datos fueron procesados usando técnicas en dominio del tiempo y funciones de respuesta en frecuencia. En esta investigación no solo se destacó la influencia de la fuente de excitación, también la técnica empleada para el tratamiento de las señales. (Chen et al., 2014) ejecutaron pruebas de vibración ambiental y forzada en un puente viga losa de 272m de longitud total con vanos de 40m de luz usando 50 sensores de bajo costo elaborado por los autores para caracterizar el comportamiento dinámico del puente. Las vibraciones forzadas fueron inducidas con excitadores de masa

excéntrica y los registros de aceleración, para las pruebas AVT como FVT fueron procesados usando técnicas en el dominio del tiempo y frecuencia como lo son SSI y FDD respectivamente. (Chen et al., 2014) encontraron formas modales mejor definidas con pruebas FVT y resultados más consistentes con la técnica SSI.

Aunque son múltiples puntos de vista para analizar y seleccionar la fuente de excitación, (Farrar et al., 2000) presentó algunos ejemplos de investigaciones en diversas tipologías de puentes en las que concluyeron que para cada investigación documentada se evidenciaban atributos y dificultades asociadas a cada método por lo que no es posible tener un consenso claro de cual método es mejor pero afirman que en puentes de grandes luces, la excitación ambiental es el método más práctico para excitar el puente. El compendio de investigaciones presentadas a lo largo del documento mostró algunos puntos importantes a considerar para la ejecución de esta como lo son, algunos de estos, la necesidad de un modelo numérico previo combinado con simulaciones numéricas de casos de carga para la selección de la fuente de excitación y que la mayoría de estas investigaciones estaban centradas en puentes viga losa de luz corta o casos extremos como puentes atirantados en los que predomina el uso de dispositivos mecánicos lo que evidencia cierto vacío investigativo en la caracterización de puentes segmentales viga cajón usando FVT.

4. Caso de estudio Puente El Tablazo

Debido a la construcción del proyecto hidroeléctrico Topocoro y la posterior inundación de la vía a San Vicente de Chucurí (Santander, Colombia) (*Figura 1*), el puente El Tablazo se construyó en la vía sustitutiva al municipio previo al llenado del embalse artificial; es de tipología segmental viga cajón fundido in situ puesto en servicio en 2014, con longitud total de 558m distribuidos en 4 vanos: 93+186+186+93m (*Figura 2*) y altura de columnas de 90-109-53m desde

el acceso norte a sur respectivamente; con dos carriles de circulación, andén peatonal para ancho total de 10.55m; con 115 dovelas de sección transversal variable de 9m en columna a 3m en centro de luz (*Figura 3*). La resistencia del concreto $f'c$ es 35MPa para columnas y tablero, el acero de postensado es ASTM A416-270 f_u : 1860MPa de baja relajación.



Figura 1. Vista costado sur (San Vicente de Chucurí – Bucaramanga)
Fuente: Autor

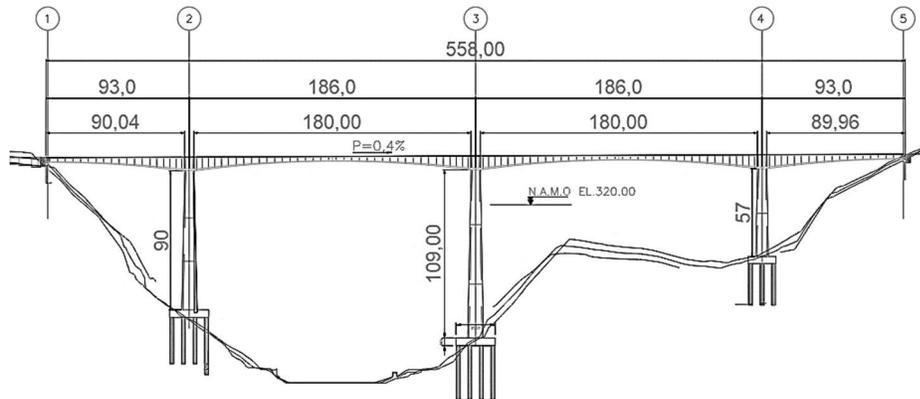


Figura 2. Perfil longitudinal El Tablazo
Fuente: Autor

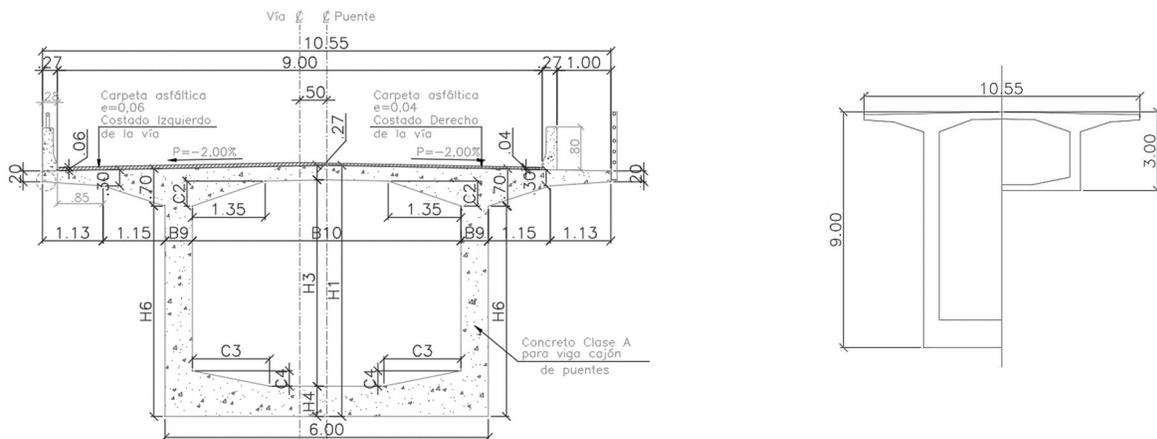


Figura 3. Sección transversal El Tablazo
Fuente: Autor

5. Diseño de experimento

En el estado del arte presentado se identificó como etapa inicial del diseño y ejecución de pruebas dinámicas la elaboración de un modelo de elementos finitos (FEM) que permita tener una idea preliminar de las formas modales y posibles valores de frecuencia a identificar.

5.1. Modelamiento numérico – MIDAS CIVIL©

Con base en los planos constructivos suministrados por la Gobernación de Santander se modeló en el software MIDAS Civil© el puente usando 1380 elementos tipo beam, módulo de elasticidad de concreto de 28397MPa calculado con la ecuación C5.4.2.4-1 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014) comportamiento lineal de los materiales. Las condiciones de apoyo se tomaron como empotramientos perfectos en la base y articulaciones tipo rodillo en los accesos como simplificación de las condiciones de frente sin considerar la interacción suelo-estructura bajo el precedente reportado por (Rangel, 2016) en el puente Gómez Ortiz de tipología similar al caso de estudio; además que no se dispone de previos reportes de estudio de suelos y ya que la cimentación está sumergida no es posible caracterizar el suelo. Se consideraron 4 situaciones de modelamiento: tablero completamente horizontal, tablero con pendiente longitudinal de la vía, incidencia de acero de postensado, incidencia de etapas constructivas y efectos diferidos. Los torones del acero de postensado se dibujaron bajo la trayectoria indicada en el Apéndice A incluyendo la fuerza de tesado. Se asignaron propiedades al torón de diámetro nominal 5/8” con área 1.40cm^2 , con resistencia a la tracción última $f_u=1860\text{MPa}$ de baja relajación y módulo de elasticidad de $1.95\text{e}6\text{kg/cm}^2$. Los cables fueron conformados por grupos de 19 y 12 torones que están colocados en ductos semirrígidos de diámetro interno 0.1 y 0.08m respectivamente con penetración de cuña de 0.007m. Los valores de

tensión del gato, las pérdidas diferidas, las pérdidas por fricción y curvatura se calcularon con valores de $\mu=0.20$ y $K=0.0016/m$.

Los efectos de fluencia (creep) y retracción de fraguado (shrinkage) en el concreto se modelaron de acuerdo con código CEB-FIP-2010 con los siguientes parámetros que se representan en el modelo FEM como acortamiento de la sección transversal en sentido longitudinal. Para la situación de etapa constructiva se incluyó en el modelo FEM el desplazamiento del carro de avance, fuerza de tesado de torones, creep y shrinkage para proceso constructivo de par de dovelas de 7 días:

- Resistencia del concreto a los 28 días de edad: pilas y tablero de 35MPa
- Humedad relativa:70%
- Tamaño nominal de elementos: valor variable que depende de la geometría de la sección transversal. Es calculada por defecto por el programa
- Tipo de cemento: normal o endurecimiento rápido
- Edad del concreto al inicio de la retracción: 3 días
- Tipo de agregado: Agregados densos basalto

En las *Figura 4* *Figura 5* se presenta el modelo FEM desarrollado y la trayectoria esquemática de los torones en el modelo. Las frecuencias identificadas en los 4 modelos desarrollados se presentan en la Tabla 2 indicando los valores promedio del porcentaje de participación de masas para 12 formas modales con valores de frecuencia entre 0.3 y 3.2Hz, es de notar para las frecuencias de los 4 modelos que son cercanas entre ellas con diferencias respecto el modelo de acero de postensado cercanas a 1.4%. En la *Figura 6* se presenta de forma esquemática las 12 formas modales reportadas en la Tabla 2, se identificó porcentaje de participación de masa en Z reducido que puede estar relacionado con el tipo de elemento FEM usado (BEAM) y la simplificación en las condiciones de borde.

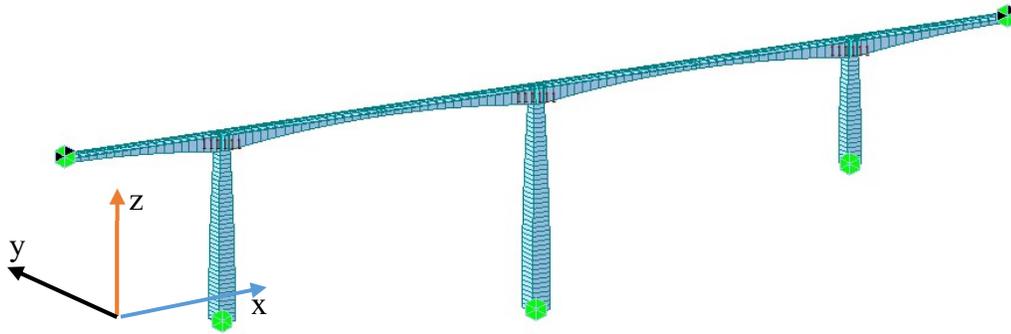


Figura 4. Vista isométrica modelo FEM

Fuente: Autor

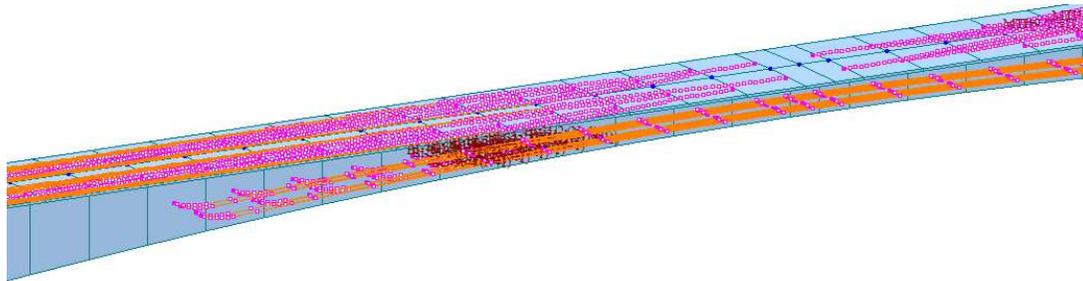


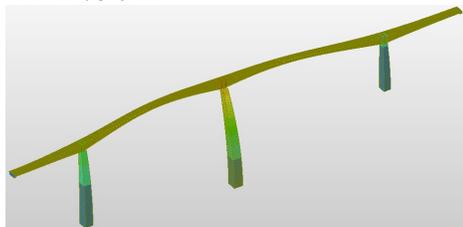
Figura 5. Trayectoria esquemática de torones modelo FEM

Fuente: Autor

Tabla 2. Frecuencias y participación de masa de modelos FEM desarrollados

Modo	Frecuencia [Hz]				Masa [%]					
	Acero	Etp	Cons	Horizontal	Inclinado	X	Y	Z	RY	RZ
1-Y	0.345	0.345	0.345	0.344	0.344	-	47.12	-	-	-
1-RZ	0.478	0.476	0.476	0.475	0.475	-	-	-	-	32.73
1-X	0.492	0.490	0.490	0.488	0.488	64.85	-	-	-	-
2-Y	0.685	0.682	0.682	0.678	0.679	-	11.42	-	-	-
1-Z	0.841	0.833	0.833	0.822	0.822	-	-	12.62	-	-
3-Y	1.281	1.272	1.272	1.260	1.260	-	10.68	-	-	-
2-X	1.364	1.355	1.355	1.342	1.341	8.58	-	-	-	-
3-Z	1.488	1.474	1.474	1.453	1.454	-	-	6.98	-	-
1-RY	1.742	1.725	1.725	1.700	1.700	-	-	-	21.80	-
4-Z	1.942	1.919	1.919	1.884	1.884	-	-	3.33	-	-
3-X	3.033	3.008	3.008	2.975	2.974	2.78	-	-	-	-
2-Z	3.118	3.085	3.085	3.037	3.037	-	-	9.19	-	-

Modo 1-Y Frec: 0.345 Hz



Modo 1-Rz Frec: 0.478Hz



Modo 1-X Frec: 0.492Hz

Modo 2-Y Frec: 0.685Hz

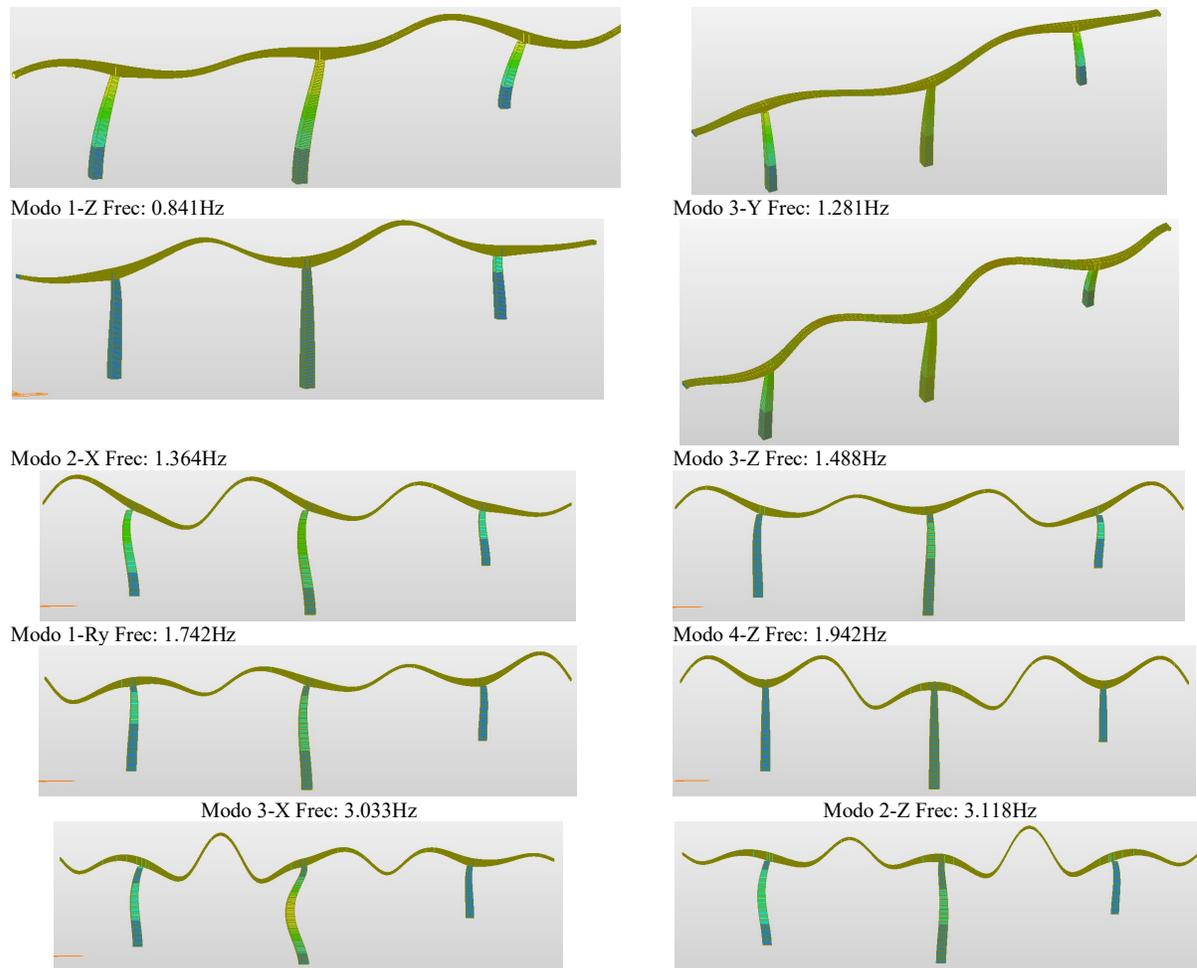
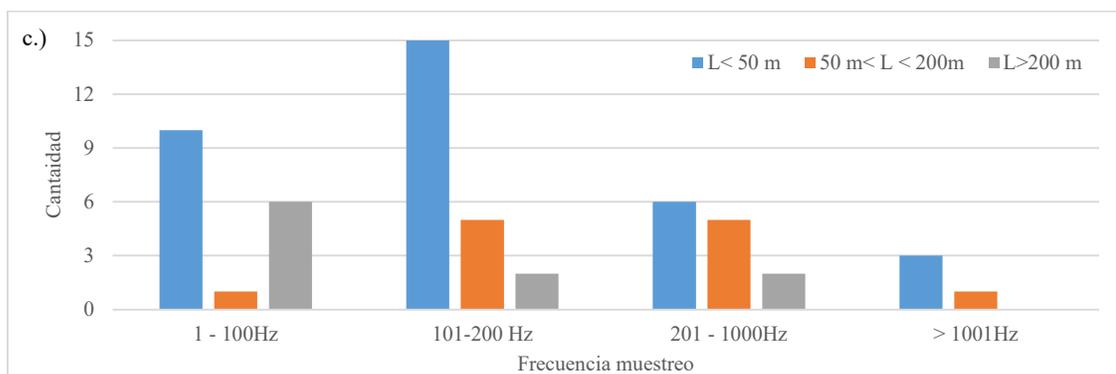
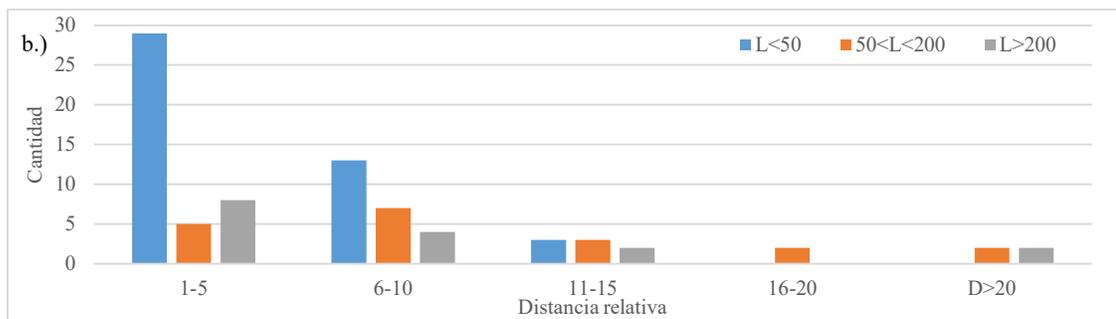
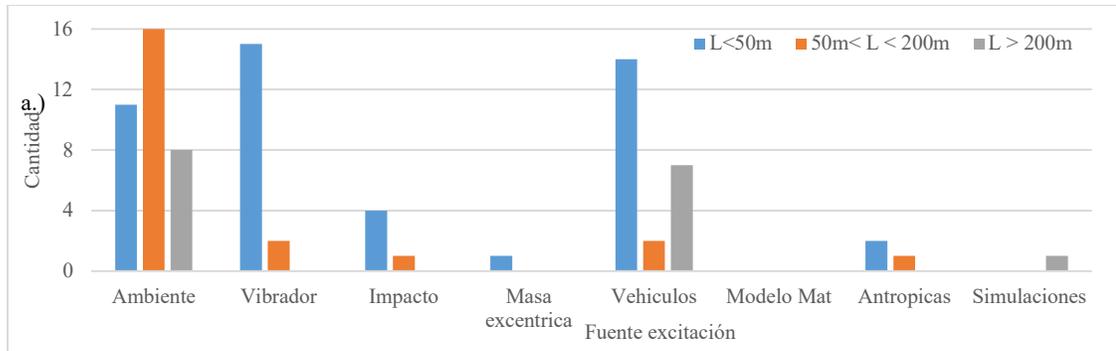


Figura 6. Formas modales numéricas del puente El Tablazo
Fuente: Autor

5.2. Revisión de literatura

El punto de partida del análisis bibliométrico inició con la selección de las palabras clave en función del tema a investigar por lo que se tomaron 6 palabras claves como son: Modal identification, bridge, ambient vibration, forced vibration, Dynamic test, optimal sensor placement ingresadas en 3 bases de datos SCOPUS®, WEB OF SCIENCE®, SCIENCEDIRECT®. Como criterio de inclusión se tomaron publicaciones desde 1990 a 2021 en preferencia de idioma inglés lo que permitió la identificación de más de 290 documentos entre artículos, conferencias, libros, revisiones de literatura, documentos normativos etc. De la información recolectada se identificaron

variables como: tipología de puente, luz mayor, fuente de excitación, ubicación de sensores, frecuencia de muestreo, tiempo de registro lo que permitió seleccionar 80 publicaciones detalladas (Apéndice B) con las que posteriormente se hizo un análisis estadístico en función de 4 variables principales que son presentadas en la *Figura 7*, a su vez, éstas se clasificaron en función de la longitud del vano mayor del puente.



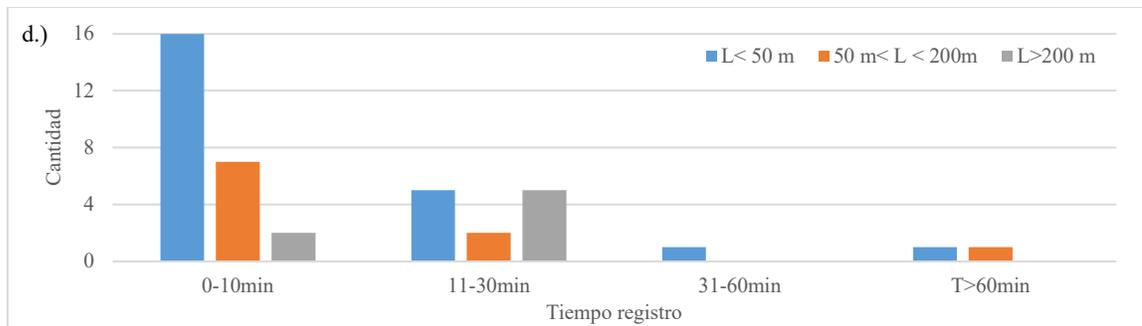


Figura 7. Distribución de variables en función de longitud vano: a.) Fuente excitación b.) Distancia relativa c.) Frecuencia muestreo d.) Tiempo registro
Fuente: Autor

Aunque el análisis estadístico no es concluyente, este permite inferir algunos puntos principales: en tanto que las fuentes de excitación más usadas resultan ser ambiental, vibradores y vehículos, en el caso de ambiental tiene un rango de vano amplio de aplicación, los vibradores son usados en vanos con longitudes menores a 50m y vehículos usados en vanos entre 50 y 200m. La mayoría de los autores ubican sensores en distancias relativas entre $L/2$ y $L/5$ tomando frecuencias de muestre entre 100 y 200Hz para tiempos de registro de 1 a 10 min y en casos reducidos hasta 30min. Para el caso de estudio, la ubicación de sensores se centra en $L/6$ y $L/10$, frecuencias de muestreo hasta 200Hz y tiempos de registro menores a 10min; para complementar el análisis se organizó la información mediante cuartiles agrupados (25-75%) evitando así resultados no concluyentes y gran desviación.

El diseño de experimento con base en la revisión de literatura se concluyó como sigue: en cuanto fuente de excitación se seleccionó vibradores y vehículos, distribución de sensores en distancias relativas de $L/6$ y $L/10$, frecuencia de muestro de 200Hz y tiempo de registro hasta 35min. Con base en el análisis FEM y recomendaciones dadas por (Cantiene, 2005) se seleccionaron 2 tiempos de registro: el primero de 35min cumpliendo con 1000 veces el periodo fundamental para la distribución $L/6$ y 20min para separación de sensores cada $L/10$ con la

intención de analizar la incidencia del tiempo de registro y ubicación en la identificación modal; en ambas situaciones, el tiempo de prueba ronda 12 horas continuas de registro.

5.3. Selección de coordenadas a partir de OSP

El método más utilizado en aplicaciones prácticas es el denominado Independencia Efectiva EI desarrollado por (Kammer, 1991) con el objetivo de buscar el mejor conjunto de ubicaciones de modo que mantenga la independencia lineal de las formas modales donde el punto de partida es la matriz modal (modos objetivo) del modelo FEM; el procedimiento detallado del método se puede encontrar en (Castro-Triguero et al., 2017). Para el caso de estudio, las ubicaciones OSP se calcularon usando el algoritmo de licencia libre desarrollado por (Farrar et al., 2010) que requiere como insumos de entrada: geometría del puente (coordenadas de nodos y conexión entre nodos), valor numérico de modos de interés y canales disponibles de registro. La selección de las formas modales es crucial para estimar las correctas ubicaciones por lo que se debe estimar cuáles serían los posibles modos excitados en campo por lo que tomando como precedente las formas modales identificadas por (A. Viviescas Jaimes et al., 2018) en el puente Gómez Ortiz de características geométricas y constructivas similares al puente de estudio se tomaron 10 formas modales entre 0.3 y 4Hz en dirección de movimiento predominante en sentido transversal y vertical siendo las siguientes con valores de frecuencia disponibles en la Tabla 2: 1-Y, 1-X, 1-Z, 1-Ry, 1-Rz, 2-Y, 2-X, 3-X, 2-Z, 3-Z. Dado que al ejecutar las pruebas de campo se identifican varias formas modales se plantearon 7 casos de combinaciones modales:

- Comb1: 100% modos de interés
- Comb 2: 75% de modos de interés (prelación por modos con mayor participación de masa): 1-Y, 1-Rz, 1-Z, 1-X, 2-Z, 1-Ry, 3-Z, 4-Z
- Comb 3: 50% modos de interés (prelación por modos con mayor participación de masa): 1-Y, 1-Rz, 1-Z, 1-X, 1-Ry
- Comb 4: Solo modos rotacionales
- Comb 5: Solo modos traslaciones
- Comb 6: Solo modos con movimiento dominante en dirección vertical

- Comb 7: Solo modo con movimiento dominante en dirección transversal

Teniendo presente la incertidumbre asociada a la experimentación en campo donde es posible que se identifiquen más o menos frecuencias de las estimadas se realizó un análisis de sensibilidad en función de la distancia relativa para obtener la separación de sensores más cercana a las coordenadas presentadas en la Tabla 3 de tal forma que en la situación real se abarcara la mayor cantidad de posiciones OSP halladas numéricamente.

Tabla 3. Ubicaciones OSP para 7 casos de combinación modal

Posiciones OSP [m] acceso norte a sur						
Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6	Comb 7
31.25	32.5	30	368.3	30	31.25	90
90.9	159.8	146	365.3	149.8	149.8	179.8
151	183.5	183.5	525	189.8	186	274.3
181	217.3	223.5	529	218.5	222.3	378.3
186	335.8	352		261	337	
222.3	352	389.5		337	372	
274.3	373.3	528		372	409.5	
337	410.8			379.5	526.8	
372	526.8			410.5		
379.5				471		
409.5				526.8		
526						

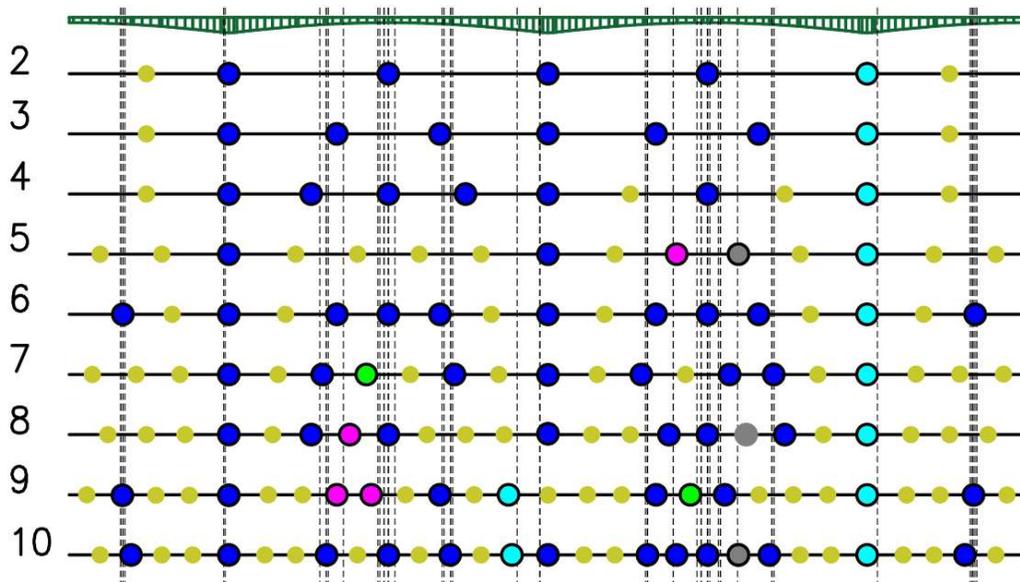


Figura 8. Análisis de sensibilidad para distribución relativa de sensores usando OSP
Fuente: Autor

En la Figura 8 se muestra el análisis de sensibilidad en función de la distancia relativa desde $L/2$ a $L/10$ para las posiciones OSP identificadas en las 7 combinaciones modales,

esquemáticamente se distribuyeron las coordenadas en un plano general en perfil del puente, en color azul se muestran los puntos OSP calculados en la C1, en magenta los puntos con C2, en color gris los modos de C3, en cian los puntos de C5 y en verde para los modos de C7, las posiciones OSP de C4 y C6 ya estaban representados en las anteriores combinaciones; aunque la combinación modal C1 contiene la mayoría de puntos OSP, en las combinaciones modales adicionales se identifican coordenadas de interés que complementan la selección de la malla de separación de sensores. Al tomar un radio aferente de 1% de la longitud total del puente para abarcar el mayor número de puntos OSP, son las distancias relativas de sensores cada $L/2$, $L/3$, $L/6$ y $L/10$ las que tienen el mayor número de nodos cercanos a los computados mediante la técnica OSP. El anterior procedimiento para la selección de las distancias relativas valida el análisis estadístico primario realizado en la revisión de literatura.

5.4. Simulaciones numéricas en software FEM

A partir de la revisión de literatura referente a pruebas dinámicas en puentes usando fuentes de excitación artificiales se identificaron dos posibles dispositivos mecánicos a usar (*Figura 7a*) como shakers (excitadores mecánicos de masa excéntrica) y vehículos pesados. A través de análisis Time – History se simuló la respuesta dinámica del puente bajo la influencia de dichas fuentes artificiales

5.4.1. Shaker – vibradores mecánicos

El uso de shakers o dispositivos mecánicos requiere de condiciones específicas de operación en cuanto frecuencia y magnitud de impacto. Algunas de las investigaciones presentadas en el *Apéndice C* permitieron la identificación de parámetros como ubicación, frecuencia – magnitud del dispositivo con las siguientes características: la magnitud de fuerza máxima por dispositivo puede variar de 1 a 100kN, la frecuencia de operación de 2Hz en adelante; referente a posición, en

función de la tipología de puente, los instalan en distancias $L/2$ o $L/3$, aunque estos documentos indican parámetros elementales del dispositivo no comentan información referente al patrón o función matemática de carga. Sustentado con lo anterior, se estimaron valores de magnitud y frecuencia como se muestra en la Tabla 4; aunque teóricamente podría definirse cualquier función trigonométrica para la aplicación de la carga, esta queda supeditada a las capacidades del dispositivo para la correcta ejecución del patrón de carga, esto llevo a suponer una ecuación sinusoidal que varía en términos de frecuencia y magnitud aplicada en dos direcciones (longitudinal y transversal) (5.1). Dichas combinaciones de magnitud y frecuencias se aplicaron al modelo FEM en $L/3$ de la luz central para un análisis Time History de 100seg, en el procesamiento los registros de aceleración de nodos espaciados cada $L/10$ permitieron la identificación de 6 (1-X, 1-Z, 1-RY, 1-Y, 1-RZ, 2-RZ) formas modales usando la técnica FDD del software ARTeMIS. Como parámetro de comparación se tomó el índice MAC siendo este una valoración cuantitativa entre 0 y 1 de la similitud de la forma modal teórica con la hallada en las simulaciones (Cryer et al., 2010) siendo los modos con MAC superiores a 0.9 definidos como consistentes o aceptables al compararlos con el respectivo valor numérico de cada forma modal del modelo FEM de referencia. Puesto que se espera seleccionar el caso de carga que ofrece el mejor ajuste modal para todas las formas modales objetivo y teniendo en cuenta que en función del caso de carga será la consistencia de cada modo, para no seleccionar casos de carga en los que prevalezcan ciertos modos con gran ajuste modal se muestra en la *Figura 9* el índice MAC promedio para las 6 formas modales identificadas donde se tiene para los 25 casos de carga propuestos que no se supera el umbral de 0.9; además, los mejores resultados dinámicos se logran usando frecuencias de 5- 20-100Hz y masa del shaker cercana a 20kN lo que muestra una incidencia marcada relacionada con la frecuencia del dispositivo más que de la masa de este como

se muestra en el espectro de potencia para masa de 5kN en la *Figura 10*. El desarrollo técnico y mecánico del dispositivo con determinadas características mecánicas implicaría un esfuerzo económico superior y, aun así, los resultados obtenidos posiblemente no serían aceptables por lo que la inducción de vibraciones mediante este dispositivo no sería acertada para el puente de estudio.

$$A = X \cos(2\pi ft)$$

$$Y = A \cos(2\pi Ft)$$
(5.1)

Tabla 4. *Parámetros para simulaciones FEM con shaker*

Magnitud [kN]	Frecuencia Mayor "F" [Hz]	Frecuencia Menor "f" [Hz]
5	5	0.5
10	10	1
20	20	2
50	50	5
100	100	10

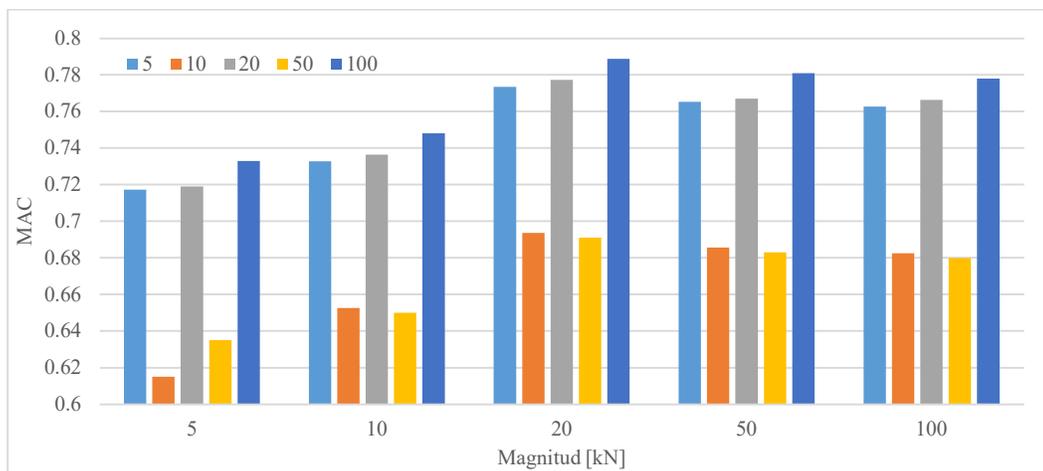


Figura 9. Análisis de sensibilidad de índice MAC para Shaker
Fuente: Autor

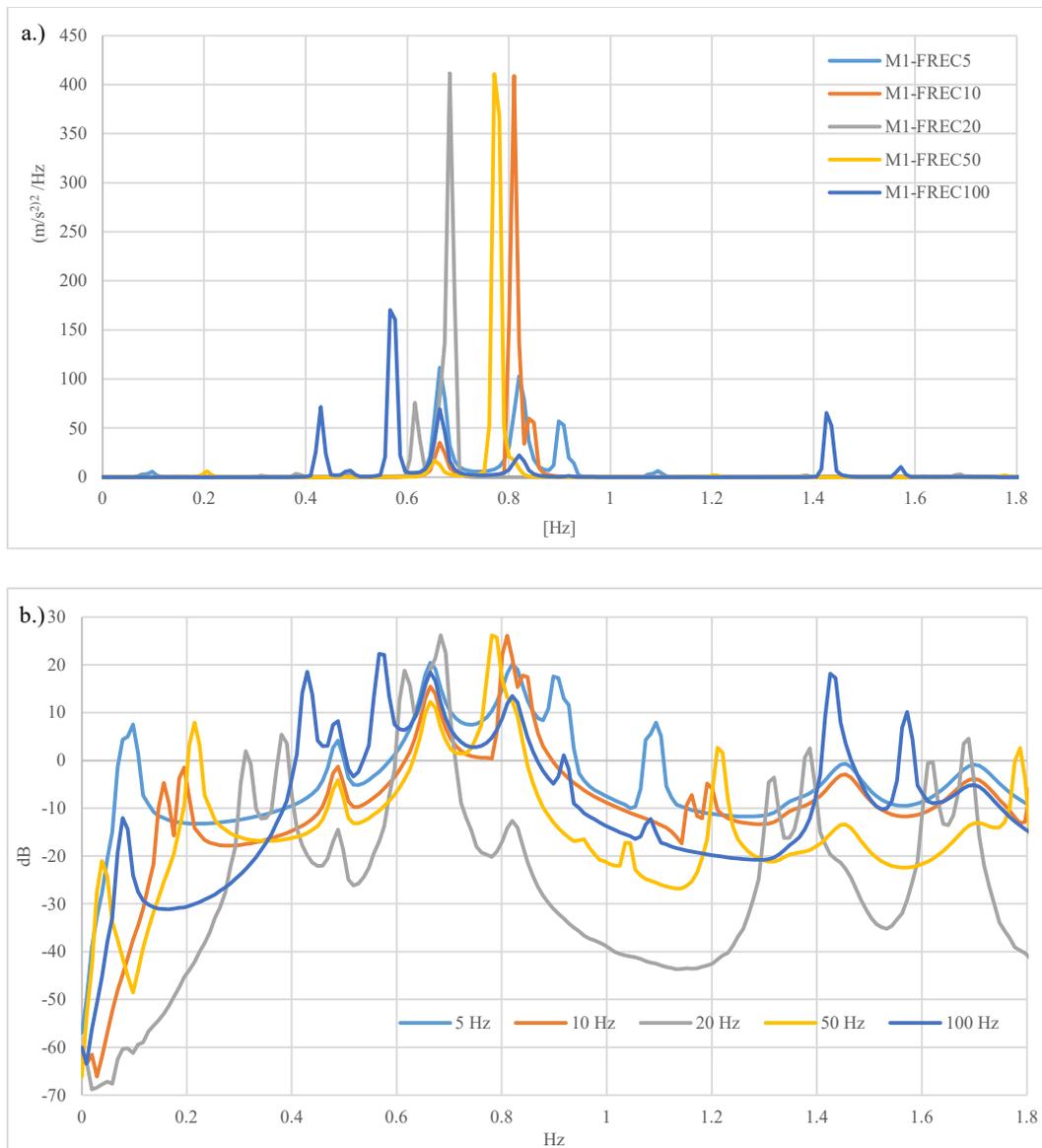


Figura 10. Espectro de potencia para magnitud 5kN a.) Escala en $(m/s^2)^2/Hz$ b.) Escala en dB
Fuente: Autor

5.4.2. Vehículos pesados

Los documentos normativos (Dirección General de carreteras, 1999; service d'Etudes techniques des routes et Autoroutes, 2006) hacen énfasis en la ejecución de pruebas dinámicas usando vehículos pesados circulando a velocidad constante sobre el tablero. Se planteó un conjunto de simulaciones numéricas para múltiples parámetros como casos de carga de velocidad para la

circulación de un vehículo pesado tipo volqueta de 3 ejes con peso máximo de carga de 32Ton y distinta malla de instrumentación. En primera instancia, se diseñaron 3 casos de carga: un recorrido a una sola velocidad, 2 y 3 recorridos a la misma velocidad, 2 y 3 recorridos a velocidades distintas donde los registros de aceleración se extraían de nodos separados desde $L/2$ a $L/10$; como analogía a la ejecución de una prueba real se limitó a 3 repeticiones la circulación del vehículo por ubicación del sensor para reducir el tiempo de prueba respecto AVT.

