

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES VIGA-
LOSA EN CONCRETO POSTENSADO MEDIANTE PRUEBAS DE VIBRACIÓN
AMBIENTAL (AVT). CASO DE ESTUDIO: PUENTE EL RAMO, VÍA LA RENTA –
SAN VICENTE DE CHUCURÍ**

**JUAN SEBASTIÁN ARENAS PÁEZ
LEONARDO ANDRÉS HERRERA REY**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2015**

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES VIGA-
LOSA EN CONCRETO POSTENSADO MEDIANTE PRUEBAS DE VIBRACIÓN
AMBIENTAL (AVT). CASO DE ESTUDIO: PUENTE EL RAMO, VÍA LA RENTA –
SAN VICENTE DE CHUCURÍ**

**JUAN SEBASTIÁN ARENAS PÁEZ
LEONARDO ANDRÉS HERRERA REY**

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

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

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

2015

DEDICATORIA

Principalmente a Dios y a nuestros padres por su paciencia, sacrificio, apoyo y motivación a lo largo de nuestra formación en la Universidad Industrial de Santander y en todas las etapas de nuestras vidas.

A todas las personas, profesores, compañeros y amigos que nos han brindado su consejo y nos han servido de apoyo, motivándonos a salir adelante y cumplir nuestros sueños. A quienes directa o indirectamente han aportado su grano de arena en nuestro desarrollo personal y profesional.

AGRADECIMIENTOS

Expresamos especial agradecimiento al Doctor Álvaro Viviescas Jaimes por su dedicación y liderazgo en el desarrollo del presente proyecto de investigación, al Doctor Gustavo Chio Cho por su orientación y esmero por la enseñanza. Agradecemos a los profesores de la rama de estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander integrantes del grupo INME por su aporte y gestión académica. Al grupo de investigación de Geomática quien fue pieza fundamental en el dimensionamiento de la estructura. A Conalvías Construcciones e ISAGEN por brindarnos su apoyo y permitirnos llevar a cabo el trabajo de campo con la mayor seguridad y comodidad posibles. Finalmente, al Departamento de Santander por autorizar ejecutar nuestros estudios en los diferentes puentes.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	14
1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	15
1.1 ANTECEDENTES	15
1.2 ESTUDIOS RECIENTES	18
1.3 SÍNTESIS	21
2. CONCEPTOS BÁSICOS	22
2.1 ASPECTOS GENERALES DEL ANÁLISIS DINÁMICO DE PUENTES	22
2.2 PARÁMETROS DINÁMICOS	25
2.3 TÉCNICAS EXPERIMENTALES DE ANÁLISIS MODAL	28
3. TRABAJO DE CAMPO	33
3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE	33
3.2 EQUIPO DE ADQUISICIÓN DE DATOS	37
3.3 PLANEACIÓN DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL EN LA ESTRUCTURA	40
4. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE REGISTROS DE ACELERACIÓN	44
4.1 REGISTROS DE ACELERACIÓN	44

4.2 CORRECCIÓN DE LÍNEA BASE.....	45
4.3 FRECUENCIA DE FILTRADO	48
4.4 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE LOS REGISTROS OBTENIDOS CON VIBRACIÓN AMBIENTAL.....	51
4.5 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL PUENTE EN ESTUDIO.....	53
4.6 MODELO NUMÉRICO	59
5. CAPACIDAD RESISTENTE DEL PUENTE	63
5.1 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES	63
5.2 CARGAS.....	64
5.3 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE	68
6. CONCLUSIONES	73
CITAS	75
BIBLIOGRAFÍA.....	81
ANEXOS	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Sistema del martillo de impacto.	24
Figura 2. Frecuencias naturales de vibración de una estructura arbitraria.....	26
Figura 3. Forma del primer modo de vibración de una estructura arbitraria.....	26
Figura 4. Método de ancho de banda para cálculo del porcentaje de amortiguamiento.	28
Figura 5. Agitador electrodinámico.....	29
Figura 6. Pruebas de excitación forzada en los puentes Tatará y Yeongjong.	30
Figura 7. Representación esquemática de los métodos de identificación modal con señales de salida solamente.....	32
Figura 8. Puente El Ramo: (a) Paso superior, (b) vista costado y (c) vista inferior.	33
Figura 9. Puente El Ramo: (a) Pruebas estáticas, (b) Pruebas dinámicas.	34
Figura 10. Localización puente El Ramo.....	35
Figura 11. Escáner láser Riegl VZ-400.	36
Figura 12. Nube de puntos puente El Ramo.	37
Figura 13. Sección transversal puente El Ramo.	37
Figura 14. Principio del Sismómetro.	38
Figura 15. Esquema en planta de la ejecución de las pruebas de vibración ambiental, puente El Ramo.....	41
Figura 16. Registro fotográfico medición de vibración ambiental puente El Ramo.	41
Figura 17. Configuración de sensores. (a) Setup 1, (b) Setup 2, (c) Setup 3, (d) Setup 4 y (e) Setup 5.....	42
Figura 18. Registros de aceleración.....	44
Figura 19. Posibles tiempos de corrección (t_2) para un mismo valor de referencia (t_1).	45
Figura 20. Esquema de corrección de línea base.....	46
Figura 21. Registros de aceleración con línea base corregida.	47

Figura 22. Filtros de frecuencia.....	48
Figura 23. Respuesta del filtro Butterworth para diferentes valores de n.....	49
Figura 24. Registros de aceleración filtrados.....	51
Figura 25. Método de selección de picos.....	53
Figura 26. Funciones de densidad espectral en potencia (PSD).	55
Figura 27. Funciones de densidad espectral en potencia normalizadas (NPSD)..	56
Figura 28. Espectro medio normalizado (ANPSD).....	56
Figura 29. Funciones de Coherencia	58
Figura 30. Ingreso de sección transversal Midas Civil 2015	60
Figura 31. Distribución del acero de pre-esfuerzo.....	61
Figura 32. Modelo numérico puente El Ramo	61
Figura 33. Camión de diseño CC-14 para redes primarias y secundarias.....	65
Figura 34. Camión de diseño CC-14 para redes terciarias.....	66
Figura 35. Espectro de aceleraciones.....	68
Figura 36. Contorno de esfuerzos y deformaciones del Puente El Ramo.....	68

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Nomenclatura de canales. Sensor interno (K2), sensores externos (S1, S2).	40
Tabla 2: Nombres de registros de aceleración por defecto.	44
Tabla 3: Nomenclatura para procesamiento de los registros verticales medidos. .	54
Tabla 4: Porcentaje de amortiguamiento del puente El Ramo.	59
Tabla 5: Propiedades de los materiales	60
Tabla 6: Calibración del modelo numérico.	62
Tabla 7: Análisis de valores propios: modelo calibrado.....	62
Tabla 8: Grupos de carga.....	63
Tabla 9: Peso unitario del concreto.	65
Tabla 10: Fuerzas de tensado.....	66
Tabla 11: Coeficientes de sitio Vereda La Renta.	67
Tabla 12: Deflexiones para estados límites de carga.....	69
Tabla 13: Chequeo para deflexiones.....	70
Tabla 14: Esfuerzos máximos para estados límites de carga.	71
Tabla 15: Chequeo para esfuerzos máximos.....	72

RESUMEN

TÍTULO: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES VIGA-LOSA EN CONCRETO POSTENSADO MEDIANTE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL (AVT). CASO DE ESTUDIO: PUENTE EL RAMO, VÍA LA RENTA – SAN VICENTE DE CHUCURÍ.*

AUTORES:

JUAN SEBASTIÁN ARENAS PÁEZ**

LEONARDO ANDRÉS HERRERA REY**

DESCRIPCIÓN:

Las obras de la represa de Hidrosogamoso en Santander-Colombia, deja fuera de servicio una serie de puentes sobre la vía que comunica la vereda La renta con el municipio de San Vicente, entre ellos el puente El Ramo, que es un puente viga-losa en concreto postensado de 31 metros de longitud.

Las estructuras son objeto de actividad dinámica tanto externa como interna, ya que están sometidas a excitaciones que varían en el tiempo. Los ensayos de vibración ambiental son una herramienta experimental que permite identificar parámetros dinámicos las mismas. En la presente investigación se detecta la respuesta dinámica sin necesidad de implementar una fuente externa de excitación forzada, cuyo resultado es la identificación de parámetros importantes como lo son las frecuencias naturales de vibración, a partir de las cuales se calibra el respectivo modelo numérico, el cual servirá como referente para posteriores procesos de monitoreo de la estructura, que permitan planear labores de reparación y/o mantenimiento, con el fin de garantizar niveles adecuados de operatividad.

La ejecución de dichas pruebas sobre el puente en estudio, dio lugar al procesamiento de los registros de aceleración obtenidos, la identificación de sus propiedades dinámicas y la elaboración de un modelo numérico, el cual, una vez calibrado servirá de base para la determinación de la capacidad resistente del puente en estudio conforme a la norma Colombiana de puentes vigente (CCP-2014), la cual se realiza en base a la normativa colombiana vigente para puentes, la cual plantea criterios en términos de deflexiones y esfuerzos máximos para puentes de concreto, los cuales se comparan con los obtenidos del proceso de calibración del modelo. El resultado de dicha evaluación sustenta la toma de decisiones en cuanto a posibles intervenciones sobre el puente.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Álvaro Viviescas Jaimes, Ingeniero Civil, Ph.D.

ABSTRACT

TITLE: DETERMINATION OF RESISTANCE CAPACITY OF BEAM-SLAB PRE-STRESSED CONCRETE BRIDGES BY AMBIENT VIBRATION TESTS (AVT). CASE STUDY: EL RAMO BRIDGE, OVER LA RENTA - SAN VICENTE DE CHUCURÍ'S WAY.*

AUTHORS:

JUAN SEBASTIÁN ARENAS PÁEZ**

LEONARDO ANDRÉS HERRERA REY**

DESCRIPTION:

Works on the dam Hidrosogamoso in Santander-Colombia, out of service a series bridges over La Renta - San Vicente del Chucurí's road, including the bridge "El Ramo", a beam-slab pre-stressed concrete bridge with 31 meters long.

The structures are subject to external and internal dynamic activity, as they are subjected to excitations which vary in time. Ambient vibration tests are an experimental tool to identify their dynamic parameters. In this research the implementation without an external source of forced excitation, resulting in the identification of important dynamic parameters such as the natural frequencies of vibration, from which a numerical model is calibrated dynamic, which will serve as a reference for future monitoring processes of the structure, allowing planning repairs or maintenance, in order to ensure adequate levels of operation.

The execution of these tests on the bridge under consideration led to the prosecution of acceleration records obtained, identifying their dynamic properties and the development of a numerical model which, once calibrated the basis for determining the bearing capacity of the bridge in the Colombian study under current standard bridges (CCP-2014), wich is based on the current Colombian regulations for bridges (CCP-2014), which states in terms of deflection criteria and maximum stresses for concrete bridges, which are compared with those obtained in the process model calibration. The result of this assessment based decisions regarding possible interventions on the bridge.

* Graduate Project

** Faculty of Physical-Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director: Alvaro Jaimes Viviescas, Civil Engineer Ph.D.

INTRODUCCIÓN

La necesidad de implementar modelos numéricos en el análisis estático y dinámico de estructuras se ha visto favorecido en gran medida con el desarrollo y la aplicación de herramientas computacionales de elementos finitos, las cuales simulan con gran precisión el comportamiento de las estructuras en general. No obstante, el nivel de complejidad en el diseño, construcción y mantenimiento desde el punto de vista estructural ha venido aumentando notablemente en las últimas décadas, por lo cual se debe recurrir a otras alternativas que faciliten el constante monitoreo y detección de daño en estructuras en estado de operación.

Existen diversas técnicas de identificación modal, pueden clasificarse como forzadas y no forzadas. Las técnicas de vibración forzada (Input – Output) representan básicamente el hecho de inducir una excitación de entrada y captar una respuesta de salida en la estructura, mientras las técnicas de detección no forzadas (Output – Only) captan únicamente una señal de respuesta de la estructura frente a la acción del medio ambiente (viento, tráfico, microsismos, oleaje, etc.).

Las pruebas de vibración ambiental (AVT – Ambient Vibration Testing) representan una técnica de detección no forzada efectiva para la calibración, actualización y validación de modelos numéricos en base a la identificación de parámetros dinámicos.

Las AVT son comúnmente utilizadas debido a la dificultad que representa inducirle una excitación significativa a una estructura de gran envergadura, por lo cual, se ha implementado el uso de conversores de señales análogas a digitales para medir este tipo de respuesta. La implementación de las AVT en la detección de daño consiste en analizar las variaciones en las principales propiedades dinámicas de la estructura: frecuencias, periodos y modos de vibración, etc.

En la presente investigación, se ponen en contexto diferentes temáticas relacionadas con el concepto de análisis dinámico de estructuras por medio de ensayos de vibración ambiental. La ejecución de las pruebas de vibración se detalla en una segunda instancia, donde se menciona tanto el trabajo realizado en campo como las características del puente El Ramo; se describe el procedimiento de adquisición de datos, el procesamiento de los mismos y la calibración de un modelo numérico que servirá de base para evaluar la capacidad resistente del puente en estudio.

1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

La necesidad de identificar las principales propiedades dinámicas de una estructura se ha incrementado notablemente con el paso del tiempo, debido a que son rasgos cuantificables que se asocian a la salubridad estructural. Con el objetivo de tener descripciones mucho más precisas y completas de las estructuras se emplean diferentes técnicas de detección de daño, análisis que servirá como base para ejecutar acciones de mantenimiento, reparación o monitoreo de las mismas. Algunos ejemplos de ello son presentados a lo largo de este capítulo.

1.1 ANTECEDENTES

En California, las pruebas de vibración ambiental y forzada en estructuras se han realizado por cerca de 65 años. En la década de los 30's, en las costas de los Estados Unidos se empezaron a realizar estas pruebas midiendo los periodos fundamentales de edificios a través de vibración ambiental^[1].

En México, el antecedente de la vibración ambiental es la instrumentación en estructuras (edificios), la en 1950 se inició a partir de la instalación en la Torre Latinoamericana de transductores de desplazamiento y la posterior incorporación de acelerógrafos entre 1960 y 1963. El resultado del análisis de los registros sirvió como referente para establecer coeficientes sísmicos en la normativa de construcción de la Ciudad de México^[2].

Cerca de 30 años después (1964), Crawford y Ward revivieron su interés por el método de vibración ambiental y demostraron que puede ser utilizado para determinar frecuencias más bajas y modos de vibración de estructuras a gran escala^[1].

Entre 1970, Trifunac utilizó el viento y el micro-temblor para probar las vibraciones que ellos inducían en estructuras metálicas. Pocos años después (1972) comparó los resultados obtenidos en las mismas estructuras con los obtenidos por medio de vibración forzada, el resultado de ambos estudios fueron consistentes y asemejables. Udwadia y Trifunac (1973) presentaron los resultados de las pruebas

^[1] IVANOVIC, S., TRIFUNAC, M., & TODOROVSKA, M. Ambient vibration tests of structures-A review. ISET Journal of Earthquake Technology [online], Diciembre del 2000 [citado: 25 Mayo 2015]. Disponible en internet: <http://home.iitk.ac.in/~vinaykg/Iset407.pdf>

^[2] ECHEVERRÍA ORTÍZ, María Belem Teresa. Determinación de las propiedades dinámicas de 4 puentes tipo PIV. Trabajo de grado Magister en Ingeniería Civil. Morelia, Michoacán: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Facultad de Ingeniería Civil, 2006). p. 6-13.

de vibración ambiental de estructuras de diferente tipo y discutieron los cambios en la respuesta de la vibración ambiental antes y después de un terremoto (earthquake). Ambos analizaron también los efectos de la interacción entre suelo blando y la estructura rígida en el instante, durante y después de un evento sísmico. A lo largo de la década de los 70's y 80's las pruebas de vibración ambiental y forzada fueron utilizadas para comparar la amplitud pequeña (lineal) con amplitudes de respuesta mayores y encontrar las frecuencias aparentes del pre- y post-evento de estructuras de gran envergadura, además de identificar la naturaleza tridimensional de deformaciones que acompañan dichas frecuencias de respuesta^[1].

En 1975, la idea de evaluar cuantitativa y cualitativamente la integridad de una estructura toma fuerza, es por ello que se crean metodologías enfocadas en monitorear sistemas estructurales para conocer su estado actual. Ejemplo de ello fue Vandiver, quien en el mismo año examinó el cambio de frecuencias debido al daño en elementos estructurales demostrando, que existe una conexión entre ambos^[2].

Uno de los usos más frecuentes de los análisis de vibración ambiental envuelve la identificación de frecuencias naturales, formas modales de vibración y parámetros de amortiguamiento viscoso equivalentes de varias estructuras de gran envergadura y plantas de energía nuclear. Las pruebas de vibración ambiental han sido utilizadas también para mejorar los parámetros estimados y su definición general, además de las propiedades de modelos estructurales. Para la calibración relativa de diferentes excitaciones de corta amplitud, tanto vibraciones ambientales como forzadas, excitación inducida por el hombre y la caída de pesos, para el modelado de puentes, chimeneas, presas, plantas de energía nuclear, tanques de agua, y para evaluar el amortiguamiento de la radiación de las presas de escollera existentes^[1].

En la década de los 80's, específicamente en 1988, Chin-Hsiung y Yuan-Huei se enfocan en resolver problemas relacionados en la estimación de parámetros estructurales en el dominio del tiempo, ya que los instrumentos de medida tienen inconvenientes para filtrar el ruido.

^[1] IVANOVIC, S., TRIFUNAC, M., & TODOROVSKA, M., Op.cit., p.166

^[2] ECHEVERRÍA ORTÍZ, M. , Op.cit., p.7

Con el surgimiento de técnicas de filtrado y debido a los buenos resultados obtenidos, el software que se utiliza para procesar los registros incluye cierto tipo de filtrado y se disminuye este problema^[2].

En 1989, Yutaka Nakamura describe un nuevo proceso que emplea la observación de la vibración ambiental para estimar características del movimiento de tierra, utilizando componentes horizontales y verticales^[2], cuya relación se asocia a una función de transferencia.

El ruido de vibración ambiental (microtemblores y microsismos) ha sido utilizado ampliamente en estudios de ingeniería de amplificación de ondas sísmicas de una geología y capas de suelos blandos^[1].

Durante los 90's, las pruebas de vibración ambiental se adoptan como una herramienta útil y confiable para el estudio de cambio de propiedades en las estructuras. Fue hasta 1994 que los procedimientos de vibración ambiental fueron propuestos para monitoreo estructural de la salud del sistema^[2], a partir de la identificación de frecuencias naturales, modos de vibración y coeficiente de amortiguamiento.

En México, a partir del temblor de 1985 se le ha empezado a brindar importancia a la obtención de registros sísmicos, a tal punto de que en 1994 cerca de 30 edificios fueron instrumentados. Estudios posteriores indican que las máximas amplitudes se presentaron en la base de edificios desplantados en suelos blandos mientras las máximas aceleraciones se presentaron en edificios altos con suelos del mismo tipo^[2].

^[2] ECHEVERRÍA ORTÍZ, M., Op.cit., p.6-13

^[3] PARK, S., & KIM, Y. B. Nondestructive damage detection in large structures via vibration monitoring. Electronic Journal of Structural Engineering [online], 2002 [citado: 25 Mayo 2015]. Disponible en Internet: <http://www.ejse.org/Archives/Fulltext/200201/05/20020105.pdf>

1.2 ESTUDIOS RECIENTES

Sooyong Park y Yeon-Bok Kim, en su trabajo publicado en 2002 titulado: "Nondestructive damage detection in large structures via vibration monitoring"^[3], hablan sobre una forma no destructiva de detección (DDN) en grandes estructuras a través de monitoreo de vibración. A través de un modelo de elementos finitos de una estructura de almacén 3D se examina la viabilidad de la teoría DDN. Se examinaron cuatro escenarios con diferentes tipos de daños. Se evalúa y se discute el rendimiento del método en la simulación de los datos experimentales. Sus conclusiones fueron las siguientes:

- La metodología de detección de daño de forma no destructiva es viable para estructuras largas y complejas.
- Se detecta mejor el daño si se analizan varios modos simultáneamente.
- El ruido se ve reflejado en la medición de datos experimentales, y más si la cantidad de daño es pequeño.

En 2003, Sinan Akkar y David Boore analizan el efecto de los filtros sobre los espectros de respuesta en el rango elástico e inelástico para eliminar el ruido de los registros de vibración. De igual forma estudiaron el efecto de la corrección de línea base para espectros de respuesta de desplazamiento en ambos rangos. Los resultados de este análisis, concluyen que una gran proporción de este conjunto de datos se puede utilizar para proporcionar estimaciones fiables de las ordenadas espectrales de respuesta en períodos mucho más cortos que pueden haber sido previamente considera factible^[4].

Yong Gao y B. F. Spencer, proponen un enfoque basado en el método de la localización del vector de daño (DLV) para manejar el caso de daños con vibración ambiental. El método se basa en la combinación de la matriz de flexibilidad con una técnica de expansión modal para eliminar la necesidad de medir la excitación de entrada. Como un subproducto de este enfoque, además de determinar la ubicación del daño, una estimación de la extensión de la avería también se puede determinar. El ejemplo numérico que presentan arroja resultados razonables para el daño, con

^[4] AKKAR, Sinan., & BOORE, David. Effect of causal and acausal filters on elastic and inelastic response spectra. En: Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Enero, 2003. vol. 32, p. 1729-1748.

una reducción del 15% en un elemento local, lo cual concuerda con los resultados analíticos^[5].