(Cantieni, 1983) realizó un estudio extenso de la respuesta dinámica de puentes de diversa tipología ante el paso de camiones de diverso peso, distribución de ejes entre velocidades de 10 y 80 km/h; dicho rango de velocidades se tomó como punto de inicio para establecer 4 velocidades de prueba: 10-20-40-60km/h teniendo en cuenta que, por limitaciones de acceso al puente, ancho de vía y seguridad del conductor e involucrados en la prueba circular a 80km/h resultaría peligroso.

Como parámetros de análisis y comparación se tomaron 3 variables propias de las pruebas dinámicas como son: índice MAC, porcentaje de error en frecuencia, magnitud del pico en espectro de potencia en frecuencia que fueron analizadas en función de la ubicación relativa del sensor para los 3 casos de carga mencionados:

LC 1: 10, 20, 40, 60 km/h

LC 2: 2 y 3 veces a 20, 40, 60 km/h

LC 3: C1:20-40, C2: 40-60, C3:20-20-40, C4:40-40-60, C5:20-40-40, C6:20-40-60, C7:40-60-60, C8:20-60, C9:20-20-60, C10:20-60-60 km/h.

Para cada caso de carga se realizó una simulación Time History con un análisis lineal modal, tiempo de registro de 200seg, frecuencia de muestreo de 200Hz, el porcentaje de amortiguamiento se tomó de 1% tomado para masa y rigidez proporcional a los primeros modos principales (1-Y, 1-X), el camión de prueba circuló de izquierda a derecha (acceso norte a sur del

puente) en el que se asignó para cada nodo del tablero una carga dinámica nodal para tiempo fijo en función de la velocidad de flujo como se muestra esquemáticamente en la *Figura 11*; a partir de las variables que intervienen en las pruebas FVT con vehículos presentado en la sección 2.1.2 se excluyó del análisis que variables como la rugosidad del pavimento, propiedades mecánicas de la suspensión, presión de llantas ya que asumir valores de diversa índole, estos podrían distar los resultados dinámicos respecto las pruebas a escala real por lo que un análisis tentativamente conservador podría dar una luz más acertada a la solución el problema de velocidad y ubicación idónea; con cada patrón de carga en función de la velocidad de viaje sobre el tablero se puede considerar indirectamente la interacción vehículo - estructura bajo la premisa que la aplicación de cargas puntuales en tiempos determinados se asemeja a una función con magnitud y frecuencia conocida.

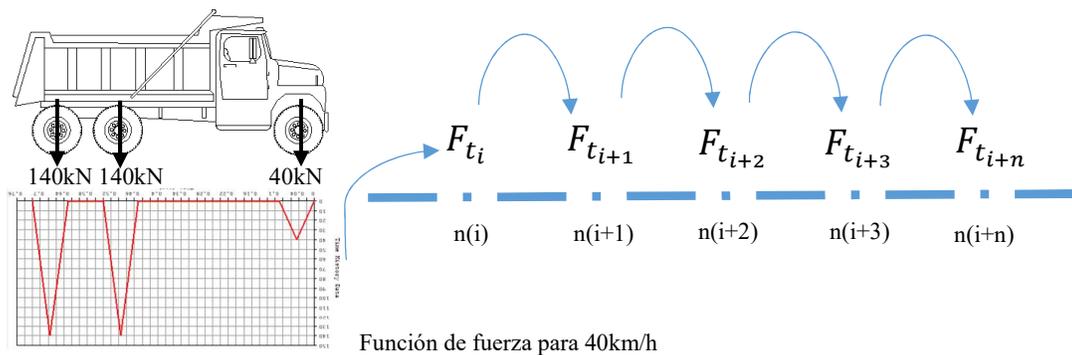


Figura 11. Esquema de aplicación de fuerza para circulación de vehículo 32Ton a velocidad constante
Fuente: Autor

Puesto que la señal de entrada está en dirección vertical los únicos modos posibles de detectar en el procesamiento de señales son 1-Z, 1-X y 1-Ry. Los registros de aceleración nodales se procesaron en el software ARTeMIS© con la técnica FDD reduciendo el tiempo de post-procesamiento por caso de carga tomando rango aferente para identificación de frecuencia con mayor MAC de 0.1Hz al costado izquierdo y derecho del pico con mayor magnitud del espectro de potencia, se tomó resolución de ventana de 1024 para ancho de frecuencia de 10Hz con traslapo

de ventana de hanning al 66%, organizando la información desde 7 a 29 configuraciones de sensores ($L/2 - L/10$) para los sensores móviles y el sensor fijo en coordenada de referencia (Figura 12).

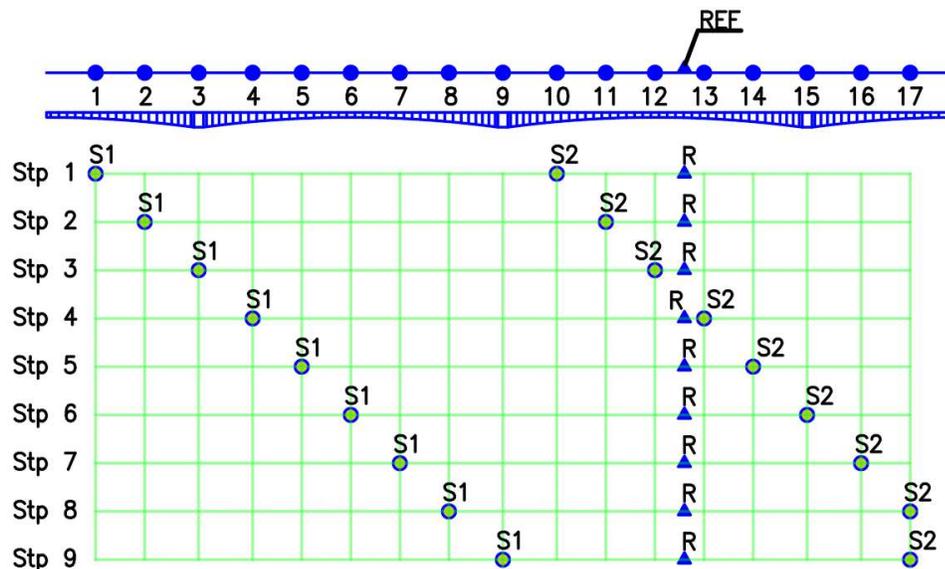


Figura 12. Esquema de movimiento de sensores para separación de sensores cada $L/6$
Fuente: Autor

Las velocidades del caso de carga LC 2 se seleccionaron en función de la moda de repetición para los 3 modos identificados para las 3 variables de comparación (MAC, frecuencia, espectro potencia), es decir, computar la cantidad de veces por modo para los 3 parámetros en los que cada velocidad tiene el mayor valor MAC, menor % error de frecuencia y mayor magnitud del pico en el espectro de potencia. En la Figura 13 se presenta el índice MAC donde los mejores resultados dinámicos se tienen para distancias relativas de $L/2$, $L/3$ y $L/10$, es de notar que a medida que se aumentan las repeticiones de circulación sobre el tablero y se combinan velocidades la consistencia modal aumenta respecto un único viaje; dado que la distribución $L/6$ contiene a $L/2$ y $L/3$ esta resulta consistente con los previos resultados de revisión de literatura y OSP. Así como la consistencia modal mejora al aumentar repeticiones lo mismo sucede en el porcentaje de error en frecuencia que presenta mejores resultados para $L/2$ y $L/3$ seguido de $L/10$ (Figura 14). Según

la *Figura 15*, la magnitud del espectro de potencia a medida que se aumentan las repeticiones decrece (respecto el caso de carga LC1) desde L/2 a L/6 pero aumenta de L/7 a L/10. En esta oportunidad, son las ubicaciones cada L/2 y L/6 las que tienen el mayor valor de magnitud y considerando las posibles modificaciones de la señal por factores externos al paso del vehículo en la prueba real, usar dichas separaciones que en las que es mayor el pico energético podría llevar ventaja sobre las señales ambientales. Acorde con las *Figura 13, Figura 14, Figura 15*, los mejores resultados dinámicos para las 3 formas modales identificadas en las simulaciones FEM se obtuvieron para distancias relativas de L/6 (implícitamente L/2 y L/3) y L/10 siendo consistente con la revisión de literatura y análisis de sensibilidad respecto OSP. Al analizar en detalle las 10 combinaciones de velocidad para el caso de carga LC3 en donde el ajuste modal y error de frecuencia son mejores se identificó que las combinaciones C9 y C10 ofrecen el mejor ajuste modal y menor error de frecuencia, aunque con menor contenido energético (*Figura 16, Figura 17, Figura 18*) y bajo la premisa que en campo la señal sufrirá distorsiones por la señal ambiental no resultan viables de ejecución. En el caso de C2, esta ofrece mayor contenido energético con aceptable ajuste modal lo que permitiría que en campo se identifiquen mejor estas formas modales. Se analizó el caso de carga para combinaciones de velocidad en orden descendente obteniendo una disminución en la identificación modal de 0.4% en promedio, aunque el valor difiere en función de la distancia relativa el índice MAC varía entre -4 – +2%. Es importante mencionar que la calidad de los resultados dinámicos en las pruebas a escala real puede diferir en función de la señal ambiental y de la habilidad del conductor del vehículo para circular en las velocidades indicadas y con el peso exacto.

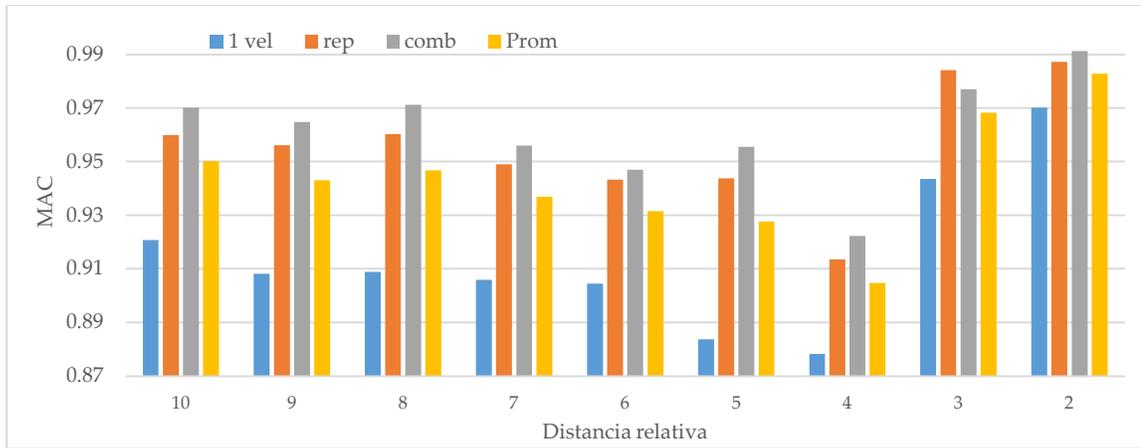


Figura 13. Índice MAC para distancia relativa para casos de carga de velocidad
Fuente: Autor

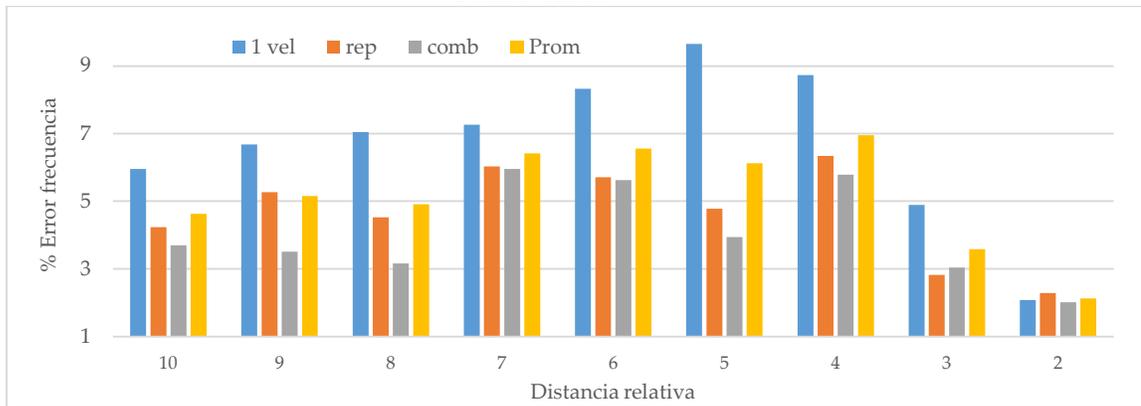


Figura 14. Porcentaje de error relativo en frecuencia para distancia relativa y casos de carga
Fuente: Autor

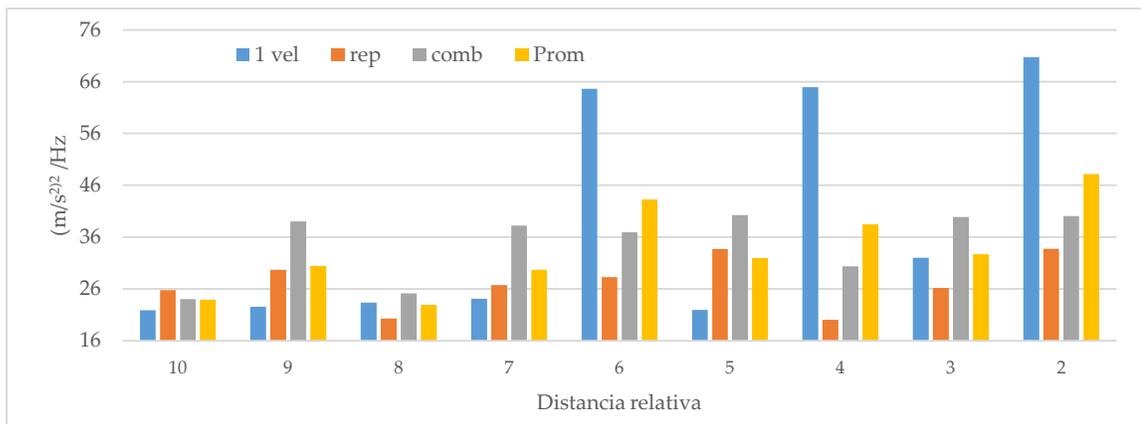


Figura 15. Magnitud de espectro de potencia en frecuencia para distancias relativas y casos de carga
Fuente: Autor

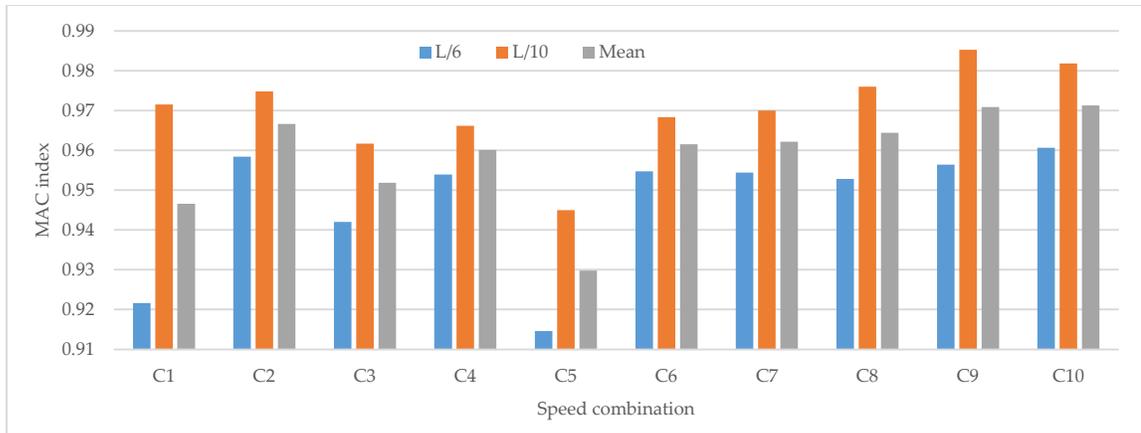


Figura 16 índice MAC para casos de carga de combinación de velocidades
Fuente: Autor

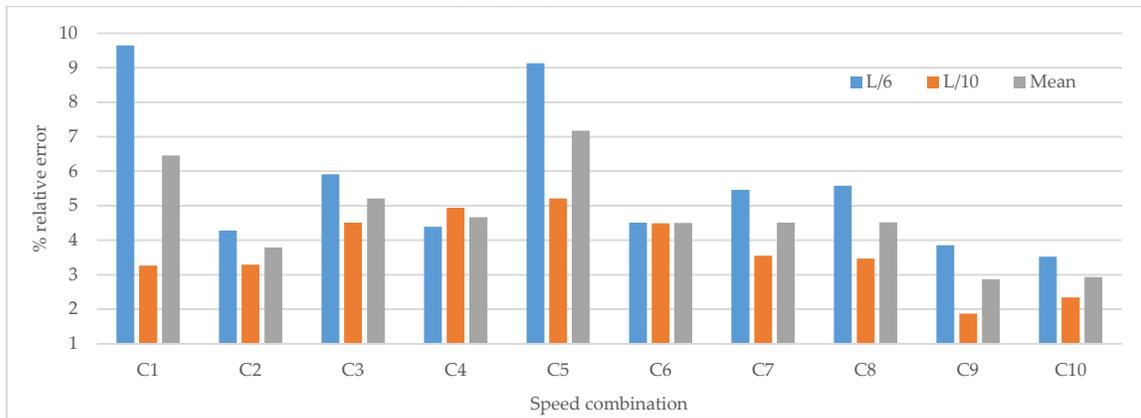


Figura 17. % de error de frecuencia para casos de carga de combinación de velocidades
Fuente: Autor

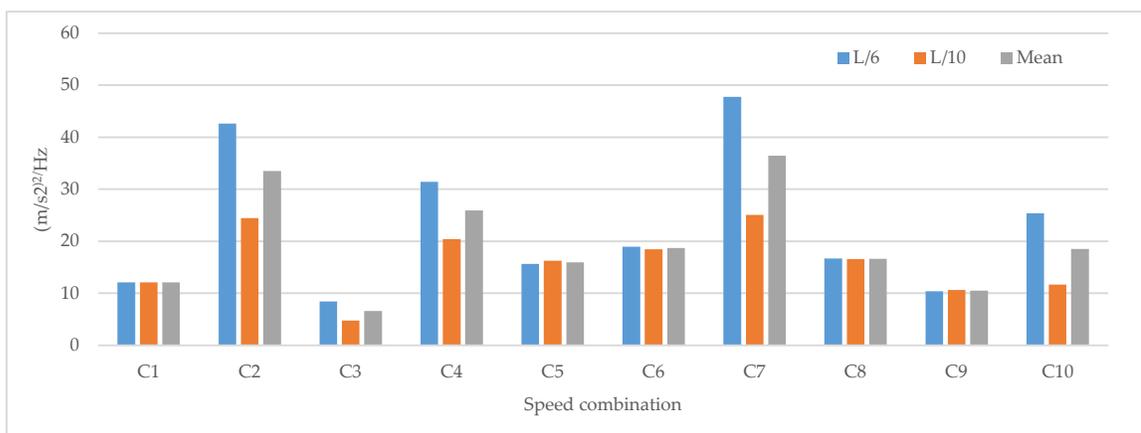
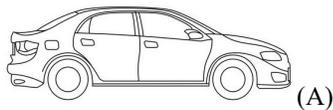


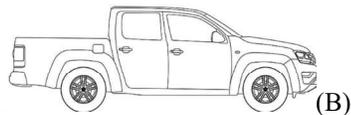
Figura 18. Magnitud de espectro de potencia en frecuencia para casos de carga de combinación de velocidades
Fuente: Autor

Aunque en las referencias normativas consultadas domina el uso de vehículo pesados que superan las 25Ton se podría cuestionar ¿con vehículos de menor peso y diferente configuración de ejes es viable ejecutar pruebas FVT y obtener resultados acertados. Para dar respuesta a esa pregunta se plantearon 6 vehículos de prueba con diferente peso: 1 automóvil tipo sedan, 1 camioneta, 1 volqueta sin carga de 2 ejes, 1 volqueta con carga de 2 ejes, 1 una volqueta sin carga 3 ejes, 1 volqueta con carga de 3 ejes como se muestra esquemáticamente en la *Figura 19*; los valores de peso y separación de ejes corresponden a datos promedio de vehículos comerciales disponibles en el mercado colombiano. Teniendo seleccionada la distribución de sensores en el tablero, L/6, se ejecutaron los 3 casos de carga del análisis anterior para cada vehículo de prueba mediante análisis Time-History obteniendo parámetros dinámicos, producto del análisis de señales en ARTeMIS, como índice MAC y porcentaje de error en frecuencia para las 3 formas modales posibles de identificar numéricamente.



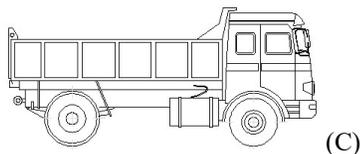
Peso: 1.46 Ton

Distancia entre ejes 2.7 m



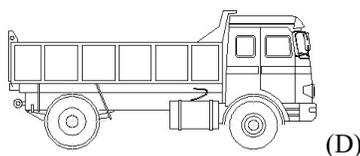
Peso: 2 Ton

Distancia entre ejes 3.1m



Peso: 5 Ton

Distancia entre ejes 3.8 m



Peso: 15 Ton

Distancia entre ejes 3.8 m

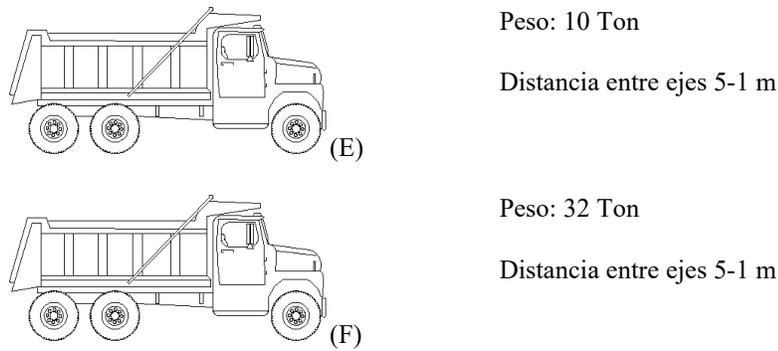


Figura 19. Esquema de vehículos de prueba con peso y separación de ejes
Fuente: Autor

En las Figura 20Figura 21 se muestra la consistencia modal y porcentaje de error relativo en frecuencia para los 6 vehículos de prueba en las que se observa mejoría a medida que se aumentan las repeticiones y combinan velocidades en el caso de carga; de igual forma, la diferencia de frecuencia disminuye sucesivamente con aumentar repeticiones y combinaciones de velocidad. Al comparar los resultados dinámicos de las simulaciones numéricas obtenidos con el shaker y circulación de vehículos se obtienen mejorías del 20% indicando que al ejecutar pruebas FVT con vehículos se logran mejores resultados dinámicos, concretamente, con la volqueta de 3 ejes cargada con 32 Ton del análisis inicial.

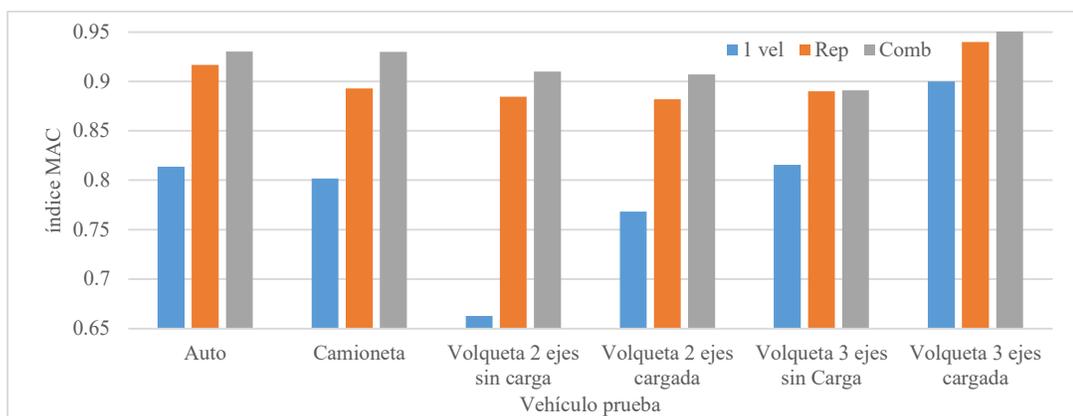


Figura 20. Índice MAC para vehículos de prueba para los 3 casos de carga
Fuente: Autor

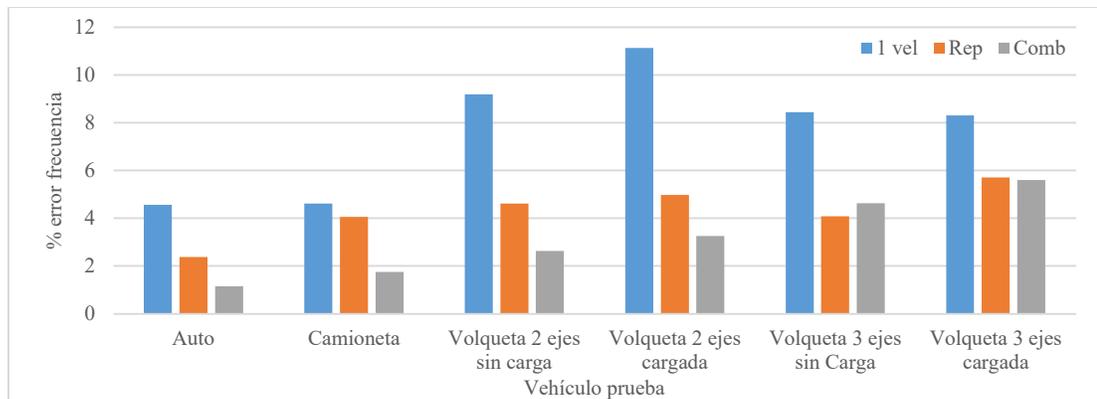


Figura 21. % de error de frecuencia para los vehículos de prueba en los 3 casos de carga

Fuente: Autor

5.4.2.1. Fuerzas adicionales al paso del vehículo: Impacto frenado

Algunos investigadores han adicionado fuerzas de impacto (Dir vertical) y frenado (Dir longitudinal) en la ejecución de las pruebas FVT(Argentini et al., 2012; Cantieni, 1983; Conte et al., 2008; Gatti, 2019b) bajo la hipótesis que se mejora la identificación modal.

Cuando un vehículo pasa sobre un resalto vial al caer genera un impacto sobre el tablero; simplificando el fenómeno, este se podría suponer como un lanzamiento de proyectil en tiro parabólico con velocidad y altura conocidas en función del ángulo de lanzamiento y velocidad de partida; además, al caer el eje del camión sobre el tablero se produce un rebote del eje lo que lleva a considerar una disipación de energía mediante choques inelásticos, esta disipación está relacionada con un coeficiente de restitución desconocido ya que depende de las propiedades mecánicas de la suspensión del camión. En vista que resolver el problema de la fuerza de impacto involucra variables ajenas al control del experimento como valores de rigidez, presión de llantas donde los valores reales pueden diferir ampliamente de los datos propuestos se hizo una simplificación al problema eliminando el factor rebote de la ecuación. Se tomó como altura de resalto 5cm y la velocidad de circulación del camión se limitó a 40km/h por cuestiones de seguridad. Dado que el ángulo formado entre la altura del resalto y la distancia entre ejes del camión (Volqueta de 3 ejes cargada con 32 Ton) es menor a 1° se tomó este valor como límite

máximo de giro; usando ecuaciones cinemáticas de movimiento se calculó la altura máxima alcanzada. Luego, relacionando el trabajo y energía (Olmo & Nave, 2020) (Ec (5.2)) se tiene la fuerza de impacto donde d representa la penetración en el terreno que se relaciona con la deformación, en conjunto, del sistema de suspensión y llantas siendo una variable que a priori no se puede calcular sin conocer valores de rigidez y amortiguamiento de estos elementos. De nuevo, resultaría imposible calcular la fuerza de impacto, pero teóricamente esta no puede ser menor al peso del cuerpo que cae.

$$F = \frac{mgh}{d} \quad (5.2)$$

Con esto en consideración, es posible simplificar el proceso al declarar la fuerza de impacto como el peso del eje. Teniendo el problema de la fuerza de impacto resuelto surge la pregunta ¿Dónde instalar los resaltos? Algunos investigadores han optado por instalarlos en los centros de luz del puente, algunos en el mismo sitio en que se instalan los sensores, otros cada cierta distancia y al parecer no hay una ubicación estándar para instalarlos; en ese caso, se proponen 4 ubicaciones de impacto como se muestra en la *Figura 22*. Este fenómeno se modeló en el software MIDAS Civil © agregando una carga vertical de peso igual al eje sincronizada en tiempo y espacio con el recorrido del camión circulando a 40km/h, es decir, para $t_{(i)}$ de recorrido en la coordenada $x_{(i)}$ se adiciona una fuerza igual al peso del camión (*Figura 11*) al nodo seleccionado para aplicación de fuerza de impacto, la duración del impacto está en función de la velocidad de viaje para cada eje de camión, es importante anotar que la fuerza de impacto adicional (peso de camión) se aplicara en diferentes tiempos en función del tiempo que tarde el camión de prueba en llegar al nodo objetivo.

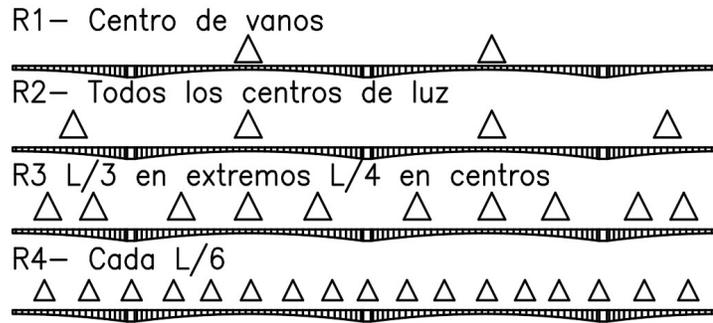


Figura 22. Ubicación esquemática de resaltos sobre el tablero
Fuente: Autor

La fuerza de frenado es considerada en la etapa de diseño estructural de puentes por la Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD – CCP14 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014a) como el 25% del peso del camión o el 5% del camión de diseño más carga de carril en la que argumenta que *“basándose en principios de energía y suponiendo desaceleración uniforme, la fuerza de frenado es determinada como una fracción del peso del vehículo.”*

$$b = \frac{v^2}{2ga} \tag{5.3}$$

Donde b es la fracción de peso, v es la velocidad de circulación, g gravedad y a es la longitud de desaceleración uniforme. La variable a representa una gran incógnita ya que cada fabricante de autos y sistema de frenos tiene distancias de frenado diseñadas para cada modelo donde estos parámetros pueden diferir en términos del funcionamiento y mantenimiento del sistema de frenos lo que adiciona incertidumbre al sistema, ante esto se consultó una fuente comúnmente aceptada como el Manual de Diseño de Carreteras (Instituto Nacional de Vías, 2008) en el que se establecen distancias de visibilidad de parada en función de la velocidad del vehículo, definiendo esta distancia como *“la distancia necesaria para que el conductor del vehículo pueda detenerlo antes de llegar a un obstáculo que aparezca en su trayectoria al circular a la velocidad*

especifica del elemento” por tanto, para velocidad de 40km/h se tiene una distancia de parada de 50m. El factor b varía a medida que se reduce la velocidad y distancia de frenado, por tanto, se tendrían infinitos puntos de cálculo de dicho factor por lo que se calcularon distancias y velocidades finitas cada 5m.

Tabla 5. *Factor de fuerza de frenado en función de velocidad*

VEL [km/h]	FACTOR
40	0.1258
36	0.1133
32	0.1007
28	0.0881
24	0.0755
20	0.0629
16	0.0503
10	0.0314

En la Tabla 5, se presentan los valores de frenado b asumiendo que el vehículo luego de reducir la velocidad acelera de nuevo a 40km/h y termina el recorrido del sobre el tablero. Asumiendo que la constante de aceleración es igual a la de frenado se eliminan fuerzas de frenado y se aumenta gradualmente la velocidad. En el modelo FEM, se cargó una fuerza longitudinal equivalente al peso del eje del camión y el factor de fuerza de frenado coordinando tiempo y posición, es decir, que nodos previos a la coordenada de frenado (equivalentes a la distancia de frenado) se carga secuencialmente una fuerza proporcional a la Tabla 5, para el nodo siguiente a la coordenada de frenado se eliminan las fuerzas longitudinales en analogía a la aceleración del vehículo. Técnicamente, el vehículo puede frenar en cualquier coordenada del puente, pero por cuestiones de seguridad se seleccionaron 3 puntos de frenada, en los vanos centrales y centro del puente como se muestra en la *Figura 23*.

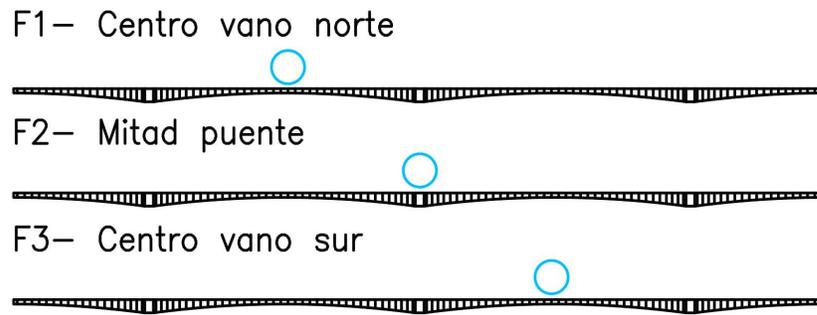


Figura 23. Ubicación esquemática de puntos de frenado en el tablero
Fuente: Autor

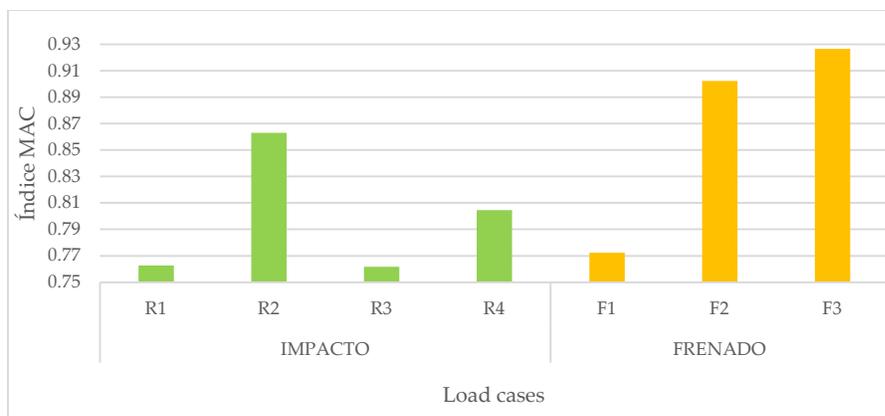


Figura 24. Índice MAC para fuerzas adicionales
Fuente: Autor

Para cada posición de impacto y frenado se realizó un análisis de sensibilidad en función del índice MAC como se muestra en la *Figura 24* donde la mejor posición de impacto (verde) se tiene en los centros de cada vano y para frenado (amarillo) en la mitad del vano del acceso sur. Se detectó una disminución cercana al 13% en el índice MAC relacionada con la aplicación constante de fuerzas de impacto o frenado en todas las configuraciones de sensores. Esto indica que reducir la cantidad de posiciones y/o configuraciones del sensor en los que se aplican dichas fuerzas se podrían mejorar los resultados.

Tabla 6. Esquema de iteración realizado en las 3 etapas de combinación de fenómenos para L/6

		Etapa 1 Impacto									Etapa 3 Velocidad - Impacto + Frenado									
		Configuración									Configuración									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Conf base velocidad	1	R2	V	V	V	V	V	V	V	V	F3	V	V	V	V	V	V	V	V	
	2	V	R2	V	V	V	V	V	V	V	V	F3	V	V	V	V	V	V	V	
	3	V	V	R2	V	V	V	V	V	V	R2	R2	R2	R2	R2	R2	R2	R2	R2	
	4	V	V	V	R2	V	V	V	V	V	V	V	V	F3	V	V	V	V	V	
	5	V	V	V	V	R2	V	V	V	V	V	V	V	V	F3	V	V	V	V	
	6	V	V	V	V	V	R2	V	V	V	V	V	V	V	V	V	F3	V	V	
	7	V	V	V	V	V	V	R2	V	V	V	V	V	V	V	V	V	F3	V	
	8	V	V	V	V	V	V	V	R2	V	V	V	V	V	V	V	V	V	F3	
	9	V	V	V	V	V	V	V	V	R2	V	V	V	V	V	V	V	V	V	
			Etapa 2 Frenado									Etapa 3 Velocidad - Frenado + Impacto								
	1	F3	V	V	V	V	V	V	V	V	R2	V	V	V	V	V	V	V	V	
	2	V	F3	V	V	V	V	V	V	V	V	R2	V	V	V	V	V	V	V	
	3	V	V	F3	V	V	V	V	V	V	V	V	R2	V	V	V	V	V	V	
	4	V	V	V	F3	V	V	V	V	V	V	V	V	R2	V	V	V	V	V	
	5	V	V	V	V	F3	V	V	V	V	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	
	6	V	V	V	V	V	F3	V	V	V	V	V	V	V	V	V	R2	V	V	
	7	V	V	V	V	S	V	F3	V	V	V	V	V	V	V	V	V	R2	V	
	8	V	V	V	V	V	V	V	F3	V	V	V	V	V	V	V	V	V	R2	
9	V	V	V	V	V	V	V	V	F3	V	V	V	V	V	V	V	V	R2		

Para mejorar la identificación modal (índice MAC) se propuso un conjunto de combinaciones heurísticas tomando como fenómeno base la velocidad; se diseñaron tres etapas de combinación de fenómenos: en la etapa 1 se adicionaba a las configuraciones base de velocidad una configuración con registros de impacto hasta obtener un valor MAC superior al punto de referencia, en la etapa 2 se repetía el proceso con las fuerzas de frenado hasta obtener un conjunto de configuraciones de mayor ajuste modal; en la etapa 3, teniendo establecidas la combinación de configuraciones de sensor óptimas para impacto y frenado se adicionaba la siguiente fuerza. En la Tabla 6 se muestra esquemáticamente el procedimiento iterativo realizado en las 3 etapas. En los 92 conjuntos de combinaciones numéricas (34 para L/6 y 58 para L/10) se identificaron 3 configuraciones de sensor idóneas para la adición de fuerzas de impacto y frenado siendo para L/6 3-5-9 y para L/10 5-8-15, de tal forma que solo en 6 de 17 (L/6) y 29 (L/10) posiciones del sensor el camión pasaría por resaltos viales y/o frenaría abruptamente sobre el tablero. En la Figura 25 se muestra la variación del ajuste modal en función de la fuerza de excitación aplicada al puente por el vehículo de 3 ejes con peso de 32 Ton donde se tienen mejores resultados modales al aplicar

en pocas ubicaciones del sensor fuerzas de impacto y/o frenado, también muestra esquemáticamente el aumento en la consistencia modal a medida se aumentan las repeticiones sobre el tablero para la misma posición del sensor.

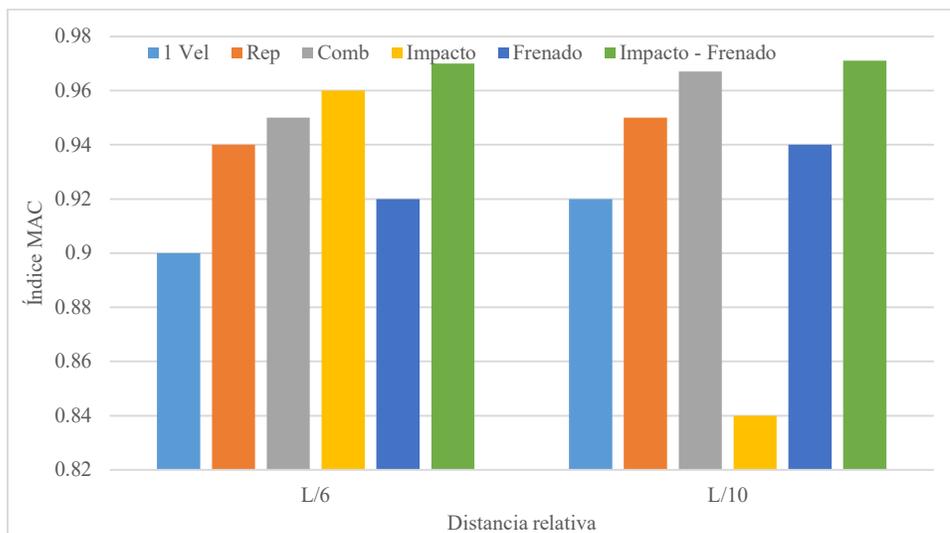


Figura 25. Variación Índice MAC en función de fuerzas de excitación
Fuente: Autor

5.4.2.2. Análisis de sensibilidad para frecuencia de muestreo

La frecuencia de muestro determina la cantidad de datos que se toman por segundo y se relaciona directamente con la frecuencia objetivo; las estructuras civiles se caracterizan por frecuencias entre 0 – 10Hz por lo que para evitar errores asociados frecuencias bajas de muestreo, reconstrucción errónea de la onda (Aliasing, Nyquist), discontinuidad en la señal de onda registrada (leakage) se requieren frecuencias 2 veces o superiores a la frecuencia objetivo. Se realizó un análisis de sensibilidad del parámetro para 8 frecuencias de muestreo: 25, 50, 100, 125, 150, 200, 250, 300Hz puestas a prueba en una simulación FEM para el vehículo de prueba con el caso de carga seleccionado (volqueta 3 ejes 32 Ton circulando a velocidades de 40-60km/h), se seleccionaron 3 parámetros de análisis: índice MAC, % error frecuencia, magnitud espectro potencia, para 3 formas modales identificadas numéricamente: 1-X, 1-Z, 1-Ry. La Figura 26

muestra la variación MAC de los 3 modos identificados donde la mayor variación en MAC está en el modo 1-Ry; los valores 100, 125, 200Hz tienen el mayor ajuste modal promedio; el porcentaje de error de frecuencia (*Figura 27*) es menor para 125Hz, aunque para las frecuencia de estudio, el modo con mayor diferencia es 1-Z; la magnitud del espectro de potencia difiere bastante para el modo 1-X para valores superiores a 125Hz por lo que frecuencias superiores a dicho valor permitirían la posible identificación clara del modo 1-X. Al contrastar las 3 figuras presentadas las frecuencias de muestro 100 – 125 – 200Hz son las más adecuadas a usar en las pruebas de campo.

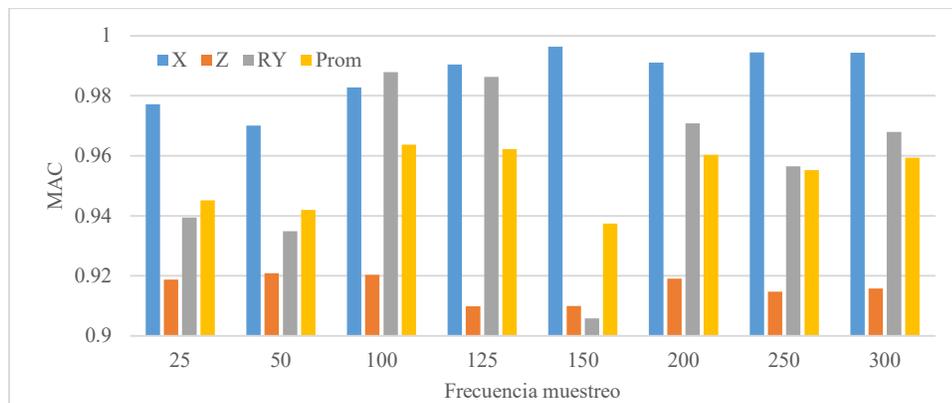


Figura 26. Índice MAC para análisis de sensibilidad de frecuencia de muestro
Fuente: Autor

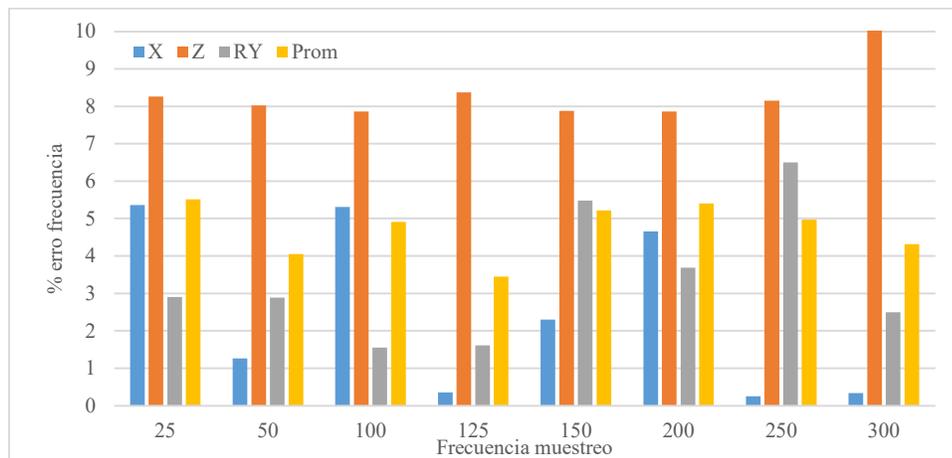


Figura 27. % error frecuencia para frecuencias de muestro
Fuente: Autor

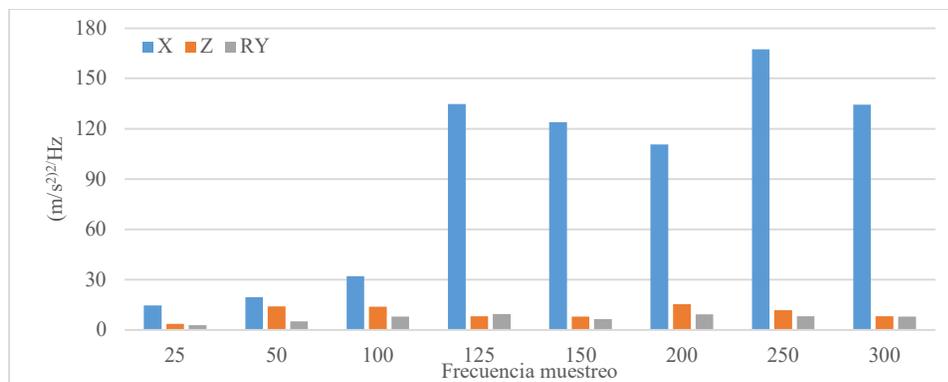


Figura 28. Variación Índice MAC en función de fuerzas de excitación
Fuente: Autor

5.4.2.3. Análisis de sensibilidad para cantidad de instrumentos de medición

Se analizó la incidencia de la cantidad de acelerómetros móviles sobre el tablero del puente mediante simulaciones Time History para la circulación de una volqueta de 3 ejes de 32 Ton circulando a velocidades de 40 – 60km/h (C2 – Figura 16Figura 18). Se contemplaron 5 situaciones de instrumentación desde 1 sensor hasta 5 sensores móviles ubicados en los puntos mostrados en la Figura 29, posicionados para el primer movimiento en los puntos indicados en la Tabla 7 que se desplazaron en los siguientes movimientos de izquierda a derecha de la Figura 29. Usando el software ARTeMIS con la técnica FDD (resolución 1024 datos; ventana: 0-10Hz) se tomó un ancho aferente de 1Hz a izquierda y derecha del pico máximo para los modos 1-X, 1-Z, 1-Ry obteniendo los parámetros modales: MAC, % error relativo de frecuencia y magnitud de espectro de potencia mostrados en la Figura 30.

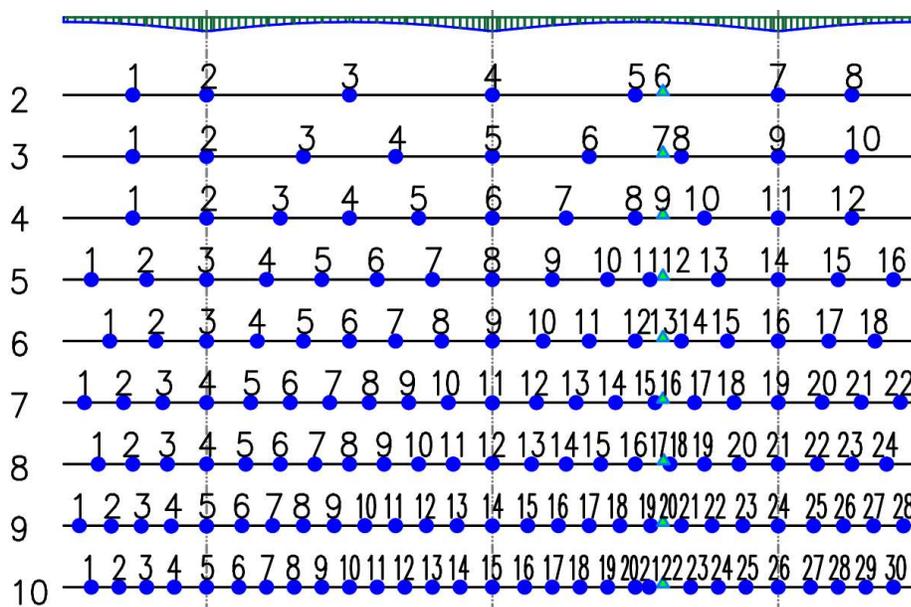
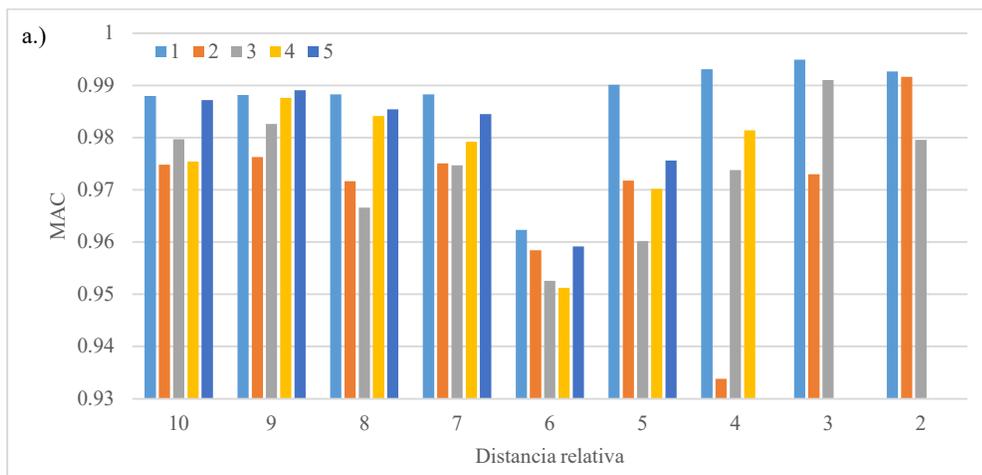


Figura 29. Puntos de instrumentación para distancias relativas desde L/2 a L/10
Fuente: Autor

Tabla 7. Puntos iniciales de instrumentación

Sensores móviles	Punto de instrumentación en distancia relativa								
	L/2	L/3	L/4	L/5	L/6	L/7	L/8	L/9	L/10
2	1-4-6	1-5-7	1-6-9	1-8-12	1-9-13	1-11-16	1-12-17	1-14-20	1-15-22
3	1-4-7-6	1-4-8-7	1-5-10-9	1-6-11-12	1-7-14-13	1-8-15-16	1-9-18-17	1-10-19-20	1-11-21-22
4			1-4-7-11-9	1-5-9-14-12	1-6-11-17-13	1-6-11-17-16	1-7-13-20-17	1-8-15-23-20	1-9-17-25-22
5				1-4-7-10-14-12	1-4-7-10-14-13	1-5-9-13-18-16	1-6-11-16-21-17	1-7-13-19-26-20	1-7-13-19-26-22



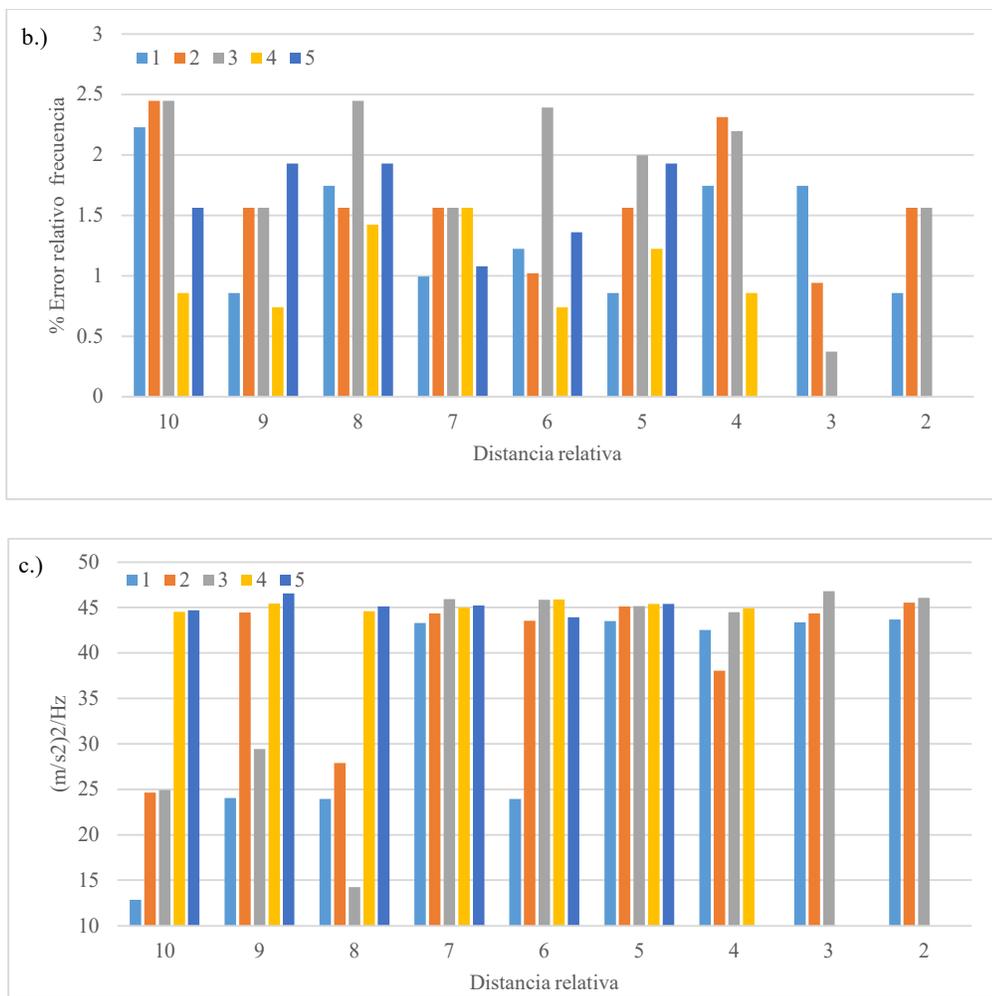


Figura 30. Análisis de sensibilidad para cantidad de sensores de 1 a 5 a.) índice MAC b.) %Error frecuencia c.) Magnitud espectro potencia Fuente: Autor

En cuanto a la consistencia modal de identificó una disminución generalizada para las distancias relativas de hasta 2%; El porcentaje de error relativo de frecuencia oscila entre 2.22% para un sensor a 1.9% con 5 sensores; la mejoría sustancia se obtiene en la magnitud del pico del espectro de potencia que aumenta desde 33.46 a 45.16 $(m/s^2)^2/Hz$ en promedio, siendo el modo 1-X el más beneficiado al incrementar el pico hasta 55.4%. En términos de distancia relativa, el índice MAC es superior en distribuciones: L/2, L/3, L/9, L/10 siendo menor en la zona media (L/6 y L/5) aunque esta tiende a variar en función de la cantidad de puntos instrumentados al unísono con variaciones de $\pm 3\%$; el porcentaje de error de frecuencia es menor en distribuciones de L/2 y

L/3 que varía hasta 70% en función de la cantidad de sensores. Al analizar la magnitud del pico del espectro de potencia, este aumenta al adicionar instrumentos de medición y emplear distancias de instrumentación entre L/2 a L/5; teniendo en cuenta la aleatoriedad e incertidumbre del contenido energético en las pruebas a escala real resulta razonable emplear múltiples instrumentos a la par para identificar modos posiblemente poco excitados como 1-X. Aunque los resultados dinámicos en términos de índice MAC son poco concluyentes para las distancias relativas resulta viable emplear mallas poco densas con múltiples sensores dependiendo de los instrumentos de medición disponibles para identificar modos con alto contenido energético en el espectro de potencia en frecuencia.

5.5. Diseño final de experimento para pruebas AVT y FVT

A lo largo de la sección 5 se ha descrito el procedimiento seguido para seleccionar y cuantificar los parámetros necesarios para la adecuada ejecución de las pruebas dinámicas analizando variables como: ubicación del sensor, tiempo de registro por ubicación, fuente de excitación, caso de carga a aplicar, combinación de casos de carga. En la *Figura 31* se presenta esquemáticamente la ubicación del conjunto de sensores indicando en círculos las posiciones del sensor móvil y en triángulo el sensor de referencia (2 acelerómetros disponibles), en color rojo es muestra la distribución de sensores cada L/10 con tiempo de registro de 20min por posición y en azul para L/6 con tiempo de registro de 35min. Para las pruebas FVT se contemplan tiempos de registro por posición de 10 min usando como fuente de excitación un vehículo de 3 ejes cargado con 32Ton circulando a velocidades de 40-60km/h pasando sobre resalto y frenando en las posiciones indicadas en triángulos verdes.

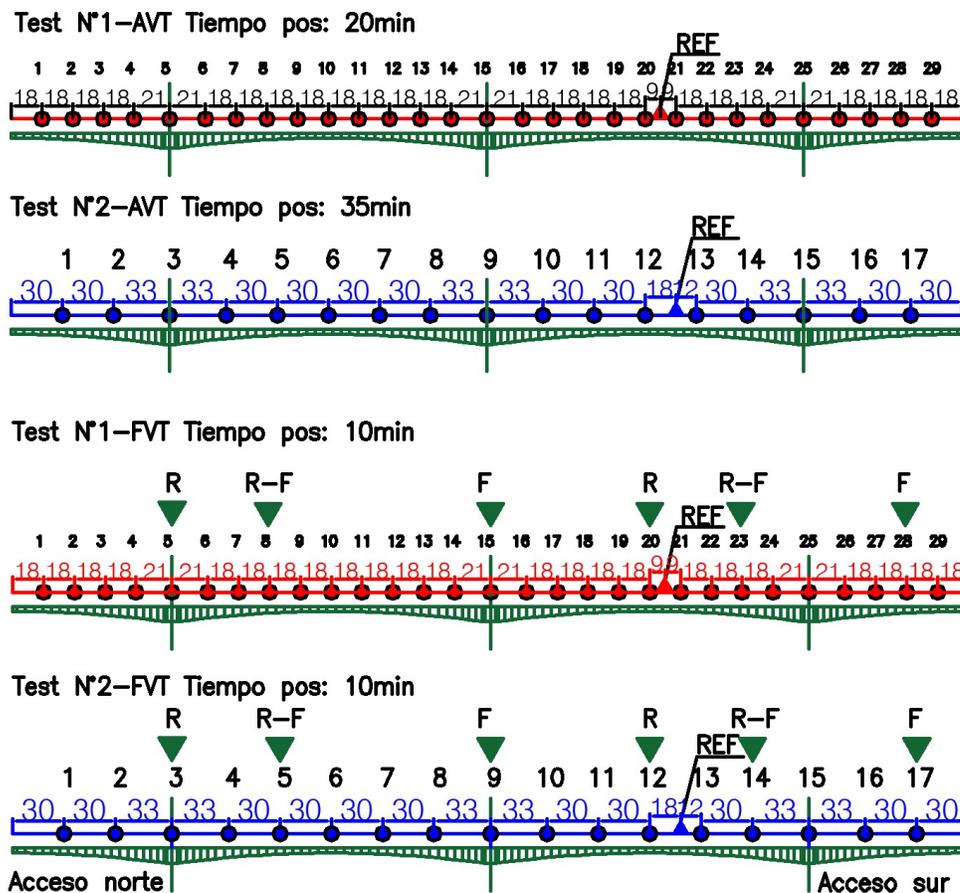


Figura 31. Esquema de ejecución de pruebas dinámicas.
Fuente: Autor

6. Comparación de resultados dinámicos de pruebas a escala real

En base al diseño inicial de experimento, se ejecutaron 2 pruebas de vibración ambiental con el diseño inicial de la *Figura 31*, 2 pruebas AVT en función de los resultados dinámicos iniciales desarrollando una malla híbrida de instrumentación y 2 pruebas FVT con base el diseño inicial de la figura anterior y la malla híbrida usada en AVT. Para el registro y almacenamiento de señales de aceleración se emplearon dos acelerómetros triaxiales fuerza balanceada de alta sensibilidad Ref Obsidian Kinematics©; estos dispositivos son de rango dinámico de 150dB con ancho de banda hasta 200Hz, rango de escala completa entre ± 2 y ± 4 g (*Figura 32*). El sensor

móvil se desplazó de norte a sur en las posiciones previamente demarcadas y el sensor de referencia se ubicó en la posición K0+390 desde el acceso norte del puente.



Figura 32. Sistema de adquisición de datos en pruebas dinámicas
Fuente: Autor

Durante los días de pruebas se registró el gálibo usando cinta métrica desde el borde externo del tablero hasta entrar en contacto con la lámina de agua ya que la estación meteorológica del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM en la zona aledaña está suspendida desde 2014, también se registró la variación de la temperatura a lo largo del día usando un termómetro industrial.

6.1. Pruebas de vibración ambiental

Con base en las formas modales identificadas en los 2 primeros días de pruebas AVT (Tabla 2) se realizó un análisis OSP con los 11 modos encontrando 7 ubicaciones mostradas en la *Figura 33* lo que permitió ensamblar una malla híbrida de instrumentación, es decir, sustituyendo algunas coordenadas de la malla convencional (análisis previos) por puntos OSP cercanos a dichos nodos iniciales. En la Tabla 8 se presentan las posiciones OSP del análisis inicial a partir del modelo FEM y las computadas con los modos experimentales; es de notar que las nuevas

posiciones tienen similitud con las calculadas a priori. Teniendo un panorama global de la ejecución las pruebas AVT, se muestra en la *Figura 34* de forma esquemática las posiciones instrumentadas en el tablero junto con el nivel de agua registrado en los 4 días de prueba.

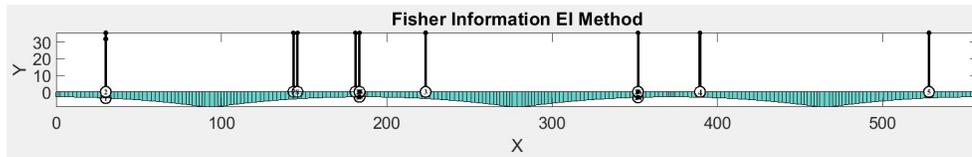
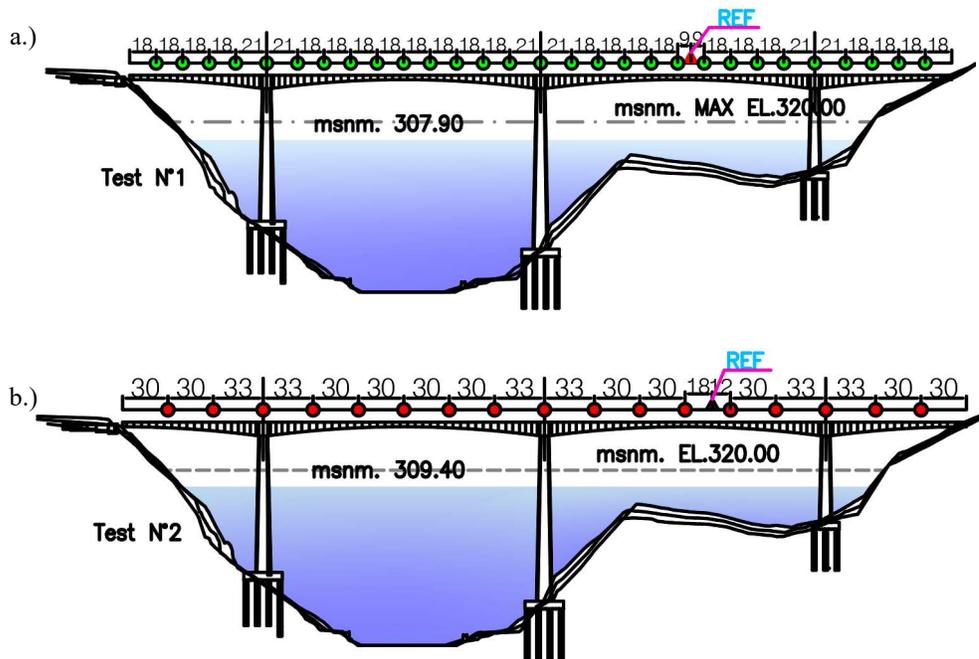


Figura 33. Ubicaciones OSP actualizadas a formas modales AVT
Fuente: Autor

Tabla 8. Coordenadas OSP actualizadas a modos identificados en AVT

Punto	Abscisa [m]	
	OSP inicial promedio	AVT
1	31.00	30
2	90.45	146
3	148.53	183.5
4	155.40	223.5
5	184.23	352
6	220.78	389.5
7	269.87	528
8	336.70	
9	352.00	
10	370.48	
11	381.70	
12	410.08	
13	471.00	
14	526.91	



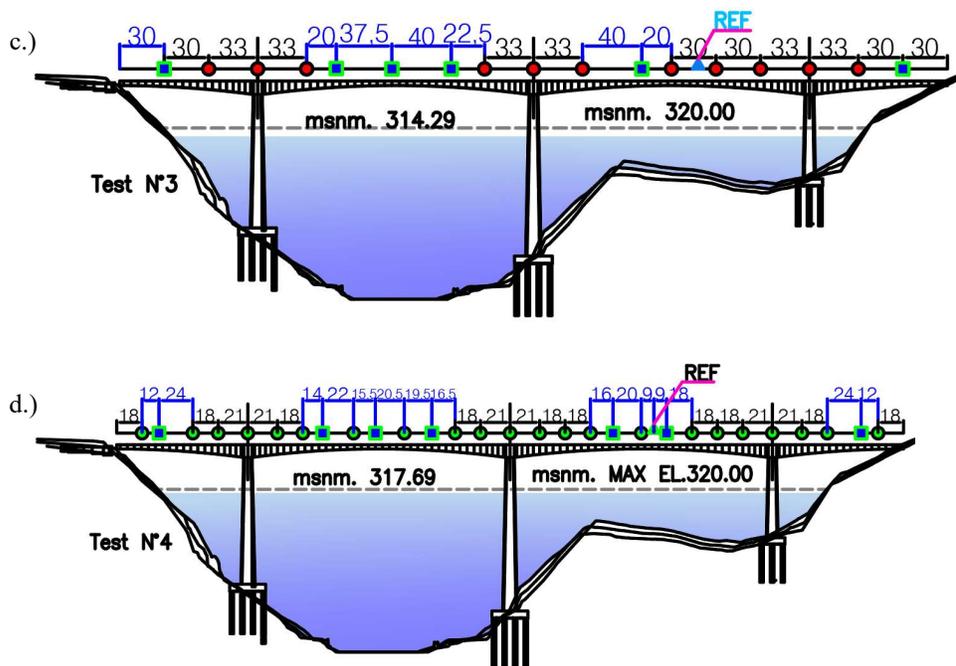


Figura 34. Ubicación esquemática de sensores para 4 días de pruebas
Fuente: Autor

Las pruebas AVT de la *Figura 34* se realizaron durante el mes de noviembre de 2020 durante la temporada de lluvias de Colombia; en la figura a.) los círculos en color verde muestran la ubicación cada $L/10$ con tiempo de registro de 20min por posición, en b.) los círculos en rojo indican la separación cada $L/6$ y tiempo de medición de 35min, para c.) los cuadros azules indican las coordenadas OSP en combinación con los nodos circulares de $L/6$ y tiempo de registro de 35min, finalmente en d.), se muestra la malla híbrida entre $L/10$ y OSP (cuadros azules) con tiempo de registro de 20min.

6.2. Pruebas de vibración forzada

Con el diseño previo de experimento para la selección del caso de carga, ubicación de frenado e impacto y el posterior análisis primario de los resultados dinámicos de las pruebas AVT se ejecutaron 2 pruebas FVT en julio de 2021 (Temporada de lluvias) usando la distribución de sensores cada $L/6$ (malla convencional – Test 2) y $L/6$ con puntos OSP (malla híbrida – Test 3) en

las que se registró con cinta métrica el gálibo hasta la capa de agua. Acorde con el diseño de experimento, se empleó una volqueta de 3 ejes marca International con peso total de 32Ton. Puesto que el puente está construido en la vía principal a San Vicente de Chucurí se gestionó con el gobierno departamental y municipal los respectivos permisos y autorizaciones para hacer cierres parciales viales por lapsos de 10min. Como se acotó durante el diseño de experimento, la ejecución del ensayo acorde al experimento, en términos del caso de carga, quedó supeditado a la habilidad del conductor y el buen estado mecánico de la volqueta que circuló sobre el tablero bajo el caso de carga C2: 40-60 km/h (5.4.2) con una velocidad promedio para el primer recorrido de 39km/h y en el segundo trayecto de 50km/h; a causa del reducido ancho de carril en los tramos de aproximación al tablero la volqueta retornaba al punto de salida en reversa con velocidad promedio de 21km/h; en función de los tiempo de viaje de la volqueta, el tiempo de registro por ubicación se estableció en 10min. Para garantizar la seguridad vial y la adecuada ejecución de las pruebas FVT se contó con la colaboración de 6 auxiliares de prueba y mediante señales visuales con banderines de colores se daba señal para cerrar, abrir la vía al tráfico y dar inicio al viaje del camión: 2 personas encargadas de detener el tráfico, 2 personas en los acceso del puente para registrar el tiempo de entrada y salida de la volqueta al puente en cada trayecto, 1 persona para repetir la señal visual al extremo opuesto del puente y 1 director de prueba (autor) para coordinar movimiento de sensor por ubicación, indicar cierres viales, inicios de recorridos de la volqueta y posiciones de sensor en los que se aplicarían fuerzas de impacto y frenado; para dichas fuerzas se ubicaban de forma temporal resaltos viales comerciales de tráfico pesado en la mitad de la sección transversal que eran retirados al abrir el puente al tráfico ajeno a la prueba; por motivos de seguridad, cada vez que el vehículo pesado pasaba sobre los resalto reducía la velocidad frenando abruptamente. En la *Figura 35* se presenta el registro fotográfico de las pruebas FVT.



Figura 35. Registro fotográfico pruebas FVT

Fuente: Autor

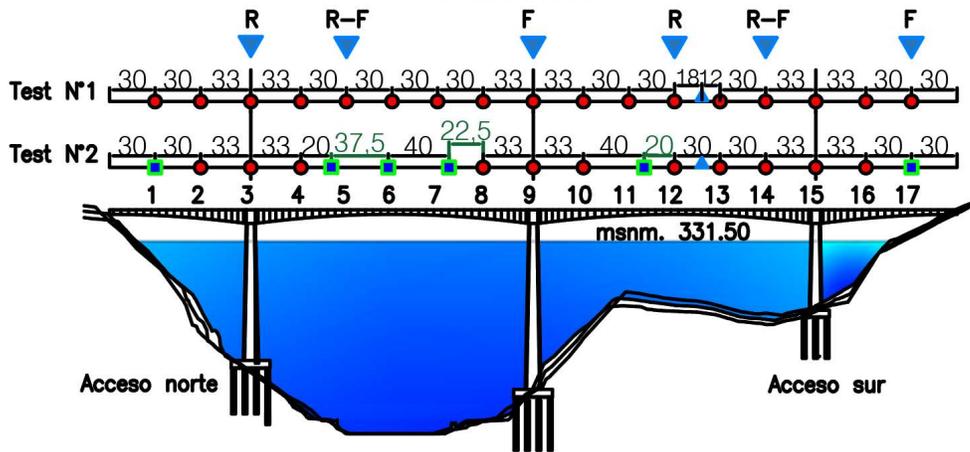


Figura 36. Ubicación esquemática de sensores durante pruebas FVT con posiciones de impacto y frenado

Fuente: Autor

En la Figura 36 se muestran las ubicaciones de impacto y frenado usadas en los días de prueba junto con el nivel de lámina de agua muy superior a la medida durante las pruebas AVT.