Chung *et al* (2004), desarrolla e investiga la fiabilidad y precisión de la tecnología inalámbrica MEMS (Micro Electro Mechanical Systems) sensores para la vigilancia sísmica en tiempo real de las cordilleras. La capacidad inalámbrica añadido a las desarrolladas sensores MEMS hace posible evitar el uso de largos cables múltiples para el seguimiento. En su investigación demuestra la eficacia de este sistema en materia de supervisión midiendo la aceleración de un puente peatonal de acero bajo excitación en el centro de luz. El resultado lo compara con el del sensor tradicional (cableado). Los sensores inalámbricos basados en MEMS se muestran para ser rentable para la realización de misiones de seguimiento en tiempo real^[6].

Ren *et al* (2003), presenta un procedimiento de evaluación sísmica basada en la vibración ambiental de un puente de tres vanos con vigas continuas. El procedimiento incluye las pruebas de vibración ambiental en campo, modelo de elementos finitos (FE), la selección de un movimiento telúrico, análisis temporal y evaluación de la seguridad sísmica del puente. Las pruebas de vibraciones ambientales las llevó a cabo para determinar las características dinámicas de los puentes, tales como la frecuencia propia, formas modales y relaciones de amortiguamiento. Wen-Xin Ren *et al* (2003) calibró un modelo de elementos finitos tridimensional en base a los resultados de las pruebas de vibración ambiental. En sus resultados demostró que algunos miembros de acero tienen que ser fortalecidos, además que algunos pernos de anclaje de rodamientos pueden fallar^[7].

En 2004, Clemente a través de su trabajo: “Seismic analysis of the Indiano cablee-stayed bridge” presenta los resultados observar la respuesta dinámica del puente atirantado Indiano en Florencia, Italia. Las pruebas se basaron la vibración ambiental y la acción inducida por el tráfico, lo que permitió la extracción de las características dinámicas de la estructura en términos de frecuencias de resonancia, formas modales y amortiguación. Los resultados de las pruebas, al igual que Ren los compara con los obtenidos a partir del FEM*, para el cual se han adoptado las

^[5] GAO, Yong., & SPENCER, B. F. Damage localization under ambient vibration using changes in flexibility. En: Earthquake Engineering and Engineering Vibration. Junio, 2002. vol. 1. p. 136-144.

^[6] CHUNG, Hung-Chi. et. al. Real time visualization of structural response with wireless mems sensors. 13th World Conference on Earthquake Engineering. [online] [Vancouver, B.C, Canada] 13 W.C.E.E, August 1-6, 2004. [citado: 25 Mayo 2015] Disponible en Internet: <https://webmail.eng.uci.edu/~chou/pdf/13WCEE-121-Chung.pdf>

^[7] REN, Wei-Xin., ZATAR, Wael., & HARIK, Issam. Ambient vibration-based seismic evaluation of a continuous girder bridge. En: Engineering Structures. Diciembre, 2003. vol. 26, no. 5, p. 631–640.

* Finite element model: Modelo de elementos finitos

características geométricas y las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el diseño estructural del puente. Los espectros de respuesta se obtuvieron de estudios de vulnerabilidad sísmica realizados *in situ*. Dentro de los resultados de las pruebas se detectaron frecuencias cercanas a la resonancia, la necesidad de mantenimiento constante en la estructura y altos valores de amortiguamiento por parte del puente^[8].

Gentile (2008) resume en “Ambient vibration testing and structural evaluation of an historic suspension footbridge” la evaluación basada en la vibración ambiental de un puente colgante histórico, que se remonta al año 1928. El tablero se caracteriza por un sistema de piso de madera soportado por dos pares de cables, los cuales fueron reemplazados recientemente. Luego de la modificación, se evaluó el comportamiento estructural real del puente por métodos experimentales y teóricos. Las pruebas de campo incluyeron la encuesta geométrica de la configuración deformada debido a las cargas muertas, mediciones de vibración ambiental y pruebas de carga estáticas. La identificación de picos y las técnicas mejoradas de descomposición de dominio de frecuencia se utilizan para extraer los parámetros modales de datos de vibraciones ambientales. Se ajustaron algunos parámetros de un modelo de elementos finitos 3D cuyos resultados en términos de carga viva proporcionan una validación adicional de la actualización del modelo que se podría utilizar como modelo de referencia para el seguimiento a largo plazo y para evaluar la seguridad global de la estructura investigada bajo las cargas de servicio^[9].

A partir de este momento, la necesidad de monitorear constantemente las estructuras en sus condiciones de servicio, basados en un FEM* calibrado mediante pruebas de vibración ambiental, que permita evaluar el estado real en que se encuentra la estructura empieza a ganar terreno con fines de seguridad. A la fecha se registra gran cantidad de estudios al respecto, los cuales serán referentes en la presente investigación.

^[8] CLEMENTE, Paolo. *et al.* (Agosto de 2004). Seismic analysis of the Indiano cable-stayed bridge. 13th World Conference on Earthquake Engineering. [online] [Vancouver, B.C, Canada] 13 W.C.E.E, August 1-6, 2004. [citado: 25 Mayo 2015] Disponible en Internet: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_3296.pdf

^[9] GENTILE, C., & GALLINO, N. (2008). Ambient vibration testing and structural evaluation of an historic suspension footbridge. En: *Advances in Engineering Software*. Abril, 2008. vol. 39, no. 4, p. 356–366.

* Finite element model: Modelo de elementos finitos

1.3 SÍNTESIS

Las pruebas de vibración ambiental (AVT)** han sido utilizadas en numerosas investigaciones y han demostrado ser una opción eficiente para la determinación de las propiedades dinámicas en estructuras de diferentes tipos, ello gracias a la insignificante interferencia con el funcionamiento de la estructura, es decir, las condiciones para ejecutarlas son las mismas que presenta el medio ambiente.

Las AVT pueden considerarse una herramienta apropiada para la instrumentación y el monitoreo de estructuras, que a la vez permite la evaluación constante y periódica de la seguridad estructural. Por medio de esta técnica, se verifican los cambios relevantes en las principales características dinámicas de estructuras reparadas, rehabilitadas o reestructuradas.

La instrumentación en estructuras de gran envergadura se ve favorecida con la implementación de las AVT, ya que no requiere la inducción de una fuente de excitación forzada para captar señales de respuesta de las mismas, sin contar la considerable magnitud que debería tener dicha fuente para generar señales de entrada significativas.

** Ambient Vibration Testing: Pruebas de vibración ambiental

2. CONCEPTOS BÁSICOS

El objetivo de este capítulo es el de enunciar algunos conceptos generales y términos fundamentales propios del análisis dinámico de estructuras, los cuales deben conocerse previamente antes de profundizar en el estudio de las técnicas de caracterización dinámica de puentes.

2.1 ASPECTOS GENERALES DEL ANÁLISIS DINÁMICO DE PUENTES

El desarrollo tecnológico de recursos computacionales ha facilitado la ejecución de tareas como la medición, el análisis y la simulación en el estudio de vibraciones dinámicas.

A la hora de instrumentar un puente existen dos factores que influyen directamente en su estudio: en primer lugar, para medir sus vibraciones hay que administrarle una fuerza externa de magnitud conocida que lo excite, dicha fuerza debe estar en proporción con el tamaño del puente. El segundo factor que se debe tener en cuenta son las condiciones medioambientales, tales como el viento y la temperatura^[10].

Según el Instituto Mexicano del Transporte^[10], cualquier técnica experimental para la medición de vibraciones en puentes considera los siguientes factores:

- I. Los métodos empleados para la excitación de la estructura.
- II. Los transductores usados para medir la vibración.
- III. Los procedimientos de prueba manejados.

2.1.1 Métodos experimentales para excitar la estructura Las técnicas experimentales para realizar la excitación de vibraciones en puentes son:

- a) Efectos ambientales.
- b) Desplazamiento .
- c) Liberación de cargas.

^[10] INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE. Evaluación de puentes mediante el análisis de vibraciones: Investigaciones recientes. Publicación técnica no. 132. Sanfandila, 1999, 132 p.

- d) Vibraciones.
- e) Impacto.

2.1.1.1 Excitación por efectos ambientales Se considera exclusivamente la acción del medio ambiente. Dichos factores ambientales incluyen los inducidos por el hombre, el tráfico vehicular, viento, oleaje, sismos y microsismos. Una de las técnicas más empleadas por su bajo costo es la de utilizar el tráfico vehicular, ya que no se interfiere con la operación ni estado de servicio del puente. No obstante la señal de excitación no se conoce, por lo tanto su magnitud no es constante en el tiempo, lo cual dificulta la interpretación de resultados. Otro factor ambiental de excitación comúnmente utilizado es el viento, el cual es una forma de excitación muy práctica empleada en puentes de mediano y gran tamaño (gran tamaño hace referencia a longitudes mayores a 70 metros), debido a la dificultad de ser excitados por otros medios*.

2.1.1.2 Excitación por desplazamiento Consiste en la aplicación de cargas estáticas generalmente en el centro de luz, lo cual induce una deformación estática. Posteriormente el puente se libera de la carga y retoma su forma original dentro del rango elástico lineal. El procedimiento anterior es un análogo del sistema masa resorte, el cual se estira por medio de una fuerza y una vez liberado oscila libremente hasta alcanzar su punto de equilibrio. Esta es una técnica eficaz para estudios de laboratorio con puentes a escala o puentes cortos. Una de sus principales desventajas es que los mecanismos mediante los cuales se produce el desplazamiento resultan ser complicados y de alto costo**.

2.1.1.3 Excitación por liberación de cargas Aplica el mismo principio de 2.1.1.2, sin embargo, en este caso la vibración se genera por una carga significativa suspendida en el centro del vano. Es una técnica de bajo costo aplicable a puentes largos**.

2.1.1.4 Excitación por vibradores Una de las técnicas que más se está utilizando últimamente, ya que permite controlar la señal de excitación. Es una técnica muy versátil que permite realizar análisis modal**, no obstante influye directamente en la

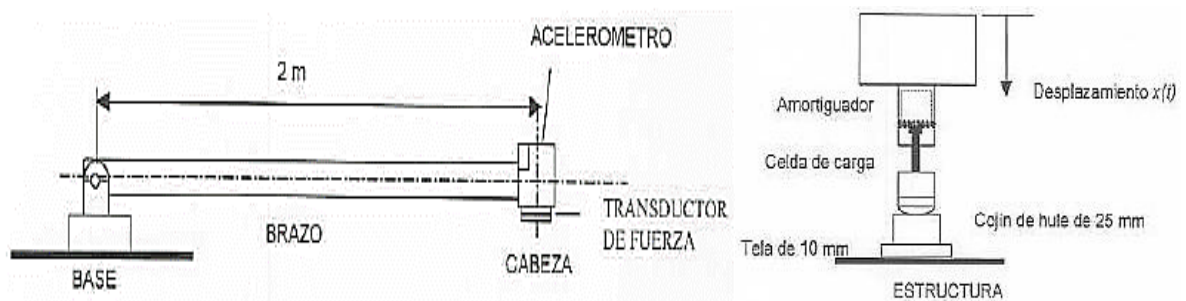
* Instituto Mexicano del Transporte, Op.cit., p.4-5

** Ibid., p. 5

operación del puente, ya que para la ejecución de las pruebas debe suspenderse el flujo vehicular.

2.1.1.5 Excitación por impacto En esta técnica, el puente es golpeado por un martillo de impacto (Ver Fig. 1) el cual consta de una masa proporcional a la masa del mismo. Una serie de acelerómetros ubicados estratégicamente detectan las señales de respuesta del puente, aglomerándose en registros que serán base para el proceso de identificación de los parámetros dinámicos.

Figura 1. Sistema del martillo de impacto.



Evaluación de puentes mediante el análisis de vibraciones: Investigaciones recientes, 1999. [10]

2.1.2 Vibraciones mecánicas Las estructuras sometidas a cargas que varían en el tiempo (dinámicas) experimentan cierto desplazamiento respecto de su posición de equilibrio estático, sin embargo, por efectos de las fuerzas de restitución internas propias de los materiales la energía inducida previamente es disipada, obligando así a la estructura a retomar su forma original, siempre y cuando los niveles de esfuerzo se encuentre dentro del rango elástico y la deformación no sea permanente. Dicho efecto se repite periódicamente, lo que genera un movimiento oscilatorio que se conoce como vibración mecánica, y relaciona implícitamente el desplazamiento de la estructura, la velocidad y la aceleración con el tiempo^[11].

^[11] FRANCO ARIZA, Graciela Carolina. Calibración del modelo numérico existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. Caso de estudio: Templo de San Francisco de asís de Bucaramanga. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2012. 132p.

* Ibid., p. 14-15

Las características dinámicas de las estructuras están gobernadas por frecuencias de oscilación, modos de vibración y amortiguamiento, entre otras que involucran su masa, rigidez y amortiguamiento, así como sus condiciones de apoyo*.

En general, las vibraciones mecánicas se caracterizan por asociar una fuente excitación (2.1.1) con un desplazamiento y pueden considerarse un análogo del sistema masa resorte de un péndulo convencional oscilando libremente.

2.2 PARÁMETROS DINÁMICOS

La instrumentación en estructuras implica identificar de ciertas características dinámicas propias de cada estructura. Conocer los parámetros dinámicos es útil para: (1) calibrar sus propiedades elásticas del modelo numérico, (2) detectar la modificación de su comportamiento después de reforzamiento o daño, (3) y, finalmente, para predecir su comportamiento bajo terremotos^[12]. Algunas de las principales características se describen a continuación.

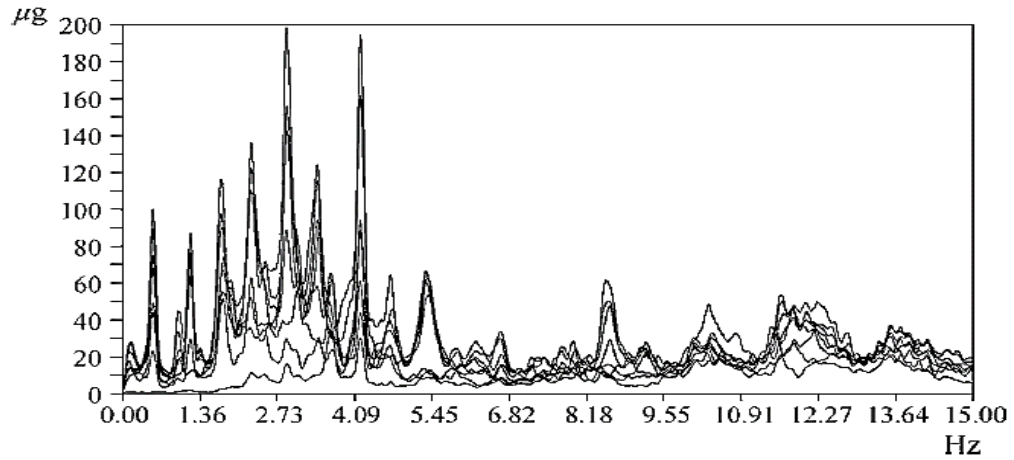
2.2.1 Frecuencias naturales Son un parámetro esencial para describir el comportamiento de la vibración de una estructura en el campo elástico lineal. La oscilación real de una estructura se compone de las acciones respectivas de las formas de los modos individuales (Ver Fig. 2)^[13].

* Ibid., p. 14-15

^[12] MICHEL, C., GUÉGUEN, P., & BARD, P. Y. (2006). Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. En: Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Agosto, 2008. vol. 28, no. 8, p. 593–604.

^[13] WENZEL, Helmut., & PICHLER, Dieter. Ambient Vibration Monitoring. Wiley, 2005. 289p.

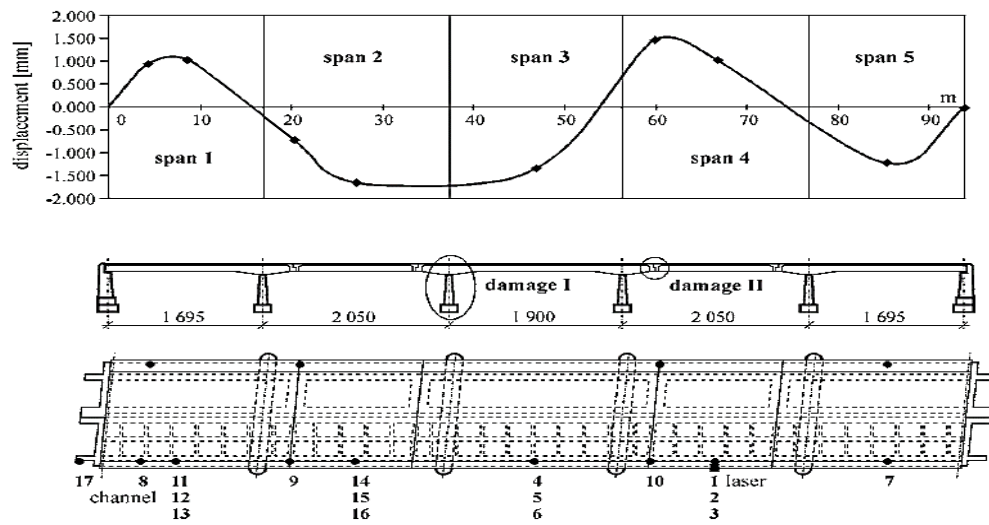
Figura 2. Frecuencias naturales de vibración de una estructura arbitraria.



Ambient Vibration Monitoring, 2005. p.10. [13]

2.2.2 Formas modales Es una forma de vibración en la que la estructura oscila respecto a una frecuencia propia (Ver Fig. 3).

Figura 3. Forma del primer modo de vibración de una estructura arbitraria.



Ambient Vibration Monitoring, 2005. p.9. [13]

Con el fin de obtener una imagen correcta del sistema real, es necesario tener en cuenta no sólo la primera frecuencia propia y su respectiva forma modal sino también las frecuencias más altas y las formas respectivas*.

2.2.3 Amortiguamiento El amortiguamiento (ξ) es la capacidad que tiene la estructura para disipar energía, después de ser sometida a una fuerza externa. La disipación de energía proviene de diferentes fuentes, tales como: la elasticidad imperfecta, fricción interna de materiales de la estructura, fricción entre elementos de la estructura y sus uniones, apoyos, efectos aerodinámicos e hidrodinámicos del ambiente, características no lineales de la estructura, fundación y subestructura, daño interno del material, etc.^[14].

Uno de los métodos más convenientes es el método “halfpower” o ancho de banda, mediante el cual el coeficiente de amortiguamiento se determina a partir de las frecuencias cuya amplitud de respuesta se reduce al nivel $1/\sqrt{2}$ veces de su valor máximo^[15]. La estimación del coeficiente de amortiguamiento (ξ_k) asociado a un modo de vibración “k” se define a partir de la expresión 2.1:

$$\xi_k = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_k} \quad (2.1)$$

Donde ω_1 y ω_2 son frecuencias vecinas de la frecuencia de resonancia, estimadas como las que coinciden con la amplitud máxima del espectro, en la frecuencia de resonancia, dividido por 2*.

Dichas frecuencias (ω_1 y ω_2) se obtienen de la relación entre la máxima amplitud y la raíz cuadrada de dos ($\sqrt{2}$) asociada a las frecuencias correspondientes. En la Figura 4 se observa una representación gráfica del método^[16].

* WENZEL, H., & PICHLER, D, Op.cit., p.10

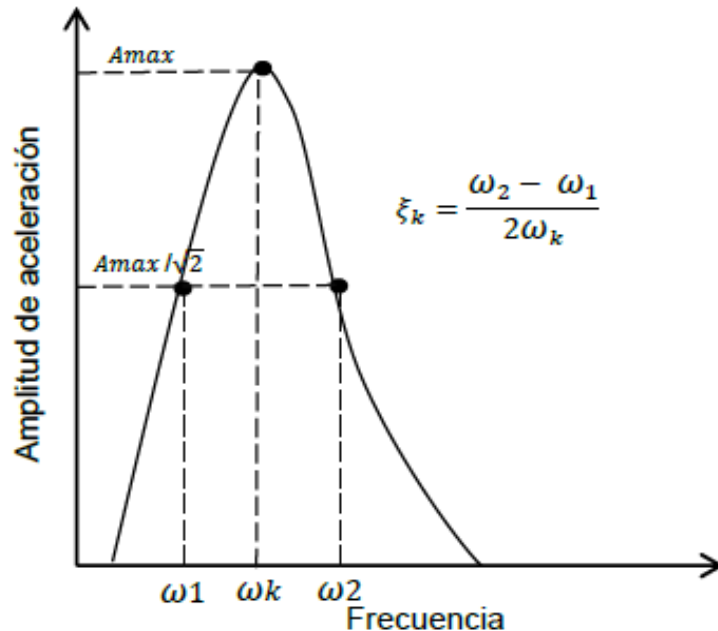
^[14] GÓMEZ ARAUJO, Iván Darío. Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2010. 214p.

^[15] CLOUGH, Ray & PENZIEN, Joseph. Dynamics of structures. New York: McGraw-Hill, 1975, 635p.

* GÓMEZ ARAUJO, I. D, Op.cit., p.99

^[16] MENDES, Paulo & OLIVEIRA, Sergio. Análise dinâmica de estruturas: Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. Lisboa: LNEC, 2008, 170p.

Figura 4. Método de ancho de banda para cálculo del porcentaje de amortiguamiento.



Análise dinâmica de estruturas, 2008. [16]

2.3 TÉCNICAS EXPERIMENTALES DE ANÁLISIS MODAL

Dentro de las técnicas de identificación modal empleadas en mediciones de vibración ambiental (AVT), encontramos dos grupos: los “no paramétricos”, en dominio de la frecuencia, y los “paramétricos”, en el dominio del tiempo*.

Según Cunha & Caetano (2006), resulta difícil excitar grandes estructuras civiles de una manera controlada. El notable progreso tecnológico en materia de transductores desde tipo analógico hasta digitales ha favorecido la instrumentación de grandes estructuras, tanto en la medición de la respuesta estructural a excitaciones ambientales como la aplicación de métodos adecuados de identificación modal estocásticos. A continuación se definen los conceptos de técnicas de identificación modal de entrada-salida (input-output) y de salida solamente (output-only), donde las AVT son un ejemplo de esta último.

* FRANCO ARIZA, G. C, Op.cit., p. 25

2.3.1 Identificación modal con señales de entrada y salida (input-output) La prueba modal convencional se basa en la estimación de un conjunto de funciones de respuesta en frecuencia (FRF) sobre varios pares de puntos a lo largo de la estructura, a raíz de una fuerza aplicada. La construcción de FRF requiere el uso de una cadena de instrumentación para la excitación estructural, adquisición de datos y procesamiento de señales^[17].

En pequeñas y medianas estructuras, la excitación puede ser inducida por un martillo de impulso (Figura 1). Este dispositivo proporciona una entrada de banda ancha capaz de estimular diferentes modos de vibración. Sin embargo, debido a su relativamente baja resolución de frecuencia de las estimaciones espectrales, la imprecisión en la determinación de factores de amortiguamiento modal y la falta de energía para excitar ciertos modos relevantes de vibración, algunos laboratorios han construido dispositivos especiales de impulso, diseñados especialmente para excitar puentes. Dichos dispositivos se conocen como agitadores electrodinámicos (Fig. 5), los cuales tienen la capacidad para excitar las estructuras en un rango de frecuencia inferior con mayor resolución de frecuencia.

La posibilidad de aplicar fuerzas sinusoidales permite la excitación de la estructura en las frecuencias de resonancia y, por consiguiente, una identificación directa de las formas modales**.

Figura 5. Agitador electrodinámico.



Experimental modal analysis of civil engineering structures, 2006. p.12. [17]

^[17] CUNHA, Álvaro., & CAETANO, Elsa. Experimental modal analysis of civil engineering structures. First International Modal Analysis Conference, IOMAC [online], Abril del 2005 [Copenhague, Dinamarca]. Disponible en Internet: <http://papai.modal.hu/cikkekek/cunha06.pdf>

** Ibid., p. 12

2.3.2 Identificación modal con señales de salida solamente (output-only) El principal problema asociado con las pruebas de vibración forzada (input-output) en puentes, edificios o presas es la dificultad de excitar controladamente los modos más importantes de vibración en un rango bajo de frecuencias con la energía suficiente.

Cunha & Caetano (2006), afirman que para la excitación de estructuras muy grandes y flexibles, tales como puentes atirantados o de suspensión se requiere un equipo muy pesado y costoso. La Figura 6 muestra la gran magnitud de los agitadores empleados en la excitación de los puentes Tataru y Yeongjong, en Japón y Corea del Sur respectivamente.

Figura 6. Pruebas de excitación forzada en los puentes Tataru y Yeongjong.



Experimental modal analysis of civil engineering structures, 2006. p.15. [17]

Actualmente se han desarrollado transductores y conversores A/D* que han hecho posible medir con precisión los niveles muy bajos de respuesta dinámica inducida por excitaciones ambientales como el viento o el tráfico (output-only). Por lo tanto, la realización de pruebas de identificación modal con señales de salida se convirtió en una alternativa de gran importancia en el campo de la ingeniería civil.

Los acelerómetros modernos pueden medir frecuencias en el rango de 0-50 Hz y son prácticamente insensibles a las vibraciones de alta frecuencia. La respuesta ambiental de la estructura es captada por uno o más sensores de referencia en posiciones fijas y con un conjunto de mecha sensores en diferentes puntos de medición a lo largo de la estructura y en diferentes configuraciones**.

* A/D: De analógica a digital

** CUNHA, Á., & CAETANO, E., Op.cit., p. 15

2.3.3 Técnicas de identificación modal no paramétricas Las técnicas no paramétricas están en el dominio de la frecuencia, entre ellas se destaca el método de selección de picos (PPM, Peak Picking Method) y el método de descomposición del dominio de la frecuencia (FDD, Frequency Domain Decomposition). Otro de los métodos es una versión mejorada del método FDD (EFDD, Enhanced Frequency Domain Decomposition)***.

2.3.4 Técnicas de identificación modal paramétricas Se basan en la identificación modal en el dominio del tiempo. Uno de los más usados es el método de identificación de subespacio estocástico (SSI, Stochastic Subspace Identification), el cual por su robustez permiten la estimación de parámetros modales con alta resolución, lo que facilita la identificación modal en registros de vibración de estructuras con frecuencias fundamentales muy cercanas***.

En este caso, la señal de las vibraciones ambientales se obtiene por medio de un equipo de adquisición de datos, una vez es capturada de forma continua o analógica (comportamiento estocástico, aleatorio o estacionario). Este tipo de señales, para fines de análisis simplificados, se considera como una onda electromagnética compuesta de más ondas de diferentes frecuencias. La mayoría de las técnicas de identificación modal, utilizan el análisis de Fourier para el tratamiento de la señal en términos de frecuencia.

Por medio del análisis de Fourier, es posible llevar una función o registro de datos, del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, es decir, para cada señal hay una función en el dominio del tiempo $S(t)$ que determina la señal en cada instante del tiempo y también una función en el dominio de la frecuencia $S(f)$ que especifica las frecuencias constitutivas de la señal, denominada densidad espectral. De esta manera, para una señal $S(t)$ con espectro $S(f)$ se verificarán las siguientes expresiones*:

$$S(t) = \int_{-\infty}^{\infty} S(f) e^{j2\pi ft} df; j = \sqrt{-1} \quad (2.2)$$

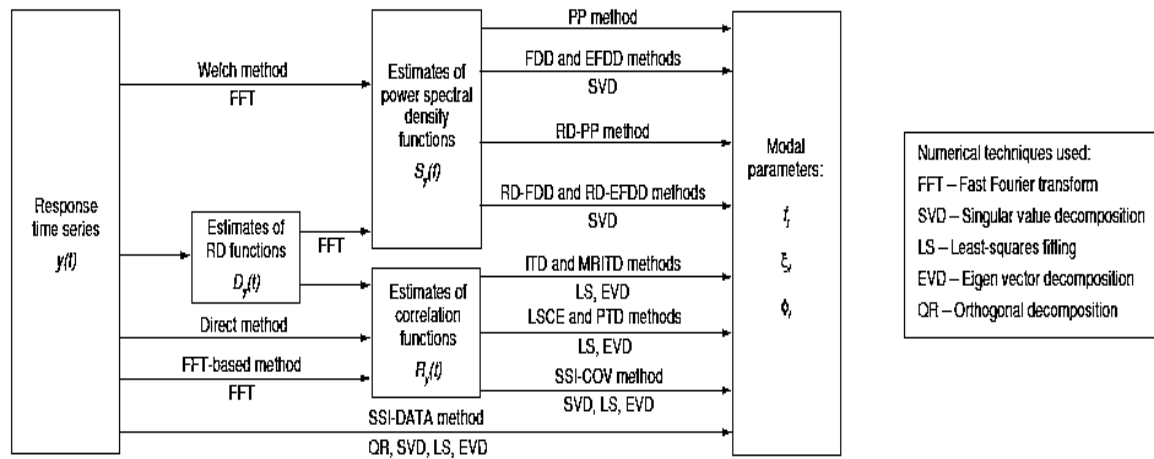
*** FRANCO ARIZA, G. C, Op.cit., p. 25

* FRANCO ARIZA, G. C, Op.cit., p. 26

$$S(f) = \int_{-\infty}^{\infty} S(t) e^{-j2\pi ft} df; j = \sqrt{-1} \quad (2.2)$$

La función $S(f)$ se denomina espectro de $S(t)$ y representa la manera como la medida de amplitud relativa de la señal se distribuye con la frecuencia*. Un análisis más detallado de este método se presenta en el tratamiento de los datos de vibración de esta investigación. La Figura 7 menciona el análisis de Fourier junto con otros métodos comúnmente utilizados en el tratamiento de señales.

Figura 7. Representación esquemática de los métodos de identificación modal con señales de salida solamente.



Experimental modal analysis of civil engineering structures, 2006. p.16. [17]

3. TRABAJO DE CAMPO

En este capítulo se presenta una descripción general del puente El Ramo en cuanto a su localización, los equipos empleados en el trabajo de campo para el levantamiento geométrico y medición experimental de la respuesta del puente.

3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE

El puente El Ramo hace parte de una serie de puentes que fueron inundados por el llenado del embalse de la represa de Hidrosogamoso, un proyecto de energía hidroeléctrica que se realizó en inmediaciones del río Sogamoso, en Santander, Colombia. El Ramo se ubicaba sobre la vía que de la vereda La Renta comunicaba con el municipio de San Vicente del Chucurí. Los puentes fueron concedidos por las entidades regionales para la realización de ensayos con fines académico-investigativos. En la Figura 8 se observan diferentes perspectivas del puente en estudio.

Figura 8. Puente El Ramo: (a) Paso superior, (b) vista costado y (c) vista inferior.



(a)



(b)



(c)

El Ramo es un puente tipo viga y losa en concreto postensado con luz simple de 31 metros y 4.7 metros de ancho, apoyado en sus extremos, al que se le realizaron tanto pruebas estáticas como dinámicas (Fig. 9). La escasa información histórica y técnica sobre el puente El Ramo (debido a que es un puente construido hace más de 30 años) dio lugar a un levantamiento físico por medio de un equipo láser de alta precisión y el diseño teórico de la distribución del postensado para la construcción del FEM. En los subcapítulos siguientes se detallan un poco más la información mencionada anteriormente.

Figura 9. Puente El Ramo: (a) Pruebas estáticas, (b) Pruebas dinámicas.



(a)



(b)

3.1.1 Localización El puente se ubica sobre la Quebrada El Ramo, sobre la cual reposará parte del espejo de agua del embalse que cubrirá en su totalidad la antigua vía La Renta – San Vicente. En la Figura 10 se observa el alcance de la lámina de agua, las vías inundadas y las vías sustitutivas construidas, dentro de ella se ve enmarcada la localización del puente El Ramo.

Figura 10. Localización puente El Ramo.



Cartilla central Sogamoso, 2015. [18]

En la imagen anterior se observa la localización del puente El Ramo, las diferentes fuentes hídricas que alimentan el embalse y las vías sustitutas construidas para el proyecto.

3.1.2 Levantamiento geométrico del puente Para obtener la geometría exacta del puente fue necesario utilizar un escáner láser Riegl VZ-400 de alta precisión (5 mm con un alcance de hasta 600 metros) (Ver Figura 11). Este equipo funciona radiando 360° alrededor de su eje vertical y aproximadamente 100° en su eje horizontal con una rata de 122.000 mediadas por segundo, midiendo las distancias a cada punto sobre la estructura por medio del fenómeno de reflexión de la onda de láser infrarrojo que dispara hacia la estructura quien hace las veces de superficie reflectora. El escáner se ubicó sobre diferentes estaciones para generar un gran volumen de datos. Posteriormente, con el uso del respectivo software, se procesaron los datos registrados (nube de puntos) de tal manera que se filtró la información necesaria para el modelo tridimensional y en base al resultado final se tomaron las dimensiones reales del puente^[19].

Figura 11. Escáner láser Riegl VZ-400.

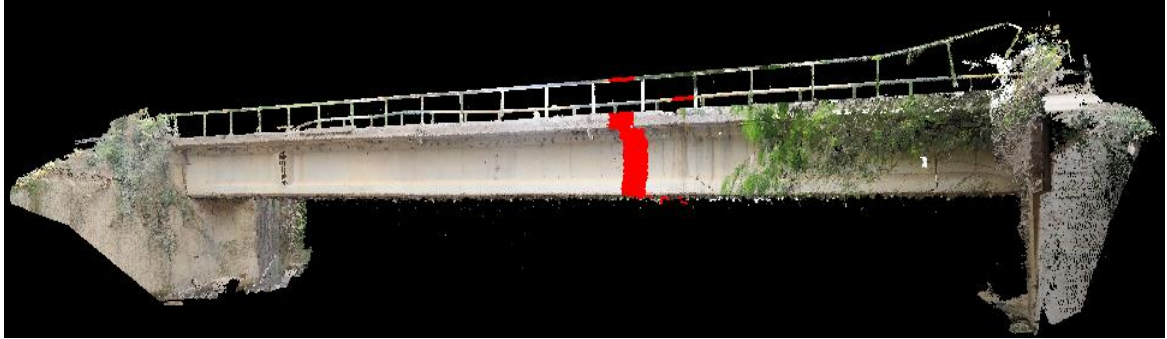


Data Sheet, RIEGL VZ-400, 2014. [20]

La Figura 12 muestra la nube de puntos que se obtiene del proceso de filtrado de las imágenes.

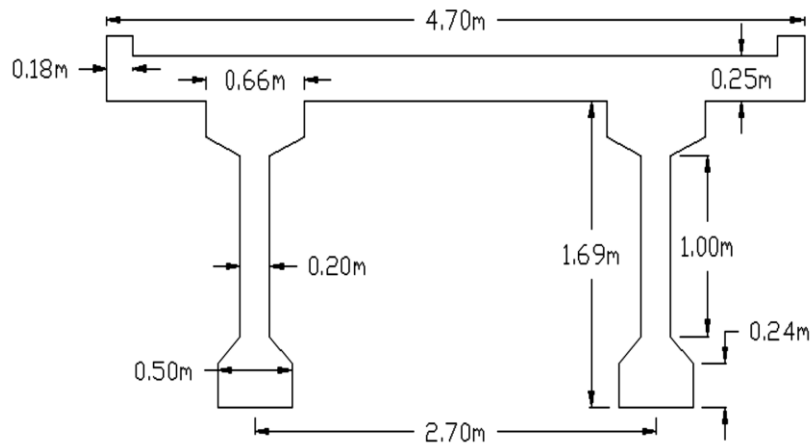
^[19] MORA LOZADA, Jorge Armando. Evaluación de la rigidez a flexión de puentes viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente El Ramo, vía La Renta-San Vicente de Chucurí. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2010. 91p.

Figura 12. Nube de puntos puente El Ramo.



En vista de la alta precisión de las medidas teóricas respecto de las verificadas en campo, se asume la geometría arrojada por el Riegl-400 como la real. En base a lo anterior, se define que: la sección transversal del puente El Ramo, consta de un ancho total de 4,7 metros, las dos vigas de sección “i” que soportan la losa de concreto tienen una altura total de 1,69 metros; una altura del alma de 1 metro y un ancho de 20 centímetros como se observa en la figura siguiente.

Figura 13. Sección transversal puente El Ramo.



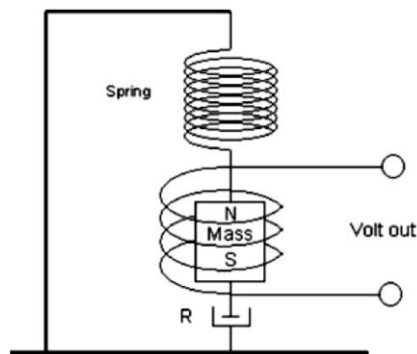
3.2 EQUIPO DE ADQUISICIÓN DE DATOS

Para la adquisición de datos se utilizó un acelerómetro K2 de la marca Kinematics con sus respectivos sensores, en conjunto miden el movimiento del suelo o la estructura y los transforman a voltaje. Dicho movimiento puede describirse

matemáticamente como desplazamiento, velocidad o aceleración, pues es medido respecto a un marco de referencia en movimiento, es decir, el sensor se mueve en junto con el suelo. En el marco inercial se afirma que únicamente los movimientos que causen variaciones en la velocidad (aceleración) pueden ser medidos.

3.2.1 Principio del sismómetro Una masa magnética está suspendida por un resorte y el movimiento (velocidad) es detectado por una bobina, la cual genera una salida de voltaje proporcional a la velocidad de la masa. “R” es un dispositivo de amortiguamiento (Figura 14)^[21].

Figura 14. Principio del Sismómetro.



Estudio de vibración ambiental en estructuras, 2014. p. 7. [21]

3.2.2 Equipo utilizado en la medición Un itinerario propuesto por Franco Ariza (2012), al cual se anexan otros elementos, define que el equipo básicamente consta de los siguientes componentes:

- a) *Consola K2*: Adquiere de datos de forma multicanal, fabricado por Kinematics. Cuenta con un sensor triaxial interno que ocupa 3 de los canales disponibles.
- b) *Sensores triaxiales FBA ES-T*: Ocupan 6 canales, pueden configurarse con una sensibilidad de hasta 10 V/g. Tiene un ancho de banda DC hasta 200 Hz, un rango de frecuencia de entre 0.15 y 1000 Hz, y un rango dinámico desde ± 0.25 a $\pm 4g$.
- c) *Computador portátil*: Ordenador compatible con los softwares y complementos propios del equipo (Windows XP en este caso).
- d) *Otros: cronómetro, cinta métrica, aerosol, planta eléctrica, etc.*

^[21] MARTÍNEZ RUÍZ, G. (2014). Estudio de vibración ambiental en estructuras. Conferencia en Universidad Industrial de Santander: Taller de vibraciones ambientales (Bucaramanga, 2014). p. 4-36.

Actualmente existen equipos más modernos para la adquisición de datos y vale la pena mencionar que se pueden incluir otros elementos que sean necesarios a juicio del investigador. La Figura 15 relaciona algunos componentes del equipo utilizado en campo.

Figura 15. Equipo utilizado en la medición de vibraciones. (a) Consola K2 Kinometrics, (b) Episensor triaxial FBA ES-T, (c) Computador portátil, (d) Planta eléctrica.



(a)



(b)



(c)



(d)

3.2.3 Distribución de canales de adquisición de datos Cada sensor posee 3 canales de salida, cada uno indica un grado de libertad diferente (x, y, z). En total se implementaron nueve canales, seis de la pareja de sensores externos y tres del

sensor interno de la consola K2, es decir se midieron nueve grados de libertad sobre la estructura.

En la Tabla 1 se presenta un resumen de la nomenclatura de los canales asociados a sus respectivos grados de libertad.

Tabla 1: Nomenclatura de canales. Sensor interno (K2), sensores externos (S1, S2).

Sensor	X	Y	Z
K2	1	2	3
S1	4	5	6
S2	7	8	9

De la Tabla 1 se puede inferir que del sensor interno K2 el canal 1 corresponde a la medición en dirección “X”, el canal 2 a la medición en “Y” y finalmente el canal 3 a la medición en “Z”, de igual manera para cada sensor en cada setup.

3.3 PLANEACIÓN DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL EN LA ESTRUCTURA

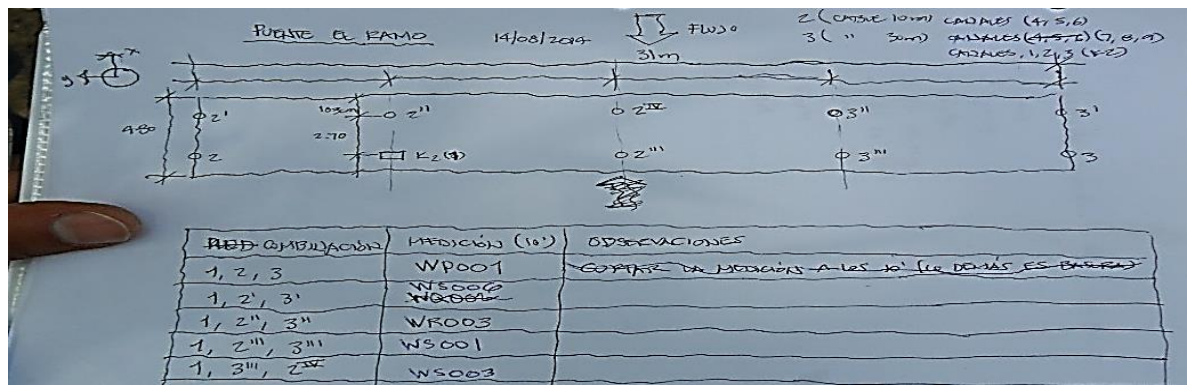
Las pruebas de vibración ambiental se realizaron sobre el tablero del puente, adaptando cinco configuraciones diferentes de los dos sensores (setups) variando la posición de los mismos respecto del equipo K2 que permaneció fijo. Es necesario planear previamente una serie de pasos a seguir, para que de esta manera el desarrollo de las pruebas sea más eficaz, ello se logra llevando un orden de los puntos donde se dispondrán los sensores, ubicando la dirección del flujo del agua, preparando el equipo a utilizar y tabulando cada medición con el nombre que le asigne el equipo automáticamente.

3.3.2 Esquema general de la prueba Antes iniciar la medición es necesario plantear en el papel el desarrollo de la prueba. El esquema presentado en la Figura 16 define la distribución de ejes imaginarios tanto longitudinales (Y) como transversales (X) del puente, en cuyas intersecciones se han de ubicar los sensores y la consola en cada setup.