6.3. Procesamiento de registro de aceleración de pruebas dinámicas

La identificación de los parámetros modales del puente, frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento se realizó mediante tres técnicas: FDD (Frequency Domain Decomposition), EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition) y SSI (Stochastic

Subspace Identification) usando el software ARTeMIS©; en este software se ingresaron las coordenadas de los puntos instrumentados cargando en los nodos los registros de aceleración en la dirección ortogonal correspondiente para frecuencia de muestreo a 200Hz, finalmente, obteniendo los espectros de potencia en frecuencia con sus correspondientes formas modales y amortiguamiento (para las técnicas EFDD, SSI) para el rango de frecuencias entre 0 y 5Hz, previamente se hizo ajuste de línea base, las funciones de densidad espectral fueron calculadas utilizando ventanas de Hanning de 1024 datos (2^{10}) considerando traslapo entre ventanas de 66%. Para la técnica EFDD se seleccionaron frecuencias con nivel de rechazo MAC superior a 0.9 calculando el amortiguamiento usando el método de decremento logarítmico. Para la técnica SSI se tomó como dimensión máxima 100 eigenvalues, desviación máxima de frecuencia, amortiguamiento y MAC: 0.002, 10, 0.05 respectivamente; coeficiente de variación máxima 0.1 en frecuencia y 5 en amortiguamiento; rango de amortiguamiento entre 0.1 y 10%; en cuanto FDD con resolución de 1024 datos a 5Hz se tomó un rango aferente de 0.5Hz a izquierda y derecha del pico con magnitud mayor seleccionar con base el mayor MAC la frecuencia y modo correspondiente con mayor ajuste modal. En las Tabla 9Tabla 10 se presentan las frecuencias naturales identificadas en campo y los porcentajes de amortiguamiento calculadas con las técnicas EFDD – SSI y se complementa la información adjuntando el espectro de potencia en frecuencia de las 6 pruebas dinámicas (*Figura 37*)

Tabla 9. Frecuencias experimentales de pruebas dinámicas AVT y FVT

Modo	TEST 1 -AVT			TEST 2- AVT			TEST 3 - AVT			TEST 4 - AVT			TEST 5 - FVT			TEST 6 - FVT		
	FDD	Efdd	SSI	FDD	Efdd	SSI	FDD	Efdd	SSI	FDD	Efdd	SSI	FDD	Efdd	SSI	FDD	Efdd	SSI
1-Y	0.32	0.32	0.36	0.33	0.32	0.36	0.32	0.31	0.34	0.33	0.31	0.38	0.31	0.31	0.40	0.32	0.31	0.45
1-RZ	0.44	0.44	0.46	0.42	0.44	0.47	0.48	0.44	0.45	0.45	0.43	0.45	0.44	0.43	0.49	0.43	0.43	0.45
2-Y	0.62	0.63	0.65	0.64	0.63	0.62	0.63	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.61	0.62	0.61	0.63
1-Z	0.85	0.86	0.81	0.79	0.82	0.81	0.81	0.82	0.82	0.80	0.81	0.82	0.84	0.82	0.82	0.81	0.82	0.82
3-Y	1.12	1.13	1.10	1.12	1.13	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.11	1.15	1.10	1.10	1.10	1.05	1.10	1.12
2-X	1.26	1.26	1.25	1.23	1.25	1.26	1.22	1.25	1.25	1.23	1.24	1.26	1.20	1.24	1.24	1.19	1.24	1.27
3-Z	1.49	1.50	1.50	1.45	1.48	1.49	1.48	1.48	1.50	1.49	1.49	1.53	1.48	1.49	1.49	1.48	1.49	1.49
1-RY	1.87	1.93	1.91	1.88	1.97	1.91	1.92	1.96	1.91	1.91	1.94	1.91	1.90	1.95	1.90	1.89	1.96	1.90
4-Z	2.03	2.00	2.03	2.03	2.02	2.04	2.06	2.02	2.03	2.04	2.01	2.03	2.03	2.00	2.03	2.02	2.02	2.03
3-X	2.93	2.92	2.92	2.97	2.92	2.92	2.88	2.91	2.91	2.91	2.90	2.91	2.85	2.90	2.90	2.94	2.90	2.90
2-Z	3.35	3.29	3.31	3.35	3.30	3.31	3.26	3.29	3.26	3.34	3.28	3.28	3.32	3.27	3.27	3.30	3.27	3.28

Tabla 10. Porcentajes de amortiguamiento experimentales de AVT y FVT

Modo	AVT								FVT			
	Test 1		Test 2		Test 3		Test 4		Test 1		Test 2	
	EFDD	SSI										
1-Y	1.85	1.28	1.51	0.32	1.30	4.31	1.64	3.33	1.69	1.33	1.48	4.15
1-RZ	0.00	1.27	0.95	0.83	0.96	0.28	1.03	1.15	1.02	0.86	0.97	3.37
2-Y	0.00	0.91	0.00	0.72	0.00	8.93	0.00	0.84	0.00	0.86	1.01	1.69
1-Z	0.00	2.77	1.94	2.04	0.00	1.09	1.65	3.11	0.00	1.87	1.18	2.02
3-Y	0.89	0.78	0.77	0.74	0.97	1.12	0.93	3.31	0.87	0.71	0.98	0.47
2-X	0.74	0.87	0.68	0.63	0.68	0.61	0.71	0.24	0.85	0.83	0.86	0.85
3-Z	0.79	1.11	0.71	1.07	0.00	0.51	0.00	1.54	0.78	0.92	0.74	1.20
1-RY	1.22	0.81	1.09	0.67	1.05	0.71	1.11	0.68	0.94	0.88	0.87	0.84
4-Z	1.33	0.68	0.95	0.66	0.70	0.60	0.97	0.79	0.70	0.70	0.91	0.74
3-X	0.68	0.70	0.56	0.46	0.74	0.52	0.82	0.70	0.74	0.95	0.87	0.96
2-Z	0.71	0.60	0.70	0.91	0.72	0.64	0.65	0.64	0.92	0.73	1.05	0.78

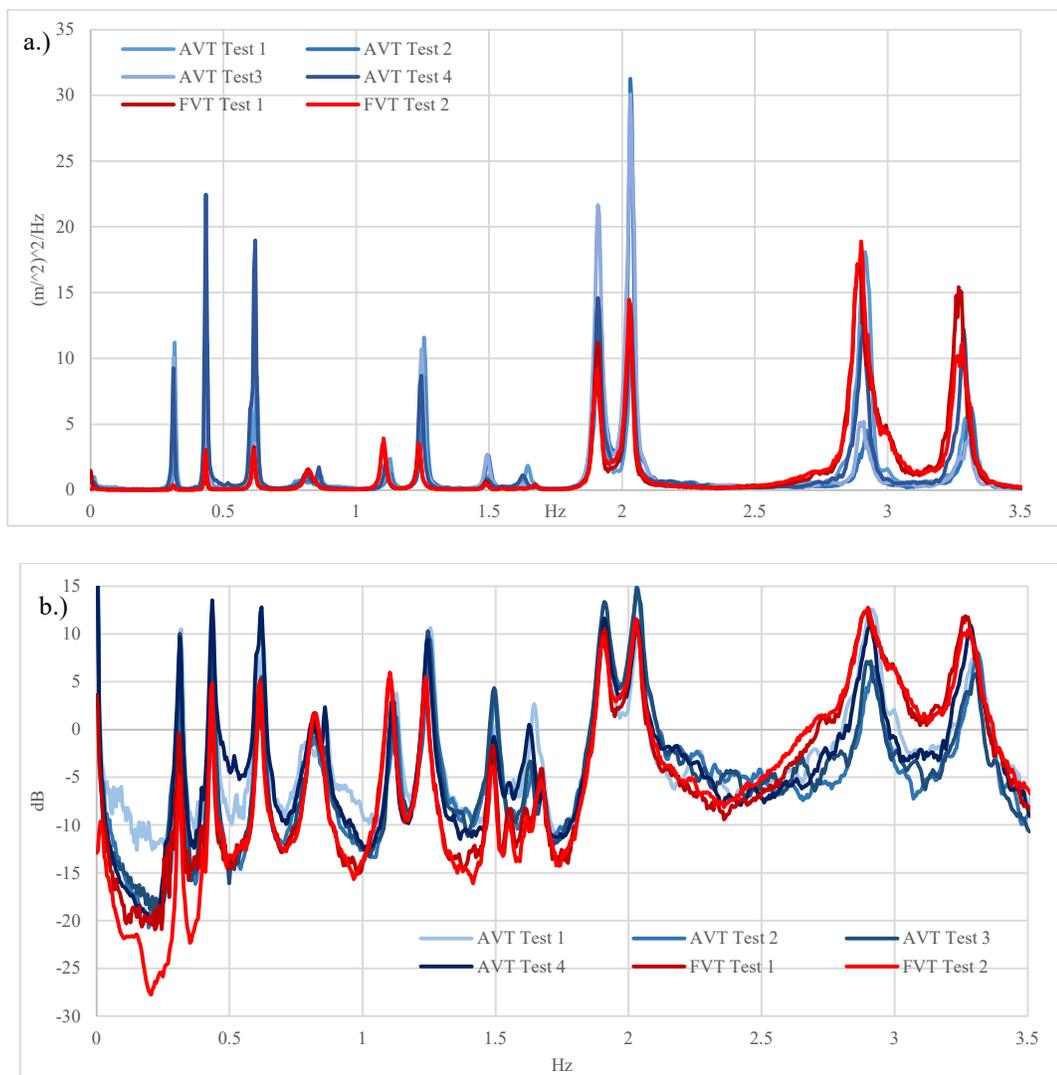


Figura 37. Espectro de potencia en frecuencias para pruebas AVT y FVT a.) Magnitud espectro potencia $(m/s^2)^2/Hz$
 b.) Magnitud en dB

Fuente: Autor

En un análisis primario de los registros de aceleración de las pruebas dinámicas (4 AVT – 2 FVT) se identificaron 11 formas modales con diferente distribución de contenido energético en el espectro de potencia en frecuencia entre pruebas AVT y FVT como se muestra en la *Figura 37* que para las frecuencias menores a 1.8Hz la magnitud del pico en FVT disminuye considerablemente respecto AVT, para frecuencias superiores a 1.8Hz tiende a favorecer a las pruebas FVT. En el caso puntal de modo 1-Z con rango de frecuencia 0.8 – 0.84Hz (*Figura 38*) se define mejor el pico de frecuencias en las pruebas FVT que en AVT que tienden a ser planas en el rango de interés. De forma representativa, en la *Figura 39* se muestran las 11 formas modales identificadas en las 6 pruebas dinámicas tomando como ejemplo las identificadas en la prueba FVT Test 1.

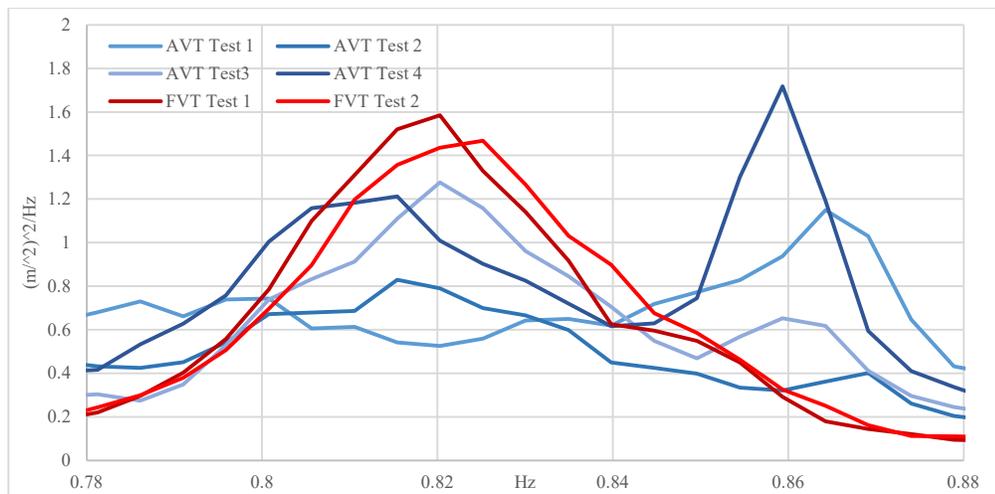
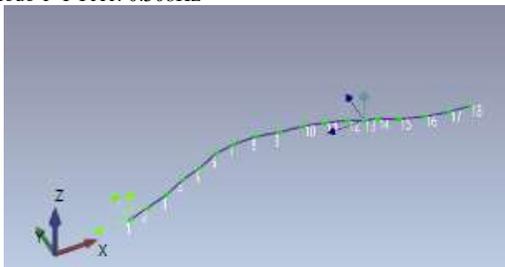
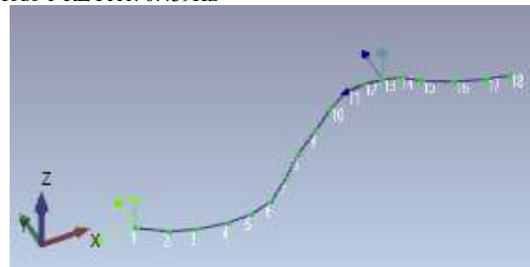


Figura 38. Espectro de potencia en frecuencias de pruebas AVT y FVT para modo 1-Z
Fuente: Autor

Modo 1-Y Frec: 0.308Hz



Modo 1-RZ Frec: 0.439Hz



Modo 2-Y Frec: 0.62Hz

Modo 1-Z Frec: 0.835Hz

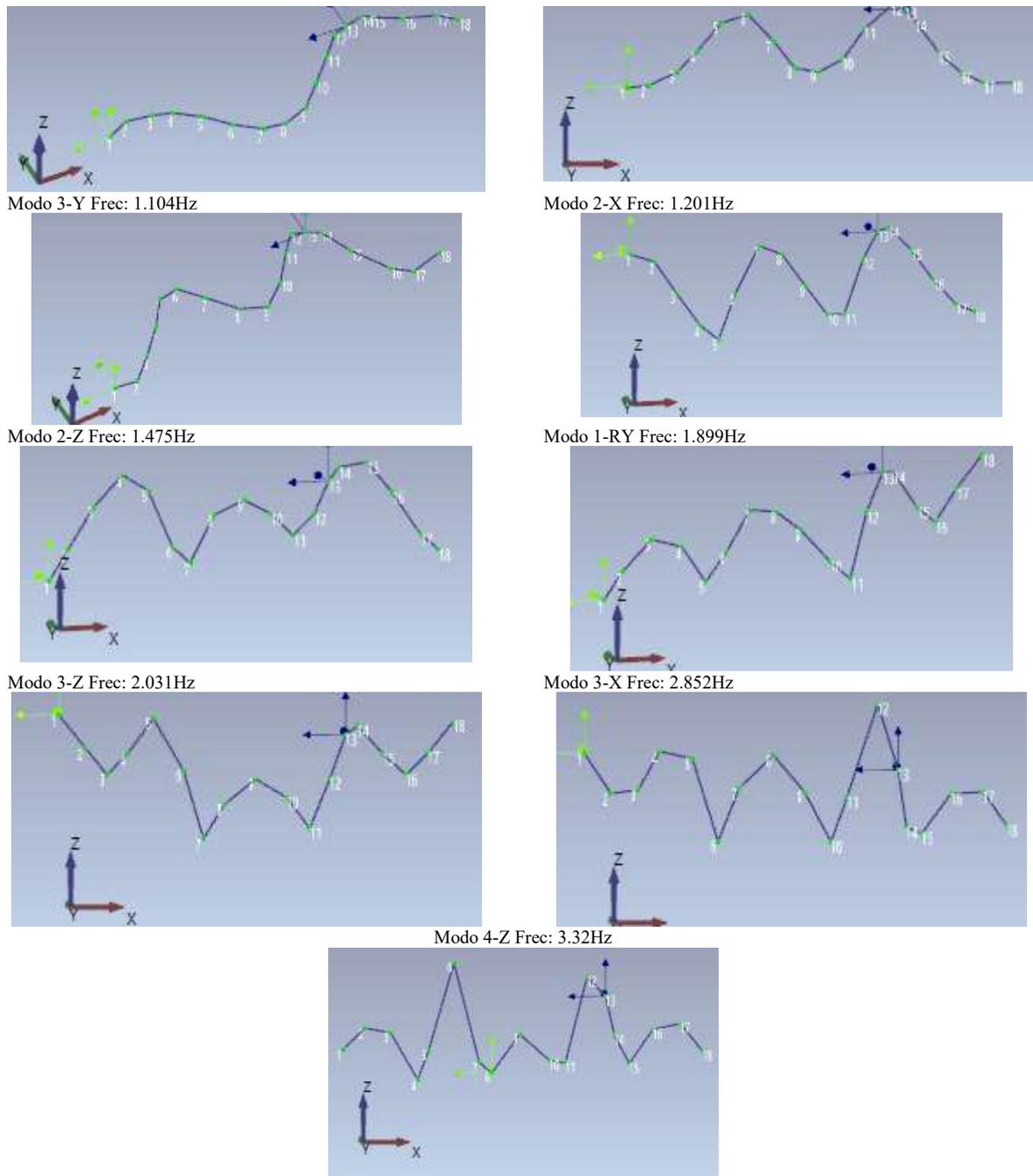


Figura 39. Formas modales ARTeMIS identificadas en FVT Test 1
Fuente: Autor

Al comparar numéricamente las frecuencias experimentales de las 6 pruebas dinámicas (Tabla 9) con los datos numéricos del modelo FEM (Tabla 2) se encontraron diferencias hasta 15% en algunas formas modales lo que podría relacionarse apresuradamente con pérdida de rigidez o exceso de masa en el puente, aunque la solución más sencilla sería reducir arbitrariamente el

módulo de elasticidad en el modelo FEM no se pueden omitir las condiciones ambientales y de contorno ya que las columnas del puente están sumergidas hasta el 90% de la altura total de la columna; en general, la actualización del modelo FEM resulta ser un problema inverso en el que innumerables variables afectan el resultado final.

6.4. Actualización de modelo FEM

El fenómeno de interacción Fluido – Estructura es definido por (Liaw & Chopra, 1974; Sun & Liu, 2014) como el efecto de la presión hidrodinámica que puede ser asemejada a una masa añadida a la estructura en función de la masa de agua circundante, lo que, en efecto sugiere la modificación de las características dinámicas considerando que “*la frecuencia natural de la estructura en el aire siempre es mayor que en el agua*” (Sun & Liu, 2014). Con el fin de proporcionar una mejor comprensión al problema de interacción fluido estructura se han propuesto varios enfoques analíticos y numéricos relacionados con columnas, pilotes sumergidos en agua (Deng et al., 2017); estos enfoques se pueden clasificar en tres corrientes principales: (i) formulaciones de masa agregada en las que el efecto de la interacción fluido estructura se aproxima por masa agregada, (ii) soluciones basadas en el continuo en las que se aplica la ecuación de onda que conlleva presión hidrodinámica, (iii) simulaciones numéricas en las que se usan elementos finitos o de contorno para modelar el agua circundante. Para el caso de estudio, la problemática se abordó mediante el enfoque de formulaciones de masa agregada, para ello se emplearon 4 ecuaciones empíricas y semi-empíricas. La ecuación (6.1) se planteó como analogía a la presión hidrostática de un fluido siendo H_p la altura sumergida de la columna (m), B_p es el ancho de la columna perpendicular al flujo del agua (m) y α es el factor de reducción ($((kN/m^2 g)\%$) por lo que se requiere un análisis de sensibilidad en función de α . En la ecuación (6.2), C_D es el coeficiente de arrastre adimensional, w es el peso específico del agua (N/m^3), V es la velocidad del agua

(m/s) por lo que consideraron 5 velocidades de flujo: 1, 1.5, 2, 3, 5m/s y A es el área perpendicular al flujo de agua. Para la ecuación (6.3) W_0 es la densidad del agua, A_0 es la sección transversal de la columna (variable), a y b son las dimensiones vertical y transversal de la columna (variables), g gravedad, y delta de altura. En la ecuación (6.4), ρ es la densidad del agua, a radio de la columna (asumido para columna rectangular como radio equivalente), h altura sumergida de la columna y z es delta de profundidad. Con las cotas de agua registradas en los 6 días de prueba se asignó a cada nodo de las columnas del modelo FEM el valor de masa correspondiente.

Autor Código Colombiano Puentes (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014a) Goto&Toki (Jiang et al., 2017) Jiang et al (Jiang et al., 2017)	$m = \alpha H_p B_p \left(\frac{kN}{g} \right) \tag{6.1}$ $m = \frac{\left(C_D \frac{w}{2g} V^2 \right) \cdot A}{g} \left(\frac{kg}{g} \right) \tag{6.2}$ $m = \frac{W_0 A_0 b}{ga} \left(1 - \frac{b}{4h} \right)^3 \sqrt{\frac{y}{h}} \left(\frac{kg}{g} \right) \tag{6.3}$ $m = \rho \pi a^2 \left[\frac{h^{1.5}}{(0.1a^2 + 1.9a - 1.7) + h^{1.5}} \cdot \left(1 - e^{\left[\frac{2a+h}{ah} (z_i-h) \right]} \right) \right] \left(\frac{kg}{g} \right) \tag{6.4}$	$\tag{6.1}$ $\tag{6.2}$ $\tag{6.3}$ $\tag{6.4}$
--	--	---

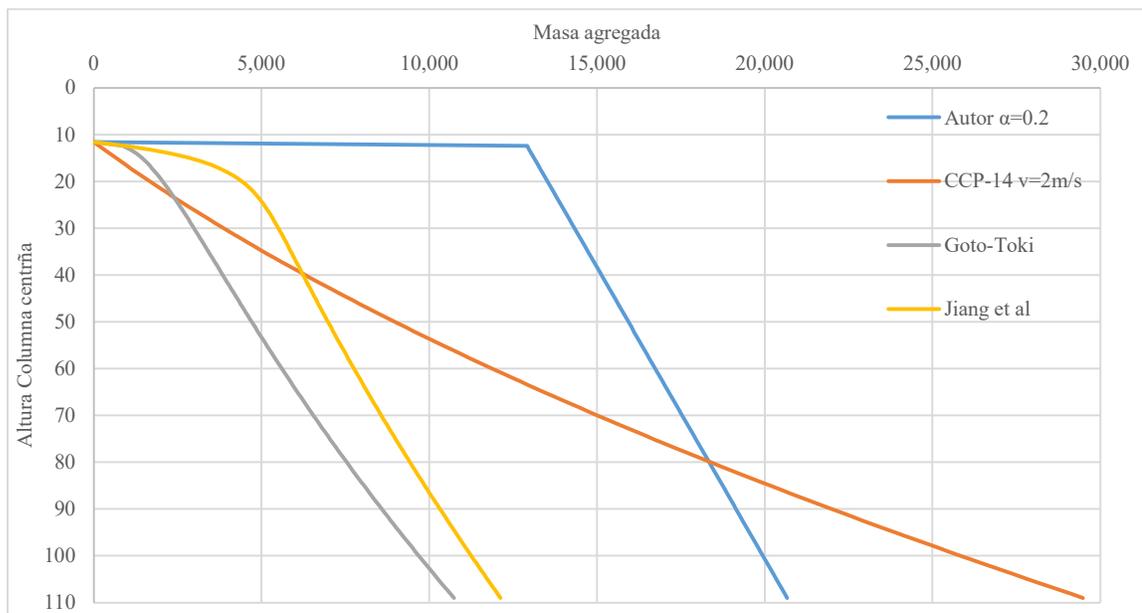


Figura 40. Masas agregadas a columna central para actualización modelo FEM para pruebas FVT
 Fuente: Autor

En la *Figura 40* se muestra la distribución de masas en función de la altura de la columna central acorde al registro del gálibo durante las pruebas FVT indicando para las ecuaciones (6.1), (6.2) el coeficiente α y v en las que se logró el mejor ajuste modal. Para las 4 situaciones de modelamiento consideradas (tablero horizontal, tablero inclinado, acero de postensado, etapas constructivas) el mejor ajuste modal se obtuvo para el modelo FEM que considera el acero de postensado. En la *Figura 41* se muestra la variación del ajuste modal promedio de los 11 modos identificados en campo con las 3 técnicas de procesamiento de señales (FDD, EFDD, SSI) para las 4 ecuaciones de masa agregada en donde se tiene una mejoría máxima de 4.9%. El mejor ajuste modal, en promedio para las 4 pruebas AVT y 2 FVT, se tiene con la ecuación (6.2) para velocidad de flujo de agua de 3 y 2m/s para AVT y FVT respectivamente, a primera vista se aprecia mejor identificación modal respecto el modelo FEM en las pruebas FVT que en AVT.

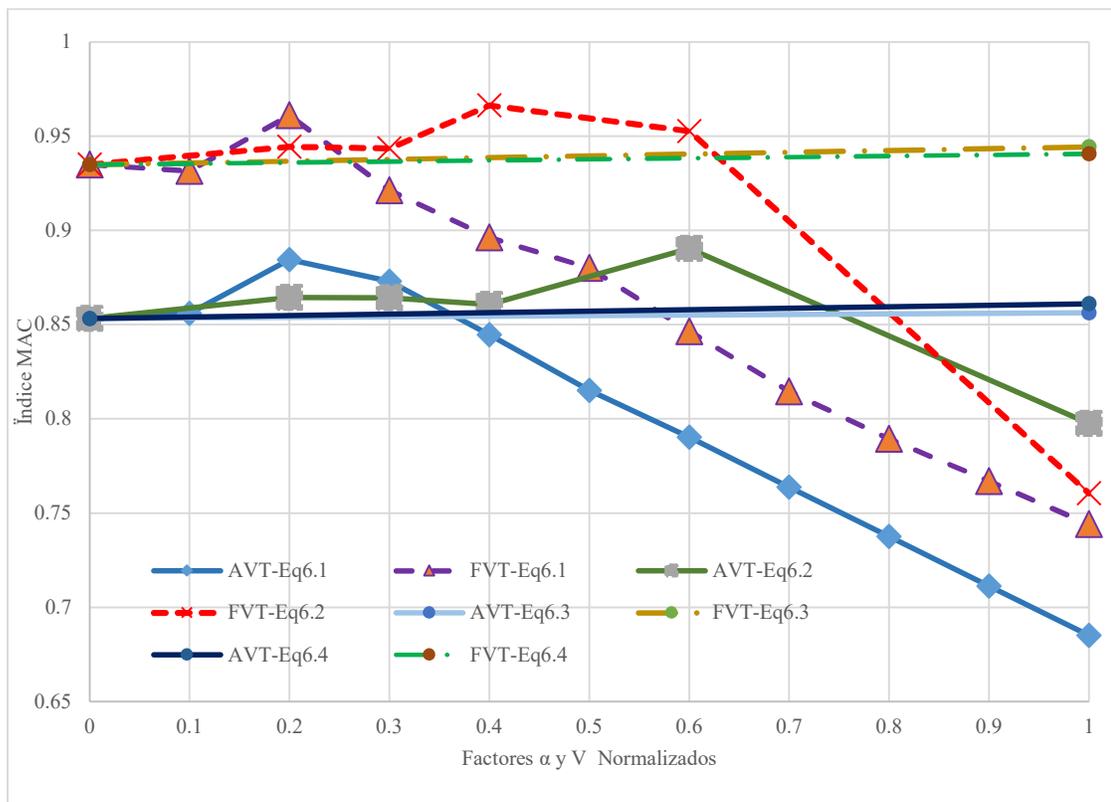


Figura 41. Análisis de sensibilidad de ecuaciones de masa concentrada

Fuente: Autor

Luego del proceso de actualización del modelo FEM adicionando masas a las columnas para simular el fenómeno de interacción Fluido – Estructura se mejora la consistencia modal como se muestra en la *Figura 42*; la variación en el ajuste de cada modo se presenta en la *Figura 43* para las pruebas AVT 2 y FVT 1 donde el mayor ajuste modal para IFE hasta 20% se obtiene en modos de frecuencias superiores a 1.2Hz, para modos de frecuencias menores la mejoría ronda 0.6%; en cuanto al ajuste de frecuencias, el porcentaje de error relativo de frecuencia respecto los valores experimentales disminuyen 40% hasta lograr diferencias, en promedio, de 1.88%, el procedimiento de actualización del modelo FEM mediante la inclusión de las condiciones ambientales sugiere que ajustar las propiedades mecánicas del concreto no es necesario y adicionalmente, resultaría incierto.

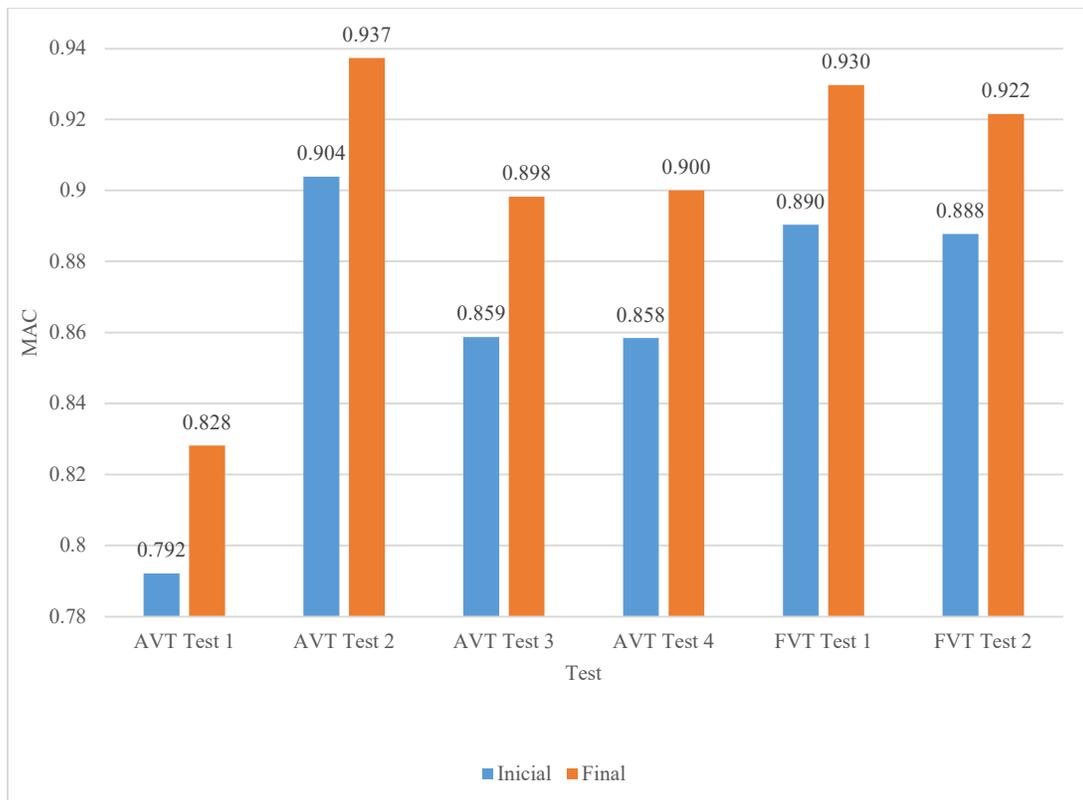


Figura 42. Variación MAC en función de actualización de modelo FEM
Fuente: Autor

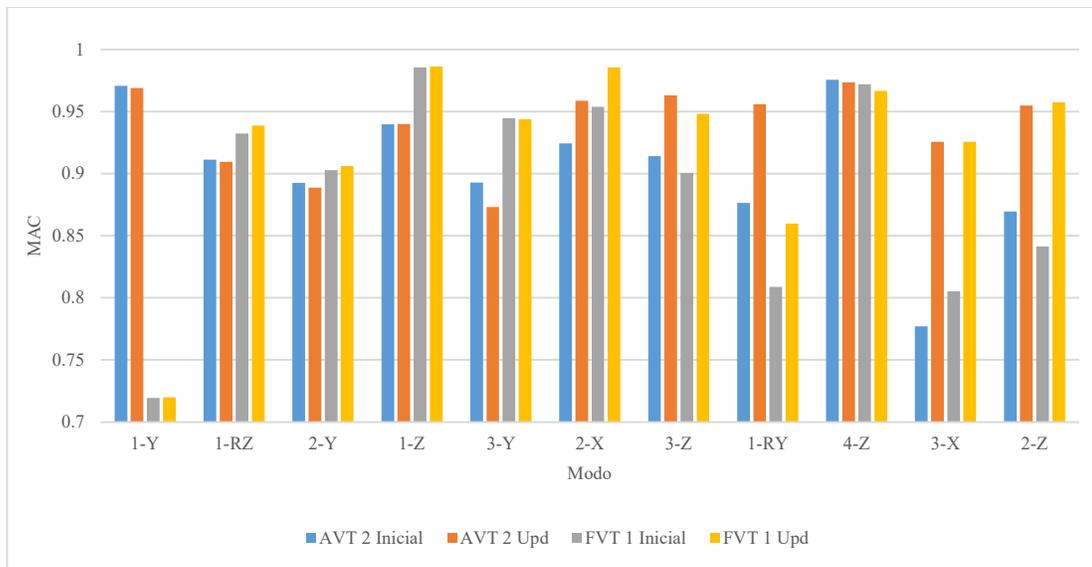


Figura 43. Variación modal MAC en función de análisis IFE
Fuente: Autor

6.5. Comparación de resultados dinámicos en función de ubicación, tiempo, fuente de excitación

Para analizar y comparar los resultados dinámicos de las 6 pruebas ejecutadas en el puente El Tablazo se consideraron 9 fases de comparación tomando como parámetro de comparación el índice MAC promedio de los 11 modos identificados en campo calculados con las técnicas FDD, EFDD y SSI con los parámetros de estimación mencionados en la sección 6.3 con los datos que se muestran en las Tabla 11, Tabla 12 mostrando en verde los modos con MAC superior a 0.9.

Las 9 fases de comparación de las 3 variables de las pruebas dinámicas son:

- F1: Incidencia de ubicación de sensor en AVT con tiempos plenos de registro.
- F2: Incidencia de tiempo de registro en AVT igualando a 20min el T de medición.
- F3: Incidencia de OSP en AVT para tiempos plenos
- F4: Incidencia de Tiempo de registro en FVT
- F5: Incidencia de fuente de excitación AVT Vs FVT con tiempos plenos de registro
- F6: Incidencia de OSP en FVT respecto AVT con tiempos plenos de registro
- F7: Incidencia de tiempo AVT igual a FVT (10min)
- F8: Identificación modo longitudinal 1-X
- F9: Comparación económica de pruebas dinámicas

Tabla 11. Índice MAC calculado para las 6 pruebas dinámicas y ubicaciones OSP con las 3 técnicas de procesamiento

Mode	AVT												FVT						OSP										
	Test 1			Test 2			Test 3			Test 4			Test 1			Test 2			AVT Test 2			AVT Test 3			FVT Test 2				
	FDD	EFDD	SSI	FDD	EFDD	SSI	FDD	EFDD	SSI	FDD	EFDD	SSI	FDD	EFDD															
1-Y	0.97	0.83	0.48	0.99	0.97	0.95	0.98	0.96	0.19	0.99	0.99	0.84	0.99	0.99	0.34	0.99	0.98	0.18	0.99	0.98	0.39	0.99	0.99	0.86	1.00	0.99	0.02		
1-RZ	0.97	0.96	0.74	0.98	0.97	0.78	0.97	0.97	0.88	0.97	0.97	0.49	0.98	0.97	0.79	0.97	0.97	0.87	0.97	0.91	0.29	0.98	0.98	0.41	0.98	0.98	0.99		
2-Y	0.91	0.80	0.00	0.95	0.94	0.78	0.92	0.94	0.82	0.92	0.92	0.46	0.94	0.94	0.90	0.95	0.93	0.84	0.91	0.90	0.67	0.88	0.87	0.79	0.93	0.90	0.92		
1-Z	0.86	0.08	0.91	0.96	0.92	0.94	0.88	0.61	0.97	0.96	0.81	0.98	0.99	0.97	1.00	0.99	0.97	0.99	0.93	0.87	0.99	0.92	0.80	0.97	1.00	0.97	0.99		
3-Y	0.93	0.82	0.58	0.91	0.84	0.86	0.90	0.92	0.30	0.89	0.89	0.88	0.94	0.94	0.93	0.95	0.94	0.94	0.93	0.94	0.89	0.92	0.91	0.93	0.96	0.94	0.94		
2-X	0.99	0.98	0.92	0.99	0.99	0.90	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.97	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99		
3-Z	0.89	0.83	0.53	0.98	0.98	0.93	0.98	0.98	0.98	0.90	0.89	0.68	0.98	0.97	0.92	0.97	0.97	0.90	0.99	0.98	0.99	0.91	0.72	0.84	0.97	0.97	0.88		
1-RY	0.95	0.94	0.95	0.97	0.94	0.96	0.98	0.95	0.96	0.97	0.95	0.97	0.94	0.94	0.90	0.91	0.78	0.89	0.99	0.95	0.96	0.97	0.94	0.98	0.93	0.91	0.91		
4-Z	0.98	0.94	0.97	0.99	0.95	0.98	0.99	0.98	0.99	0.97	0.95	0.95	0.99	0.96	0.98	0.99	0.93	0.98	0.99	0.99	0.99	0.98	0.94	0.97	0.99	0.98	0.99		
3-X	0.95	0.94	0.95	0.92	0.91	0.95	0.93	0.87	0.95	0.93	0.91	0.94	0.94	0.90	0.85	0.94	0.90	0.93	0.93	0.68	0.95	0.78	0.74	0.67	0.94	0.90	0.94		
2-Z	0.94	0.93	0.93	0.96	0.95	0.95	0.98	0.97	0.98	0.98	0.83	0.98	0.96	0.94	0.95	0.96	0.95	0.96	0.98	0.96	0.97	0.86	0.82	0.80	0.96	0.93	0.93		
Prom	0.94	0.82	0.72	0.96	0.94	0.91	0.95	0.92	0.82	0.95	0.92	0.83	0.97	0.96	0.87	0.96	0.94	0.86	0.96	0.92	0.82	0.92	0.88	0.84	0.97	0.95	0.87		

Tabla 12. Índice MAC promedio para fase de análisis y comparación de resultados

Mode	AVT				FVT		OSP		
	Test 1	Test 2	Test 3	Test 4	Test 1	Test 2	AVT T2	AVT T2	FVT T2
1-Y	0.76	0.97	0.71	0.94	0.77	0.72	0.78	0.95	0.67
1-RZ	0.89	0.91	0.94	0.81	0.91	0.94	0.72	0.79	0.99
2-Y	0.57	0.89	0.9	0.76	0.92	0.91	0.83	0.85	0.92
1-Z	0.62	0.94	0.82	0.92	0.99	0.99	0.93	0.9	0.99
3-Y	0.78	0.87	0.7	0.89	0.93	0.94	0.92	0.92	0.95
2-X	0.96	0.96	0.98	0.97	0.99	0.99	0.99	0.98	0.99
3-Z	0.75	0.96	0.98	0.83	0.96	0.95	0.98	0.82	0.94
1-RY	0.95	0.96	0.97	0.96	0.93	0.86	0.97	0.96	0.92
4-Z	0.96	0.97	0.99	0.96	0.98	0.97	0.99	0.96	0.99
3-X	0.95	0.93	0.92	0.92	0.89	0.93	0.85	0.73	0.93
2-Z	0.93	0.95	0.98	0.93	0.95	0.96	0.97	0.83	0.94
Prom	0.83	0.94	0.90	0.90	0.93	0.92	0.90	0.88	0.93

6.5.1. Fase 1: Ubicación

Con base en los resultados a tiempos plenos de registro, se comparó la incidencia de la ubicación del sensor y distribución de sensores calculando el porcentaje de error relativo entre el índice MAC de las posiciones cada L/10 con respecto L/6 planteando 5 comparaciones como se muestra en *Figura 44*. En esta, se comparan las pruebas T2, T3 T4 Vs T1 y T2, T3 Vs T4 de AVT. Al ubicar los sensores cada L/6 se mejora la identificación modal hasta 13% respecto L/10 lo que sugiere una marcada incidencia de la posición del sensor más que del tiempo de registro; en este caso, una malla menos densa obtiene mejores resultados, en cuanto a la malla híbrida, la distribución L/10 (T4 AVT) mejora en 9% respecto T1 y lo mismo sucede para la malla híbrida cada L/6 con mejoría respecto T1 del 8.5%. El análisis reportado valida el previo diseño de experimento basado en revisión de literatura, análisis de sensibilidad de OSP y simulaciones FEM.

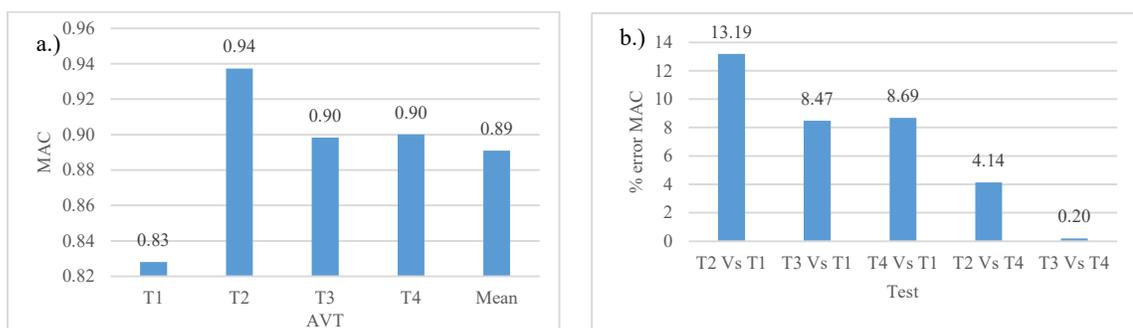


Figura 44. a.) Índice MAC promedio de AVT en F1 b.) % error MAC para tiempo de registro pleno
Fuente: Autor

6.5.2. Fase 2: Tiempo de registro

El tiempo de registro por ubicación de las pruebas T2 y T3 de AVT se redujo a 20min igualando el tiempo de registro de las pruebas T1 y T4 para L/10, de igual forma que en la fase 1, se calculó el porcentaje de error del índice MAC tomando como referencia L/10 para 4 resultados de análisis: T2 - T3 Vs T1, T2 – T3 Vs T4 como se muestra en la *Figura 45*; como en la fase 1, domina más el parámetro ubicación sobre tiempo de medición por punto ya que en T2 y T3 para los 2 tiempos de registros analizados la variación modal ronda 2%. El tiempo de registro es

determinante en formas modales poco excitadas en términos de frecuencia y magnitud de entrada como lo son modos verticales y longitudinales como se ve en la Tabla 11 para los modos 1-Z y 3-Z.

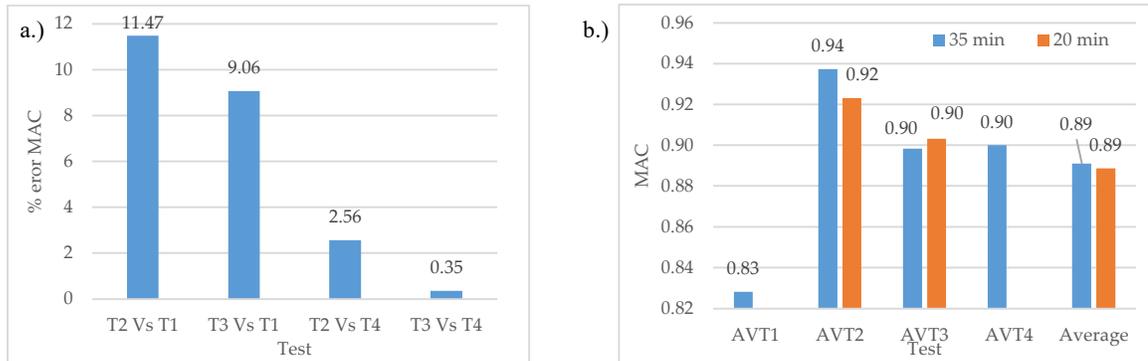


Figura 45. a.) %error MAC para tiempos iguales b.) Índice MAC promedio para AVT F2
Fuente: Autor

6.5.3. Fase 3: Incidencia de OSP en pruebas AVT

Para las 7 posiciones OSP identificadas para las 11 formas modales con índice MAC consignado en las Tabla 11, Tabla 12. Siguiendo los procedimientos anteriores, se realizaron 8 estadios de comparación, 4 de ellos tomando como referente T3 OSP y los restantes usando T4 OSP (Figura 46). Teniendo en cuenta que se reduce a más del 50% los puntos instrumentados, la consistencia modal mejora en 8% respecto la malla convencional cada L/10 aunque no supera los resultados reportados en L/6. Al igual que en la fase 1, se valida el diseño de experimento basado en simulaciones numéricas y combinaciones modales mediante OSP.

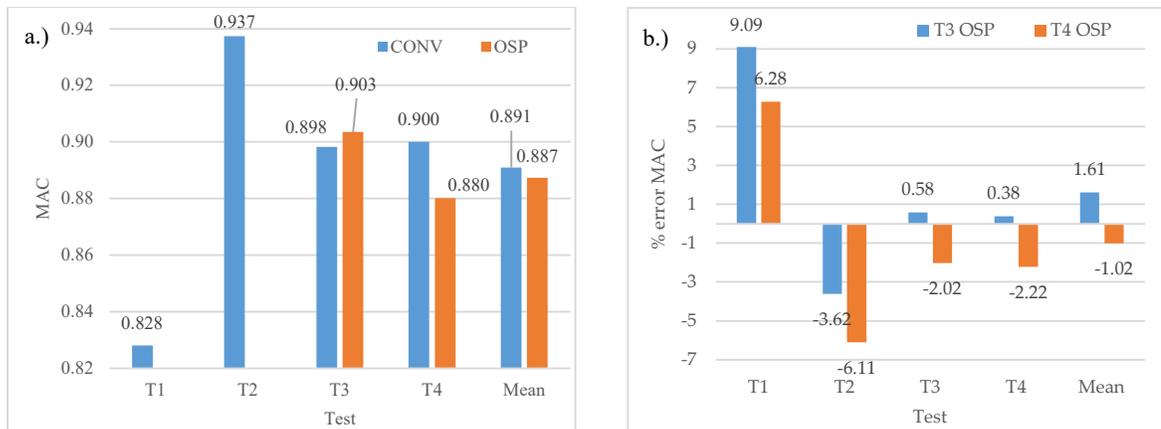


Figura 46. a.) Índice MAC promedio AVT F3 b.) %error MAC para comparaciones con ubicaciones OSP
Fuente: Autor

6.5.4. Fase 4: Incidencia de tiempo de registro en FVT

El tiempo de registro en las pruebas FVT está dado por la duración activa de la fuente de excitación, en este caso, el tiempo de viaje de un extremo a otro del vehículo de prueba en ambos recorridos (ida y vuelta). En la *Figura 47*, se muestra el registro de aceleración vertical del punto 1 desde el acceso norte en el que se discriminan las vibraciones producto del paso del vehículo (FVT) y para los intervalos restantes, la vibración libre o ambiental hasta completar 10min de registro. Para analizar la incidencia modal de complementar los registros de aceleración forzada con la vibración libre y ambiental, se tomó únicamente el tiempo en el que el vehículo de prueba circula sobre el tablero con base el Apéndice D durante los 4 trayectos (ida + regreso) y luego comparar los resultados dinámicos para el tiempo de registro pleno con ambos tipos de vibraciones. En la *Figura 48*, se muestra la variación de la consistencia modal para los casos de estudio; en la situación en la que únicamente se registró FVT la consistencia modal se reduce en 6.5% en promedio y para algunos modos se reduce hasta 27% lo que indica que complementar el registro de vibraciones forzadas con vibraciones libres y dejando paso a vibraciones ambientales se mejora la identificación modal, a su vez, este tipo de prueba mejora en promedio para las 11 formas

modales 2% respecto AVT donde la mejoría importante se tiene en los modos verticales pobremente excitados en pruebas AVT.

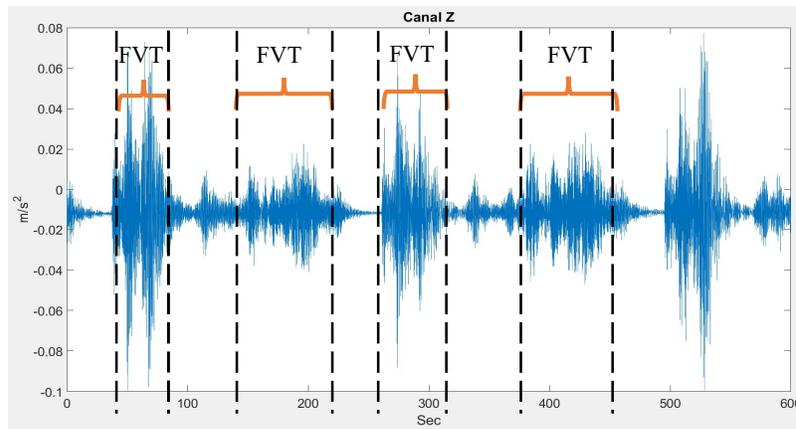


Figura 47. Registro de aceleraciones verticales punto 1 acceso norte (sensor móvil)
Fuente: Autor

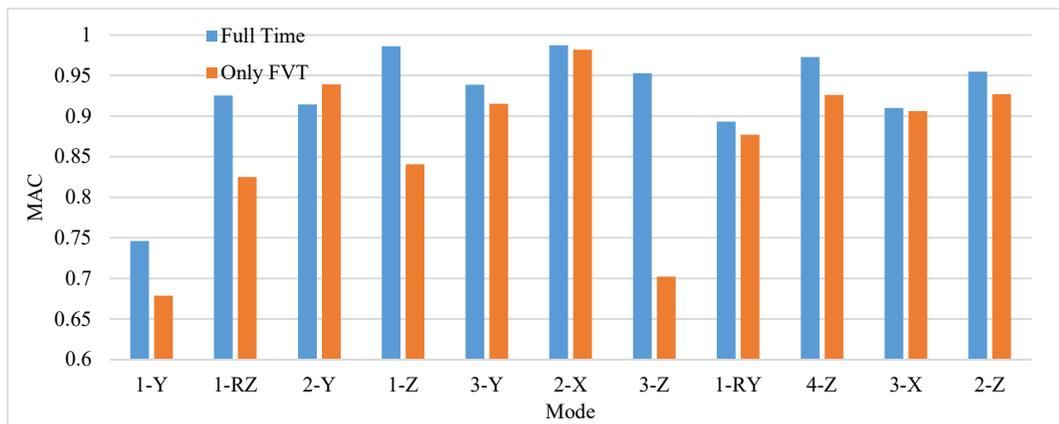
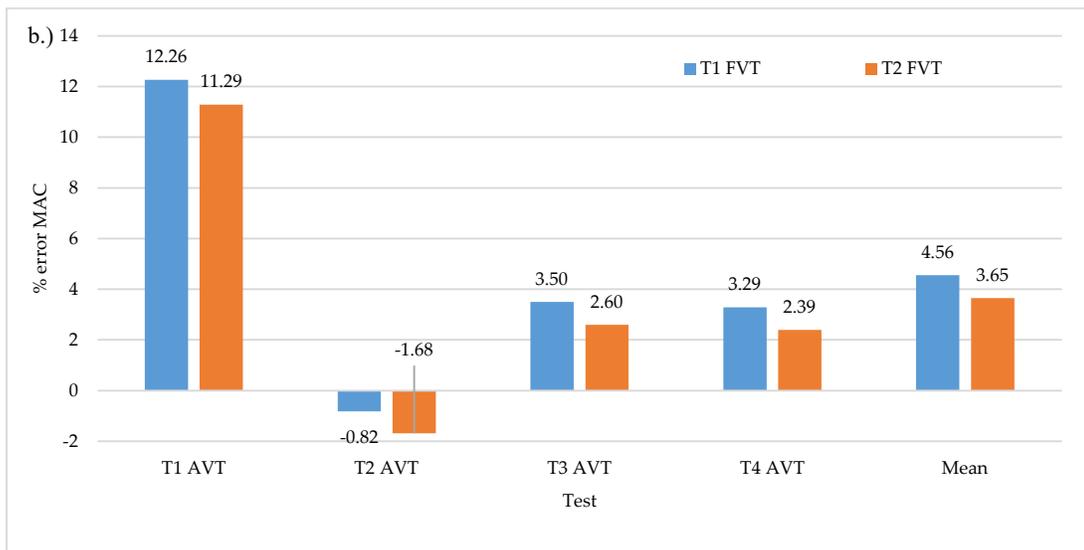
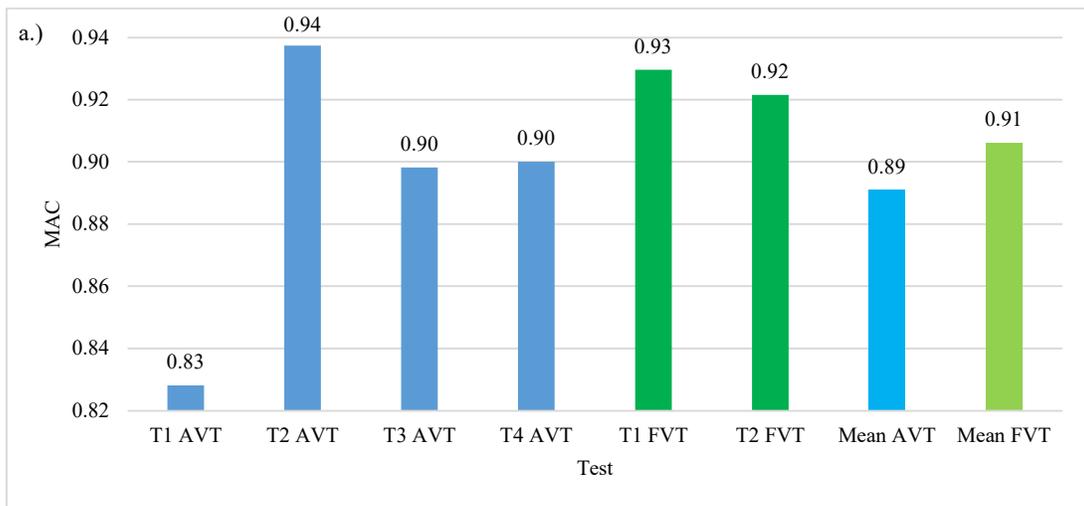


Figura 48. Variación índice MAC por modo para tiempo de registro en FVT
Fuente: Autor

6.5.5. Fase 5: Fuente de excitación

Se compararon los resultados dinámicos de FVT respecto los datos iniciales AVT mediante 8 comparaciones, las primeras 4 AVT tomando como base FVT Test 1 (malla convencional L/6) y las siguientes tomando FVT Test 2 (malla híbrida). En la Figura 49 a, b se compara visualmente la consistencia modal de las 6 pruebas dinámicas en las que se tiene, para FVT, con tiempos reducidos 2 y 3 veces en FVT se logran mejoras hasta 12% respecto AVT con ubicaciones L/10

(Figura 49b). Las formas modales 2-Y, 3-Y, 1-Z, presentan mayor aumento MAC respecto AVT siendo 1-Z el mejor identificado (Figura 49c), caso contrario sucede con el modo 1-Y que se ve ampliamente afectado por la reducción de tiempo de registro en FVT; en promedio, la mejoría en la identificación dinámica respecto AVT es 2%, aunque en principio resulta un valor poco significativo se obtienen resultados acertados en la mitad del tiempo de prueba y espectro de potencia mejor definidos en modos verticales como 1-Z como se ve en la Figura 38, para dicha forma modal, la adición de fuerzas de impacto al paso del vehículo mostró mejoría en la consistencia modal vertical modificando y definiendo el pico en el espectro de potencia.



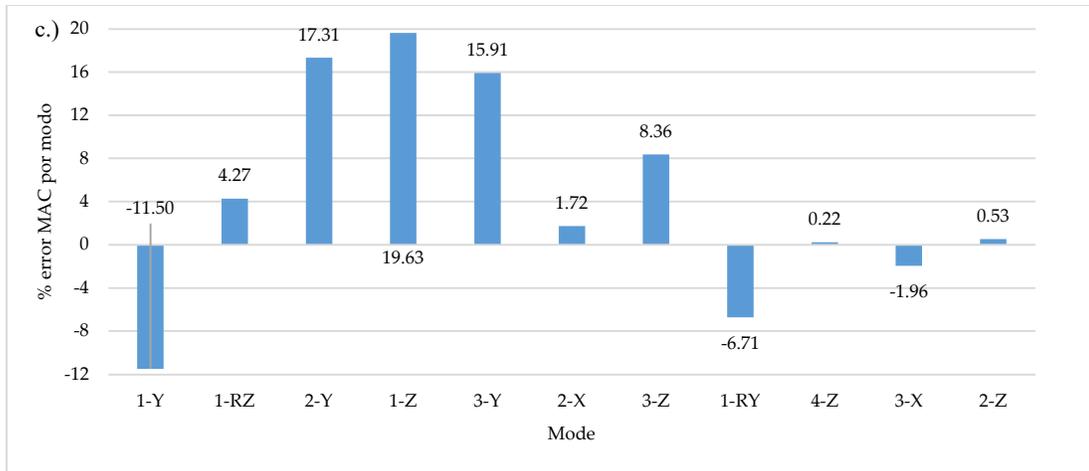
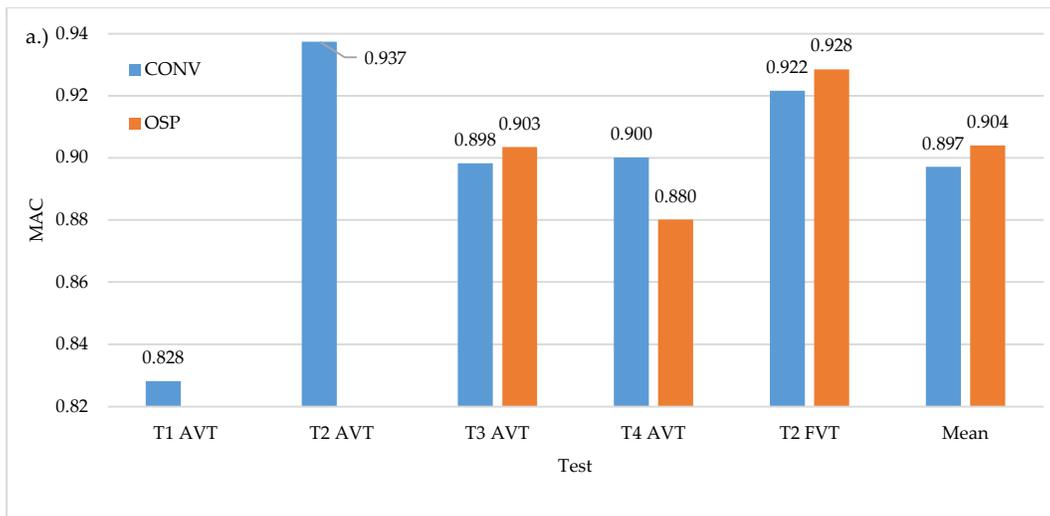


Figura 49. a.) Índice MAC promedio para F5 b.) % error MAC para fuente de excitación c.) variación de MAC por forma modal
Fuente: Autor

6.5.6. Fase 6: Ubicaciones OSP en AVT y FVT

Acorde a los anteriores procedimientos, se comparó la consistencia modal de los puntos OSP de FVT Vs AVT mediante 6 comparaciones del índice MAC, 4 de ellas relacionadas con las 4 AVT y las 2 siguientes con las pruebas AVT con solo ubicaciones OSP (malla híbrida Test 3 y 4). La mejoría, en promedio, para las 6 comparaciones supera 4% (Figura 50b) lo que resalta que con pocos puntos de instrumentación la identificación modal es óptima e incluso mejora en FVT lo que representa, en general, reducción de tiempo de ejecución y, por ende, costos operativos.



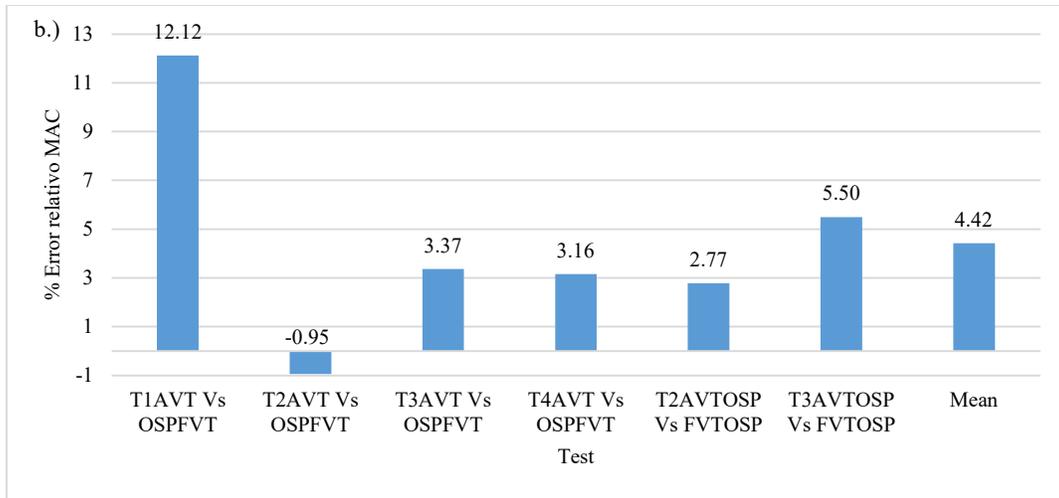
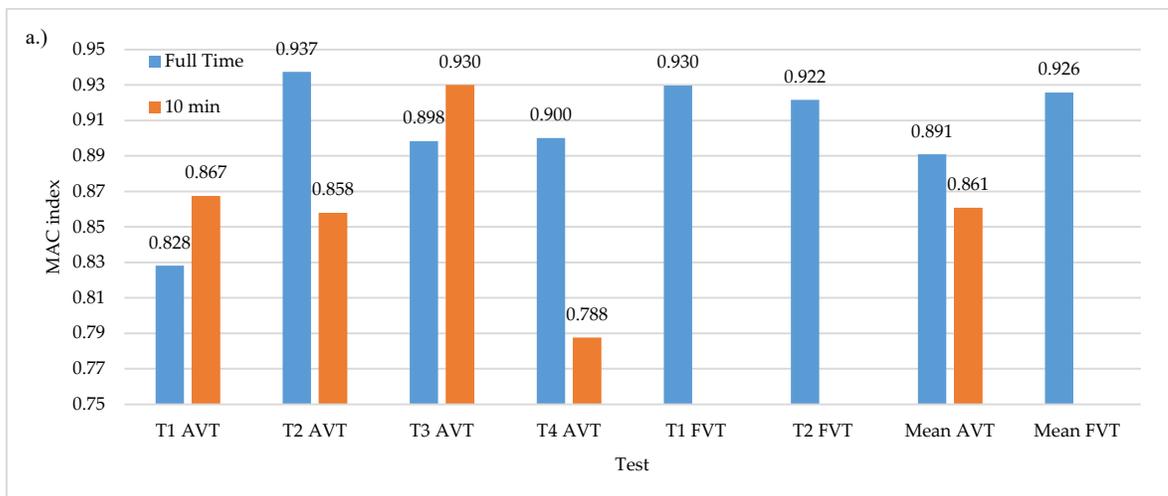


Figura 50. a.) índice MAC promedio para AVT y FVT en F6 b.) %error MAC para posiciones OSP en FVT Fuente: Autor

6.5.7. Fase 7: Tiempo de registro igual en AVT y FVT

Como etapa de análisis, se igualaron los tiempos de registro a 10min en las 4 pruebas AVT respecto FVT para analizar la incidencia de tiempos considerablemente reducidos en la identificación modal encontrando reducciones, en promedio, de 3.5%. Las mayores afectaciones se tienen en los modos verticales con reducciones hasta 15% (Figura 51b), caso contrario sucede en los modos transversales que aumenta en 15% el valor MAC. Esta situación de nuevo sugiere que el factor tiempo es determinante en formas modales poco excitadas respecto la dirección dominante de la fuerza de entrada.



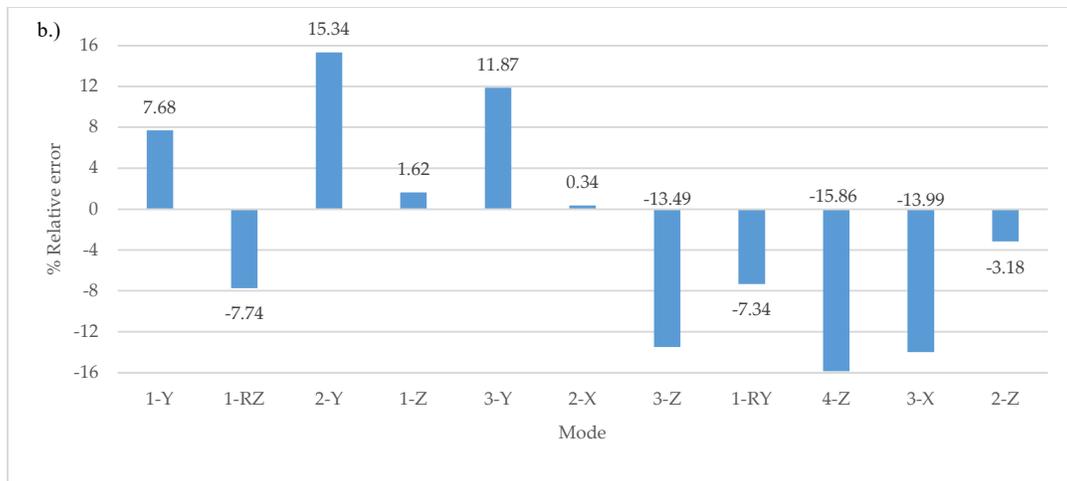


Figura 51. a.) índice MAC promedio para AVT y FVT en F7 b.) %error MAC para tiempo de registro reducido a 10min respecto AVT a tiempo pleno

Fuente: Autor

6.5.8. Fase 8: Identificación modo longitudinal 1-X

Puesto que en los espectros de potencia en frecuencia de las 6 pruebas dinámicas (*Figura 37*) el modo longitudinal 1-X no fue identificado en el primer análisis cualitativo se realizó un análisis detallado del registro de señales longitudinales para las pruebas AVT Test 2 y FVT Test 1 eliminando del procesamiento de señales frecuencias asociadas a otras formas modales. Se tomó un rango de frecuencias a analizar entre 0.37 y 0.71Hz correspondiente al modo 1-X y 2-Ry acorde al análisis FEM. Usando la técnica FDD se identificó un conjunto de frecuencias para dicho rango y para validar la información modal obtenida se calculó el índice MAC respecto los modos 1-X y 1-Ry numéricos. La variación de la consistencia modal en función de la frecuencia se muestra en la *Figura 52* en la que para los dos modos de prueba el índice MAC en sentido longitudinal es similar, lo que indica que no se tiene un resultado concluyente en la identificación del modo, adicional a esto, el valor MAC es relativamente alto para un rango amplio de frecuencias (0.43 – 0.65Hz) por lo que la identificación del modo 1-X en una frecuencia puntual no es posible. Al contrastar la información cuantitativa de la *Figura 52* y *Figura 53* tanto el índice MAC como la magnitud del espectro de potencia en frecuencia es superior en la prueba FVT para frecuencias

entre 0.46 y 0.518 Hz lo que sugiere un posible rango frecuencias para dicho modo; de forma complementaria, el caso de carga de la prueba FVT aumento hasta 4 veces el contenido energético para el rango de frecuencias del modo 1-X lo que plantea la posibilidad que con mayor cantidad de vehículos de prueba (Volqueta 3 ejes 32 Ton en buen estado mecánico) aplicando al unisonó fuerzas de frenado sobre el tablero se identifique plenamente el modo 1-X lo que acarrea como desventaja un considerable aumento del costo monetario de ejecución de la prueba dinámica.

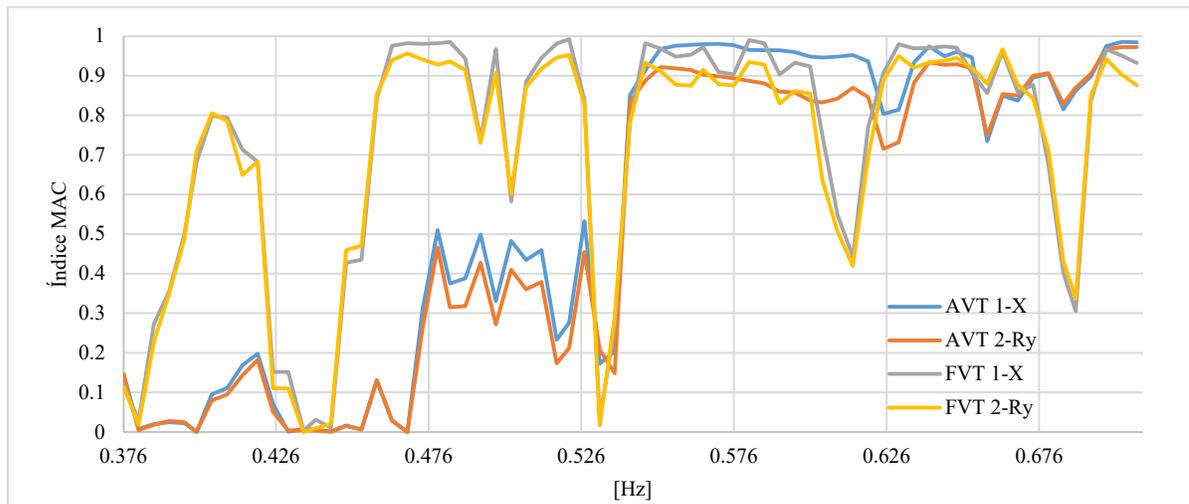


Figura 52. Índice MAC para identificación de modo 1-X
Fuente: Autor

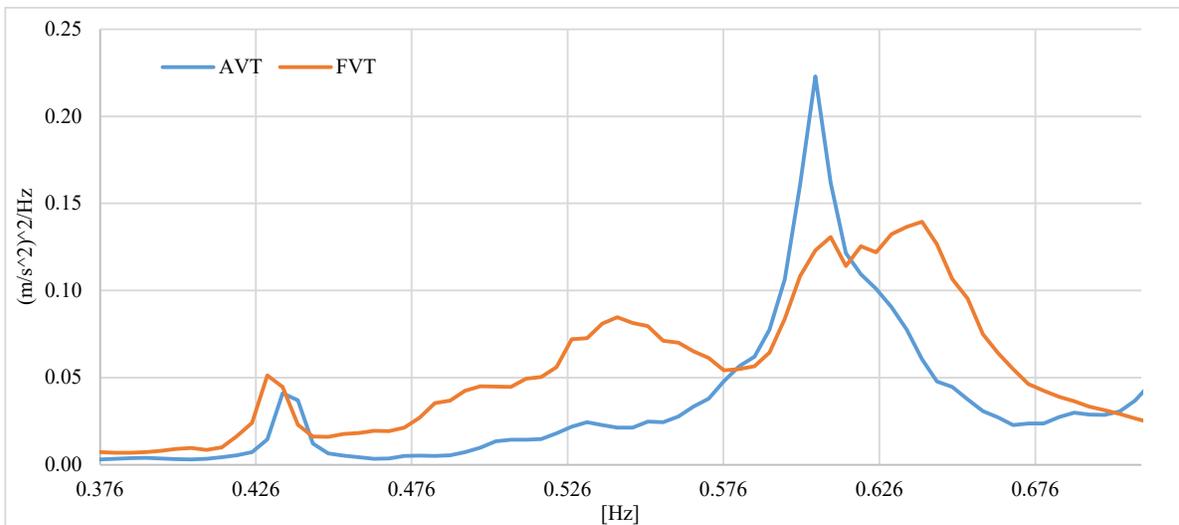


Figura 53. Espectro potencia en frecuencia para modo longitudinal
Fuente: Autor

6.5.9. Fase 9: Comparación económica

La disponibilidad presupuestal para ejecutar las pruebas dinámicas presenta un gran reto económico en la selección de la fuente de excitación, por lo que, en la mayoría de los proyectos de caracterización dinámica, el uso de dispositivos mecánicos para FVT no es una opción rentable.

Tabla 13. *Costo representativo pruebas dinámicas*

ítem	AVT [u]	FVT [u]
Señalización vial	1.4	14
Transporte	7	45
Personal apoyo	2.9	9
Total	11.3	68
FVT/AVT		6.0

Tabla 14. *Costos representativos pruebas dinámicas instrumentando OSP*

ítem	Costo hora [u]		Costo Total OSP [u]	
	AVT	FVT	AVT= 5.33h	FVT= 2h
Señalización vial	0.175	1.75	0.93	3.5
Transporte	0.875	5.625	4.67	11.25
Personal apoyo	0.3625	1.125	1.93	2.25
Total	1.4125	8.5	7.53	17
FVT/AVT		6.02		2.26

En la Tabla 13 se presenta el costo representativo de las pruebas dinámicas ejecutadas para el proyecto discriminado en 3 ítems fundamentales como lo es señalización vial, transporte y personal de apoyo donde el costo por día de prueba es 6 veces mayor en pruebas FVT que AVT, donde el incremento se justifica en la complejidad logística de las pruebas FVT. En primera instancia, al analizar la mejoría modal respecto AVT (*Figura 49*), el uso de fuerzas adicionales no es una inversión rentable si es usada en una malla convencional de instrumentación (L/6 – 18 nodos) pero si se instrumenta únicamente los puntos OSP, conservando 35min en AVT y solo 10 en FVT, la diferencia monetaria se reduce a 2.26 veces AVT como se muestra en la

Tabla 14, lo que muestra una clara ventaja en la instrumentación dinámica mediante ubicaciones óptimamente seleccionadas, es en este punto, en el que ejecutar pruebas dinámicas

FVT en donde se mejora la identificación de modos verticales resulta razonable. Es de anotar que los implementos de señalización vial son en la gran mayoría reutilizables por lo que la razón económica entre pruebas puede disminuir alrededor de 10%.

6.6. Discusión de resultados

Durante el planteamiento inicial de la problemática a investigar se plantearon tres preguntas que enmarcaron el desarrollo del proyecto y formación de la hipótesis de investigación:

¿Las pruebas de vibración ambiental permiten identificar formas modales importantes en cada dirección ortogonal?

¿El uso complementario de pruebas de vibración forzada permite identificar formas modales adicionales?

¿Es factible reducir el número de configuraciones de sensores y acelerómetros a usar, empelando ubicaciones estratégicas en el puente y finalmente obtener resultados similares a los obtenido en pruebas extensas?

H: la implementación de pruebas de vibración forzada para la caracterización de puentes segmentales viga cajón complementa la identificación de propiedades dinámicas obtenidas usando pruebas de vibración ambiental.

Siguiendo el diseño de experimento basado en revisión de literatura (5.2), análisis de sensibilidad modal mediante OSP (5.3) y simulaciones numéricas (5.4) ejecutados en 6 pruebas dinámicas se identificaron 11 formas modales, tanto pruebas AVT como FVT en el puente de estudio. Los resultados consignados en el transcurso de esta sección permiten responder dichas preguntas y validar y/o refutar la hipótesis central. En ese orden de ideas, las pruebas AVT están limitadas en la identificación modal a razón de la dirección, frecuencia y magnitud de la señal de entrada; en campo predominaban fuerzas producto del empuje de agua del embalse, viento

circulando entre las montañas (transversal) y el tráfico normal de vehículos de cualquier tipo (vertical) por lo que modos con desplazamiento en estas direcciones fueron ampliamente identificados, en vista de la ausencia o tenue fuerza longitudinal producto de deslizamientos de tierra, cambio de sentido de flujo de viento o agua el modo principal longitudinal (1-X) no fue identificado. Para el caso de las pruebas AVT, aunque las fuerzas verticales por el tráfico de vehículos excitaron modos verticales tanto flexión como rotación del tablero, la naturaleza aleatoria e incierta de dicha fuerza limitó la identificación más acertada del modo fundamental vertical (1-Z). La capacidad de controlar, tanto en magnitud como frecuencia de repetición, las vibraciones forzadas inducidas por la volqueta mejoraron la detección del modo (1-Z); aunque concretamente, para el caso de estudio, no se identificaron modos adicionales que en AVT, la consistencia modal respecto el modelo FEM actualizado mejoró entre 20 – 60%. Esta mejoría en la identificación modal estuvo asociada con el registro de la señal, en tanto que no solo se registraron las vibraciones durante el paso del camión, sino que también vibraciones libres y AVT con duración igual al caso de carga FVT; partiendo del hecho que las vibraciones ambientales están presentes en todo momento, complementar el registro de señales, como se mostró en la Fase 4 de comparaciones, permite mejorar la identificación modal en dirección transversal y verticales. Durante la etapa de diseño de experimento mediante simulaciones se contempló la fuerza de frenado como posible solución a la detección modal 1-X pero al ejecutar en campo contrastó con que la magnitud de la fuerza no logró excitar ampliamente el modo, sumado a esto, que gran parte del contenido energético se centraba en un modo rotacional transversal con amplio movimiento vertical con frecuencia cercana al longitudinal lo que opacó aún más la detección modal; aunque podría asociarse que la no detección de dicho modo corresponde a una deficiencia en diseño y ejecución de la prueba FVT, es más importante detectar modos verticales asociados a deflexiones

excesivas del tablero en el centro de luz. La acertada identificación de posiciones OSP depende principalmente de los posibles modos a identificar en campo siendo el paso crucial para la ejecución a escala real; los resultados mostrados en las fases de comparación 3 y 6 indican que instrumentar nodos estratégicos el puente iguala y/o mejora la identificación modal producto de mallas de instrumentación convencionales, a su vez, implementar una malla híbrida con posiciones OSP optimiza la prueba dinámica al mejorar alrededor de 8% los resultados de campo. No solo se iguala o mejora la identificación modal, también se reduce el tiempo total de duración de prueba y como se documentó en el caso de estudio, con la cantidad mínima de acelerómetros se logran resultados dinámicos aceptables lo que reduce el costo total. La fase de comparaciones 4 y 5 valida la hipótesis de investigación; puesto que complementar el registro de vibraciones forzadas (modos verticales) con registro de vibraciones libre y ambientales (modos transversales) mejora la identificación modal en ambas direcciones. Este hallazgo en la investigación sugiere que al momento de ejecutar pruebas FVT, para la misma posición del acelerómetro, se complemente el registro de la señal con tiempos iguales o superiores de vibraciones ambientales lo que permitiría identificar modos con gran consistencia modal en ambas direcciones. Por supuesto, el éxito en la ejecución de pruebas FVT radica en el acertado diseño de experimento que contempla los puntos de instrumentación y caso de carga a emplear que pueden ser producto de revisiones de literatura validadas con simulaciones numéricas.