Se recomienda ubicar los sensores sobre los ejes de las vigas en cada cuarto de longitud, en este caso (7,75m, 15 m y 23,25 m).

Cada combinación implica relacionar la consola K2 (1) y los sensores móviles S1 y S2 que adquieren diferentes posiciones en cada setup. La medición es el nombre que recibe automáticamente por el software QuickTalk de Kinematics en el ordenador portátil.

Figura 15. Esquema en planta de la ejecución de las pruebas de vibración ambiental, puente El Ramo.



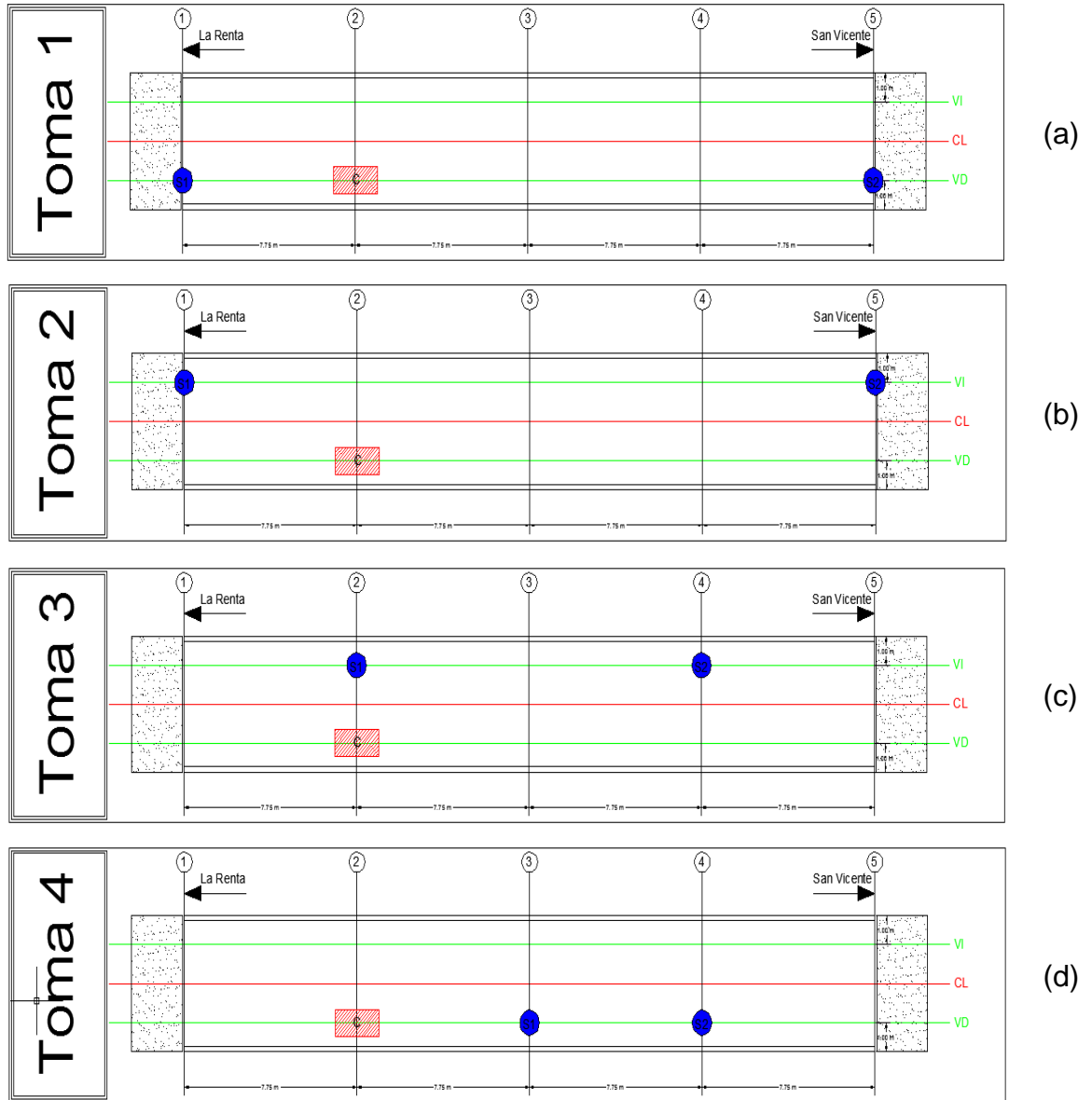
3.3.3 Muestreo Los desplazamientos críticos de un puente bajo ciertos patrones de carga se encuentran en el centro de luz, sin embargo, la disposición de los sensores en cada toma se realizó aleatoriamente sobre los ejes de las vigas que soportan la losa (VI, viga izquierda y VD, viga derecha), a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ de la longitud total del puente. La notación de los instrumentos es la siguiente: Consola K2 (C), Sensor 1 (S1) y Sensor 2 (S2). Evidencia del trabajo de campo es el registro fotográfico de la Figura 17.

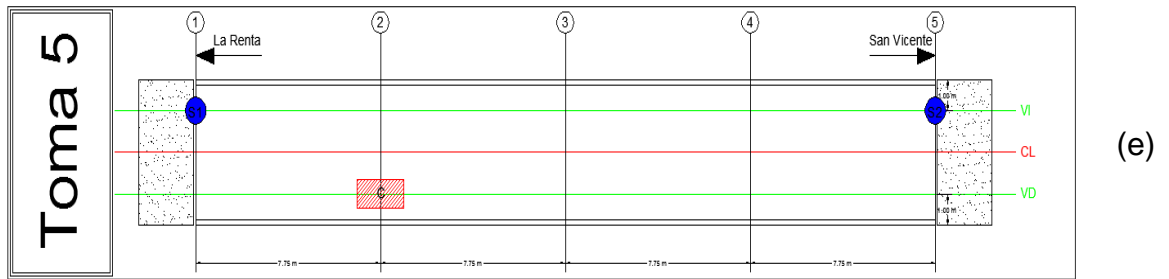
Figura 16. Registro fotográfico medición de vibración ambiental puente El Ramo.



La Figura 18 es un esquema de los cinco setups definidos para la medición de vibraciones en campo.

Figura 17. Configuración de sensores. (a) Setup 1, (b) Setup 2, (c) Setup 3, (d) Setup 4 y (e) Setup 5.





Cada setup tuvo un tiempo de muestreo de aproximadamente 10 minutos, adquiriendo datos con una frecuencia de 200 [Hz]. Como puede observarse en la Figura 18, la toma 5 es igual a la toma 2, ello se debe a que en una toma anterior el archivo obtenido presentó un peso menor al promedio del peso de todos los archivos, dando indicios de que el archivo podía estar dañado y por lo tanto fue necesario hacer una nueva toma.

4. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE REGISTROS DE ACELERACIÓN

El software del equipo de adquisición de datos (QuickTalk) de Kinemetrics, organizó los registros con diferentes notaciones como se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2: Nombres de registros de aceleración por defecto.

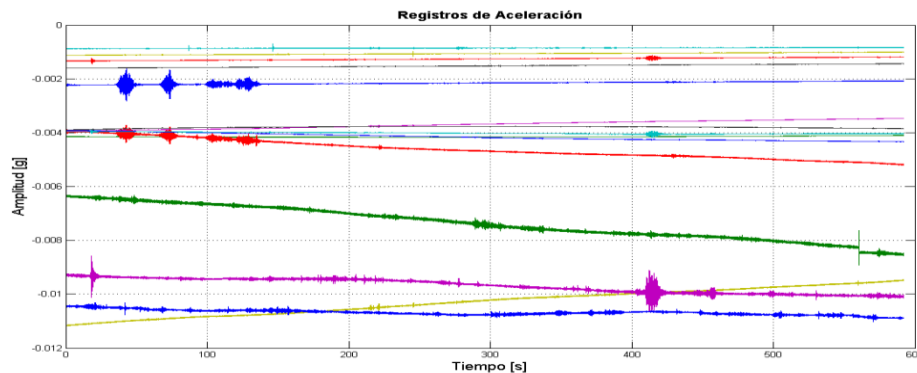
Toma	Nombre
1	WP 001
2	WS 006
3	WR 003
4	WS 001
5	WS 003

Una vez extraídos los registros en un formato de texto, se organizan matricialmente en y se importan en Matlab, donde se realiza el respectivo análisis espectral de las señales.

4.1 REGISTROS DE ACELERACIÓN

El resultado del proceso de muestreo se observa en la Figura 19.

Figura 18. Registros de aceleración.



4.2 CORRECCIÓN DE LÍNEA BASE

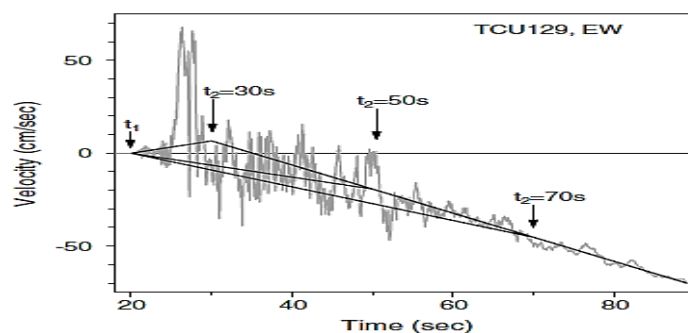
Inicialmente los registros poseen una tendencia creciente e irregular en su trayectoria, la cual es posible ajustar en Matlab, que además posee herramientas de filtrado y generación de espectros de potencia.

La corrección de la línea base, consiste en:

- Determinar por medio de una regresión (ajuste por mínimos cuadrados), la curva del polinomio que mejor se adapte a las parejas de valores de tiempo y aceleración.
- Restar de los valores de aceleración real los valores de sus respectivos homólogos obtenidos con la ecuación de regresión derivada.

De esta manera, las tendencias falsas, que por lo general están bien definidas en el registro temporal obtenido de la doble integración de los registros de aceleración no corregidos, son eliminadas del movimiento de entrada. Pueden emplearse polinomios de hasta tercer grado. En el procesamiento de registros digitales, pueden observarse desviaciones en los registros de velocidad y desplazamiento. Ejemplo de ello se detalla en la Figura 20, la cual es un registro de velocidad tomado en 1999 durante el terremoto de Chi-Chi, Taiwán^[22].

Figura 19. Posibles tiempos de corrección (t_2) para un mismo valor de referencia (t_1).



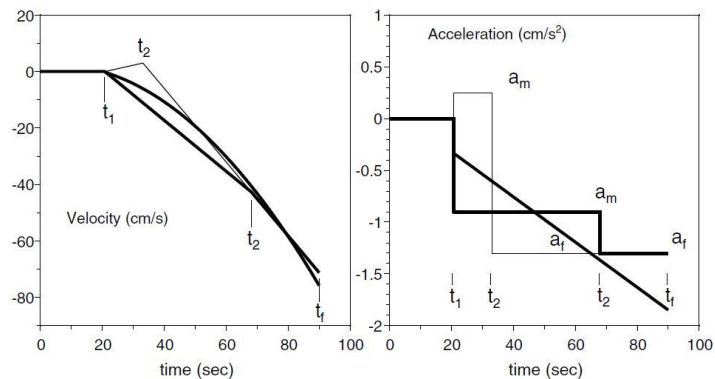
Effect of baseline corrections on displacements and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake, 2011. p. 1201. [22]

^[22] BOORE, David. Effect of baseline corrections on displacements and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake. Bulletin of the Seismological Society of America [online]. Octubre, 2001. vol.91, no. 5 [citado 25 Mayo 2015], pp. 1199–1211. Disponible en Internet: http://daveboore.com/pubs_online/ssa00703_chi_chi_baseline.pdf

Para Boore (2011) atribuye dichas variaciones en la línea base a una histéresis en el transductor producida cuando la aceleración excede los 50 cm/s^2 . Por ello, el registro de la vibración más fuerte resulta diferente al real. Para solucionar este inconveniente, se propuso eliminar dos líneas de base: a_m entre los tiempos t_1 y t_2 , y a_f desde el tiempo t_2 hasta el final del registro (Ver Fig. 21). El valor a_m es un promedio de los posibles cambios en la línea base que podrían ocurrir durante la vibración más fuerte.

Para el caso particular de Chi-Chi, se afirma que los registros de aceleración no corregidos poseen una tendencia aproximadamente lineal para tiempos largos*.

Figura 20. Esquema de corrección de línea base.



Effect of baseline corrections on displacements and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake, 2011. p. 1202.

El valor de a_f se calcula a partir de la pendiente de una línea de ajuste de una porción del registro de velocidad:

$$v_f(t) = v_o + a_f * t \quad (4.1)$$

En la aplicación, la línea v_f se halla aplicando el método de ajuste por mínimos cuadrados para una porción de la velocidad, desde t_{f1} a t_{f2} . La corrección de a_m se determina a partir del requisito de que la velocidad final, después de la corrección de línea de base, es igual a cero. Esto se cumple, si la velocidad de la línea base

* Ibid., p. 1201

corregida al final del intervalo entre t_1 y t_2 , $(a_m (t_2 - t_1))$, es igual a la velocidad de la línea ajustada $(v_f(t_2))^*$. Esto da la ecuación:

$$a_m = \frac{v_f(t_2)}{(t_2 - t_1)} \quad (4.2)$$

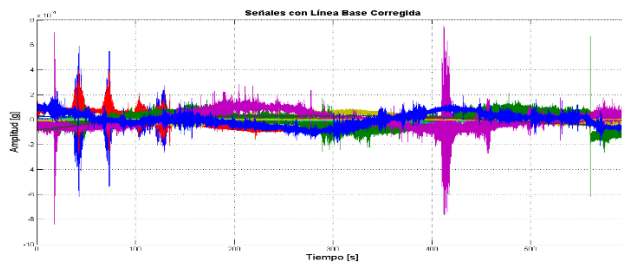
Una de las generalizaciones de Boore (2011) es la de permitir que t_1 sea un parámetro libre, no determinado por un umbral de agitación y que t_2 sea cualquier valor entre t_1 y el final del registro (en todos los casos que $t_2 \geq t_1$). Una opción es elegir t_2 como el tiempo en el cual la línea de ajuste de velocidad se convierte en cero. Utilizando la ecuación (4.1), este tiempo es:

$$t_2 = -\frac{v_0}{a_f} \quad (4.3)$$

El planteamiento anterior es el utilizado por SeismoSignal para generar una línea base que se ajuste a los datos de cada uno de los registros de aceleración.

4.2.1 Registros con línea base corregida El software posee un límite máximo de datos (32.768) para efectuar el calcular el espectro de potencia en frecuencia, por lo cual se utilizó una cantidad de datos que rodean los 2,8 minutos. Antes de iniciar el procesamiento de las señales es necesario convertirlas en términos de la aceleración de la gravedad, dividiendo cada dato del registro entre la sensibilidad del acelerómetro (5 Volts/g). En la Figura 22 se observa el resultado de aplicar lo mencionado en 4.2 a cada setup.

Figura 21. Registros de aceleración con línea base corregida.



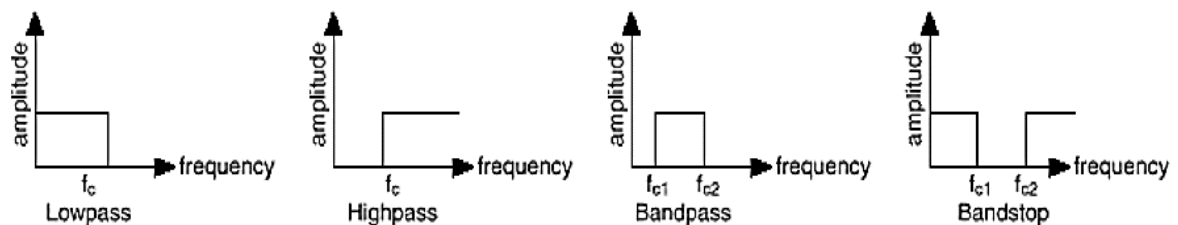
Para el presente estudio se analizan los registros en dirección Z, correspondientes a los canales 3, 6 y 9, ya que los grados de libertad en dirección longitudinal (Y) y transversal (X) se restringen por los apoyos y minimizan la respuesta dinámica en dichas direcciones. Los registros con corrección de línea base y filtrados se detallan en el Anexo 1.

4.3 FRECUENCIA DE FILTRADO

El proceso de filtrado consiste en cancelar o atenuar unas zonas frecuenciales determinadas donde la señal deseada no existe y dejar pasar aquellas frecuencias en que la señal deseada tiene su contenido frecuencial^[23]. Existen varios tipos de filtrado, entre ellos:

- i. Filtro pasa bajas: suprime las frecuencias que son más altas que una frecuencia de corte definida (f_c).
- ii. Filtro pasa altas: permite que las frecuencias más altas que la frecuencia de corte (f_c) pasen a través de él y conformen la señal.
- iii. Filtro pasabanda: permite que pasen las señales dentro de un rango de frecuencia dado (f_{c1} a f_{c2}).
- iv. Filtro de supresión de banda: suprime las señales dentro de la gama de frecuencias dada (f_{c1} a f_{c2}), donde f_{c2} no puede ser superior a $1/2$ de la frecuencia de muestreo.^[24]

Figura 22. Filtros de frecuencia.



Apuntes de Instrumentación electrónica. p. 2. ^[25]

^[23] MORENO, Asunción. Señales y Sistemas. Departamento de Teoría de la Señal y Comunicaciones Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) [online]. Junio de 2009. Disponible en Internet: http://ocw.upc.edu/download.php?file=15011906/tema3_filtros_v2.3-2742.pdf

^[24] SEISMOSOFT LTD. SeismoSignal's Help System [online]. < <http://seimosignal.software.informer.com/download/> > [citado en 26 Mayo de 2015]

^[25] MORENO VELASCO, Ignacio. Apuntes de Instrumentación electrónica. Área de Tecnología Electrónica [online]. Octubre de 2004. [citado en 27 de Mayo de 2015] Disponible en Internet: <http://www.unet.edu.ve/~ielectro/1-caractestaticas.pdf>

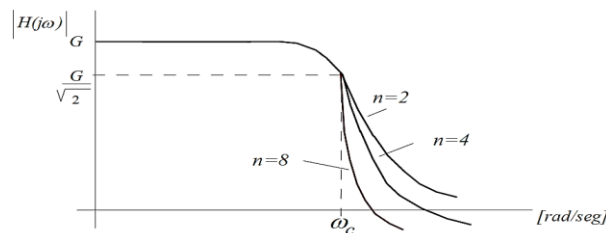
La elección entre filtros casuales o no casuales, depende del uso previsto de los datos, la compatibilidad en el procesado de la aceleración, la velocidad, las series temporales de desplazamiento y el espacio de almacenamiento informático^[26].

4.3.1 Filtro de Butterworth Este filtro tiene una respuesta plana en la banda de paso (llamada máximamente plana), a expensas de la respuesta en la región transición, la cual es de 20 dB/Década por polo. El módulo de la respuesta en frecuencia del filtro pasabajos, para ganancia G , y frecuencia de corte ω_c esta dado en (4.4)^[27].

$$|H(j\omega)| = \frac{G}{\sqrt{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_c}\right)^{2n}}} \quad (4.4)$$

Donde $n = 1, 2, \dots, k$ es el orden. La Fig. 24 indica respuestas de este filtro para distintos n .

Figura 23. Respuesta del filtro Butterworth para diferentes valores de n .



Filtros activos, conceptos básicos y diseño. p. 3. [27]

El Toolbox de procesamiento de señales de Matlab permite crear cualquiera de las cuatro configuraciones mencionadas anteriormente, para ello dispone de diferentes tipos de filtros clásicos en el dominio del tiempo: filtro de *Butterworth*, *Chebyshev* y de *Bessel*. Para obtener el rango de frecuencias de nuestro interés se utilizó el filtro pasabanda de Butterworth con un rango limitando de frecuencias entre 2 Hz y 14 [Hz], en el cual se supone están los principales modos de vibración del puente.

^[26] AKKAR, Sinan., & BOORE, David., Op.cit., p.1733.

^[27] HUIRCÁN, Juan Ignacio. Filtros activos: conceptos básicos y diseño. Universidad de La Frontera [online]. Enero de 2012 [citado en 27 de Mayo de 2015]. Disponible en Internet: http://146.83.206.1/~juircan/PDF_ELECTRONICA/FAct01g.pdf

4.3.1.1 Propiedades del filtro de Butterworth Según Huircán (s.f.), una respuesta máximamente plana tiene muchas derivadas que son cero en el origen, $\omega = 0$. Para ganancia unitaria y una frecuencia $\omega = \omega_c$, se tiene que:

$$|H(j\omega)| \simeq \frac{1}{\sqrt{2}} \quad (4.5)$$

También llamada $-3 [dB]$. Para $\omega \gg \omega_c$, se tiene que:

$$|H(j\omega)| \simeq \frac{1}{\sqrt{\omega^n}} \quad (4.5)$$

O en efecto:

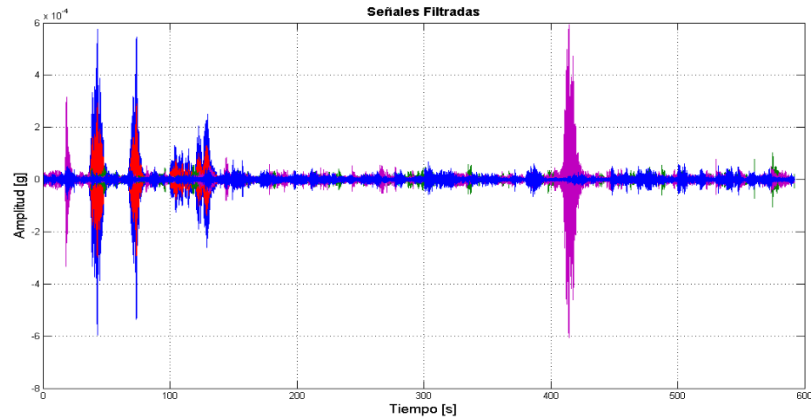
$$|H(j\omega)|_{dB} \simeq 20n \log\left(\frac{1}{\omega^n}\right) = -20n \log(\omega) \quad (4.6)$$

Así, la variación será de $-20n [dB]$ por década*, donde n es el orden del filtro (Figura. 24).