7. Propuesta de lineamientos para la caracterización dinámica de puentes segmentales

Tomando como referente el procedimiento realizado, la curva de aprendizaje y el análisis de los resultados dinámicos producto de las pruebas a escala real se diseñó un diagrama de flujo

para el diseño y ejecución de pruebas dinámicas para la caracterización de puentes segmentales de grandes luces.

En primera instancia, recolectar, identificar información relacionada con el puente en cuanto planos constructivos y detalles de construcción que permita elaborar un modelo FEM que considere la geometría de la sección transversal, propiedades mecánicas del material, trayectoria de torones y tensión de tesado. La selección y definición de parámetros como ubicación de sensores, tiempo de registro por ubicación y fuente de excitación inicia desde la revisión de literatura en puentes de tipología y características similares identificando fuente de excitación, ubicación y tiempo de registro de sensores, rango de frecuencias y formas modales identificadas en el caso de estudio lo que brindará el diseñador de la prueba una visión inicial de posibles resultados y factores a considerar en el diseño (sección 5.2).

En función del objetivo del proyecto y presupuesto, ya sea una instrumentación temporal o monitoreo continuo determinar el conjunto de posiciones a partir de un análisis de sensibilidad OSP con modos objetivo posiblemente identificados tomando como referente las publicaciones científicas; para el caso de monitoreo continuo la instrumentación en puntos OSP es recomendable, en instrumentación temporal o caracterización dinámica inicial es factible seleccionar una malla híbrida de instrumentación que surge del análisis de sensibilidad modal en OSP y la distribución de sensores en distancia relativa más cercana a dichos puntos (sección 5.3). Si se cuenta con el presupuesto logístico, monetario y operativo disponible, ejecutar una prueba FVT mejoraría los resultados dinámicos de formas modales verticales; mediante simulaciones numéricas, análisis Time History, seleccionar el tipo de vehículo, peso, distribución de ejes y velocidades de circulación teniendo en cuenta que emplear combinaciones de velocidad mejora sustancialmente la identificación modal, velocidades de flujo entre 20 y 60 km/h son acertadas en términos de

seguridad y calidad de resultados dinámicos; en paralelo, realizar análisis de sensibilidad para estimar mejor distribución de sensores en distancia relativa (sección 5.4.2). Al adicionar fuerzas de impacto, ubicar los resaltos en los centros de luz de cada vano y considerar la aplicación de esta fuerza en ciertas ubicaciones del sensor (análisis de sensibilidad). El tiempo de registro en las pruebas FVT debe estar dado por tiempo total de circulación del vehículo más tiempo de registro de vibraciones ambientales de igual o mayor duración (sección 6.5.4). En caso tal de realizar pruebas AVT, emplear separación de sensores producto de análisis OSP y usar tiempos de registro superiores a 1000 veces periodo fundamental (Cantieni, 2005) a fin de detectar modos con bajo o escaso contenido de excitación. Para la ejecución de las pruebas de campo es importante instalar señales viales alertando a los conductores de los trabajos en el puente teniendo en cuenta que para pruebas FVT se requiere cerrar el tránsito por instantes de tiempo, un factor crucial en las pruebas FVT radica en el personal de apoyo garantizando una comunicación efectiva y eficiente entre los involucrados que permita coordinar el cierre, apertura del tránsito, inicio del caso de carga, registro de tiempo de ingreso y salida al puente del vehículo de prueba, instalación y retiro de resaltos. En el caso de caracterizar puentes con columnas sumergidas en agua se debe medir el gálibo para considerar en el modelo FEM interacción fluido-estructura, la selección del enfoque de IFE queda al libre albedrío del director de prueba, aunque por practicidad y acorde a los resultados de la sección 6.4, adicionar masas calculadas según las ecuaciones (6.1)(6.2) es aconsejable. En cuanto a la técnica usada para el procesamiento de los registros de aceleración la selección queda a la preferencia y dominio del director de prueba bajo la premisa que en función de la técnica usada serán los resultados dinámicos identificados (sección Procesamiento de registro de aceleración de pruebas dinámicas 6.3). En la *Figura 54* se presenta el diagrama de flujo realizado producto de la investigación realizada en el puente El Tablazo.

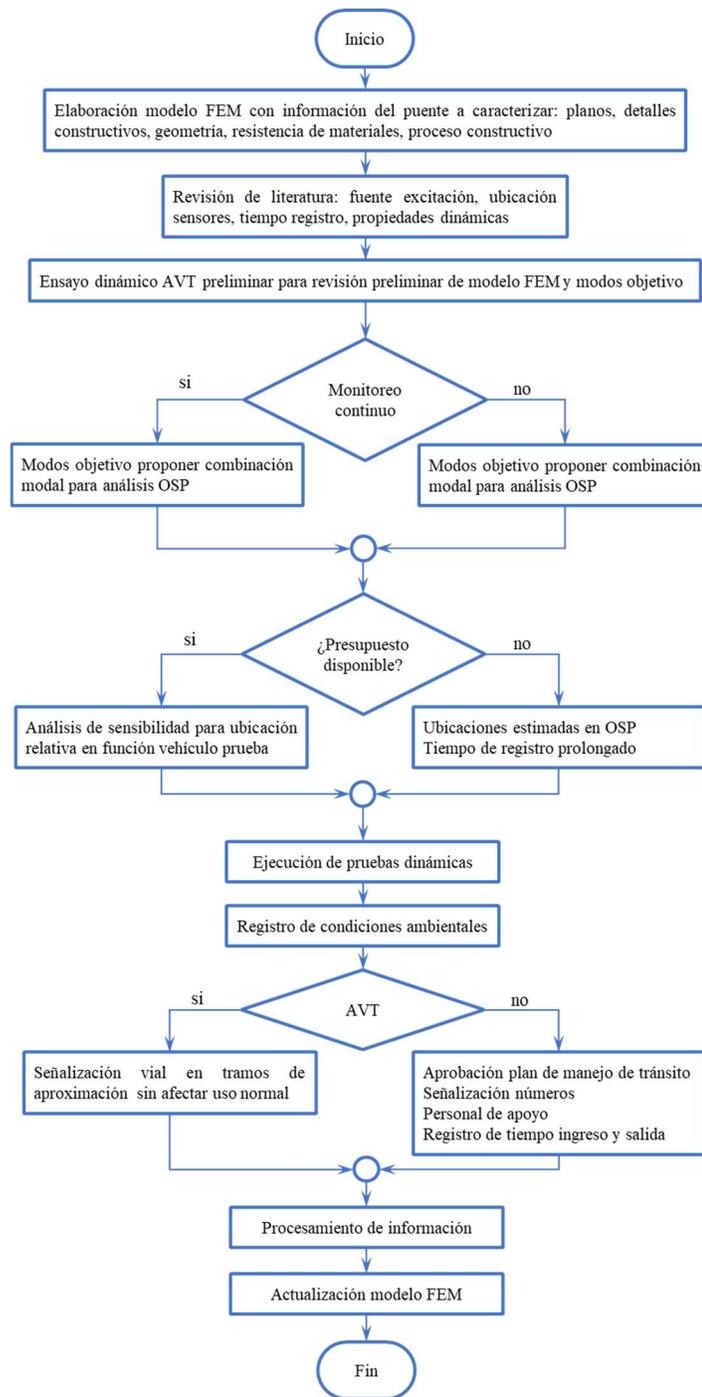


Figura 54. Diagrama de flujo para diseño y ejecución de pruebas dinámicas
Fuente: Autor

7.1. Casos de aplicación numéricos de enfoque procedimental

El procedimiento presentado en la *Figura 54* se implementó numéricamente en 3 puentes segmentales construidos en el proyecto hidráulico de la represa de Topocoro: puente Gómez Ortiz,

puente Pujamanes, puente El Ramo, en la Tabla 15 se adjunta la información general de los 3 puentes analizados mostrando en la *Figura 55* el perfil longitudinal de cada puente. En el software MIDAS Civil © se modeló cada uno de los puentes identificando las frecuencias naturales mostradas en la Tabla 16.

7.1.1. Selección de ubicación según análisis OSP

Acorde al procedimiento indicado en la sección 5.3, se combinaron las formas modales en función de la cantidad, dirección de deformación y desplazamiento, las ubicaciones computadas para cada combinación por puente se muestran en la Tabla 17 y esquemáticamente las ubicaciones OSP desde el acceso norte a sur en la *Figura 56*.

Tabla 15. *Información general puentes de aplicación numérica*

Ítem	Gómez Ortiz	Pujamanes	El Ramo
Longitud total [m]	510	244	180
Distribución de vanos [m]	85+170+170+85	61+122+61	45+90+45
Altura columnas [m]	47+47+42	57	46+4
Longitud pilotes [m]	50	26	15
Sección variable [m]	8.8 a	6.7 a 2.4	495 a 1.
Ancho de tablero [m]	10.55	10.5	10.55
Resistencia concreto superestructura [MPa]	35	35	35
Resistencia concreto subestructura [MPa]	28	28	28
Acero de postensado	ASTM A-416Gr 270	ASTM A-416Gr 271	ASTM A-416Gr 272

Al contrastar las posiciones OSP de las 7 combinaciones modales respecto la distribución de sensores en distancia relativa se observa que la distribución de sensores cada L/6 distribuye la mayor cantidad de ubicaciones OSP en el tablero de los puentes. La *Figura 57* muestra el análisis de sensibilidad en función de distancia relativa desde L/2 a L/10 para los 3 puentes modelados donde se indica en color Azul los nodos cercanos a los puntos de C1, en magenta a C2, en Cyan a C3, en gris para C4, rojo para C5, naranja para C6, los nodos de la combinación 7 estaban abarcados en las anteriores combinaciones. Al comparar la cantidad de nodos totales versus cercanos a puntos OSP se tiene para los 3 puentes modelados que la distribución L/6 posee la

mayor relación OSP/Totales junto con distribuciones L/4, L/5, L/8 (Tabla 18) indicando un patrón de distribución de sensores en puentes de tipología segmental.

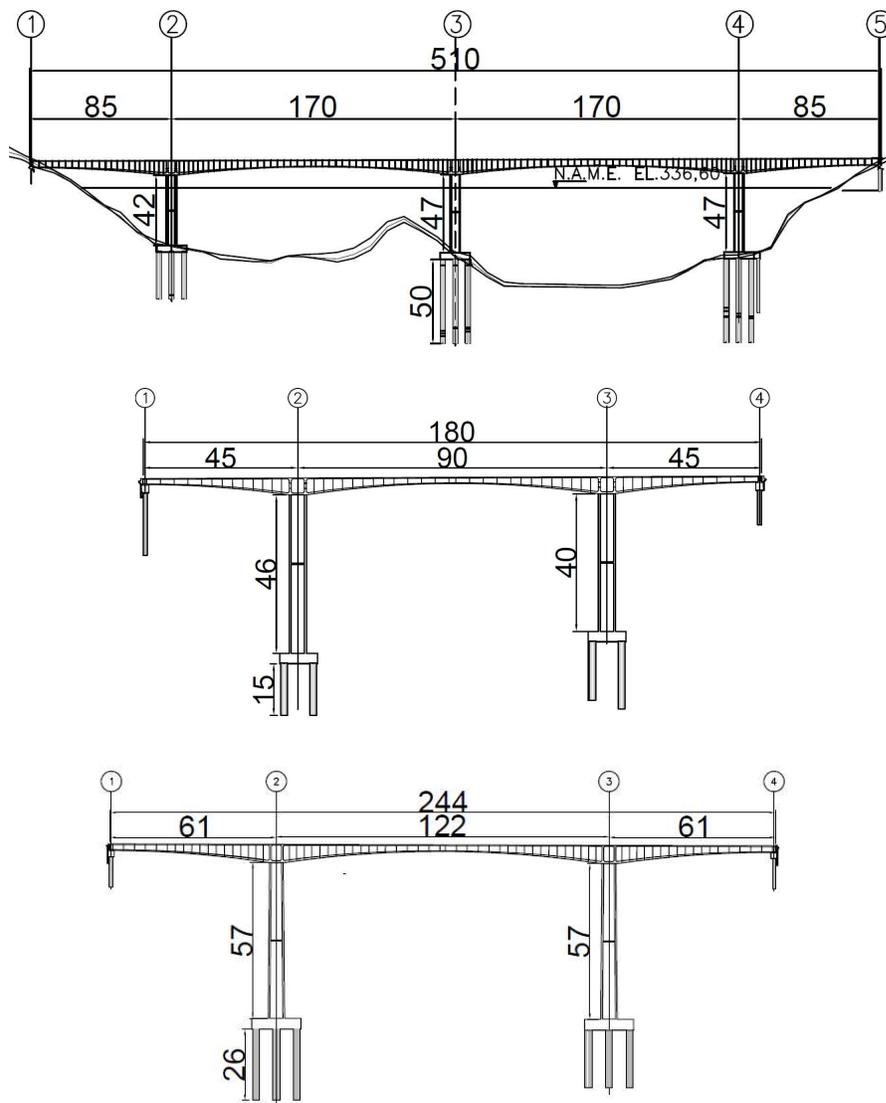


Figura 55. Perfil longitudinal a.) Puente Gómez Ortiz, b.) Puente El Ramo, c.) Puente Pujamanes
Fuente: Autor

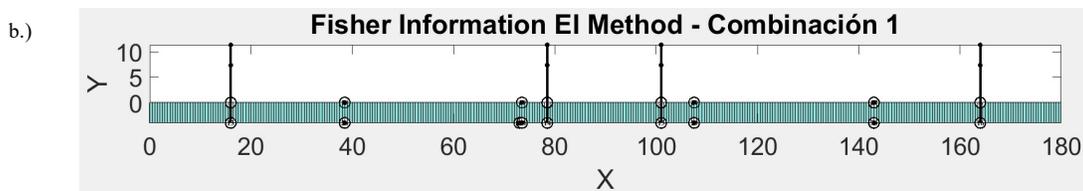
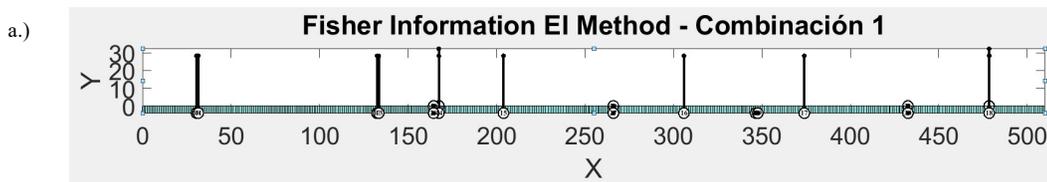
Tabla 16. Frecuencias naturales de puentes de casos de aplicación

Ítem	Gómez Ortiz				Pujamanes				El Ramo			
	Modo	[Hz]	[%]	masa	Modo	[Hz]	[%]	masa	Modo	[Hz]	[%]	masa
1	1-RZ	0.59	18.08		1-Y	0.67	55.99		1-Y	1.15	56.78	
2	1-Y	0.62	40.81		2-Z	1.16	9.64		2-Z	1.64	11.6	
3	4-Y	1.02	4.74		1-RZ	1.23	51.35		1-RZ	2.19	51.06	
4	1-Z	1.04	19.32		2-Y	2.17	15.54		3-RY	3.21	9.03	
5	2-Y	1.55	16.74		2-RY	2.17	9.13		1-Z	3.62	20.49	
6	2-Z	1.87	7.74		1-Z	2.59	21.3		2-Y	3.94	15.97	
7	2-X	1.91	7.93		1-RY	3.11	32.07		1-RY	4.15	32.03	

Ítem	Gómez Ortiz				Pujamanes				El Ramo			
	Modo	[Hz]	[%]	masa	Modo	[Hz]	[%]	masa	Modo	[Hz]	[%]	masa
8	1-RY	2.29		30.77	2-RZ	3.73		13.05	2-RZ	6.68		14.63
9	3-Z	2.51		5.02	2-X	5.49		6.54				
10	4-Z	4.10		12.99	3-Y	5.62		7.89				

Tabla 17. Ubicaciones OSP para combinaciones modales

Puente	Posiciones OSP [m]						
	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6	Comb 7
Gómez Ortiz	31.5	31.5	31.5	341.5	31.5	30.5	163.5
	133.5	131.5	149.5	479.8	132.5	133.5	266.1
	167.5	168.5	172.8		160.5	167.5	347.8
	204	206.5	195.3		168.5	204	432.6
	266.1	261.4	339.3		204	306	
	306	345.3	355.3		245.1	347.8	
	346.5	349			307.3	374	
	374				377.8	478.5	
	432.6				438.4		
	478.5				478.5		
El Ramo	16	16	15.5	113.5	16.5	16	38
	38.5	61.5	62	146.5	42	78.5	73.5
	73.5	79	116.5	164	82.5	101	107.5
	78.5	101.5	165		89	164.5	143.5
	101	116.5			97		
	107.5	164.5			138.5		
	143				164		
	164						
Pujamanes	19	18	18	20	19	18	42
	34	62.9	86	45	34	34	83
	42	109	107	90	39	86	122
	83	122	137	154	78	109	161
	86	135	158	199	111	135	202
	109	182.1	227	224	122	158	
	122	226			133	216	
	135				166	226	
	158				205		
	161				210		
	202				225		
	210						
	225						
	226						



c.)

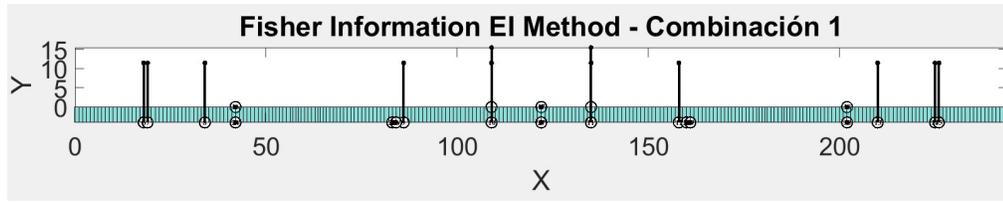


Figura 56. Ubicaciones OSP para combinación 1 para a.) puente Gómez Ortiz, b.) Puente El Ramo c.) Puente Pujamanes
Fuente: Autor

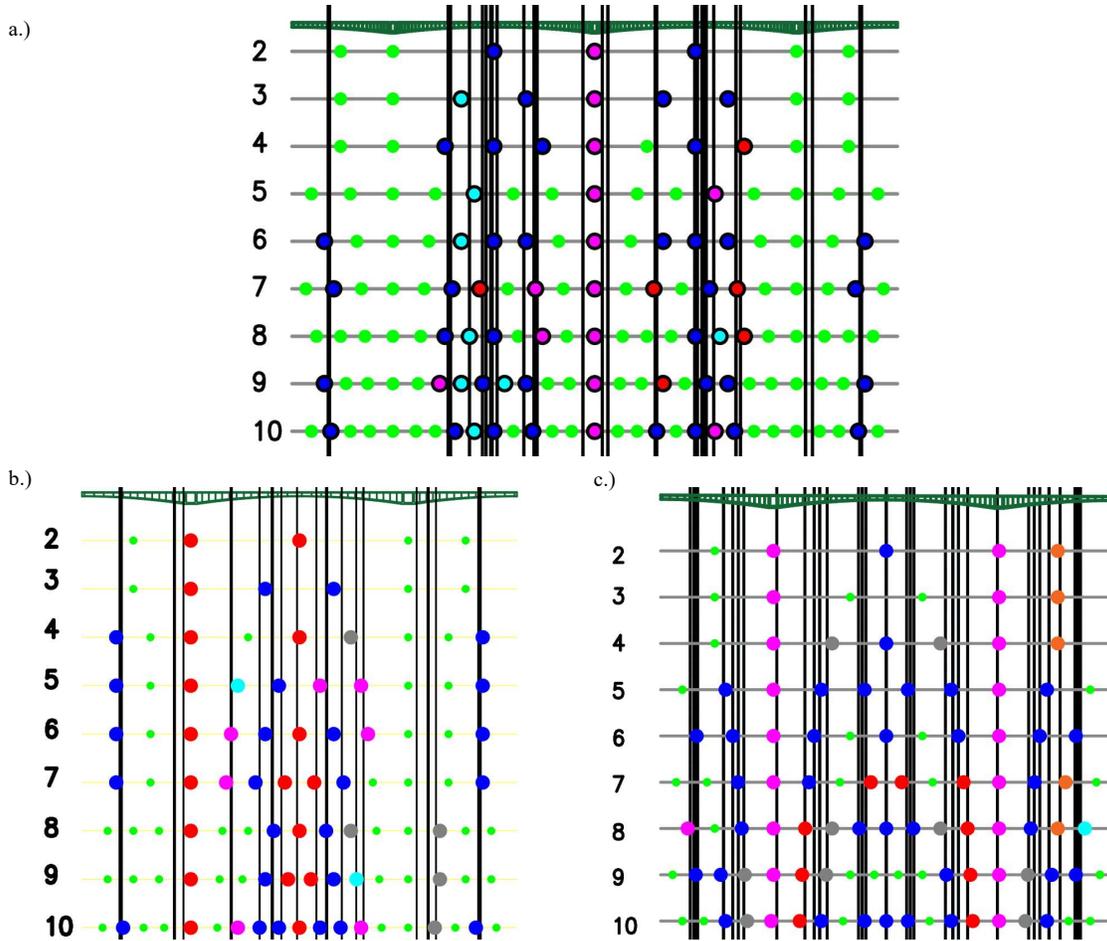


Figura 57. Distribución de ubicaciones OSP en distancias relativas a.) puente Gómez Ortiz, b.) Puente El Ramo c.) Puente Pujamanes
Fuente: Autor

Tabla 18. Relación de nodos OSP Vs Totales

Distribución	GOMEZ ORTIZ			Pujamanes			Ramo		
	Totales	OSP	% OSP/Total	Totales	OSP	% OSP/Total	Totales	OSP	% OSP/Total
2	7	3	42.86	5	3	60.00	5	2	40.00
3	9	5	55.56	6	2	33.33	6	3	50.00
4	11	6	54.55	7	5	71.43	9	5	55.56
5	15	3	20.00	10	8	80.00	10	7	70.00
6	17	9	52.94	11	9	81.82	11	8	72.73

Distribución	GOMEZ ORTIZ			Pujamanes			Ramo		
	Totales	OSP	% OSP/Total	Totales	OSP	% OSP/Total	Totales	OSP	% OSP/Total
7	21	9	42.86	14	9	64.29	12	8	66.67
8	23	8	34.78	15	14	93.33	15	6	40.00
9	25	9	36.00	18	12	66.67	16	7	43.75
10	29	11	37.93	19	13	68.42	19	11	57.89

7.1.2. Diseño de experimento de FVT mediante simulaciones numéricas

Siguiendo el procedimiento descrito en la sección 5.4.2 se diseñó el experimento FVT mediante simulaciones numéricas para un vehículo de 32Ton de 3 ejes circulando a velocidades entre 10 y 80km/h sin adicionar fuerzas de impacto y/o frenado; en paralelo para la selección del óptimo caso de carga con base el mejor ajuste modal (mayor índice MAC, menor porcentaje error de frecuencia, magnitud espectro de potencia) se realizó análisis de sensibilidad en función de la distribución de sensores en distancia relativa; los modos objetivo, como en el caso del puente El Tablazo, corresponde a 1-X, 1-Z, 1-Ry para los puentes Gómez Ortiz y Pujamanes, 1-X, 1-Z, 2-Z para el puente El Ramo (Tabla 16). En la Tabla 19 se muestran las velocidades con mejor ajuste modal del análisis inicial para una velocidad de circulación, luego, en la Tabla 20 las combinaciones de velocidad en función del puente de prueba. Para el puente Gómez Ortiz, el aumento en la cantidad de veces de circulación del camión y combinación de velocidades mejora la identificación modal obteniendo el mejor ajuste modal para distancias entre L/2 y L/4, el porcentaje de error de frecuencia se reduce en distancias relativas entre L/6 y L/2 y la magnitud del espectro de potencia es relativamente mayor entre L/2 y L/4. Al comparar la *Figura 58* con la Tabla 18, los resultados globales concuerdan con que la mejor identificación modal se tiene para L/3 y L/4 en el puente Gómez Ortiz. Los valores numéricos de los parámetros modales identificados mediante simulaciones FEM en el puente Pujamanes se muestran en la *Figura 59* teniendo el mejor ajuste modal (MAC) entre L/2 y L/5, menor diferencia en frecuencia para L/2, L/3 y L/5 y la magnitud en el espectro de potencia relativamente mayor entre L/2 – L/6. En el caso

de los resultados dinámicos para el puente El Ramo, los mejores valores de consistencia modal (MAC) se tienen L/2, L/3, L/7 (Figura 60) donde se observa mejoría en el parámetro al aumentar repeticiones y combinar velocidades de viaje, el porcentaje de error de frecuencia es menor entre L/2 y L/5 y la magnitud del pico en promedio es relativamente mayor para la separación de sensores cada L/6. Los valores reportados en las Figura 58Figura 59Figura 60 y el posterior análisis cuantitativo confirma la correlación en la selección de ubicaciones mediante OSP y simulaciones FEM en tanto que es viable estimar un conjunto de ubicación a partir de ambos procedimientos.

Tabla 19. *Velocidades con mejor ajuste modal para puentes modelados*

Distancia relativa	Velocidad [km/h]		
	Gómez Ortiz	Pujamanes	El Ramo
2	20-60-80	20-60-80	20-60-80
3	20-60-80	20-60-80	20-60-80
4	40-60-80	10-60-80	20-60-80
5	20-60-80	20-60-80	20-60-80
6	20-60-80	10-40-80	10-20-80
7	20-40-60	20-60-80	20-40-80
8	20-60-80	20-60-80	20-40-80
9	20-60-80	20-60-80	20-40-80
10	40-60-80	20-60-80	20-40-80

Tabla 20. *Combinaciones de velocidad para puentes modelados.*

Caso de carga	Caso de carga por combinaciones de velocidad [km/h]						
	10-20-80	10-40-80	10-60-80	20-40-80	20-60-80	20-40-60	40-60-80
1	10-20	10-40	10-60	20-40	20-60	20-40	40-60
2	10-80	10-80	10-80	20-80	20-80	20-60	40-80
3	20-80	40-80	60-80	40-80	60-80	40-60	60-80
4	10-10-20	10-40-80	10-60-80	20-20-40	20-20-60	20-40-60	40-60-80
5	10-10-80	10-10-40	10-10-60	20-20-80	20-20-80	20-20-40	40-40-60
6	10-20-20	10-40-40	10-60-60	20-40-40	20-60-60	20-40-40	40-60-60
7	10-80-80	10-10-80	10-10-80	20-80-80	20-80-80	20-20-60	40-40-80
8	10-20-80	10-80-80	10-80-80	20-40-80	20-60-80	20-60-60	40-80-80
9	20-20-80	40-40-80	60-60-80	40-40-80	60-60-80	40-40-60	60-60-80
10	20-80-80	40-80-80	60-80-80	40-80-80	60-80-80	40-60-60	60-80-80

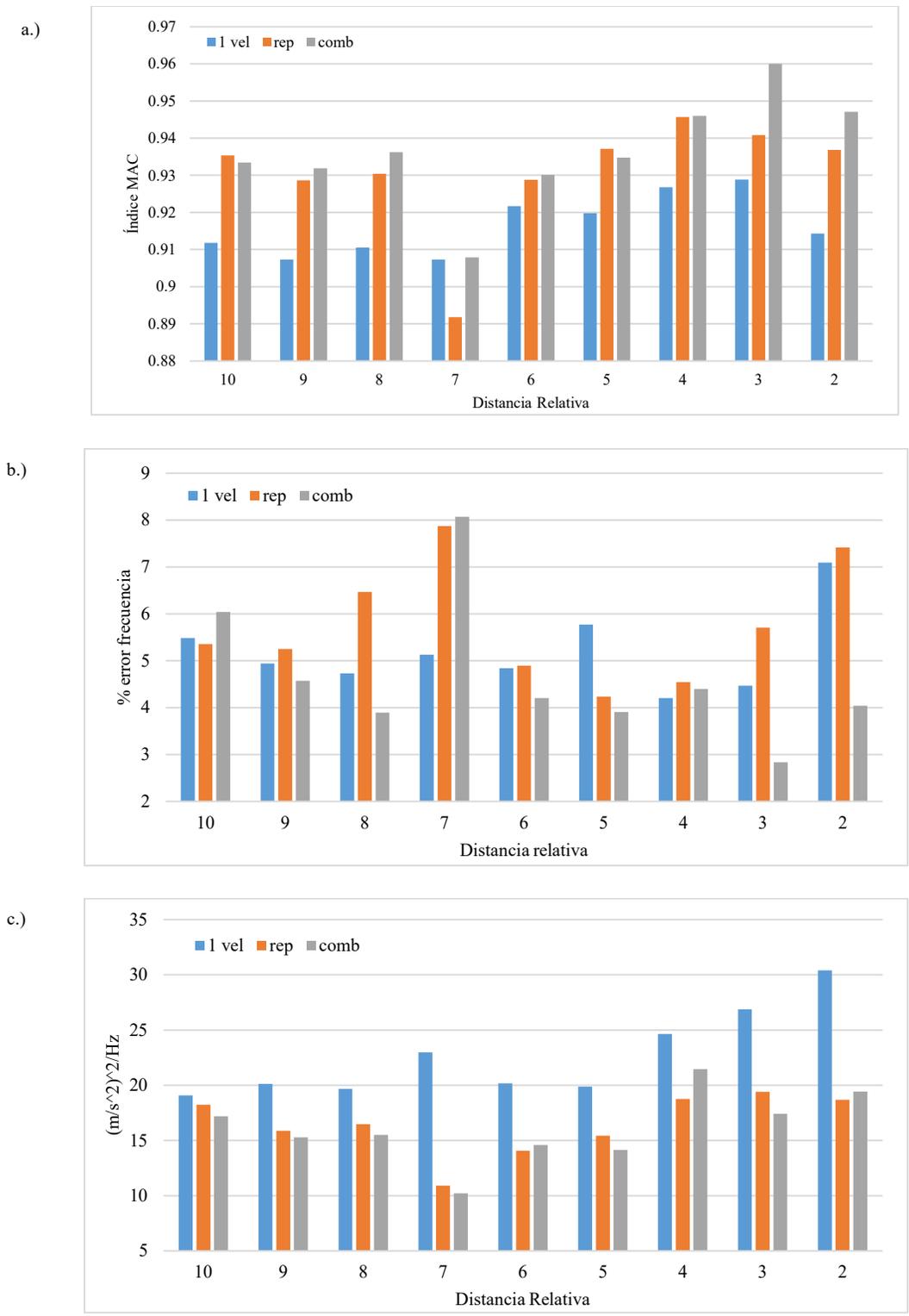


Figura 58. Parámetros modales Puente Gómez Ortiz a.) Índice MAC b.) % error frecuencia c.) Magnitud espectro potencia
 Fuente: Autor

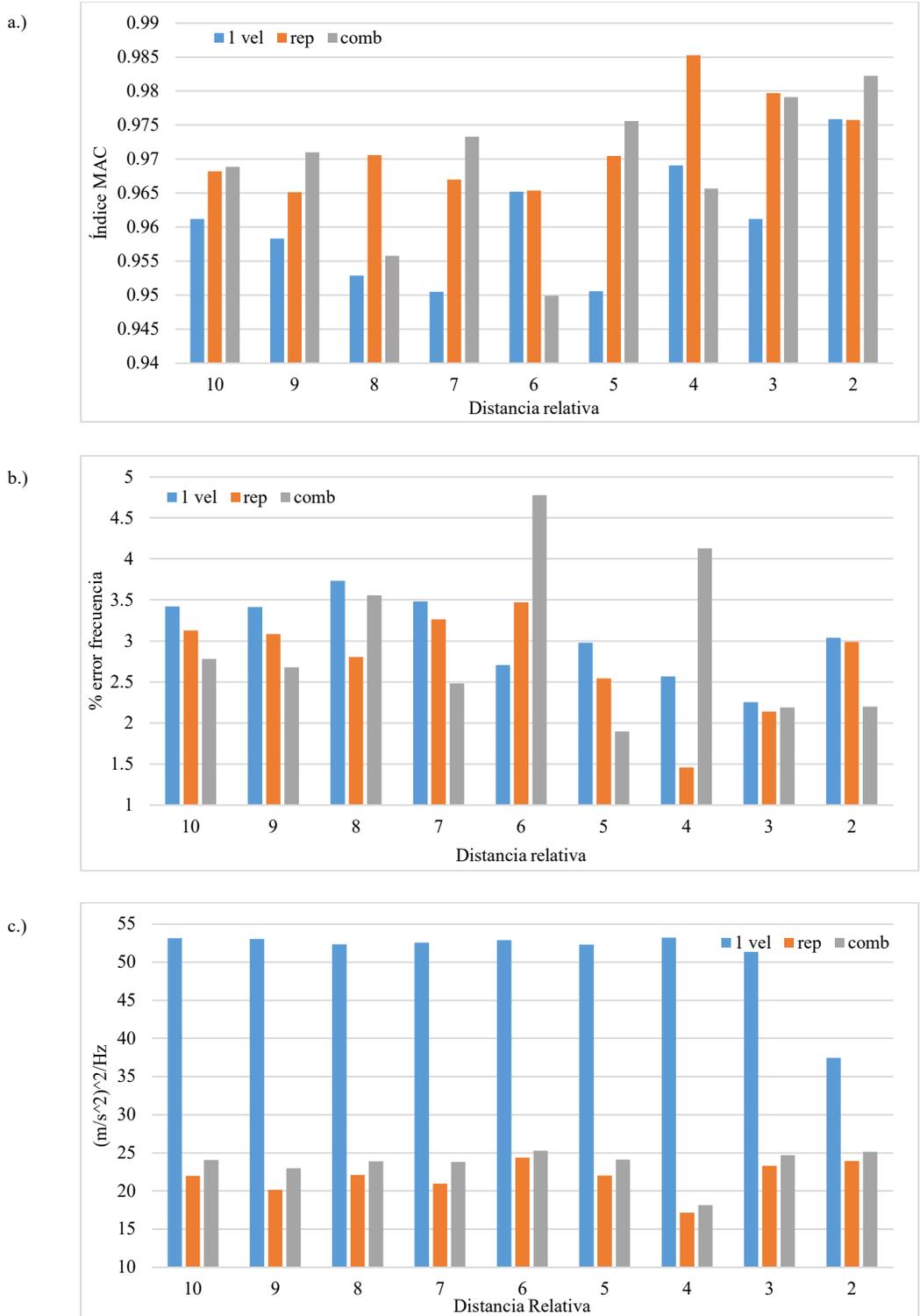


Figura 59. Parámetros modales puente Pujamanes a.) Índice MAC b.) % error frecuencia c.) Magnitud espectro potencia
Fuente: Autor

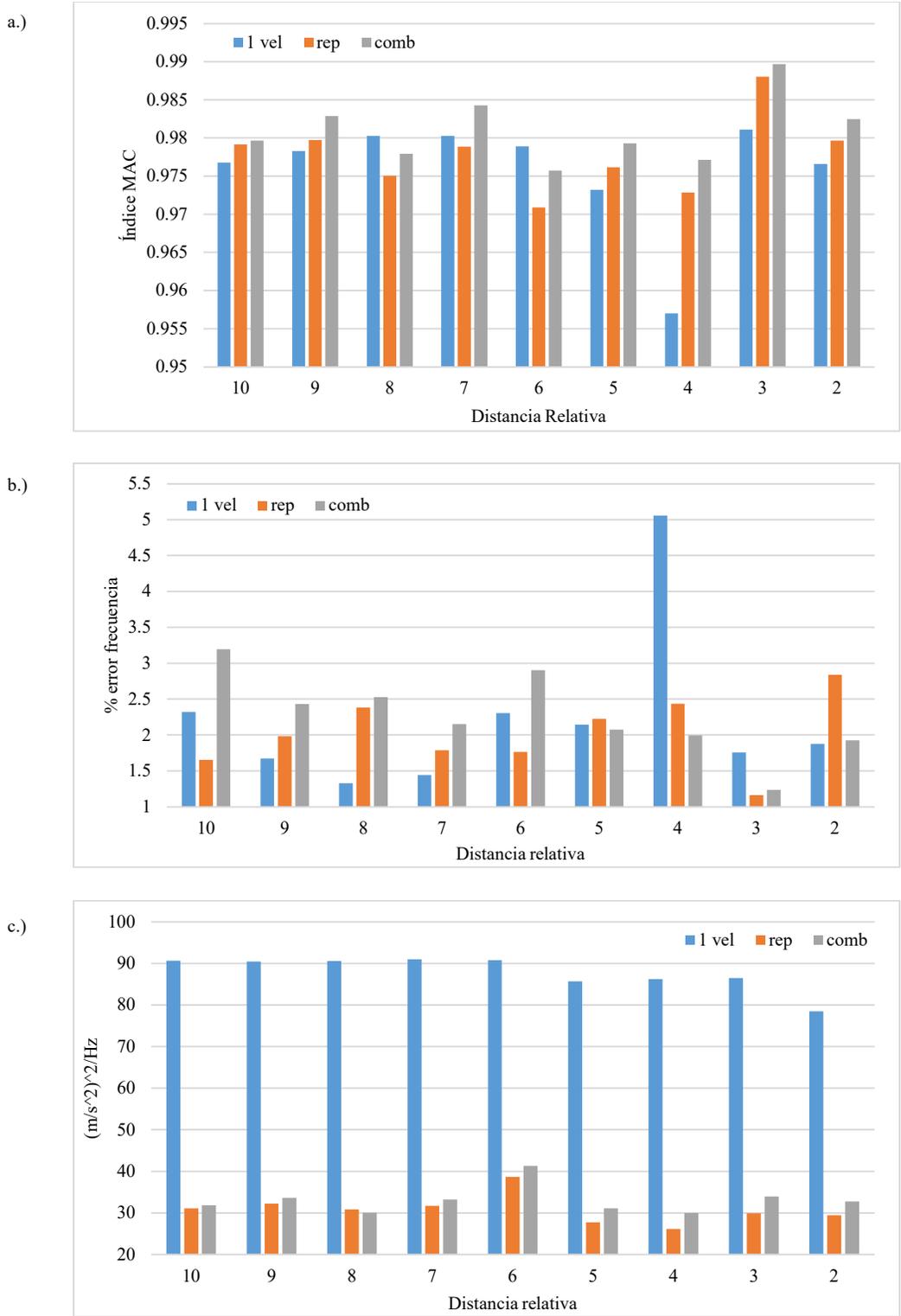


Figura 60. Parámetros modales puente El Ramo a.) Índice MAC b.) % error frecuencia c.) Magnitud espectro potencia
Fuente: Autor

Los resultados reportados en las *Figura 58**Figura 59**Figura 60* sugieren una posible calidad de los resultados en función de la ubicación considerando que estos pueden variar en función de la buena ejecución de las pruebas a escala real, para el caso del puente El Ramo se podría seleccionar como malla convencional la separación cada $L/5$ o $L/6$ siendo consistente con el análisis modal de OSP; aunque en separaciones de sensores entre $L/6$ - $L/10$ se identifican acertados parámetros modales, es importante considerar que el factor tiempo puede duplicarse respecto distancias entre $L/2$ y $L/6$ lo que en principio podría aumentar los costos de ejecución y pierde viabilidad económica. Según el análisis cuantitativo y cualitativo, al definir la separación de sensores cada $L/6$, $L/5$, $L/6$ para el puente Gómez Ortiz, Pujamanes, El Ramo respectivamente se observa que velocidades de circulación relativamente altas de 60 – 80 km/h (Tabla 20) permiten obtener mejores resultados modales aunque finalmente serán las condiciones de seguridad contempladas en la logística de la prueba las que determinarán la velocidad máxima de prueba en aras de preservar la integridad del personal de prueba y los demás vehículos.