4.3.2 Registros filtrados Los registros obtenidos a partir del proceso de filtrado se observan en la Figura 25.

* La respuesta en frecuencia de un filtro se representa en escala lineal o logarítmica. Esta se expresa en función de su ganancia o atenuación (dB en escala logarítmica) versus la frecuencia cuya escala está en décadas u octavas (escala logarítmica).

Figura 24. Registros de aceleración filtrados.



4.4 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE LOS REGISTROS OBTENIDOS CON VIBRACIÓN AMBIENTAL

Uno de los métodos fundamentales en la identificación de señales de vibración ambiental es el denominado “método de selección de picos” (*peak-picking*).

4.4.1 Peak Picking El método recoge los picos de los auto-espectros de densidad en potencia (PSD) obtenidos de los canales de salida. Los picos trazados en la función PSD corresponden a las frecuencias de resonancia del sistema en consideración. A menudo, las relaciones de amortiguamiento se obtienen usando el método de ancho de banda de media potencia, que cuantifica la agudeza de los picos resonantes, aunque la precisión de la estimación de amortiguación es cuestionable. Promediar y utilizar ventanas es crucial para la calidad en la generación de gráficos de densidad de potencia espectral. Las funciones de coherencia se utilizan frecuentemente para validar el procedimiento de selección de picos^[28].

Según He & Fu (2001), el procedimiento para utilizar el método Peak Picking es:

^[28] PAN, Qin. System identification of constructed civil engineering structures and uncertainty. A thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Filadelfia: Drexel University, 2007. 243 p.

- a) Estimación de la frecuencia natural. La frecuencia natural del *i*-ésimo modo seleccionado para el análisis se identifica a partir del valor de pico de la FRF*.
- b) Estimación del amortiguamiento. Para estimar el amortiguamiento, se ubican en primer lugar los puntos de media potencia ω_a y ω_b a cada lado del pico identificado cuya amplitud es $\alpha_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$. El factor de pérdida de amortiguamiento (4.13) o el coeficiente de amortiguamiento (4.14) puede ser estimado a partir del ancho del pico de resonancia como:

$$\eta_r = \frac{\omega_b^2 - \omega_a^2}{2\omega_r^2} \approx \frac{\omega_b - \omega_a}{\omega_r} \quad (4.7)$$

$$\xi_r = \frac{\omega_b^2 - \omega_a^2}{4\omega_r^2} \approx \frac{\omega_b - \omega_a}{2\omega_r} \quad (4.8)$$

- c) Estimar la constante modal. Del modelo SDoF*, la FRF en el pico es conocida por ser $\alpha_{m\acute{a}x} = A_r/\eta_r\omega_r^2$. La constante modal A_r puede ser estimada a partir de:

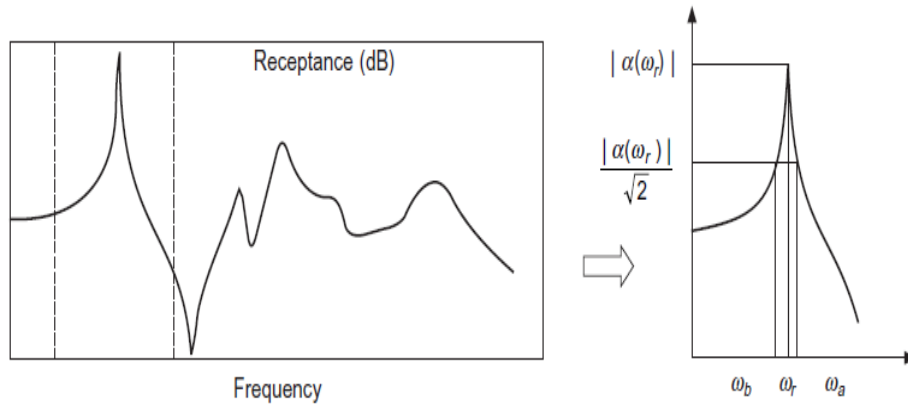
$$A_r = \alpha_{m\acute{a}x}\eta_r\omega_r^2 = 2\alpha_{m\acute{a}x}\xi_r\omega_r^2 \quad (4.9)$$

Debido a su notable simplicidad, el método peak-picking (Fig. 26) puede derivar resultados de los análisis rápidos. Sin embargo, no es capaz de producir datos modales precisos^[29].

* FRF: Frequency response function = Función de respuesta en frecuencia.

^[29] HE, Jimin., & FU, Zhi-Fang. Modal Analysis. Woburn: Butterworth-Heinemann, 2001. 304 p.

Figura 25. Método de selección de picos.



Modal Analysis. p.163. [29]

4.5 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL PUENTE EN ESTUDIO

Una vez que las señales han sido filtradas (4.2.1), se generan funciones de densidad espectral en potencia (PSD^{*}) para cada grado de libertad que fue medido. Para homogenizar las diferentes respuestas, es necesario normalizar los autoespectros, dividiendo cada uno entre la sumatoria de sus ordenadas. Posteriormente se proyectan funciones de normalizadas del espectro (ANPSD^{**}) las cuales representan una envolvente de todos los grados de libertad.

A continuación se detalla el procedimiento para obtener las frecuencias naturales a partir del tratamiento de señales con la metodología planteada.

4.5.1 Procesamiento de señales Los auto-espectros de potencia (PSD) se obtienen dividiendo las series temporales en segmentos de 8.192 datos, para ello su cálculo se considera un traslapeo del 50% usando ventanas tipo Hamming. De esta forma se utiliza el método de Welch para promediar los espectros medidos para cada uno de los 15^{***} registros.

^{*} PSD = Power Spectrum Density = Densidad de potencia espectral

^{**} ANPSD = Average Normalized Power Spectrum Density = Densidad de potencia media del espectro normalizado

^{***} Los registros de las 5 tomas suman en conjunto un total de 15 mediciones en sentido vertical, 1 grados de libertad medidos por cada uno de los 3 sensores.

Para efectos de manejo de los datos en el procesamiento, y en base a que nuestro interés se fija en los registros de las componentes verticales de los registros, la nomenclatura utilizada previamente para nombrar los diferentes canales en cada setup se redefine de la siguiente manera:

Tabla 3: Nomenclatura para procesamiento de los registros verticales medidos.

Setup	K2	S1	S2
1	1	2	3
2	4	5	6
3	7	8	9
4	10	11	12
5	13	14	15

No es suficiente analizar una sola función de densidad espectral para identificar las frecuencias naturales de la estructura, ya que alguno de los sensores pudo ubicarse en un punto de la estructura con amplitud nula en uno o varios modos de vibración*.

Una solución a lo anterior es el planteamiento de Felber (1.993)^[30], que consiste en analizar los picos del espectro de todas las series de aceleraciones registradas. Para evitar el análisis de varios gráficos en cada grado de libertad instrumentado es usual calcular el espectro medio normalizado:

$$ANPSD(\omega) = \frac{1}{l} \sum_{i=1}^l NPSD_i(\omega) \quad (4.10)$$

Donde l es el número de grados de libertad instrumentados y $NPSD_i$ son los espectros normalizados, que se obtienen dividiendo la estimación de los auto-espectros (PSD_i) por la suma de sus N ordenadas**.

* GÓMEZ ARAUJO, I. D, Op.cit., p. 91

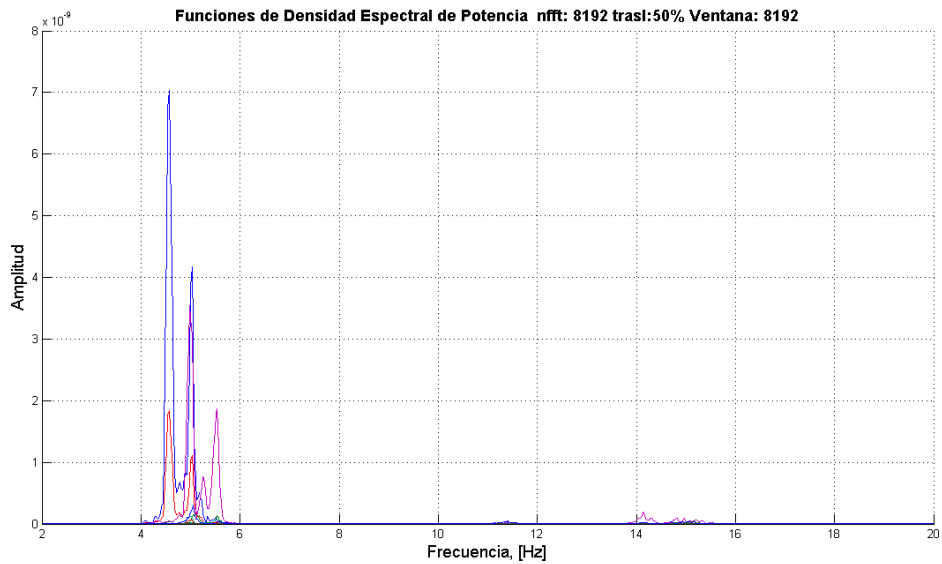
^[30] FELBER, Andreas Johann. Development of a hybrid bridge evaluation system. A thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Vancouver: University of British Columbia. Department of Civil Engineering, 1993. 297 p.

** Ibid., p. 92

$$NPSD_i(\omega) = \frac{PSD_i(\omega)}{\sum_{k=1}^N PSD(\omega_k)} \quad (4.11)$$

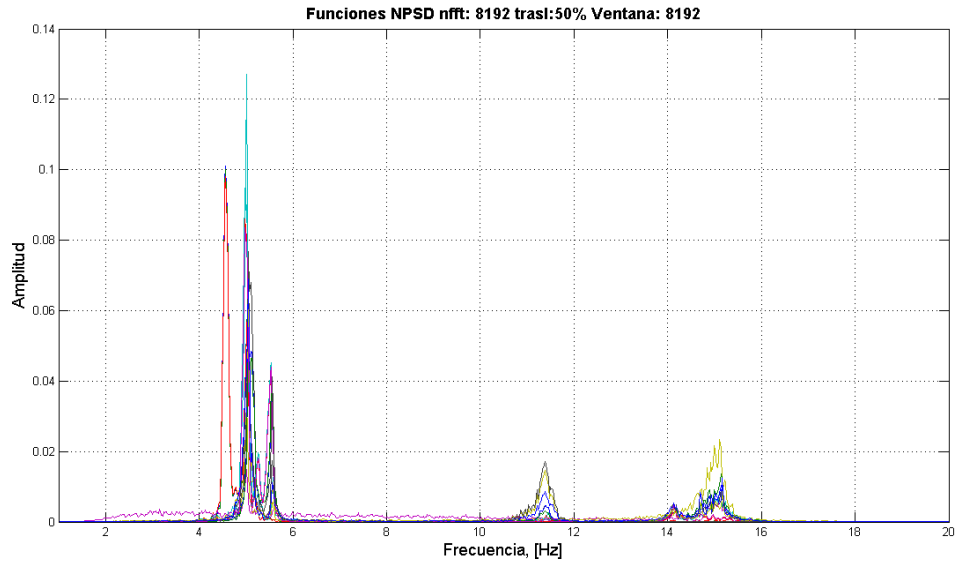
A continuación se ilustran las funciones de densidad espectral para todos los grados de libertad medidos.

Figura 26. Funciones de densidad espectral en potencia (PSD).



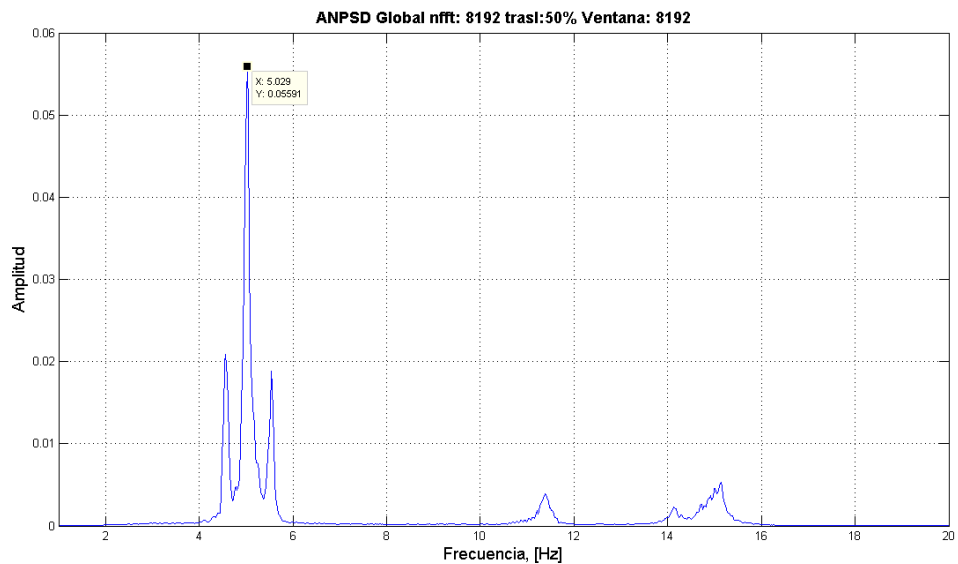
Luego de obtener los auto-espectros (*PSD*) de cada registro, se procede a su normalización aplicando (4.11), y se obtiene lo ilustrado en la Figura 28.

Figura 27. Funciones de densidad espectral en potencia normalizadas (NPSD).



4.5.2 Identificación de la frecuencia fundamental de la estructura Hecho esto, procedemos a aplicar (4.10), de esta forma obtenemos el espectro medio normalizado (*ANPSD*) que básicamente representa el comportamiento promedio de las funciones de densidad espectral normalizadas (Fig. 29).

Figura 28. Espectro medio normalizado (ANPSD).



Como se observa en el espectro medio normalizado anterior, se destaca el pico máximo de amplitud ubicado sobre la frecuencia de 5.029 [Hz], el cual se supone que corresponde al modo fundamental del puente El Ramo. Usualmente, cuando se utilizan vibraciones ambientales para la identificación de las frecuencias naturales de estructuras no se detecta una cantidad considerable de modos de vibración. No obstante, para el presente estudio basta con la identificación del pico de la frecuencia asociada al periodo fundamental de la estructura.

4.5.3 Funciones de coherencia la estructura Una de las herramientas que permite distinguir los picos del espectro medio normalizado son las funciones de coherencia, básicamente cuantifica la coherencia entre dos autoespectros ubicándola en un valor de cero a uno, donde uno es la máxima coherencia entre autoespectros.

En teoría, la función de coherencia entre dos señales y_i y y_j está dada por:

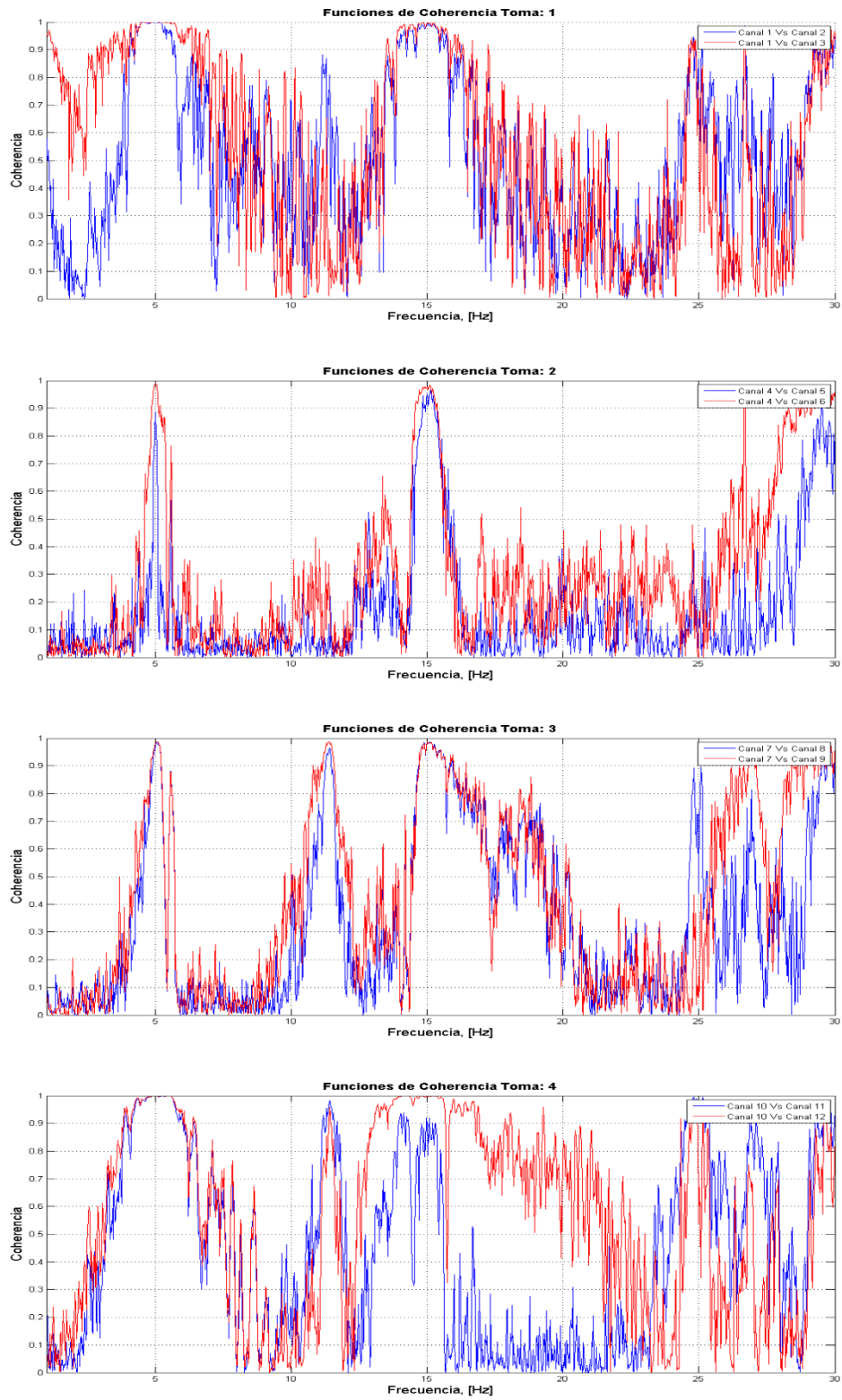
$$\gamma^2_{i,j}(\omega) = \frac{|S_y(\omega)_{i,j}|^2}{S_y(\omega)_{i,i}S_y(\omega)_{j,j}} \quad (4.12)$$

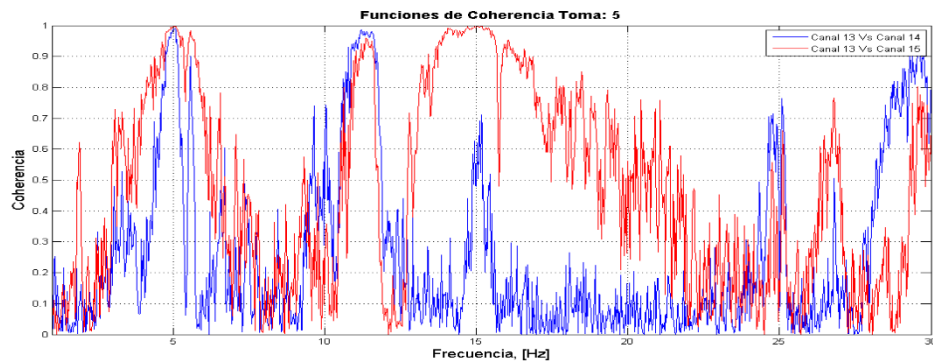
Las frecuencias de vibración de la estructura se verán reflejadas en las funciones de coherencia con valores próximos a uno, las cuales complementan y validan la información previamente observada en el análisis de los autoespectros.

El análisis de la función de coherencia entre señales de puntos móviles (sensores externos) y puntos de referencia (consola k2), es útil para confirmar si las frecuencias de los picos identificados del espectro medio normalizado (*ANPSD*) corresponden a los modos naturales de vibración de la estructura.

En la Figura 30 se presentan las funciones de coherencia correspondientes a cada una de las tomas del ensayo de vibración ambiental sobre el puente El Ramo.

Figura 29. Funciones de Coherencia





En la figura anterior se observan claramente altos niveles de coherencia sobre la frecuencia identificada en la *ANPSD* ($f= 5.029$ [Hz]), lo cual valida la hipótesis que afirmaba que dicha frecuencia corresponde al modo fundamental del puente en estudio.

4.5.4 Porcentaje de amortiguamiento de la estructura A partir de la metodología planteada en 2.2.3, así:

Tabla 4: Porcentaje de amortiguamiento del puente El Ramo.

$\omega_1 =$	4,976	$A_k/\sqrt{2} =$	0,039	$\omega_k =$	5,029	$\xi_k =$	0,007
$\omega_2 =$	5,068						

Se obtiene un porcentaje de amortiguamiento (ξ_k) de aproximadamente 0,7%.