Al comparar los resultados de los puentes simulados mediante FEM, en cuanto identificación modal, se observa marcada relación respecto el diseño de experimento del puente El Tablazo en referente a la mejoría modal al aumentar repeticiones y combinar velocidades, lo mismo sucede obtener mejor ajuste modal en separaciones menos densa de sensores como $L/6$ respecto $L/10$. Los anteriores resultados numéricos validan el diagrama de flujo mostrado en la *Figura 54* en lo referente al diseño de experimento mediante análisis de sensibilidad modal de OSP y simulaciones numéricas encontrando el mejor ajuste modal al combinar velocidades a diferente separación de sensores para cada puente estudiado.

7.2. Casos de aplicación a escala real de enfoque procedimental

7.2.1. Diseño de experimento mediante análisis de sensibilidad OSP

El viaducto La Unión es un puente segmental viga cajón tricelular de 219m de longitud con distribución de vanos 52.5+111+55.5m, ancho de tablero de 22.5m con altura variable de apoyo a centro de vano de 6 a 2.5m, el tablero se apoya en dos pares de columnas de 22m de altura cimentadas en pilotes de 25m de profundidad y resistencia del concreto en tablero de 35MPa y 28MPa para columnas construido en Bucaramanga, Santander.

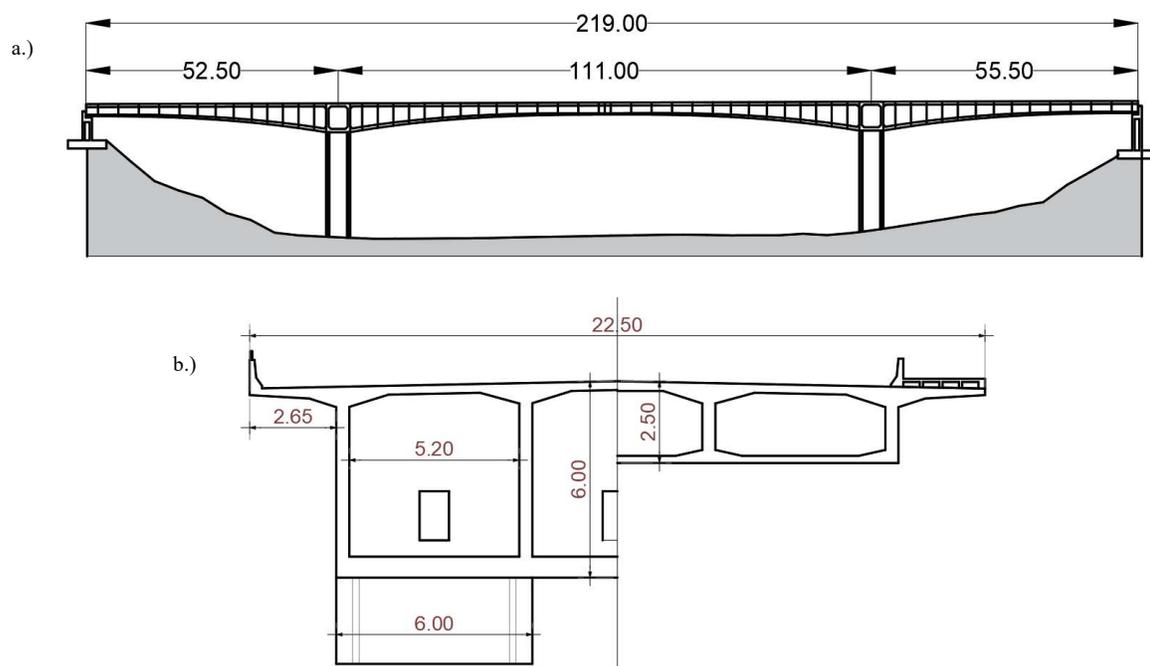


Figura 61. Viaducto La Unión a.) perfil longitudinal b.) sección transversal

Fuente: Autor

Fue caracterizado dinámicamente por los autores (Hernandez et al., 2020; Hernandez & Luna, 2017; Riveros Jerez et al., 2020) durante etapa de construcción y antes de puesta en operación identificando formas modales en las 3 direcciones ortogonales mediante pruebas AVT. (Hernandez et al., 2020) identificaron 5 formas modales: 1-X, 1-Z, 1-Y, 2-X, 2-Z con frecuencias entre 1.5 a 3.7 Hz.

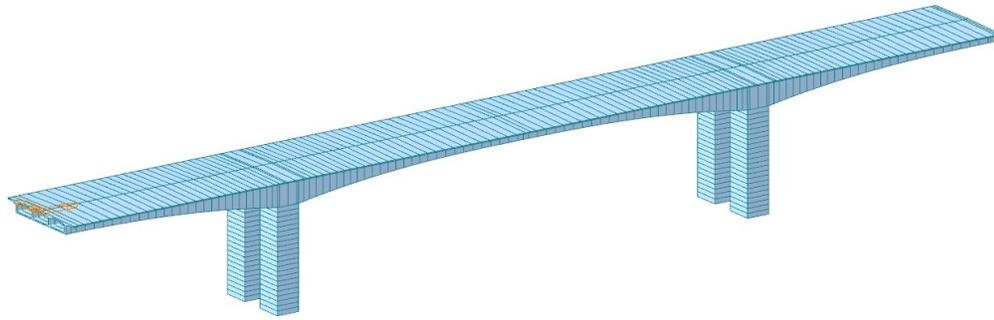


Figura 62. Vista tridimensional modelo FEM viaducto La Unión
Fuente: Autor

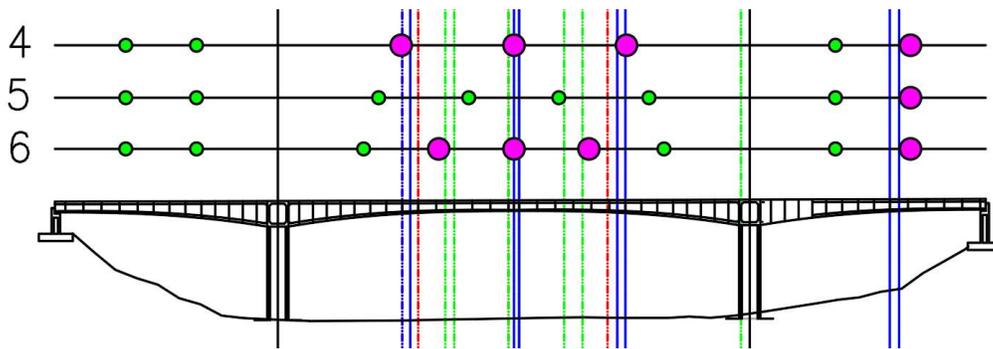


Figura 63. Ubicaciones OSP para combinaciones modales
Fuente: Autor

Con las dimensiones geométricas de la sección transversal consignada en los planos constructivos se modeló en MIDAS Civil© el puente usando elementos tipo BEAM, empotramiento en las columnas, restricción a desplazamiento vertical, transversal, restricción a rotación longitudinal, vertical incluyendo las cargas muertas de pavimento, andén peatonal y barandas metálicas (Figura 62). Se realizó un análisis de sensibilidad modal para los 5 modos identificados por (Hernandez et al., 2020) en 3 combinaciones modales: C1: 1-X, 1-Y, 1-Z; C2: 1-Y, 1-Z, 2-Z, 2-X; C3: 1-X, 1-Y, 1-Z, 2-X, 2-Z identificando las ubicaciones reportadas en la Tabla 21 y graficadas esquemáticamente en la Figura 63 indicando en color verde los nodos de C1, en rojo C2 y azul de C3 detectando un patrón de ubicación en distribuciones L/4 y L/6; (Riveros Jerez et al., 2020) identificó un conjunto de ubicaciones OSP tomando como datos de entrada los modos identificados en campo encontrando ubicaciones aproximada a separación L/6 lo que sugiere usar

dicha separación para las pruebas a escala real con tiempo de registro de 25min por ubicación. Dado que el viaducto es una vía de comunicación principal entre los municipios de Bucaramanga y Floridablanca fue imposible limitar el funcionamiento del puente por lo que se ejecutó una prueba AVT instalando 2 acelerómetros en el andén peatonal.

Tabla 21. Ubicaciones OSP para combinaciones modales

Comb 1	Comb 2	Comb 3
91.83	81.7	81.7
93.95	85.45	83.58
106.7	106.7	108
109.2	109.2	109.2
119.8	130	132.3
124.1	132.3	134.2
161.4		196.4
		198.6

7.2.2. Pruebas a escala real Viaducto La Unión

Con el diseño de experimento producto del análisis de sensibilidad modal de OSP se ejecutó una campaña AVT en el viaducto La Unión sin interferir el normal funcionamiento del puente. La ubicación esquemática para la prueba AVT en el puente se muestra en la *Figura 64* donde se muestra en color verde los nodos instrumentados por el autor en 2021 y en rombo rojo los instrumentados por (Hernandez et al., 2020) indicando en triangulo azul la posición del sensor de referencia.

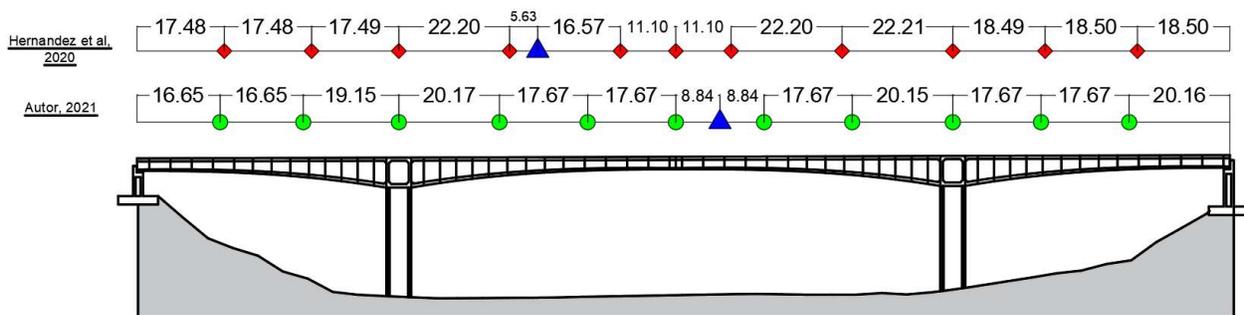


Figura 64. Ubicación esquemática acelerómetros para instrumentación de Viaducto La Unión

Fuente: Autor

Usando el software ARTEMIS© bajo la técnica FDD se calculó el espectro de potencia en frecuencia junto con el índice MAC respecto el modelo FEM, parámetros que posteriormente

fueron comparados con los datos reportados por (Hernandez et al., 2020) de la instrumentación de 2016. La prueba AVT realizada en 2016 antes de la puesta en funcionamiento del puente se muestra en la *Figura 65* en línea azul, la instrumentación de 2021 a pleno funcionamiento del puente sin interferir el tráfico local en naranja; para la prueba AVT de 2016 se identificaron 5 formas modales: 1-Z, 1-X, 1-Y, 2-X, 2-Z y para AVT 2021 no se identificó el modo 1-X atenuado por el paso constante de vehículos de distinto peso a diferente velocidad lo que propició un aumento energético referido al modo 1-Z; no solo se atenuó la participación de 1-X en el espectro (*Figura 66*) también se detectó un aumento en la frecuencia natural alrededor del 5% junto con picos mejor definidos para los modos 2-X y 2-Z (*Figura 67*). La comparación de los parámetros modales encontrados en campo se muestra en la Tabla 22 indicando mejoría en la consistencia modal hasta 4.8%.

El procedimiento seguido acorde el diagrama de flujo (*Figura 54*) permitió la identificación acertada de 4 formas modales según el previo diseño de experimento (*Figura 63 - Tabla 21*), aunque propiamente no se tenía control en la fuerza vertical de entrada, la gran magnitud de la señal incrementó el contenido energético de los modos verticales siendo un resultado de la aplicación indirecta de una prueba FVT. Salta a la vista el aumento en el valor de frecuencia respecto la prueba inicial AVT de 2016 donde la variación de los parámetros podría estar relacionado con factores ambientales como temperatura o acoplamiento de frecuencias entre los vehículos y el puente.

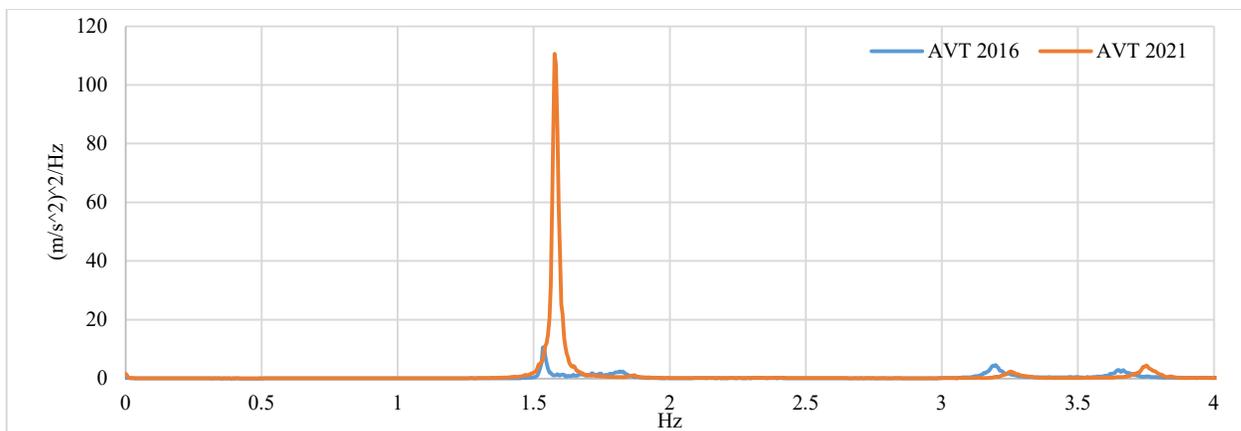


Figura 65. Espectro potencia en frecuencia Viaducto La Unión
Fuente: Autor

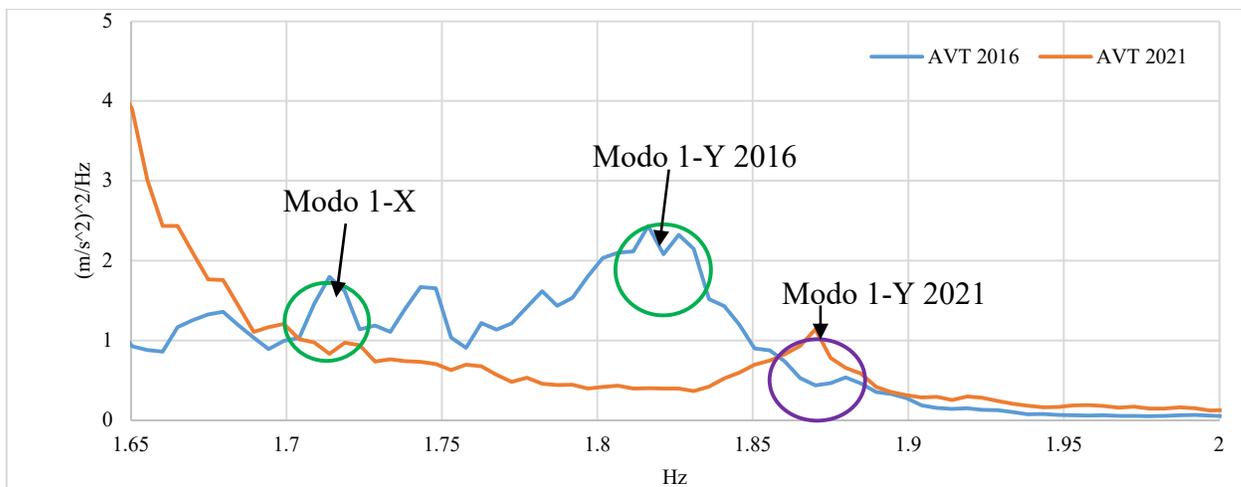


Figura 66. Espectro potencia en frecuencia Viaducto La Unión Frec: 1.65 – 2Hz
Fuente: Autor

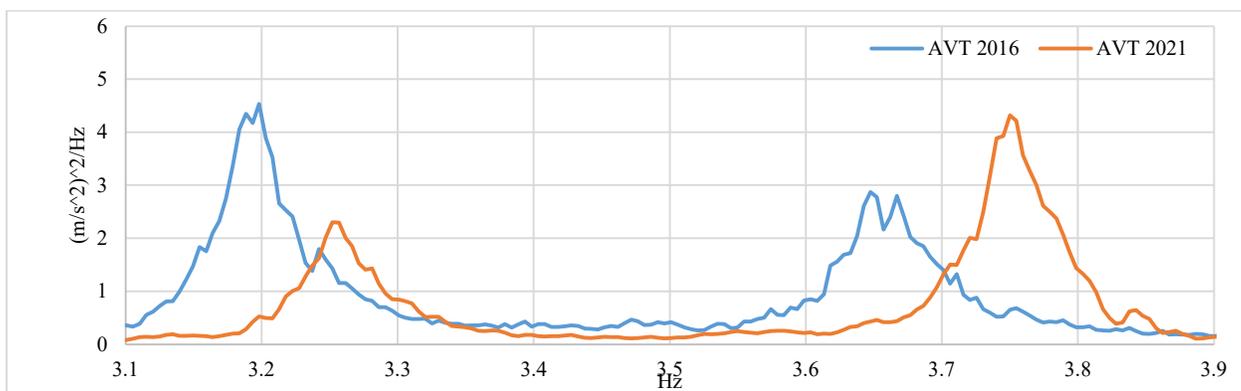


Figura 67. Espectro potencia en frecuencia Viaducto La Unión frec: 3.1 – 3.9Hz
Fuente: Autor

Tabla 22. *Comparación parámetros modales de pruebas AVT La Unión*

Modo	AVT 2016		AVT 2021		% E frec	% E MAC
	Frec [Hz]	MAC	Frec [Hz]	MAC		
1-Z	1.548	0.993	1.631	0.998	5.362	0.482
1-X	1.709	0.996	-	-	-	-
1-Y	1.816	0.986	1.86	0.986	2.423	0.049
2-X	3.242	0.795	3.213	0.832	-0.895	4.726
2-Z	3.638	0.969	3.809	0.959	4.700	-1.050
Prom		0.936		0.944	2.898	1.052

8. Conclusiones y discusión

El modelamiento numérico constituye el paso principal para el diseño, ejecución y validación de propiedades dinámicas identificadas en campo, es importante prestar atención especial a los factores que pueden incidir en la respuesta dinámica del puente pues se evitará incurrir en modificaciones inciertas a las propiedades mecánicas y geométricas de la sección transversal; considerar el acero de postensado en el modelo FEM mejoró la consistencia modal al contrastar con los valores modales de campo. Se identificó que combinar velocidades seguras de circulación en los casos de carga del vehículo de prueba mejora la identificación modal, en especial, de modos verticales de interés para deflexiones excesivas; según las simulaciones numéricas, la adición de fuerzas de impacto y frenado mejora la identificación modal cuando éstas son consideradas en pocas posiciones del sensor, de lo contrario podría esperarse reducción en la calidad de los parámetros modales a causa de alteraciones en la señal. Aunque teóricamente las pruebas dinámicas con vibración forzada se pueden ejecutar con distinta configuración de vehículo en cuanto peso y separación de ejes e identificar acertadas propiedades dinámicas, se sugiere validar en campo la anterior hipótesis teniendo en cuenta el diagrama de flujo para el diseño de experimento, lo anterior en tanto que para cada tipología y morfología de puente el caso de carga

ideal puede diferir de los acá presentados. En función de los instrumentos de medición disponibles, se sugiere validar en campo la identificación de modos poco o tenuemente excitados (1-X) empleado 2 o más sensores de instrumentación a lo largo del tablero según las simulaciones numéricas presentadas en la sección 5.4.2.3 para diversas distancias relativas de instrumentación a fin de analizar la variación del contenido energético en el espectro de potencia a razón de la cantidad de instrumentos de registros.

Usar el enfoque de masa agregada al puente para simular el efecto de interacción fluido-estructura resulta ser efectiva en cuanto complejidad - tiempo computacional se refiere lo que reduce el tiempo de procesamiento de resultados, la ecuación (6.2) implementada en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD – CCP 14 presentó los mejores resultados en el ajuste modal bajo la salvedad que es necesario calcular en campo y/o estimar la velocidad de flujo durante las pruebas dinámicas. Se sugiere profundizar en futuras investigaciones la implementación de los 2 enfoques adicionales relacionados con el desarrollo de la ecuación de onda para presión hidrodinámica y simulaciones numéricas mediante FEM.

El desarrollo de pruebas dinámicas con vibración forzada, ejecución acorde a diseño de experimento y calidad de resultados dinámicos depende principalmente de la habilidad del conductor del vehículo para conducir al vehículo a las velocidades indicadas; a su vez, del buen estado mecánico del vehículo para que sea capaz de soportar frenadas abruptas o pasar a velocidades seguras sobre resaltos viales a capacidad total de carga sin afectar la seguridad del vehículo por roturas en el sistema de frenos o suspensión. Los requerimientos en cuestión de logística y personal son de especial cuidado en las pruebas FVT para garantizar los cierres viales sin mayores alteraciones al tráfico normal e instalar y/o retirar los resaltos viales de cada posición contemplada, la comunicación con el personal de apoyo durante las pruebas FVT es crucial para

coordinar los cierres viales, iniciar el caso de carga con el camión de prueba, instalar y/o retirar resaltos viales, indicar posición de frenado al conductor.

Los enfoques desarrollados para la selección de ubicación de sensores basados en análisis de sensibilidad modal de OSP y simulaciones numéricas Time History mostraron mejor calidad de resultados modales al usar mallas poco densas de instrumentación ($L/2 - L/6$) que tienen como beneficio adicional la reducción del tiempo total de prueba. Se identificó correlación entre la ubicación estimada mediante OSP y simulaciones numéricas validando la malla de instrumentación aplicada en las pruebas a escala real. En referente a la frecuencia de muestreo, es aconsejable usar frecuencias superiores a 100Hz según análisis de sensibilidad reportado (*Figura 26Figura 27*).

Según la revisión de literatura, para la tipología de estudio, se identifican en campo formas modales entre 0 – 5 Hz lo ofrece una vista inicial de los modos de interés a seleccionar para el análisis OSP, es importante anotar que en función del modo objetivo es la ubicación del sensor; comparar los resultados de ambos procedimientos, en cuanto distribución de sensores con mejor identificación modal, aumenta la certeza en la selección de la ubicación de los sensores en campo. La instrumentación en coordenadas OSP ofrece igual o mejores resultados dinámicos que una caracterización dinámica con malla convencional lo que permite reducir costos en instrumentos en caso tal de implementar planes de monitoreo estructural continuo; para el caso de campañas de instrumentación discretas, el ensamblaje de una malla de instrumentación híbrida con puntos convencionales (distancias relativas) y puntos OSP mejora la identificación modal. La técnica de procesamiento de señales usada influye en la validación de los resultados dinámicos en tanto arrojaran resultados diferentes cada una, por ello, usar 2 o más técnicas reduce incertidumbres asociadas a la técnica de procesamiento.

Como lo han documentado diversos autores en casos de estudio y revisiones de literatura, las pruebas AVT están limitadas en la dirección de identificación modal ya que dependiendo de la dirección, magnitud y frecuencia de la fuerza predominante serán las formas modales identificadas; para el caso de estudio, el modo 1-Z fue poco excitado a causa del aleatorio paso de vehículos respecto los modos transversales con fuerzas predominantes de viento y corriente de agua. Aunque las pruebas FVT no siempre aumentan la cantidad de modos encontrados en campo, sí mejoran la calidad de la información dinámica en cuanto consistencia modal en función de la dirección de la fuerza de entrada; se encontró que durante la ejecución de las pruebas FVT resulta vital complementar el tiempo de registro con vibraciones libres y ambientales por fuerzas aleatorias para mejorar sustancialmente la detección de modos, concretamente, en dirección transversal. En cuanto al modo longitudinal, este no fue plenamente identificado en las pruebas dinámicas (AVT y FVT) a razón de la tenue excitación en esa dirección, aunque fue posible la detección de un posible rango de frecuencia del modo con la ejecución de la prueba FVT; pese a que es deseable identificar en campo mediante pruebas dinámicas los principales modos en cada dirección ortogonal, algunos de ellos podrían no ser representativos en patologías estructurales como el caso de grandes deflexiones en el centro de luz. En resumen, la selección de la fuente de excitación y el inherente costo operativo se relaciona directamente con la forma modal a identificar, si se desea identificar formas modales verticales lo ideal es implementar FVT en caso de transversales y vagamente verticales con AVT los resultados dinámicos son adecuados.

La calidad de la identificación modal se relaciona predominantemente con la ubicación del acelerómetro más que del tiempo de registro, como se mostró en la sección 6.5 la incidencia de la ubicación del sensor es mayor que aumentar o reducir el tiempo, el factor tiempo afecta principalmente la identificación de modos poco o levemente excitados, es decir, en pruebas AVT

son los modos verticales los que requieren mayor tiempo de registro, en el caso de pruebas FVT el tiempo afecta los modos transversales (ver sección 6.5.1, 6.5.2, 6.5.4).

Analizando el factor económico, las pruebas FVT usando como fuente de excitación una volqueta de 3 ejes de peso total de 32Ton son hasta 6 veces más costosas que AVT donde la principal ventaja está en la mejoría de los modos verticales; en pruebas dinámicas discretas con mallas densas, convencionales o híbridas, al estudiar la relación costo/beneficio no resulta rentable ejecutar pruebas FVT ya que con AVT y ubicación estratégica de sensores podrían igualarse los resultados dinámicos; en el caso de instrumentar únicamente puntos OSP se reduce la relación costo FVT/AVT a 2 ya que en menor tiempo de ejecución de prueba se mejoran los resultados dinámicos de AVT, principalmente modos verticales.

La aplicación del diagrama de flujo (*Figura 54*), producto de la curva de aprendizaje del desarrollo del proyecto y las demás consideraciones documentadas en la investigación, permitirá la validación y/o actualización del modelo numérico previo del puente, verificación del comportamiento dinámico y con base el modelo FEM actualizado para parámetros dinámicos, el análisis de deflexiones a largo plazo siendo estos, insumos básicos para posteriores planes de monitoreo de salud estructural en puentes segmentales; en los casos de aplicación numéricos y prácticos permitió la validación del mismo junto con la identificación de parámetros como ubicación de acelerómetros, casos de cargas de velocidad (aplicaciones numéricas - 7.1) y comparación de propiedades dinámicas durante 2 etapas de instrumentación a escala real (7.2). En los casos de aplicación numéricos domina la instrumentación en distancias relativas entre $L/2 - L/6$ y casos de carga con combinación de velocidades de 20 a 80km/h siendo consistente con lo obtenido en el caso de estudio. La estandarización de estos resultados podría estar relacionado con la tipología bajo estudio con similitud relativa en la geometría de las formas modales de interés

con rango de frecuencias entre 0 – 5Hz. Los resultados modales de la caracterización dinámica del viaducto La Unión mostraron un margen de 5% de variación de las frecuencias naturales en función del contenido energético de la señal de entrada, esto podría relacionarse con el acoplamiento de frecuencias entre los vehículos y el puente.

Referencias

- Altunişik, A. C., Bayraktar, A., & Sevim, B. (2013). Analytical and experimental modal analyses of a highway bridge model. *Computers and Concrete*, 12(6), 803–818. <https://doi.org/10.12989/cac.2013.12.6.803>
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2016). *The Manual for Bridge Evaluation* (AASHTO, Ed.; Second Edi).
- Argentini, T., Belloli, M., Rosa, L., Sabbioni, E., Zasso, A., & Villani, M. (2012). Modal Identification of a Cable-Stayed Bridge by Means of Truck Induced Vibrations. *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series*, 1, 389–400. <https://doi.org/10.1007/978-1-4614-2413-0>
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2014a). SECCION 3: Cargas y Factores de Carga. In *Norma Colombiana de Diseño de Puentes, CCP 14* (1st ed., p. 140). ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2014b). SECCIÓN 4: Análisis y evaluación estructural. In *Norma Colombiana de Diseño de Puentes, CCP 14* (1st ed., p. 83). Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Bazant, Z. P., & Hubler, M. H. (2014). Theory of cyclic creep of concrete based on Paris law for fatigue growth of subcritical microcracks. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 63(1), 187–200. <https://doi.org/10.1016/j.jmps.2013.09.010>
- Bazant, Z. P., & Murphy, W. P. (1995). Creep and Shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures - model B3*. *Materials and Structures*, 28(180), 357–365.

- Benedettini, F., Dilena, M., & Morassi, A. (2015). Vibration analysis and structural identification of a curved multi-span viaduct. *Mechanical Systems and Signal Processing*, *54*, 84–107. <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2014.08.008>
- Brownjohn, J. M. W., Au, S. K., Zhu, Y., Sun, Z., Li, B., Bassitt, J., Hudson, E., & Sun, H. (2018). Bayesian operational modal analysis of Jiangyin Yangtze River Bridge. *Mechanical Systems and Signal Processing*, *110*, 210–230. <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2018.03.027>
- Brownjohn, J. M. W., Dumanoglu, A. A., Severn, R. T., & Taylor, C. A. (1987). Ambient Vibration Measurements of the Humber Suspension Bridge and Comparison With Calculated Characteristics. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London)*, *83*(pt 2), 561–600. <https://doi.org/10.1680/iicep.1988.956>
- Cantero, D., Hester, D., & Brownjohn, J. (2017). Evolution of bridge frequencies and modes of vibration during truck passage. *Engineering Structures*, *152*, 452–464. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.039>
- Cantero, D., McGetrick, P., Kim, C. W., & OBrien, E. (2019). Experimental monitoring of bridge frequency evolution during the passage of vehicles with different suspension properties. *Engineering Structures*, *187*(June 2018), 209–219. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.02.065>
- Cantieni, R. (1983). “Dynamic load tests on highway bridges in Switzerland - 60 years of experience.” In R. Cantieni (Ed.), *Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt. Bericht 211* (Swiss Fede, Vol. 211, Issue 211). Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research.
- Cantieni, R. (1984). Dynamic Load Testing of Highway Bridges. *Transportation Research Record*, *2*, 141–148.

- Cantieni, R. (2005). Experimental methods used in system identification of civil engineering structures. *Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference, IOMAC 2005*, 10–11.
- Carrion viramontes, F. J., Lozano Guzman, A., Fabela Gallegos, M. de J., Vazque Vega, D., & Romero Navarrete, A. (1999). Evaluación de Puentes Mediante el Análisis de Vibraciones. In *Instituto mexicano del transporte, Publicacion tecnica No.139*.
- Castro-Triguero, R., Garcia-Macias, E., Flores, E. S., Friswell, M. I., & Gallego, R. (2017). Multi-scale model updating of a timber footbridge using experimental vibration data. *Engineering Computations (Swansea, Wales)*, 34(3), 754–780. <https://doi.org/10.1108/EC-09-2015-0284>
- Chang, M., & Pakzad, S. N. (2014). Optimal sensor placement for modal identification of bridge systems considering number of sensing nodes. *Journal of Bridge Engineering*, 19(6), 1–10. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000594](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000594)
- Chen, G. W., Beskhyroun, S., & Omenzetter, P. (2014). Ambient and forced vibration testing of an eleven-span motorway off-ramp bridge. *Proceedings of the International Conference on Structural Dynamic , EUROSDYN, 2014-Janua, 2427–2434*. <https://doi.org/10.13140/2.1.2528.9281>
- Conte, J. P., Masri, S. F., Caffrey, J. P., & Moaveni, B. (2008). Dynamic Testing of Alfred Zampa Memorial Bridge. *Journal of Structural Engineering*, 134(6). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134)
- Cryer, J. D., Bendat, J. S., & Piersol, A. G. (2010). Random Data. Analysis and Measurement Procedures. In John Wiley & Sons (Ed.), *Journal of the American Statistical Association* (4th ed., Vol. 82, Issue 400). Wiley. <https://doi.org/10.2307/2289430>

- De Roeck, G., Peeters, B., & Maeck, J. (2000). Dynamic monitoring of civil engineering structures. *Computational Methods for Shell and Spatial Structures*. <https://doi.org/10.1680/ipeds.1956.11799>
- Deng, Y., Guo, Q., & Xu, L. (2017). Experimental and Numerical Study on Modal Dynamic Response of Water-Surrounded Slender Bridge Pier with Pile Foundation. *Shock and Vibration*, 2017(ii), 20–24. <https://doi.org/10.1155/2017/4769637>
- Dirección General de carreteras. (1999). Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera. In S. G. Técnica (Ed.), *Ministerio de Fomento* (Primera, Vol. 1, Issue 1). Centro de publicaciones. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Doebling, S. W., Farrar, C. R., & Cornwell, P. (1997). Statistical comparison of impact and ambient testing results from the Alamosa Canyon Bridge. *Proceedings of the International Modal Analysis Conference - IMAC, 1*(September 2015), 264–270.
- Farrar, C. R., Duffey, T. A., Cornwell, P., & Doebling, S. W. (2000). Excitation methods for bridge structures. *Shock and Vibration Digest*, 32(1), 26.
- Farrar, C. R., Todd, M., Flynn, E., & Harvey, D. (2010). *SHMTools Software* (0.3.1; p. 199). Los Alamos National Laboratory. <https://www.lanl.gov/projects/national-security-education-center/engineering/software/shm-data-sets-and-software.php>
- Gao, Q. fei, Wang, Z. lin, Li, J., Chen, C., & Jia, H. yu. (2015). Dynamic load allowance in different positions of the multi-span girder bridge with variable cross-section. *Journal of Vibroengineering*, 17(4), 2025–2039.
- Gastineau, A., Johnson, T., & Schultz, A. (2009). *Bridge Health Monitoring and Inspections Systems - A Survey of Methods* (D. of C. Engineering, Ed.; Final Repo). University of Minnesota.