4.6 MODELO NUMÉRICO

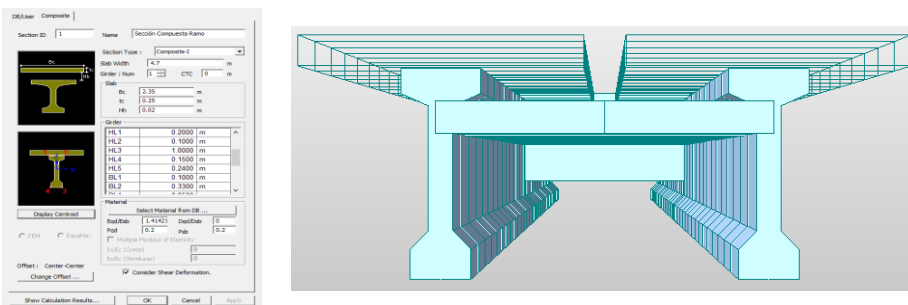
Una vez definidas las propiedades geométricas del puente El Ramo, tales como la sección transversal y longitudinal (3.1.2), se procede a la elaboración del modelo numérico en el software Midas Civil 2015, el cual permitirá obtener las propiedades dinámicas de la estructura.

4.6.1 Descripción del modelo numérico De manera previa a la elaboración del modelo numérico es necesario conocer ciertas características propias de la estructura real, tales como: la geometría del puente, las propiedades de los

materiales que le conforman y la distribución del acero de pre-esfuerzo. Sin embargo, a raíz de la imposibilidad de obtener dicha información, el presente estudio se basó en las especificaciones contempladas por el Fondo Nacional de Caminos Vecinales^[31] para un puente de 31 metros de longitud con vigas de sección “I” simplemente apoyado.

4.6.1.1 Sección transversal En base a la sección definida en la Figura 13 (3.1.2), se ingresan las propiedades geométricas del puente como una sección compuesta (viga-losa) en el software Midas Civil 2015 tal como se muestra en la Figura 31.

Figura 30. Ingreso de sección transversal Midas Civil 2015



4.6.1.2 Propiedades de los materiales Al igual que Mora Lozada (2014), el modelo del puente se basa en las especificaciones teóricas planteadas por el FNCV*. De esta manera las propiedades de los materiales que se asumen para el modelo numérico inicial son las siguientes:

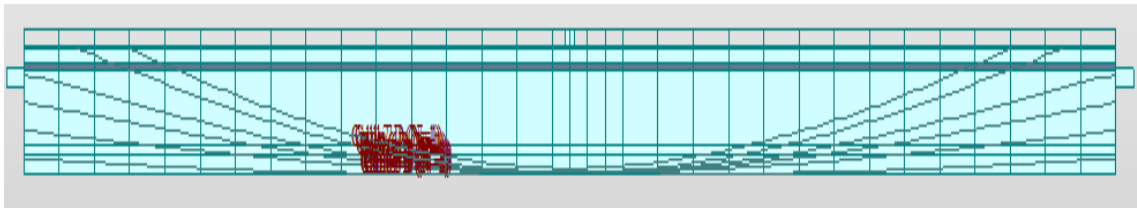
Tabla 5: Propiedades de los materiales

Concreto	
Elemento	f'c [MPa]
Viga	35
Losa	21
Acero de pre-esfuerzo	
fpu [MPa]	1890
fpy [MPa]	1600

^[31] FONDO NACIONAL DE CAMINOS VECINALES. Superestructuras en concreto postensado. Bogotá D.C.1993.

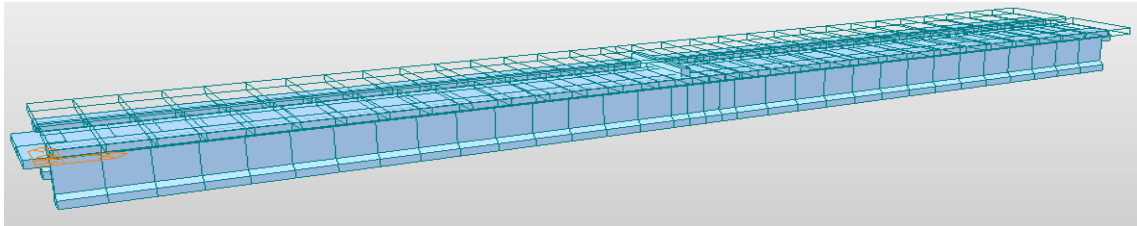
4.6.1.3 Acero de pre-esfuerzo En base a la falta de información técnica al respecto, fue necesario asumir la distribución del acero postensado calculada por Moda Lozada (2014) en su trabajo titulado “*Evaluación de la rigidez a flexión de puentes viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente El Ramo, vía La Renta-San Vicente de Chucurí*” como la base para la presente investigación, es por ello que se implementaron sus memorias de cálculo como la disposición real del acero de pre-esfuerzo (Fig. 32).

Figura 31. Distribución del acero de pre-esfuerzo



De este modo se obtiene el modelo definitivo (Fig. 33)

Figura 32. Modelo numérico puente El Ramo



4.6.2 Proceso de calibración En esta etapa se pretende obtener el modelo numérico que más se asemeje a la realidad. Esto se logra variando las propiedades de los materiales que componen la estructura, en este caso, el factor de ajuste lo dará la variación del módulo de elasticidad del concreto*, calculado a partir de:

$$E = 4700\sqrt{f'c} \quad (MPa) \quad (4.13)$$

Se establece la frecuencia fundamental del puente como parámetro de calibración, y a partir de un proceso iterativo se comparan la frecuencia obtenida de los ensayos de vibración ambiental con la arrojada por el modelo numérico, una vez el proceso

* CCP-2014: C.5.4.2.4

converja se define un valor de tolerancia, en este caso 0.5%. El modelo final será una correcta representación de la estructura real.

Tabla 6: Calibración del modelo numérico.

Módulo de Elasticidad del Concreto					Calibración		
	Elemento	f'c[psi]	f'c[MPa]	E[GPa]	F modelo [Hz]	F AVT [Hz]	%error
NO CALIBRADO	Losa/Riostra	3,000	20.684	21.376	4.611	5.029	8.3
	Vigas	5,000	34.474	27.596			
	Elemento	f'c[psi]	f'c[MPa]	E[GPa]	F modelo [Hz]	F AVT [Hz]	%error
CALIBRADO	Losa/Riostra	3,000	20.684	21.376	5.014	5.029	0.305
	Vigas	7,000	Nominal 48.263	32.652			
	Vigas	7,149	Actual 49.290	32.997			
				%incremento	1.06		

La frecuencia correspondiente al periodo fundamental arrojada por el modelo es de 5.014 [Hz], y cuenta con un porcentaje de participación de masas del 83.9% (Ver Tabla 6).

Tabla 7: Análisis de valores propios: modelo calibrado.

Modo No.	Frecuencia		Periodo (seg)	P. Masa (%)	Acum. (%)
	(rad/seg)	(Hz)			
1	21.173	3.370	0.297	0.000	0.000
2	31.502	5.014	0.199	83.910	83.910
3	46.853	7.457	0.134	0.000	83.910
4	115.757	18.423	0.054	0.000	83.910
5	126.037	20.059	0.050	0.000	83.910
6	143.075	22.771	0.044	0.000	83.910
7	239.817	38.168	0.026	0.000	83.910

De la Tabla 6 se infiere una resistencia nominal a la compresión de 7.000 psi (48.26 MPa) para el concreto.

5. CAPACIDAD RESISTENTE DEL PUENTE

En este capítulo, se evalúa la capacidad resistente del puente en términos de deformaciones admisibles y esfuerzos máximos conforme a los criterios planteados por la CCP-2014^[32].

5.1 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

La carga total debe asumirse como:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i \quad (5.1)$$

Donde:

n_i = modificador de carga,

Q_i = efectos de fuerza de las cargas especificadas, y

γ_i = factores de carga.

Para estados límites de servicio y de eventos extremo, los factores de resistencia deben tomarse como 1.0*. Las cargas consideradas se subdividen en dos grupos: permanentes y transitorias (Ver Tabla 7).

Tabla 8: Grupos de carga.

Cargas Transitorias	Cargas Permanentes
EQ: Carga sísmica.	DC: Peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.
LL: Carga viva vehicular.	PS: Fuerzas secundarias debidas a postensado.
TG: Fuerzas por gradiente de temperatura.	

^[32] MINTISTERIO DE TRANSPORTE. Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Bogotá D.C. 2015.
* CCP-2014: 1.3.2.1

No se consideran los efectos de carga peatonal debido a que el puente no presenta aceras con ancho mayor a 600 milímetros*. En ausencia de registros climatológicos de la zona, se estima que los efectos por gradiente térmico se basan en un diferencial de temperatura de 12° centígrados (42°C-30°C).

Se definen a continuación los estados límites y las respectivas combinaciones bajo las cuales se supone está sometida la estructura.

Resistencia I: Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal del puente sin viento**.

$$R = 1,75(LL) + 0,5(TG) + 1,5(DC) + 1,0(PS) \quad (5.2)$$

Evento extremo I: Combinación de carga que incluye sismo.

$$E = 1,5(DC) + 0,5(LL) + 1,0(PS) + 1,0(EQ) \quad (5.3)$$

Servicio III: Combinación de cargas para análisis longitudinal relacionado con tracción en superestructuras de concreto preesforzado.

$$S = 1,0(DC + PS) + 0,8(LL) + 0,5(TG) \quad (5.4)$$

5.2 CARGAS

Se definen las condiciones de carga a las cuales está sometido el puente y las condiciones que se deben cumplir para evaluar la capacidad resistente del puente.

5.2.1 Peso propio de los elementos La CCP-2014 define las masas unitarias para los elementos en concreto de la siguiente manera***:

* CCP-2014: 3.6.1.6

** CCP-2014: 3.4.1 – Se desprecian los efectos del viento en base a percepciones en campo y la ausencia de información de la velocidad del viento en la zona.

*** CCP-2014: Tabla 3.5.1-1

Tabla 9: Peso unitario del concreto.

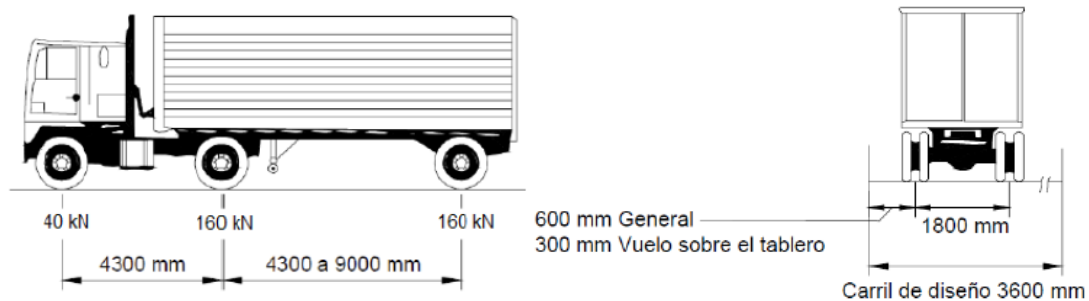
Material	$f'c$	Peso Unitario [KN/m ³]
Concreto normal	≤ 35 Mpa (5.0 ksi)	22.7
	$35 < f'c \leq 105$ Mpa	$22.0 + 0.022f'c$

Para un $f'c$ de 7.0 ksi (48.26 MPa) se tiene un peso unitario de 23.06 [KN], mientras que para un $f'c$ de 3.0 ksi (20.68 MPa) es de 22.7 [KN].

El software tiene en cuenta los efectos de carga muerta propios de los elementos que componen la estructura, en este caso las vigas, la riostra y la losa de concreto.

5.2.2 Carga viva vehicular El C.3.6.1.2.2 del CCP-2014 define que para una red terciaria (como es el caso del puente El Ramo), se puede utilizar un camión de diseño con cargas equivalentes al 80% del camión CC14 (Figura 34).

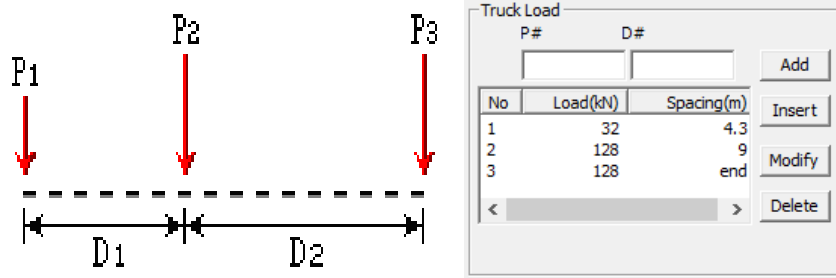
Figura 33. Camión de diseño CC-14 para redes primarias y secundarias.



Norma Colombiana de Diseño de Puentes, 2015. p. 3-28.

Las cargas del camión de diseño utilizado en la presente investigación se representan en la Figura 35. Dónde: P1=32 [KN], P2=128 [KN], P3=128 [KN], D1= 4.3 [m] y D2= 9 [m].

Figura 34. Camión de diseño CC-14 para redes terciarias.



5.2.3 Fuerzas secundarias de postensado Según la memoria de cálculo del postensado de Mora Lozada (2014), las fuerzas de tensado se distribuyen de la siguiente manera:

Tabla 10: Fuerzas de tensado.

PRIMER TENSADO		
Cantidad de cables	Torones por cable	Fuerza por torón [Ton]
5	6	75.8
SEGUNDO TENSADO		
Cantidad de cables	Torones por cable	Fuerza por torón [Ton]
2	12	75.8

5.2.4 Fuerzas sísmicas Debido a que se requiere identificar coeficientes de sitio para definir el espectro de aceleraciones y se desconoce información específica de la velocidad media de corte del suelo, la presente investigación se basa en la descripción cualitativa contemplada en el “Estudio General de Suelos y Zonificación de Tierras del Departamento de Santander”^[33], elaborado por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi.

5.2.4.1 Tipo de suelo Según el perfil PS-280 del “Estudio General de Suelos y Zonificación de Tierras del Departamento de Santander” extraído de la vereda La Renta, el cual describe la tipología del lugar como material transportado de tipo aluvial, que está compuesto principalmente por materiales finos y moderadamente finos. Una de las principales características es encontrar texturas franco limosas,

^[33] INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI. Estudio General de Suelos y Zonificación de Tierras del Departamento de Santander, 2003.

franco arenosas y arcillo-arenosas, lo que en un criterio conservador se asemeja a un perfil de suelo Tipo C según el CCP-2014 (perfiles de suelo muy densos o roca blanda).

5.2.4.2 Coeficientes de sitio A partir de los mapas de valores* se ubica el sitio en cuestión y se obtienen los valores de PGA , S_s y S_1 , posteriormente se interpola para obtener los valores de F_{pga} , F_a y F_v , obteniendo como resultado los siguientes valores:

Tabla 11: Coeficientes de sitio Vereda La Renta.

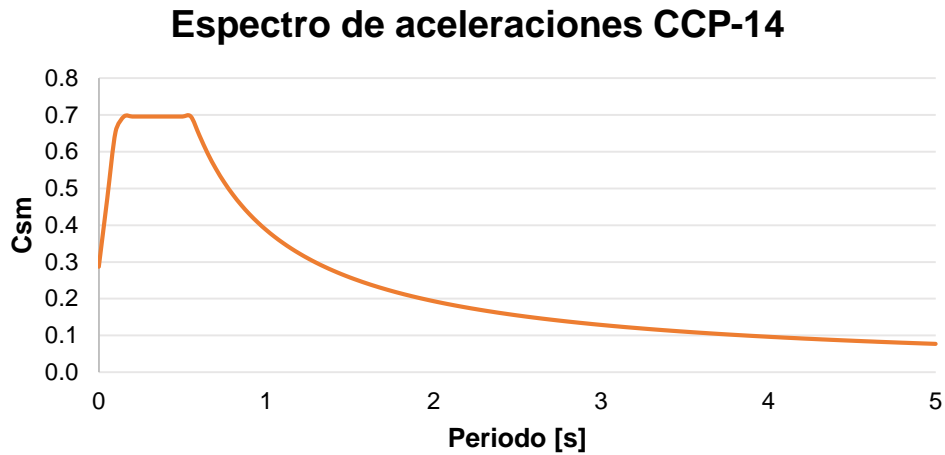
PGA=	0.25	Coeficiente de aceleración pico del terreno en roca
Ss=	0.6	Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un periodo de 0.2 segundos en roca
S1=	0.25	Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un periodo de 1 segundo en roca
Fpga=	1.15	Intensidad de los movimientos sísmicos
Fa=	1.16	Coeficiente de aceleración espectral de respuesta para un periodo de 0.2 segundos en roca
Fv=	1.55	Coeficiente de aceleración espectral de respuesta para un periodo de 1 segundo en roca

5.2.4.3 Espectro de aceleraciones A partir de los factores de sitio* calculados en 5.2.4.2 se procede a graficar: en el eje de las ordenadas el “Coeficiente Sísmico Elástico” (C_{sm}) y en el eje de las abscisas el “Periodo” T_m en segundos.

* CCP-2014: Figura 3.10.2.1-1, Figura 3.10.2.1-2 y Figura 3.10.2.1-3.

* CCP-2014: 3.10.3.2

Figura 35. Espectro de aceleraciones.



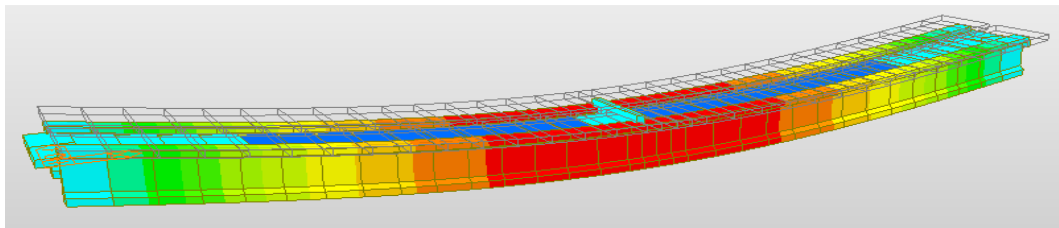
5.2.4.4 Combinación de los efectos de las fuerzas sísmicas Las fuerzas deben combinarse en dos direcciones perpendiculares para formar los dos casos de carga siguientes:

- 100 por ciento en una de las direcciones perpendiculares combinados con el 30 por ciento en la segunda dirección perpendicular.
- 100 por ciento en una segunda dirección perpendicular combinados con el 30 por ciento en la primera dirección perpendicular.

5.3 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE

La evaluación de las deflexiones y la verificación de esfuerzos permiten definir criterios asociados a los niveles de seguridad y salubridad de la estructura en términos operativos.

Figura 36. Contorno de esfuerzos y deformaciones del Puente El Ramo



5.3.1 Chequeo por deflexiones La CCP-2014 define que los límites admisibles para deflexiones en puentes vehiculares de acero, aluminio y/o concreto puede asumirse como sigue:

$$\delta = \frac{\text{Longitud}}{800} [m] \quad (5.5)$$

La deflexión admisible para el puente El Ramo se calcula en base a la ecuación 5.5 y se obtiene un valor de 0.03875 [m] (aproximadamente 3.88 [cm]).

Para evaluar la deflexión máxima en la estructura, debe hacerse en función de la carga viva que la genera, según la CCP-2014 se debe asumir el mayor de los siguientes valores en todos los estados límites*:

- El que resulta del camión de diseño solo, o el que resulta del 25 por ciento del camión de diseño tomado en conjunto con la carga del carril de diseño.

Con base en el modelo de elementos finitos calibrado en el software Midas Civil, se evalúan las deflexiones para cada uno de los estados límites de combinación de carga como sigue a continuación:

Tabla 12: Deflexiones para estados límites de carga.

Estado Límite de Carga	Configuración	Deflexión [m]
Resistencia I	Solo camión	0.02573
	Camión + carril	0.02782
Evento Extremo I	Solo camión (X)	0.02590
	Camión + carril (X)	0.02649
	Solo camión (Y)	0.02571
	Camión + carril (Y)	0.02631
Servicio III	Solo camión	0.00216
	Camión + carril	0.00312

* CCP-2014: 3.6.1.3.2

Tabla 13: Chequeo para deflexiones.

Estado Límite de Carga	Deflexión Admisible [m]	Deflexión [m]	¿Cumple?
Resistencia I	0.03875	0.02782	SI
Evento Extremo I		0.02649	SI
Servicio III		0.00312	SI

Se observa en la tabla anterior que para cada estado límite de carga se satisface el criterio de deflexión admisible.

5.3.2 Chequeo por esfuerzos La verificación del esfuerzo máximo requiere el cálculo del momento último resistente, el cual se supone es el valor límite que pueden resistir las vigas antes de ocurrir la falla.

5.3.2.1 Fluencia La CCP-2014 define un valor de $c/d_s \leq 0.6$ * para garantizar que el acero dulce a tensión está en (o cerca) de la fluencia, donde c es la distancia entre el eje neutro y la fibra extrema a compresión (mm) y d_s es la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción no preesforzado (mm).

5.3.2.2 Factor de resistencia Para secciones de concreto preesforzado controladas por tracción el factor de resistencia (Φ) se asume como 1.0.