- Gatti, M. (2019a). Structural health monitoring of an operational bridge: A case study. *Engineering Structures*, 195(March 2017), 200–209. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.102>
- Gatti, M. (2019b). Structural health monitoring of an operational bridge: A case study. *Engineering Structures*, 195(March 2017), 200–209. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.102>
- Green, M. F. (1995). Modal test methods for bridges: A review. *Conference: 1995 IMAC XIII – 13th International Modal Analysis Conference*, 552–558.
- Hernandez, W., & Luna, F. (2017). Caracterización dinámica en fase de construcción de puentes de grandes luces. Caso de estudio. Viaducto La Unión. In *Univesidad Industrial de Santander*. Universidad Industrial de Santander.
- Hernandez, W., Viviescas, A., & Riveros Jerez, C. A. (2020). Verifying of the finite element model of the bridge on the vibration monitoring at different stages of construction. *Archives of Civil Engineering*, LV(1). <https://doi.org/10.244425/ace.2020.131772>
- Hogan, L. S., Wotherspoon, L., Beskhyroun, S., & Ingham, J. (2016). Dynamic Field Testing of a Three-Span Precast-Concrete Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 21(12). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000970](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000970)
- Hogan, L. S., Wotherspoon, L. M., Beskhyroun, S., & Ingham, J. M. (2012). Modal identification of a bridge-abutment system using forced vibration testing. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 45(4), 161–170. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.45.4.161-170>
- Hsieh, K. H., Halling, M. W., & Barr, P. J. (2006). Overview of vibrational structural health monitoring with representative case studies. *Journal of Bridge Engineering*, 11(6), 707–715. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2006\)11:6\(707\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2006)11:6(707))

- Instituto Nacional de Vías. (2008). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. In *Ministerio de Transporte* (1st ed., Vol. 84). INVIAS. <https://doi.org/10.1038/jid.2012.437.Activation>
- Jiang, H., Wang, B., Bai, X., Zeng, C., & Zhang, H. (2017). Simplified Expression of Hydrodynamic Pressure on Deepwater Cylindrical Bridge Piers during Earthquakes. *Journal of Bridge Engineering*, 22(6), 04017014. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001032](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001032)
- Kammer, D. C. (1991). Sensor Placement for On Orbit Modal Identification and Correlation of Large Space Structures. *Journal of Guidance, Control, and Dynamics*, 14(2), 251–259. <https://doi.org/https://doi.org/10.2514/3.20635>
- Kong, X., Cai, C. S., Deng, L., & Zhang, W. (2017). Using dynamic responses of moving vehicles to extract bridge modal properties of a field bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 22(6), 1–11. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001038](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001038)
- Kramer, C., de Smet, C. A., & Peeters, B. (2000). Comparison of ambient and forced vibration testing of civil engineering structures. *Shock and Vibration Digest*, 32(1), 58.
- Kuzawa, M., Bień, J., Rawa, P., Kamiski, T., & Zwolski, J. (2012). Static and dynamic load tests of a long-span cable-stayed bridge over the Odra River in Wrocław. *Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability - Proceedings of the Sixth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, June*, 3344–3351. <https://doi.org/10.1201/b12352-503>
- Liaw, C. -Y., & Chopra, A. K. (1974). Dynamics of towers surrounded by water. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(1), 33–49. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290030104>

- Lin, C. W., & Yang, Y. B. (2005). Use of a passing vehicle to scan the fundamental bridge frequencies: An experimental verification. *Engineering Structures*, 27(13), 1865–1878. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.06.016>
- Magalhães, F., Caetano, E., Cunha, Á., Flamand, O., & Grillaud, G. (2012). Ambient and free vibration tests of the Millau Viaduct: Evaluation of alternative processing strategies. *Engineering Structures*, 45, 372–384. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.06.038>
- Manterola Armisén, J. (2006). *Puentes. Apuntes para su diseño cálculo y construcción (Tomo I)* (C. de I. de C. C. y Puertos, Ed.; Primera Ed). RUGARTE SL.
- Meo, M., & Zumpano, G. (2005). On the optimal sensor placement techniques for a bridge structure. *Engineering Structures*, 27(10), 1488–1497. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.03.015>
- Mintransporte. (2017). *Resolución 1528*. INVIAS.
- Muñoz, E., Hernández, R., Valbuena, E., Trujillo, L., & Santacruz, L. (2005). Rehabilitación de los puentes de la Red de carreteras de Colombia, basados en inspecciones visuales, estudios especializados y estrategias de reparación. *Revista Ingeniería de Construcción*, 20(1), 159–182.
- Olmo, M., & Nave, R. (2020). *Energy of falling object*. Fuerza de Impacto En La Caída de Objetos. <http://hyperphysics.phy-astr.gsu.edu/hbasees/flobi.html#c1%22>
- Ozcelik, O., & Amaddeo, C. (2017). System Identification of a Base-Isolated Bridge by Ambient and Forced Vibration Tests. *Journal of Testing and Evaluation*, 45(6), 20150505. <https://doi.org/10.1520/jte20150505>
- Pachón, P., Castro, R., García-Macías, E., Compan, V., & Puertas, E. (2018). E. Torroja's bridge: Tailored experimental setup for SHM of a historical bridge with a reduced number of sensors.

Engineering Structures, 162(September 2017), 11–21.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.035>

Paultre, P., Proulx, J., & Talbot, M. (1995). Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 121(2), 362–376.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:2\(362\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:2(362))

Peeters, B., & Ventura, C. E. (2003). Comparative study of modal analysis techniques for bridge dynamic characteristics. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(5), 965–988.
<https://doi.org/10.14508/reia.2013.10.20.23-37>

Piombo, B. A. D., Fasana, A., Marchesiello, S., & Ruzzene, M. (2000). Modelling and identification of the dynamic response of a supported bridge. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 14(1), 75–89. <https://doi.org/10.1006/mssp.1999.1266>

Prieto, G. A., Beroza, G. C., Barrett, S. A., López, G. A., & Florez, M. (2012). Earthquake nests as natural laboratories for the study of intermediate-depth earthquake mechanics. *Tectonophysics*, 570–571, 42–56. <https://doi.org/10.1016/j.tecto.2012.07.019>

Rahmatalla, S., Hudson, K., Liu, Y., & Eun, H. C. (2014). Finite element modal analysis and vibration-waveforms in health inspection of old bridges. *Finite Elements in Analysis and Design*, 78, 40–46. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2013.09.006>

Rangel, C. C. (2016). *Evaluación del impacto de las alteraciones climáticas en un puente de concreto preesforzado*.

Reynolds, P., & Pavic, A. (2001). Comparison of forced and ambient vibration measurements on a bridge. *Proceedings of the International Modal Analysis Conference - IMAC, I*(January), 846–851.

- Riveros, C., García, E., & Rivero Jerez, J. (2013). A comparative study of sensor placement techniques for structural damage detection. *Revista EIA*, 20, 23–37. <https://doi.org/10.14508/reia.2013.10.20.23-37>
- Riveros Jerez, C. A., Viviescas Jaimes, A., Chio, G., Begambre Carrillo, O. J., & Hernandez, W. (2020). Optimal sensor placement of a box girder bridge using mode shapes obtained from numerical analysis and field testing. *Revista EIA*, 17(34), 1–12. <https://doi.org/https://doi.org/10.24050/teia.v17i34.1296>
- şahin, A., & Bayraktar, A. (2014). Forced-Vibration Testing and Experimental Modal Analysis of a Steel Footbridge for Structural Identification. *Journal of Testing and Evaluation*, 42(3), 20130166. <https://doi.org/10.1520/jte20130166>
- Salawu, O. S. (1997). Assessment of bridges: Use of dynamic testing. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 24(2), 218–228. <https://doi.org/10.1139/196-098>
- Salawu, O. S., & Williams, C. (1995). Review of full-scale dynamic testing of bridge structures. *Engineering Structures*, 17(2), 113–121. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)92642-L](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)92642-L)
- Santos, J., Nunes, C., Fernandes, C., & Varum, H. (2007). Common pathologies in RC bridge structures: A statistical analysis. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 7, 19–26.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2014). *SECCIÓN 5 Estructuras de concreto*.
- service d'Etudes techniques des routes et Autoroutes. (2006). *Technical Guide Loading tests on road bridges and footbridges* (service d'Etudes techniques des routes et Autoroutes, Ed.; 1st ed., Issue october). SETRA.
- Sun, G. S., & Liu, C. G. (2014). Research on hydrodynamic pressure of deep water bridge structure. *International Efforts in Lifeline Earthquake Engineering - Proceedings of the 6th*

China-Japan-US Trilateral Symposium on Lifeline Earthquake Engineering, 2008, 465–472.

<https://doi.org/10.1061/9780784413234.060>

Takács, P. F. (2002). *Deformations in Concrete Cantilever Bridges : Observations and Theoretical Modelling* (Issue March). The Norwegian University of Science and Technology.

Tian, Y., Zhang, J., Xia, Q., & Li, P. (2017). Flexibility identification and deflection prediction of a three-span concrete box girder bridge using impacting test data. *Engineering Structures*, 146, 158–169. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.05.039>

Valdés, J., & Colina, J. D. la. (2008). Análisis de la amplificación dinámica de la carga viva en puentes con base en pruebas experimentales. *Revista Tecnológica-ESPOL*, 21(1), 149–156. <http://learningobjects2006.espol.edu.ec/index.php/tecnologica/article/view/150>

Viviescas Jaimes, A., Carrillo León, W. J., & Vargas Carvajal, L. A. (2018). Structural health monitoring baseline of Gómez Ortiz bridge using ambient vibration tests. *Inge Cuc*, 14(1), 52–65. <https://doi.org/10.17981/ingecuc.14.1.2018.05>

Viviescas Jaimes, Á., Vargas Carvajal, L. A., & Riveros Jerez, C. A. (2019). Identificación modal de un puente viga cajón usando mediciones óptimamente seleccionadas de ensayos de excitación ambiental. *Revista UIS Ingenierías*, 18(2), 31–40. <https://doi.org/10.18273/revuin.v18n2-2019003>

Yang, Y. B., Zhang, B., Wang, T., Xu, H., & Wu, Y. (2019). Two-axle test vehicle for bridges: Theory and applications. *International Journal of Mechanical Sciences*, 152(June 2018), 51–62. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2018.12.043>

Zwolski, J., & Bień, J. (2011). Modal analysis of bridge structures by means of Forced Vibration Tests. *Journal of Civil Engineering and Management*, 17(4), 590–599. <https://doi.org/10.3846/13923730.2011.632489>

Apéndice B Documentos científicos para diseño de campañas experimentales

Título	Autores	Año
Operational modal analysis of an eleven-span concrete bridge subjected to weak ambient excitations	Ge-Wei Chen a, Piotr Omenzetter b,fl, Sherif Beskhyroun c	2017
Ambient and free vibration tests of the Millau Viaduct: Evaluation of alternative processing strategies	Filipe Magalhães a,fl, Elsa Caetano a, Álvaro Cunha a, Olivier Flamand b, Gérard Grillaud b	2011
Operational modal analysis of an end-supported pontoon bridge	Knut Andreas Kvåle fl, Ole Øiseth, Anders Rønquist	2017
Optimised ambient vibration testing of long span bridges	James Brownjohna* Siu-Kui Aub, Binbin Lib, James Bassitta	2017
Forced vibration testing of footbridges using calibrated human shaker and wireless sensors	James Brownjohna* Mateusz Bocianb, David Hesterc	2017
Ambient vibration-based seismic evaluation of a continuous girder bridge	Wei-Xin Ren a,b,, Wael Zatar c, Issam E. Harik d	2003
Bayesian operational modal analysis of Jiangyin Yangtze River Bridge	James Mark William Brownjohn a, Siu-Kui Au b, Yichen Zhu b, Zhen Sun c, Binbin Li b, James Bassitt a, Emma Hudson a, Hongbin Sun d	2018
Quantifying and managing uncertainty in operational modal analysis	Siu-Kui Au a,fl, James M.W. Brownjohn b, John E. Mottershead a	2017
Operational modal analysis using SVD of power spectral density transmissibility matrices	Iván GómezAraújo n, JoseEliasLaier	2014
Environmental effects on the dynamic characteristics of the Gülburnu Highway Bridge	Alemdar Bayraktar, Ahmet Can Altunişik, Barış Sevim & Talat Şükrü Özşahin	2014
Flexibility identification and deflection prediction of a three-span concrete box girder bridge using impacting test data	Yongding Tian a, Jian Zhang b,fl, Qi Xia a, Panjie Li a	2017
Experimental monitoring of bridge frequency evolution during the passage of vehicles with different suspension properties	Daniel Canteroa,*, Patrick McGetrickb, Chul-Woo Kimc, Eugene Obriend	2019
BRIDGE ASSESSMENT USING FORCED-VIBRATION TESTING	Olusegun S. Salawu,1 and Clive Williams2	1995
Assessment of bridges: use of dynamic testing	O.S. Salawu	1996
EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL PUENTE ANTONIO DOVALÍ JAIME, MEDIANTE EL USO DE PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICAS Y DINÁMICAS	O. Ortiz1; A. Patrón, E. Reyes & V. Robles2; M.E. Ruiz-Sandoval3; C. Cremona4.	2010
PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EVALUAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE TABLEROS DE PUENTES EXISTENTES DE CONCRETO REFORZADO BASADA EN PRUEBAS ESTÁTICAS DE CARGA	MATEO LÓPEZ LARA TITO ALEJANDRO GOYENECHÉ ALVARADO	2015
Evolution of bridge frequencies and modes of vibration during truck passage	Daniel Cantero a,fl, David Hester b, James Brownjohn c	2017
Finite element modal analysis and vibration-wave forms in health inspection of old bridges	Salam Rahmatalla a,n, KyleHudson b,l, YeLiu c, Hee-ChangEun d	2014
Vibration analysis and structural identification of a curved multi-span viaduct	FrancescoBenedettini a, MicheleDilena b, AntoninoMorassi b,n	2014
AMBIENT VIBRATION TEST OF A PRESTRESSED CONCRETE BOX GIRDER BRIDGE	Eduardo Montalto Yi Cheng Liu Kuan	2016
Low cost bridge load test: Calculating bridge displacement from acceleration for load assessment calculations	David Hester a,fl, James Brownjohn b, Mateusz Bocian c, Yan Xu b	2017
Dynamic Testing for Structural Identification of a Bridge	Antonino Morassi1 and Stefano Tonon2	2008

Título	Autores	Año
COMPARISON OF FORCED AND AMBIENT VIBRATION MEASUREMENTS ON A BRIDGE	Paul Reynolds and Aleksandar Pavic	2001
Dynamic Monitoring Of Civil Engineering Structures	G. De Roeck, B. Peeters and J. Maeck	2000
Damage Detection on the Z24 Bridge by a Spectral-based Dynamic Identification Technique	Maria G. Masciotta, Luis F. Ramos, Paulo B. Lourenço, M. Vasta,	2014
DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.CASO DE ESTUDIO PUENTE AGUABLANCA VÍA LA RENTA-SAN VICENTE DEL Chucurí	Elkin Leal Zoreth Gonzáles	2016
Calibración del modelo numérico de puentes viga cajón concreto, utilizando ensayos de vibración ambiental. Caso de estudio: Nuevo puente Gómez Ortiz	María Camila Corredor, Carolina Castellanos	2015
Análisis del comportamiento dinámico de un viaducto ferroviario sobre el caño el águila	Leonardo Díaz Garrido	2013
Dynamic Load Testing of Swiss Bridges	Olivier Burdet Stephane Corthay	1995
Dynamic Load Testing of Highway Bridges	Reto Cantieni	1984
Dynamic load allowance in different positions of the multi-span girder bridge with variable cross-section	Qing-fei Gao1, Zong-lin Wang2, Jun Li3, Chuang Chen4, Hong-yu Jia5	2015
METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CARGA VIVA REAL SOBRE UN PUENTE UTILIZANDO INSTRUMENTACIÓN ELECTRÓNICA	Osvaldo Josué Cubero Cordero	2013
Dynamic identification of a reinforced concrete damaged bridge	Michele Dilena,AntoninoMorassi , MarinaPerin	2011
Análisis de la amplificación dinámica de la carga viva en puentes con base en pruebas experimentales	J Valdez, J de la Colina	2008
MODAL ANALYSIS OF BRIDGE STRUCTURES BY MEANS OF FORCED VIBRATION TESTS	Jarosław Zwolski1, Jan Bien2	2011
Dynamic Testing of Alfred Zampa Memorial Bridge	Conte, Joel P Masri, Sami F. Caffrey, John P Moaveni, Babak	2008
ANÁLISIS DEL FACTOR DE IMPACTO DE LA CARGA VIVA EN PUENTES-FASE EXPERIMENTAL	Jesús Valdés González1 y Jaime De la Colina Martínez1	2006
Seismic vulnerability and loading capacity of a wire strained bridge based on structural reliability	Edgar Muñoz*1, Federico Núñez*, Jorge A. Rodríguez*, Alfonso Ramos*, Camilo Otálora*	2010
Línea base para el monitoreo de salud estructural del puente Gómez Ortiz a partir de pruebas de vibración ambiental	A Viviescas, Julian Carrillo, Laura Vargas	2018
Estudio del período de vibración de puentes de concreto en Panamá Study of vibration period for concrete bridges in Panama	Stephania Rodriguez, Jose Gallardo	2017
EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO VIBRATORIO DE PUENTES PEATONALES BAJO CARGA PEATONAL	PITHER ASCENCION ORTIZ ALBINO	2013
E. Torroja's bridge: Tailored experimental setup for SHM of a historical bridge with a reduced number of sensors	Pablo Pachóna*, Rafael Castrob, Enrique García-Maciase, Víctor Compana, Esther Puertasd	2018
Optimal Sensor Placement of a Box Girder Bridge Using Mode Shapes Obtained from Numerical Analysis and Field Testing	A. Viviescas*, G. Chio Cho**, O. Begambre***, W. Hernandez****, C.A. Riveros-Jerez1****,	2019
On the optimal sensor placement techniques for a bridge structure	M. Meo*, G. Zumpano	2005
Serviceability Performance Analysis of Concrete Box Girder Bridges Under Traffic-Induced Vibrations by Structural Health Monitoring: A Case Study	Alessandra Fiore1 · Giuseppe Carlo Marano2,1	2017

Título	Autores	Año
Use of a passing vehicle to scan the fundamental bridge frequencies: An experimental verification	C.W. Lina, Y.B.Yangb,*	2005
Using Dynamic Responses of Moving Vehicles to Extract Bridge Modal Properties of a Field Bridge	Xuan Kong, A.M.ASCE1; C. S. Cai, F.ASCE2; Lu Deng, M.ASCE3; and Wei Zhang, M.ASCE4	2017
Dynamic Analysis of a Cable-Stayed Deck Steel Arch Bridge	P Galvin J Dominguez	2006
Assessment of Highway Bridge Upgrading by Dynamic Testing and Finite-Element Model Updating	James Mark William Brownjohn1; Pilate Moyo2; Piotr Omenzetter3; and Yong Lu4	2003
Structural health monitoring of an operational bridge: A case study	Marco Gatti	2019
Model updating of a dynamic model of a composite steel-concrete railway viaduct based on experimental tests	Joel Malveiroa,*, Diogo Ribeirob, Carlos Sousac, Rui Calçadaa	2018
Modal Identification of a Cable-Stayed Bridge by Means of Truck Induced Vibrations	Tommaso Argentini, Marco Belloli, Lorenzo Rosa, Edoardo Sabbioni, Alberto Zasso, and Marco Villani	2012
Dynamic characterization of a severely damaged historic masonry bridge	Chiara Pepia,, Massimiliano Gioffr`ea, Gabriele Comanduccia, Nicola Cavalaglia, Andrea Bonacab, Filippo Ubertinia	2017
EXPERIMENTAL STUDIES ON SABARMATI BRIDGE USING TRAFFIC INDUCED VIBRATION	S.G. Patel* and G.R. Vesmawala	2016
Investigation of the historical Osobowicki Bridge in Wrocław	Tomasz Kamiński, Jan Bień, Mieszko Kuźawa, Józef Rabięga	2010
Static and dynamic load tests of a long-span cable-stayed bridge over the Odra River in Wrocław	M. Kuźawa, J. Bień, P. Rawa, T. Kamiński & J. Zwolski	2012
Experimental and Analytical Modal Analysis of Steel Arch Bridge	Wei-Xin Ren1; Tong Zhao2; and Issam E. Harik, M.ASCE3	2004
MODELLING AND IDENTIFICATION OF THE DYNAMIC RESPONSE OF A SUPPORTED BRIDGE	B. A. D. PIOMBO, A. FASANA, S.MARCHESIELLO AND M. RUZZENE	1998
IDENTIFICATION OF VEHICLE AXLE LOADS FROM BRIDGE DYNAMIC RESPONSES	X. Q. ZHU AND S. S. LAW	2000
System Identification of a Base-Isolated Bridge by Ambient and Forced Vibration Tests	Ozgur Ozcelik(1) Carmen Amaddeo(2)	2017
Dynamic Field Testing of a Three-Span Precast-Concrete Bridge	Lucas Samuel Hogan1; Liam Wotherspoon2; Sherif Beskhyroun3; and Jason Ingham,	2016
Dynamic Behavior of a Pedestrian Bridge in Alicante, Spain	Salvador Ivorra1; Dora Foti2; David Bru3; and F. Javier Baeza4	2014
Dynamic testing and parameter identification of a base-isolated bridge	Chiara Bedon a, Antonino Morassi	2014
Analytical and experimental modal analyses of a highway bridge model	Ahmet Can Altunışik, Alemdar Bayraktar and Barış Sevim	2013
Ambient and forced vibration testing of an eleven-span motorway off-ramp bridge	G.W. Chen1, S. Beskhyroun1, P. Omenzetter2	2014
Forced-Vibration Testing and Experimental Modal Analysis of a Steel Footbridge for Structural Identification	Abdurrahman S ahin1 and Alemdar Bayraktar2	2014
Modal identification of a bridge-abutment system using forced vibration testing	L.S. Hogan1, L.M. Wotherspoon2, S. Beskhyroun3 and J.M. Ingham4	2012
Experimental characterization and diagnostics of the early-age behavior of a semi-integral abutment FRP deck bridge	Michael Gangone Matthew Whelan Kerop D fanoyan Levon Minnetyan	2012
Dynamic testing, structural identification and damage detection on Dogna's bridge	F. Benedettini1, A. Morassi2	2011

Título	Autores	Año
System Identification of Alfred Zampa Memorial Bridge Using Dynamic Field Test Data	Xianfei He1; Babak Moaveni, A.M.ASCE2; Joel P. Conte, M.ASCE3; Ahmed Elgamel, M.ASCE4; and Sami F. Masri, M.ASCE5	2009
Experimental modal analysis of a cable-stayed bridge	P Clemente A Manuli F Saitta	2006
A STATISTICAL COMPARISON OF IMPACT AND AMBIENT TESTING RESULTS FROM THE ALAMOSA CANYON BRIDGE	Scott W. Doebbling1, Charles R. Farrar2 Phillip Cornwell	1996
Identification of a reference mathematical model of an arch bridge using full scale forced modal testing and finite element modelling	S Pietrzko R Cantineni y Dger	1996
AMBIENT AND FORCED VIBRATION TESTS ON A CABLE-STAYED BRIDGE	Wen-Huei P. Yen1, Thomas T. Baber 2, and Furman W. Barton3	1996
Experimental and analytical model analysis of Babolsar's steel arch bridge	M.H.A. Beygi M.T. Kazemi B. Lark Z. Tabrizian	2006
System identification applied to long-span cable-supported bridges using seismic records	Dionysius M. Siringoringo*,†,‡ and Yozo Fujino	2007
SYSTEM IDENTIFICATION FROM AMBIENT VIBRATION MEASUREMENTS ON A BRIDGE	C. R. FARRAR G. H. JAMES III	1997
Multi-scale model updating of a timber footbridge using experimental vibration data	Rafael Castro-Triguero Enrique Garcia-Macias Erick Saavedra Flores M.I. Friswell Rafael Gallego	2017
Sensor Optimal Placement for Structural Health Monitoring based on Stabilization Diagram	Chunli Wu1, a, Hanbing Liu1,b and Yan Li2	2013
Technology and Application for Modal testing of Cable-stayed Bridge	Yi Song Zou1, a Quan Hui Chang1, 2, b Wei Peng	2012
Optimal sensor placement in health monitoring of suspension bridge	LI BinBin, LI DongSheng, ZHAO XueFeng & OU JinPing*	2012
Vibration analyses for the local and global evaluation of bridges as a tool for structural retrofit	Fabián A. Consuegra Camilo Santos	2015
Investigation of the vibrational behaviour of a cable-stayed bridge under wind loads	J. W. G. van Nunen and A. J. Persoon	1981
Ambient vibration measurements of the Humber Suspension Bridge and comparison with calculated characteristics	J. M. W. BROWNJOHN, BSc* A. A. DUMANOGLU, BSc MSc PhD* R. T. SEVERN, DSc FEng FICE* C. A. TAYLOR, BSc PhD	1987
Effect of Temperature on Dynamic System Parameters of a Highway Bridge	Magd Abdel Wahab (Researcher) & Guido De Roeck (Prof.)	1997
Evidence of coupled soil-structure interaction and site response in continuous viaducts from ambient vibration tests	Fabrizio Garaa, Marco Regnia,*, Davide Roiab, Sandro Carbonaria, Francesca Dezib	2019
Identification of soil-structure interaction effect in a portal frame railway bridge through full-scale dynamic testing	Abbas Zangeneha,b,*, Christoffer Svedholma,b, Andreas Anderssona,c, Costin Pacostea,b, Raid Karoumia	2018
Implications of subsoil-foundation modelling on the dynamic characteristics of a monitored bridge	Periklis Faraonis, Anastasios Sextos, Costas Papadimitriou, Eleni Chatzi & Panagiotis Panetsos	2019
System identification of the suspension tower of Runyang Bridge based on ambient vibration tests	Zhijun Li , Dongming Feng , Maria Q. Feng and Xiuli Xu	2017

Apéndice C Documentos científicos para simulaciones numéricas de pruebas de vibración forzada con shakers

Título	Autores	Año	Tipología	Rango frecuencia [Hz]	Magnitud [kN]	Ubicación equipo	Dirección
BRIDGE ASSESSMENT USING FORCED-VIBRATION TESTING	Olusegun S. Salawu,1 and Clive Williams2	1995	Viga losa	No indicado	5	L/2	Vertical
EXPERIMENTAL METHODS USED IN SYSTEM IDENTIFICATION OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES	R. Cantieni	2004	No aplica	2.3-100	5	L/3	Vertical
Assessment of bridges: use of dynamic testing	O.S. Salawu	1996	Viga losa	0-25	No indicado	L/3	Vertical
Overview of Vibrational Structural Health Monitoring with Representative Case Studies	Kai H. Hsieh, S.M.ASCE1; Marvin W. Halling, P.E., M.ASCE2; and Paul J. Barr, M.ASCE3	2006	No aplica	0.-25	No indicado	L/2	Vertical
Dynamic Testing for Structural Identification of a Bridge	Antonino Morassi1 and Stefano Tonon2	2008	Viga losa	0.1-1	6.75	L/3	Vertical
DYNAMIC MONITORING OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES	G. De Roeck, B. Peeters and J. Maeck	2000	Viga Cajón luz pequeña	3.-30	No indicado	l/3 l/2	Vertical
Dynamic behavior of highway bridges under the passage of heavy vehicles	Reto Cantieni	1992	Viga losa	2.3 <f	4.93	No indicado	Vertical-Longitudinal
Dynamic identification of a reinforced concrete damaged bridge	Michele Dilena, Antonino Morassi, MarinaPerin	2011	Viga losa	15-50	15	L/3	Vertical
MODAL ANALYSIS OF BRIDGE STRUCTURES BY MEANS OF FORCED VIBRATION TESTS	Jarosław Zwolski1, Jan Bien2	2011	Viga losa	3.-14	No indicado	L/4	Vertical-Longitudinal
Assessment of Highway Bridge Upgrading by Dynamic Testing and Finite-Element Model Updating	James Mark William Brownjohn1; Pilate Moyo2; Piotr Omenzetter3; and Yong Lu4	2003	Viga losa	1.5-30	0.5	L/6	Vertical
Modal parameter identification of a long-span footbridge by forced vibration experiments	QWen1, XGHua1, ZQChen1, JMGuo2 and HW Niu	2017	Otro	0.-1	0.3	No indicado	Vertical
System Identification of a Base-Isolated Bridge by Ambient and Forced Vibration Tests	Ozgun Ozelik Carmen Amaddeo	2017	Viga losa	No indicado	No indicado	L/5	Vertical
Dynamic Field Testing of a Three-Span Precast-Concrete Bridge	Lucas Samuel Hogan1; Liam Wotherspoon2; Sherif Beskhyroun3; and Jason Ingham	2016	Viga losa	0.3	No indicado	L/3	Vertical - Transversal
Dynamic testing and parameter identification of a base-isolated bridge		2014	Viga losa	1.-6	20	L/2	Vertical
Chiara Bedon a, Antonino Morassi		2014	Viga losa	0.-30	98	L/2	Vertical
Forced-Vibration Testing and Experimental Modal Analysis of a Steel Footbridge for Structural Identification	Abdurrahman S ahin1 and Alemdar Bayraktar	2012	Viga losa	No indicado	15kgf	L/2	No indicado

Título	Autores	Año	Tipología	Rango frecuencia [Hz]	Magnitud [kN]	Ubicación equipo	Dirección
Dynamic testing, structural identification and damage detection on Dogna's bridge	F. Benedettini1, A. Morassi	2011	Viga losa	0.02-0.04	15	L/5	Vertical
Identification of a reference mathematical model of an arch bridge using full-scale forced modal testing and finite element modelling	S Pietrzako, R Cantieni, Y Deger	1996	Arco	2.3	10	L/4	Vertical
Series of Full-Scale Field Vibration Tests and Bayesian Modal Identification of a Pedestrian Bridge	Y. C. Ni1; F. L. Zhang, A.M.ASCE2; and H. F. Lam, M.ASCE3	2016	Dam - Building	3.5-14	13.2	L/3	Vertical
Improvement of dynamic behaviour of the Varesine-Garibaldi footbridge (Milan, Italy) with TMD	R. Morbin 1, F. Faleschini 1, M.A. Zanini 1, M. Caldon 1, F. P. Marchesini 1, E. Maiorana 2, C. Pellegrino	2014	Viga Cajón luz pequeña	10	3	L/2	Vertical-Longitudinal
SYSTEM IDENTIFICATION FROM AMBIENT VIBRATION MEASUREMENTS ON A BRIDGE	C.R Farrar G.H James III	1997	Viga losa	2.-12	95.5	No indicado	Vertical
Identification of soil-structure interaction effect in a portal frame railway bridge through full-scale dynamic testing	Abbas Zangeneha,b,*, Christoffer Svedholma,b, Andreas Anderssona,c, Costin Pacostea,b, Raid Karoumia	2018	Viga losa	No indicado	15	L/3	Vertical

Apéndice D Registro de tiempo para pruebas FVT

Día 1								
Conf	Hora				Tiempo viaje		Velocidad [km/h]	
	IDA		VUELTA		Ida	Vuelta	Ida	Vuelta
1	9:04:06	9:04:56	9:05:20	9:07:26	0:00:50	0:02:06	40.18	15.943
	9:08:00	9:08:42	9:09:17	9:11:22	0:00:42	0:02:05	47.83	16.070
2	9:15:57	9:16:44	9:17:11	9:19:00	0:00:47	0:01:49	42.74	18.429
	9:19:36	9:20:15	9:20:43	9:22:50	0:00:39	0:02:07	51.51	15.817
3	9:41:39	9:42:27	9:42:48	9:44:27	0:00:48	0:01:39	41.85	20.291
	9:45:11	9:45:50	9:46:25	9:48:10	0:00:39	0:01:45	51.51	19.131
4	10:05:36	10:06:23	10:06:53	10:08:54	0:00:47	0:02:01	42.74	16.602
	10:09:25	10:10:12	10:10:35	10:12:26	0:00:47	0:01:51	42.74	18.097
5	10:21:17	10:22:10	10:22:35	10:24:24	0:00:53	0:01:49	37.90	18.429
	10:27:07	10:27:58	10:28:27	10:30:24	0:00:51	0:01:57	39.39	17.169
6	10:36:22	10:37:12	10:37:39	10:39:22	0:00:50	0:01:43	40.18	18.429
	10:39:59	10:40:37	10:41:09	10:42:54	0:00:38	0:01:45	52.86	19.131
7	10:51:13	10:52:02	10:52:25	10:54:23	0:00:49	0:01:58	41.00	17.024
	10:55:02	10:55:41	10:56:16	10:59:07	0:00:39	0:02:51	51.51	11.747
8	11:10:30	11:11:36	11:12:12	11:14:00	0:01:06	0:01:48	30.44	18.600
	11:14:36	11:15:28	11:15:57	11:17:48	0:00:52	0:01:51	38.63	18.097
9	11:25:56	11:26:45	11:27:16	11:29:00	0:00:49	0:01:44	41.00	19.315
	11:29:40	11:30:23	11:30:51	11:32:58	0:00:43	0:02:07	46.72	15.817
10	11:41:24	11:42:11	11:42:47	11:44:31	0:00:47	0:01:44	42.74	19.315
	11:45:14	11:45:53	11:46:29	11:48:16	0:00:39	0:01:47	51.51	18.774
11	11:56:43	11:57:31	11:57:56	11:59:36	0:00:48	0:01:40	41.85	20.088
	12:00:15	12:00:54	12:01:31	12:03:15	0:00:39	0:01:44	51.51	19.315
12	12:09:59	12:10:53	12:11:19	12:13:04	0:00:54	0:01:45	37.20	19.131
	12:15:07	12:15:57	12:16:23	12:18:06	0:00:50	0:01:43	40.18	19.503
13	12:31:30	12:32:20	12:32:46	12:34:14	0:00:50	0:01:28	40.18	22.827
	12:34:51	12:35:36	12:36:01	12:37:35	0:00:45	0:01:34	44.64	21.370
14	12:46:06	12:47:01	12:47:27	12:49:09	0:00:55	0:01:42	36.52	19.694
	12:50:01	12:50:52	12:51:19	12:53:11	0:00:51	0:01:52	39.39	17.936
15	13:05:59	13:06:46	13:07:10	13:08:37	0:00:47	0:01:27	42.74	23.090
	13:09:16	13:09:54	13:10:25	13:11:55	0:00:38	0:01:30	52.86	22.320
16	13:20:29	13:21:29	13:21:56	13:23:48	0:01:00	0:01:52	33.48	17.936
	13:24:23	13:25:15	13:25:58	13:27:39	0:00:52	0:01:41	38.63	19.889
17	13:35:37	13:36:33	13:37:03	13:38:49	0:00:56	0:01:46	35.87	18.951
	13:39:25	13:40:16	13:40:48	13:42:28	0:00:51	0:01:40	39.39	20.088
PROMEDIO						ida 1	39.33	
						ida 2	45.93	
						Vuelta	18.66	

Día 2								
Conf	Hora				Tiempo viaje		Velocidad [km/h]	
	IDA		VUELTA		Ida	Vuelta	Ida	Vuelta
1	7:25:54	7:26:52	7:27:20	7:29:02	0:00:58	0:01:42	34.63	19.694
	7:29:40	7:30:30	7:31:07	7:32:54	0:00:50	0:01:47	40.18	18.774
2	7:40:39	7:41:28	7:41:51	7:43:20	0:00:49	0:01:29	41.00	22.571
	7:44:04	7:44:46	7:45:19	7:46:52	0:00:42	0:01:33	47.83	21.600
3	7:55:47	7:56:38	7:57:13	7:59:12	0:00:51	0:01:59	39.39	16.881
	7:59:54	8:00:33	8:01:09	8:02:52	0:00:39	0:01:43	51.51	19.503
4	8:16:52	8:17:41	8:18:09	8:19:48	0:00:49	0:01:39	41.00	20.291
	8:20:29	8:21:08	8:21:45	8:23:14	0:00:39	0:01:29	51.51	22.571
5	8:31:00	8:31:56	8:32:22	8:34:04	0:00:56	0:01:42	35.87	19.694
	8:34:42	8:35:31	8:36:06	8:37:55	0:00:49	0:01:49	41.00	18.429
6	8:45:44	8:46:35	8:47:06	8:48:50	0:00:51	0:01:44	39.39	19.315
	8:49:30	8:50:12	8:50:29	8:52:28	0:00:42	0:01:59	47.83	16.881
7	9:01:40	9:02:32	9:03:01	9:04:45	0:00:52	0:01:44	38.63	19.315
	9:05:24	9:06:03	9:06:42	9:08:23	0:00:39	0:01:41	51.51	19.889
8	9:15:54	9:16:43	9:17:10	9:18:50	0:00:49	0:01:40	41.00	20.088
	9:19:27	9:20:06	9:20:42	9:22:23	0:00:39	0:01:41	51.51	19.889
9	9:35:53	9:36:42	9:37:06	9:38:37	0:00:49	0:01:31	41.00	22.075
	9:39:16	9:39:54	9:40:30	9:42:02	0:00:38	0:01:32	52.86	21.835
10	10:00:27	10:01:19	10:01:51	10:03:32	0:00:52	0:01:41	38.63	19.889
	10:04:13	10:05:00	10:05:34	10:07:09	0:00:47	0:01:35	42.74	21.145
11	10:15:41	10:16:30	10:16:53	10:18:18	0:00:49	0:01:25	41.00	23.633
	10:18:56	10:19:37	10:20:07	10:21:36	0:00:41	0:01:29	49.00	22.571
12	10:31:50	10:32:39	10:33:00	10:34:32	0:00:49	0:01:32	41.00	21.835
	10:35:14	10:35:54	10:36:32	10:38:07	0:00:40	0:01:35	50.22	21.145
13	10:57:41	10:58:31	10:58:59	11:00:30	0:00:50	0:01:31	40.18	22.075
	11:01:11	11:01:52	11:02:26	11:03:58	0:00:41	0:01:32	49.00	21.835
14	11:20:08	11:20:54	11:21:22	11:22:54	0:00:46	0:01:32	43.67	21.835
	11:23:36	11:24:14	11:24:46	11:26:23	0:00:38	0:01:37	52.86	20.709
15	11:35:51	11:36:40	11:37:09	11:38:54	0:00:49	0:01:45	41.00	19.131
	11:39:36	11:40:16	11:40:50	11:42:28	0:00:40	0:01:38	50.22	20.498
16	11:50:22	11:51:11	11:51:36	11:53:02	0:00:49	0:01:26	41.00	23.358
	11:53:42	11:54:21	11:54:58	11:56:32	0:00:39	0:01:34	51.51	21.370
17	12:05:58	12:06:48	12:07:13	12:08:53	0:00:50	0:01:40	40.18	20.088
	12:09:34	12:10:12	12:10:46	12:12:23	0:00:38	0:01:37	52.86	20.709
Promedio						ida 1	39.91	
						ida 2	49.07	
						Vuelta	20.62	