5.3.2.3 Momento último resistente Se define el momento último resistente** como sigue:

$$M_u = \Phi M_n \quad (5.6)$$

Donde M_n es el momento nominal*** calculado con la ecuación 5.7, así:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (14)$$

* CCP-2014: C.5.7.2.1

** CCP-2014: 5.7.3.2.1

*** CCP-2014: 5.7.3.2.2

A partir las propiedades geométricas de la sección transversal, la distribución del acero de preesfuerzo y el no tensionado se calcula según la ecuación 5.6 el momento último resistente; obteniendo un momento máximo de 2.768,92 [KN-m] (Anexo 3).

5.3.2.3 Esfuerzo máximo resistente Según la teoría básica de resistencia de materiales^[34] se define el esfuerzo de una viga en función del momento último resistente, según:

$$\sigma_m = \frac{M_u c}{I_{yy}} \quad (5.8)$$

Cuyo cálculo arroja un esfuerzo máximo de 13,98 [Mpa] (Anexo 3).

5.3.2.4 Verificación de esfuerzos Se procede a comparar los esfuerzos máximos de flexión presentes en las vigas postensadas con el valor máximo anteriormente calculado, así se obtiene:

Tabla 14: Esfuerzos máximos para estados límites de carga.

Estado Límite de Carga	Configuración	Esfuerzo [Mpa]
Resistencia I	Solo camión	11,0980
	Camión + carril	13,2627
Evento Extremo I	Solo camión (X)	12,7929
	Camión + carril (X)	11,9540
	Solo camión (Y)	12,8504
	Camión + carril (Y)	12,0115
Servicio III	Solo camión	3,93001
	Camión + carril	2,49376

^[34] BEER, F. *et al* . Mecánica de materiales. 5ed. México: Mc. Graw Hill, 2009. p. 117

Tabla 15: Chequeo para esfuerzos máximos.

Estado Límite de Carga	Esfuerzo máximo resistente [MPa]	Esfuerzo [Mpa]	¿Cumple?
Resistencia I	13.977	13,263	SI
Evento Extremo I		12,850	SI
Servicio III		3,930	SI

En cada estado límite de combinaciones de carga se satisfacen los criterios de esfuerzos máximos a flexión pura.

6. CONCLUSIONES

- De manera general, cuando se realizan ensayos de vibración ambiental para caracterización dinámica de estructuras los modos armónicos no se detectan tan fácilmente en comparación con los métodos de identificación modal forzados, ello se debe a los bajos niveles de energía con que el medio ambiente excita la estructura, es por ello, que la adquisición de datos para las estructuras en general se ve condicionada por factores como la intensidad del viento, oleaje, densidad del flujo vehicular, etc. Sin embargo, para la presente investigación fue suficiente para identificar las propiedades asociadas al modo fundamental del puente.
- En cuanto a la caracterización de las propiedades dinámicas de la estructura, se determinó por medio del espectro medio normalizado (ANPSD) que la frecuencia natural que corresponde al modo fundamental en flexión pura es de 5,029 [Hz], la frecuencia fundamental se corroboró mediante la proyección de funciones de coherencia entre registros simultáneos, las cuales arrojaron valores cercanos a la máxima coherencia para dicha frecuencia (Fig. 30).
- El periodo fundamental del puente El Ramo es de 0,199 [seg], y además posee un porcentaje de amortiguamiento de aproximadamente 0,7%; calculado por medio del método “ancho de banda” (2.2.3).
- El proceso de calibración del modelo numérico se llevó a cabo con la frecuencia correspondiente al modo fundamental como parámetro de ajuste. Fue necesario elevar el módulo de elasticidad del concreto de las vigas postensadas desde un valor teórico de 27,596 [GPa] ($f'c= 5.000$ psi) hasta uno de 32,997 [GPa] ($f'c= 7.149$ psi) durante un proceso iterativo para poder alcanzar un límite de tolerancia del 0,3%. (Ver Tabla 6).
- La definición de estados límites de combinaciones de cargas para la evaluación de la capacidad resistente se lleva a cabo bajo el criterio del investigador, es decir, se adaptan las combinaciones planteadas por la “Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-2014” para ajustar el modelo en función de las cargas se considera que está sometida la estructura. En este caso, se asumieron estados de carga para resistencia, carga sísmica y cargas de servicio.

- El puente El Ramo satisface los criterios de resistencia en términos de esfuerzos y deflexiones estipulados en la CCP-2014 con un margen favorable del 5% y 28% respectivamente. La deflexión máxima la da la carga del camión de diseño tomada en conjunto con la carga del carril de diseño para el estado límite de Resistencia I (Tabla 13 y Tabla15).
- En términos generales, la estructura presupone un estado adecuado para efectos operativos y de servicio, en base a ello se puede afirmar que en el momento no requiere intervención alguna. No obstante, vale la pena mencionar la importancia de ejercer un monitoreo y control constante de la seguridad y salubridad de las estructuras de manera general, los cuales permitan identificar fallas, realizar labores de mantenimiento, planear y/o verificar reparaciones y poder garantizar así los niveles de servicio adecuados a la comunidad demandante.

CITAS

[1] IVANOVIC, S., TRIFUNAC, M., & TODOROVSKA, M. Ambient vibration tests of structures-A review. ISET Journal of Earthquake Technology [online], Diciembre del 2000 [citado: 25 Mayo 2015]. Disponible en internet: <http://home.iitk.ac.in/~vinaykg/iset407.pdf>

[2] ECHEVERRÍA ORTÍZ, María Belem Teresa. Determinación de las propiedades dinámicas de 4 puentes tipo PIV. Trabajo de grado Magíster en Ingeniería Civil. Morelia, Michoacán: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Facultad de Ingeniería Civil, 2006). p. 6-13.

[3] PARK, S., & KIM, Y. B. Nondestructive damage detection in large structures via vibration monitoring. Electronic Journal of Structural Engineering [online], 2002 [citado: 25 Mayo 2015]. Disponible en Internet: <http://www.ejse.org/Archives/Fulltext/200201/05/20020105.pdf>

[4] AKKAR, Sinan., & BOORE, David. Effect of causal and acausal filters on elastic and inelastic response spectra. En: Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Enero, 2003. vol. 32, p. 1729-1748.

[5] GAO, Yong. & SPENCER, B. F. Damage localization under ambient vibration using changes in flexibility. En: Earthquake Engineering and Engineering Vibration. Junio, 2002. vol. 1. p. 136-144.

[6] CHUNG, Hung-Chi. et. al. Real time visualization of structural response with wireless mems sensors. 13th World Conference on Earthquake Engineering. [online] [Vancouver, B.C, Canada] 13 W.C.E.E, August 1-6, 2004. [citado: 25 Mayo 2015] Disponible en Internet: <https://webmail.eng.uci.edu/~chou/pdf/13WCEE-121-Chung.pdf>

[7] REN, Wei-Xin., ZATAR, Wael., & HARIK, Issam. Ambient vibration-based seismic evaluation of a continuous girder bridge. En: Engineering Structures. Diciembre, 2003. vol. 26, no. 5, pp. 631–640.

[8] CLEMENTE, Paolo. et al. (Agosto de 2004). Seismic analysis of the Indiano cable-stayed bridge. 13th World Conference on Earthquake Engineering. [online] [Vancouver, B.C, Canada] 13 W.C.E.E, August 1-6, 2004. [citado: 25 Mayo 2015] Disponible en Internet: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_3296.pdf

[9] GENTILE, C., & GALLINO, N. (2008). Ambient vibration testing and structural evaluation of an historic suspension footbridge. En: Advances in Engineering Software. Abril, 2008. vol. 39, no. 4, p. 356–366.

[10] INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE. Evaluación de puentes mediante el análisis de vibraciones: Investigaciones recientes. Publicación técnica no. 132. Sanfandila, 1999, 132 p.

[11] FRANCO ARIZA, Graciela Carolina. Calibración del modelo numérico existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. Caso de estudio: Templo de San Francisco de asís de Bucaramanga. Tesis de

grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2012. 132p.

[12] MICHEL, C., GUÉGUEN, P., & BARD, P. Y. (2006). Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. En: Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Agosto, 2008. vol. 28, no. 8, p. 593–604.

[13] WENZEL, Helmut. & PICHLER, Dieter. Ambient Vibration Monitoring. Wiley, 2005. 289p.

[14] GÓMEZ ARAUJO, Iván Darío. Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2010. 214p.

[15] CLOUGH, Ray & PENZIEN, Joseph. Dynamics of structures. New York: McGraw-Hill, 1975, 635p.

[16] MENDES, Paulo & OLIVEIRA, Sergio. Análise dinâmica de estruturas: Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. Lisboa: LNEC, 2008, 170p.

[17] CUNHA, Álvaro. & CAETANO, Elsa. Experimental modal analysis of civil engineering structures. First International Modal Analysis Conference, IOMAC [online], Abril del 2005 [Copenhague, Dinamarca]. Disponible en Internet: <http://papai.modal.hu/cikkek/cunha06.pdf>

[18] ISAGEN S.A.E.S.P. Cartilla Central Sogamoso [online]. <<https://www.isagen.com.co/comunicados/Cartilla-central-Sogamoso.pdf>> [citado en 13 de Abril de 2015]

[19] MORA LOZADA, Jorge Armando. Evaluación de la rigidez a flexión de puentes viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente El Ramo, vía La Renta-San Vicente de Chucurí. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2010. 91p.

[20] RIEGL. Laser Measurement System [online]. <http://www.riegl.com/uploads/tx_pxpriegldownloads/10_DataSheet_VZ-400_2014-09-19.pdf> [citado en 14 de Abril de 2015].

[21] MARTÍNEZ RUÍZ, G. Estudio de vibración ambiental en estructuras. Conferencia en Universidad Industrial de Santander: Taller de vibraciones ambientales [Bucaramanga, 2014]. p. 4-36.

[22] BOORE, David. Effect of baseline corrections on displacements and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake. Bulletin of the Seismological Society of America [online]. Octubre, 2001. vol.91, no. 5 [citado

25 Mayo 2015], pp. 1199–1211. Disponible en Internet:
http://daveboore.com/pubs_online/ssa00703_chi_chi_baseline.pdf

[23] MORENO, Asunción. Señales y Sistemas. Departamento de Teoría de la Señal y Comunicaciones Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) [online]. Junio de 2009. Disponible en Internet:
http://ocw.upc.edu/download.php?file=15011906/tema3_filtros_v2.3-2742.pdf

[24] SEISMOSOFT LTD. SeismoSignal's Help System [online].
<<http://seismosignal.software.informer.com/download/>> [citado en 26 Mayo de 2015]

[25] MORENO VELASCO, Ignacio. Apuntes de Instrumentación electrónica. Área de Tecnología Electrónica [online]. Octubre de 2004. [citado en 27 de Mayo de 2015]. Disponible en Internet: <http://www.unet.edu.ve/~ielectro/1-caractestaticas.pdf>

[26] AKKAR, Sinan. & BOORE, David. Effect of causal and acausal filters on elastic and inelastic response spectra. En: Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Enero, 2003. vol. 32, p. 1733.

[27] HUIRCÁN, Juan Ignacio. Filtros activos: conceptos básicos y diseño. Universidad de La Frontera [online]. Enero de 2012 [citado en 27 de Mayo de 2015]. Disponible en Internet:
http://146.83.206.1/~jhuircan/PDF_ELECTRONICA/FAct01g.pdf

[28] PAN, Qin. System identification of constructed civil engineering structures and uncertainty. A thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Filadelfia: Drexel University, 2007. 243p.

[29] HE, Jimin., & FU, Zhi-Fang. Modal Analysis. Woburn: Butterworth-Heinemann, 2001. 304 p.

[30] FELBER, Andreas Johann. Development of a hybrid bridge evaluation system. A thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Vancouver: University of British Columbia. Department of Civil Engineering, 1993. 297 p.

[31] FONDO NACIONAL DE CAMINOS VECINALES. Superestructuras en concreto postensado. Bogotá D.C.1993.

[32] MINTISTERIO DE TRANSPORTE. Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Bogotá D.C. 2015.

[33] INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI. Estudio General de Suelos y Zonificación de Tierras del Departamento de Santander, 2003.

[34] BEER, F. *et al.* Mecánica de materiales. 5ed. México: Mc. Graw Hill, 2009. p. 117

BIBLIOGRAFÍA

CLEMENTE, Paolo. et al. (Agosto de 2004). Seismic analysis of the Indiano cable-stayed bridge. 13th World Conference on Earthquake Engineering. [online] [Vancouver, B.C, Canada] 13 W.C.E.E, August 1-6, 2004. [citado: 25 Mayo 2015] Disponible en Internet: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_3296.pdf

CLOUGH, Ray & PENZIEN, Joseph. Dynamics of structures. New York: McGraw-Hill, 1975, 635p.

CUNHA, Álvaro., & CAETANO, Elsa. Experimental modal analysis of civil engineering structures. First International Modal Analysis Conference, IOMAC [online], Abril del 2005 [Copenhague, Dinamarca]. Disponible en Internet: <http://papai.modal.hu/cikkek/cunha06.pdf>

ECHEVERRÍA ORTÍZ, María Belem Teresa. Determinación de las propiedades dinámicas de 4 puentes tipo PIV. Trabajo de grado Magíster en Ingeniería Civil. Morelia, Michoacán: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Facultad de Ingeniería Civil, 2006). p. 6-13.

FELBER, Andreas Johann. Development of a hybrid bridge evaluation system. A thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Vancouver: University of British Columbia. Department of Civil Engineering, 1993. 297 p.

FONDO NACIONAL DE CAMINOS VECINALES. Superestructuras en concreto postensado. Bogotá D.C.1993.

FRANCO ARIZA, Graciela Carolina. Calibración del modelo numérico existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. Caso de estudio: Templo de San Francisco de asís de Bucaramanga. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2012. 132p.

GÓMEZ ARAUJO, Iván Darío. Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2010. 214p.

IVANOVIC, S., TRIFUNAC, M., & TODOROVSKA, M. Ambient vibration tests of structures-A review. ISET Journal of Earthquake Technology [online], Diciembre del 2000 [citado: 25 Mayo 2015]. Disponible en internet: <http://home.iitk.ac.in/~vinaykg/Isset407.pdf>

MINISTERIO DE TRANSPORTE. Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Bogotá D.C. 2015.

MORA LOZADA, Jorge Armando. Evaluación de la rigidez a flexión de puentes viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente El Ramo, vía La Renta-San Vicente de Chucurí. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2010. 91p.

PARK, S., & KIM, Y. B. Nondestructive damage detection in large structures via vibration monitoring. Electronic Journal of Structural Engineering [online], 2002 [citado: 25 Mayo 2015]. Disponible en Internet: <http://www.ejse.org/Archives/Fulltext/200201/05/20020105.pdf>

WENZEL, Helmut. & PICHLER, Dieter. Ambient Vibration Monitoring. Wiley, 2005. 289p.

ANEXOS

ANEXO 1. Procesamiento digital de señales.

Figura A.1.1 Perfil longitudinal del puente El Ramo.

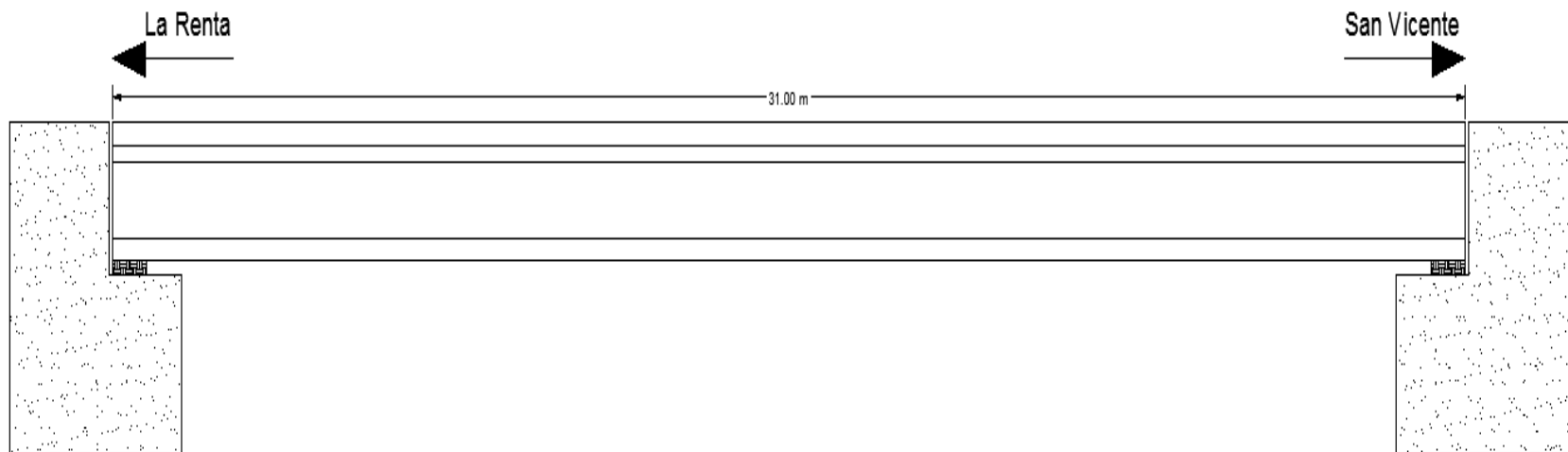


Figura A.1.2 Configuración de sensores para muestreo: a) Toma 1, b) Toma 2, c) Toma 3, d) Toma 4 y e) Toma 5.

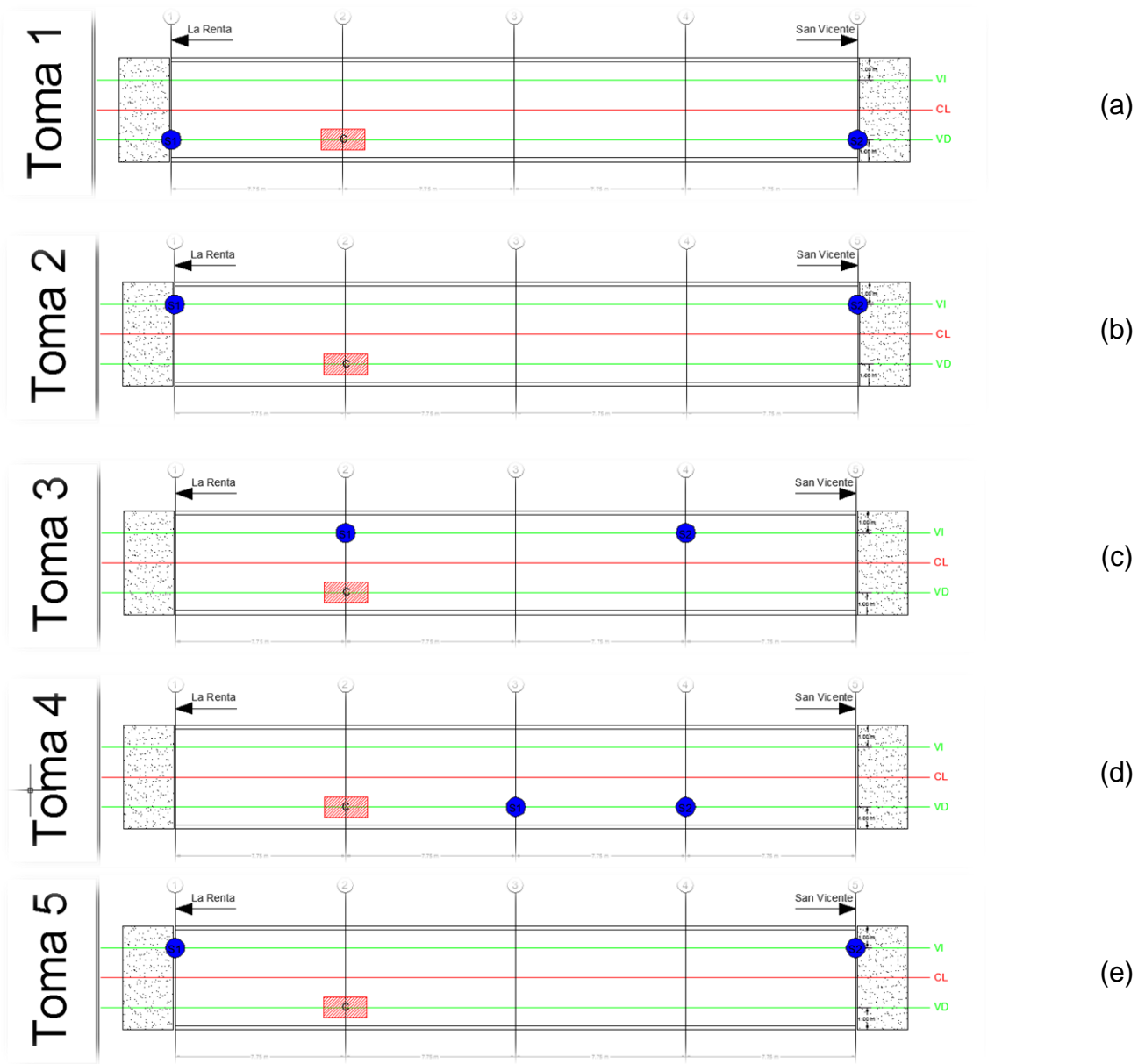


Figura A.1.3 Registros de aceleración.

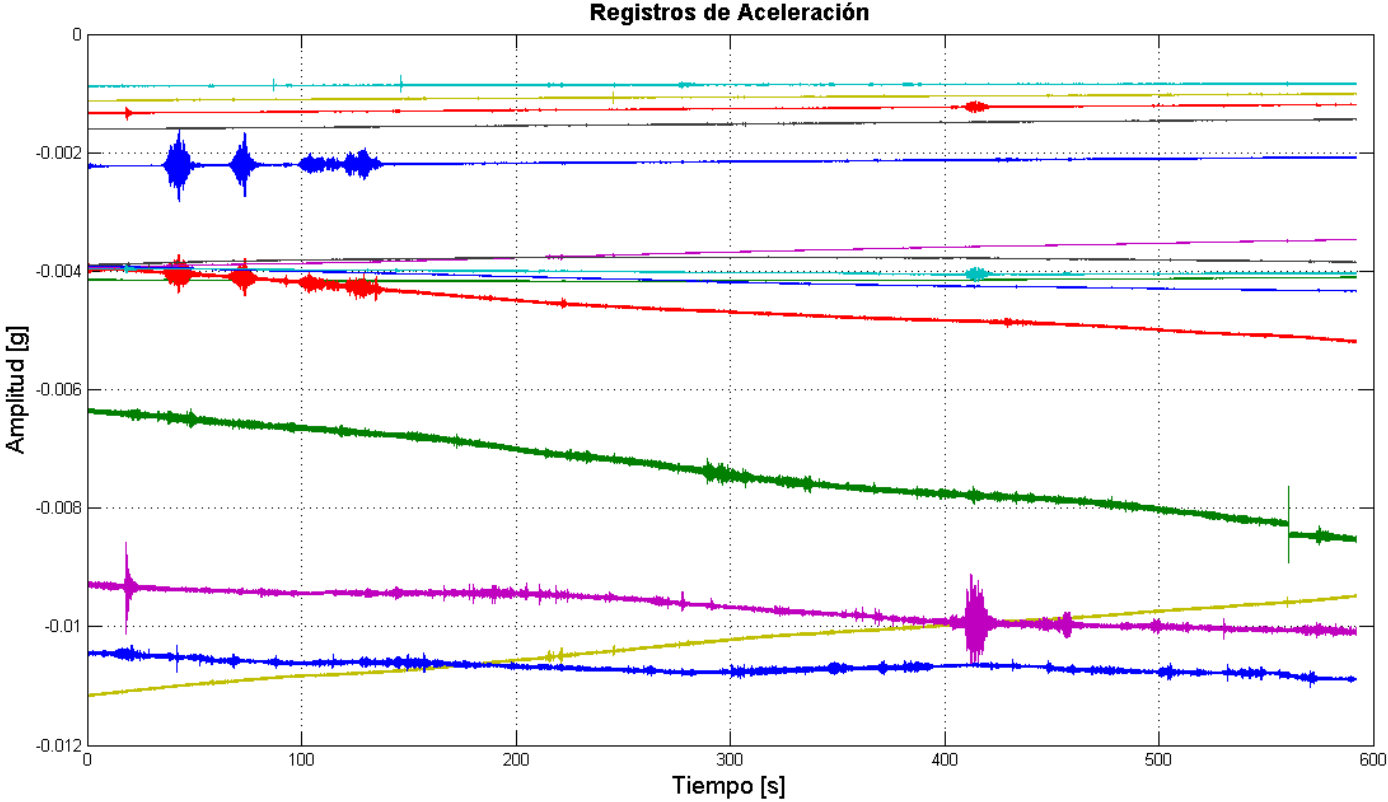


Figura A.1.4 Registros de aceleración con línea base corregida.

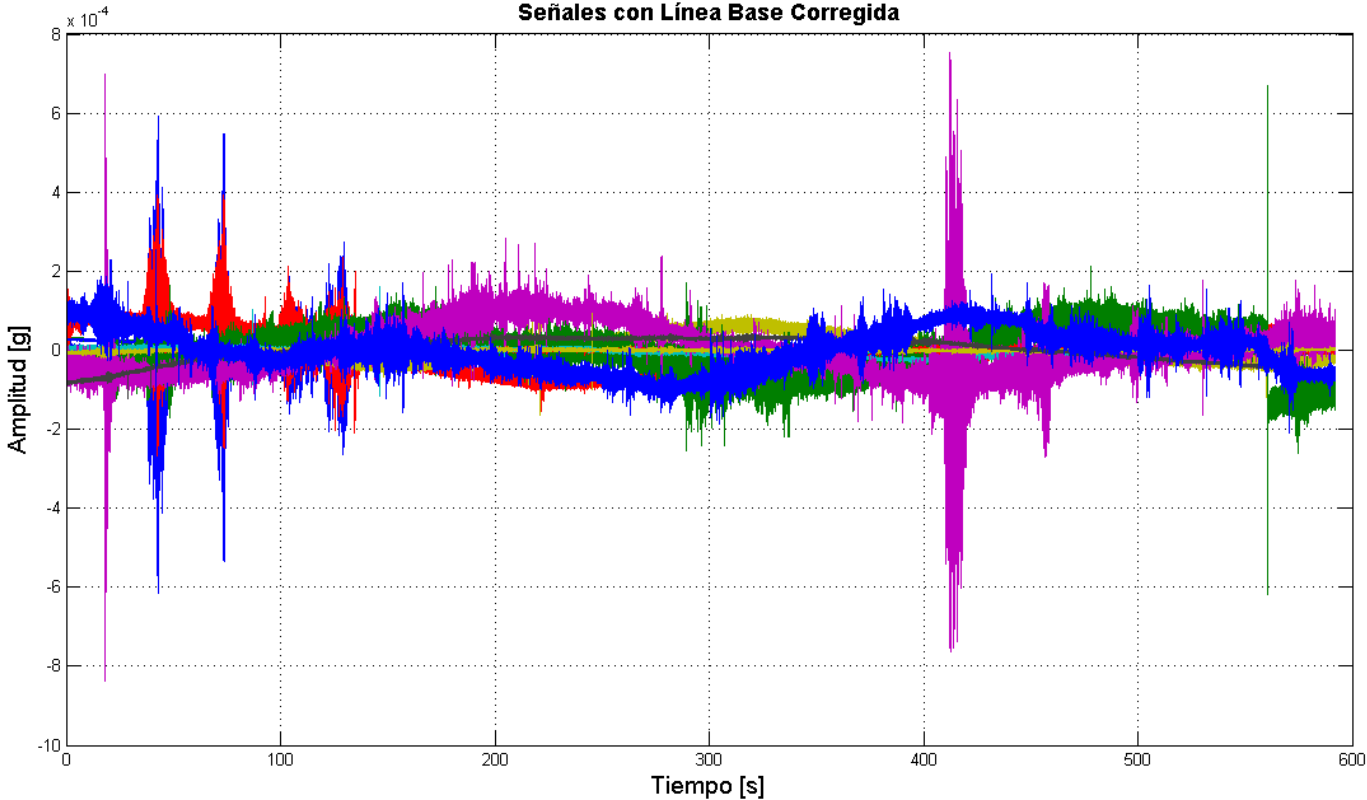


Figura A.1.5 Registros de aceleración con línea base corregida y filtrados.

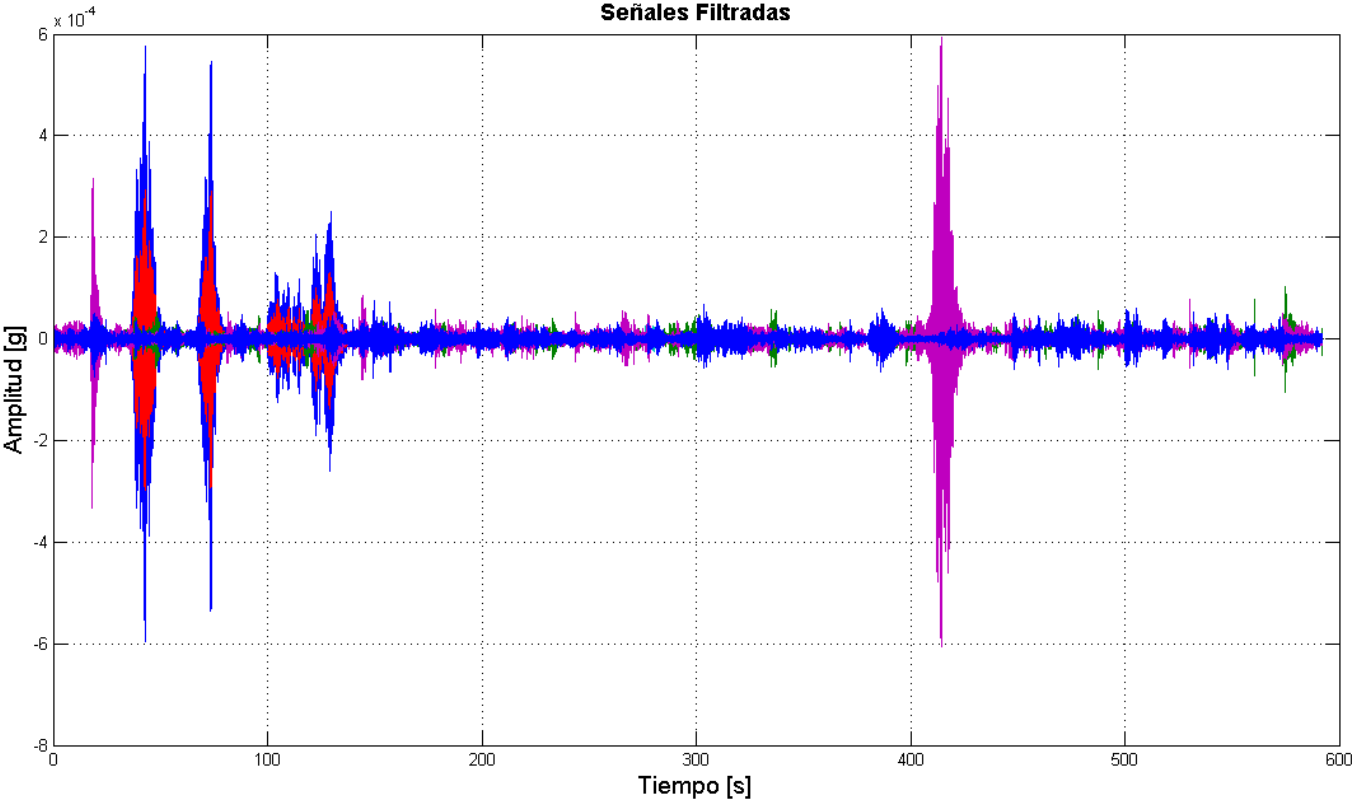
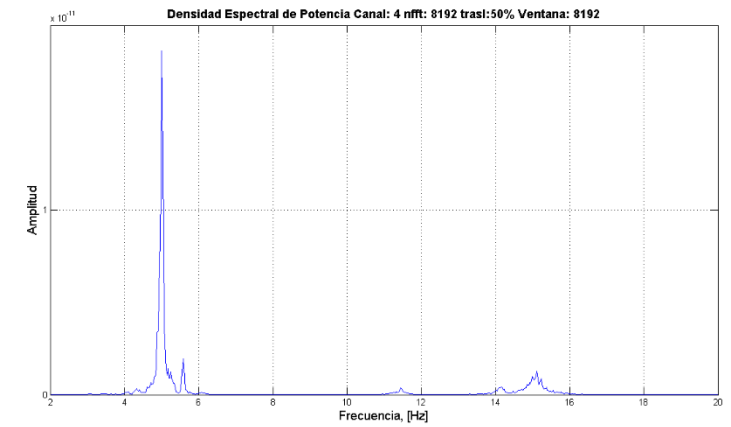
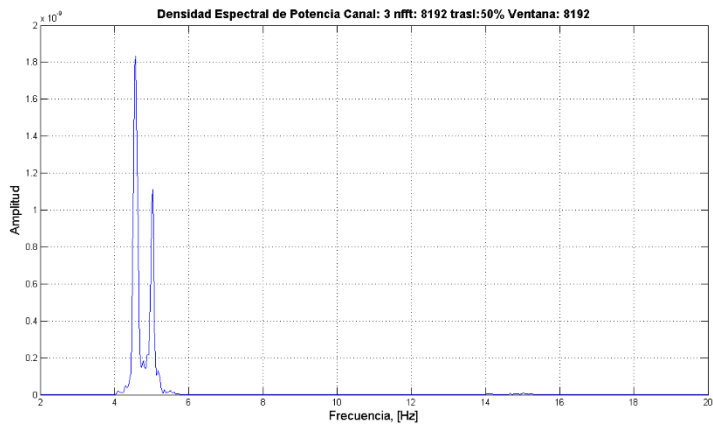
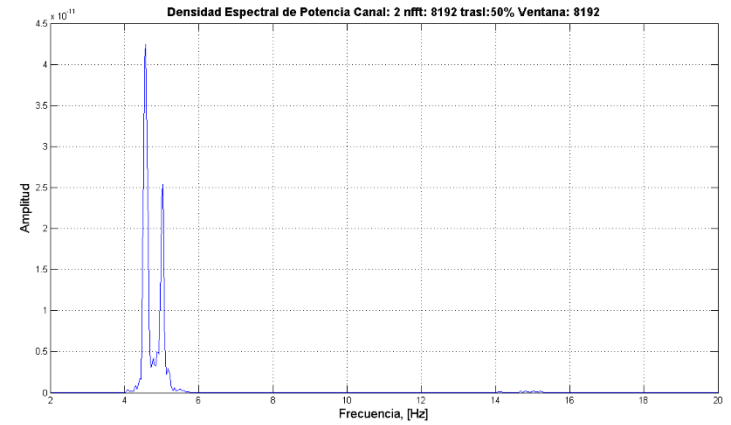
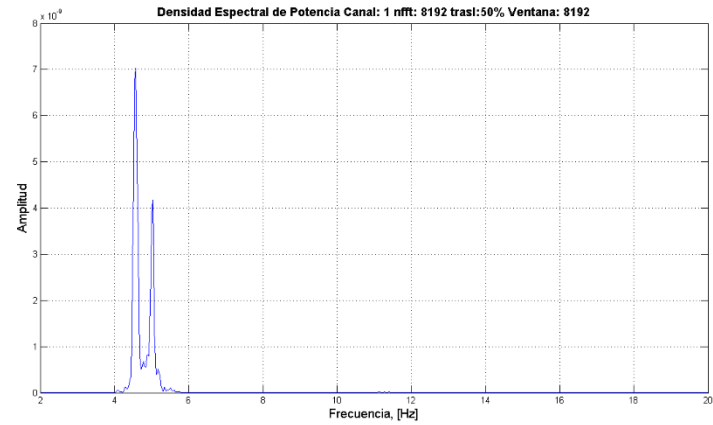
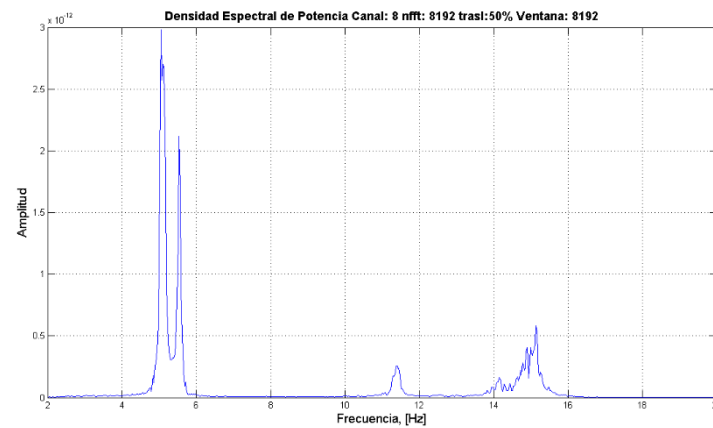
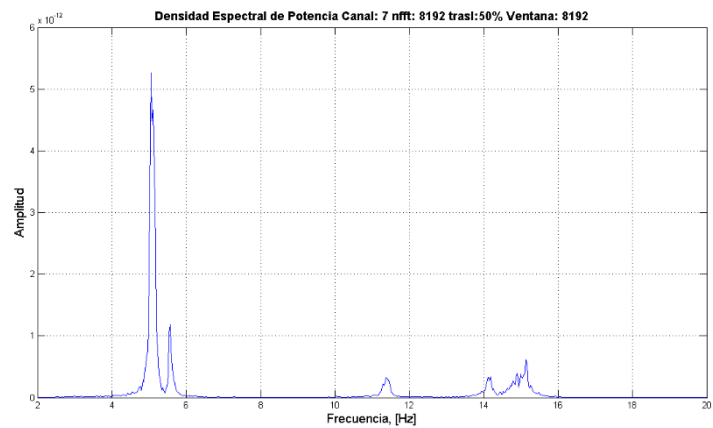
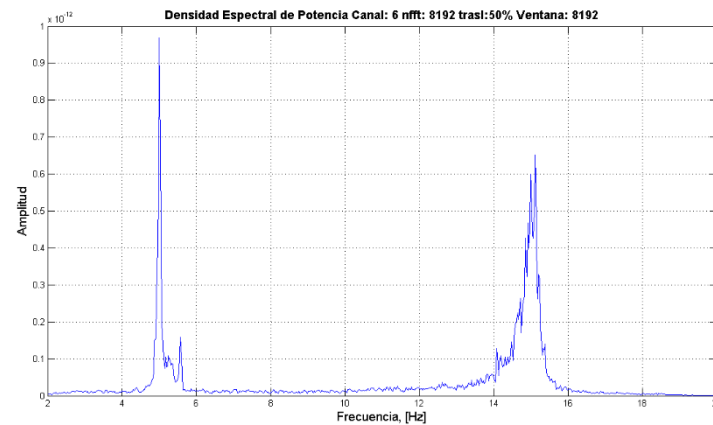
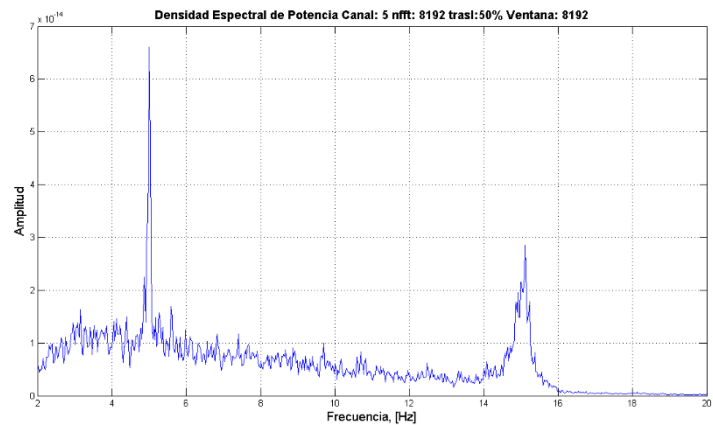
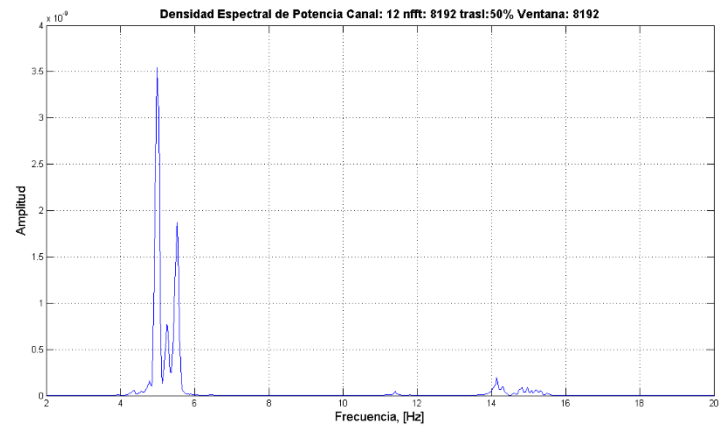
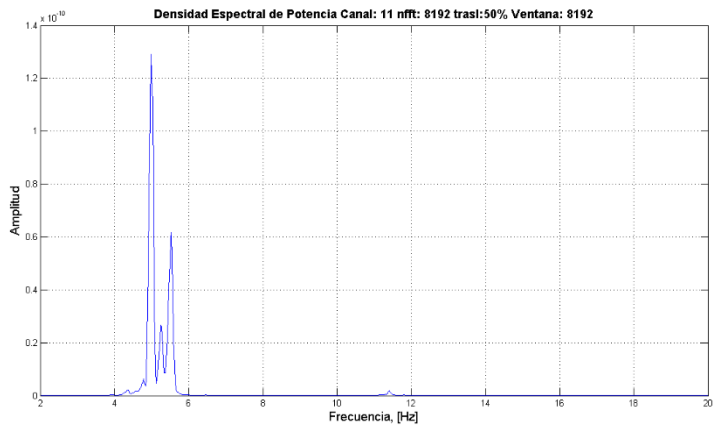
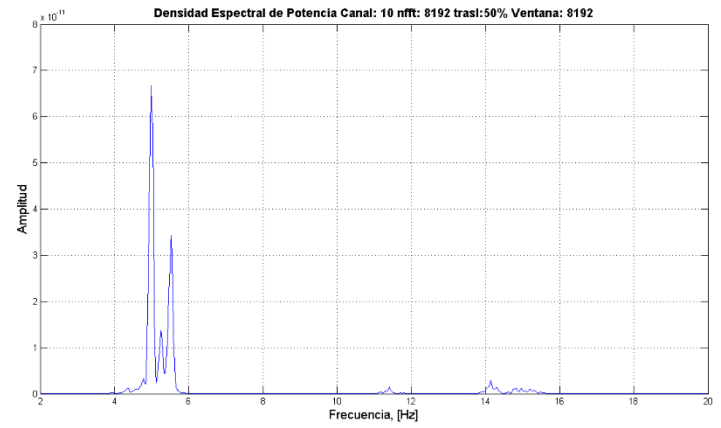
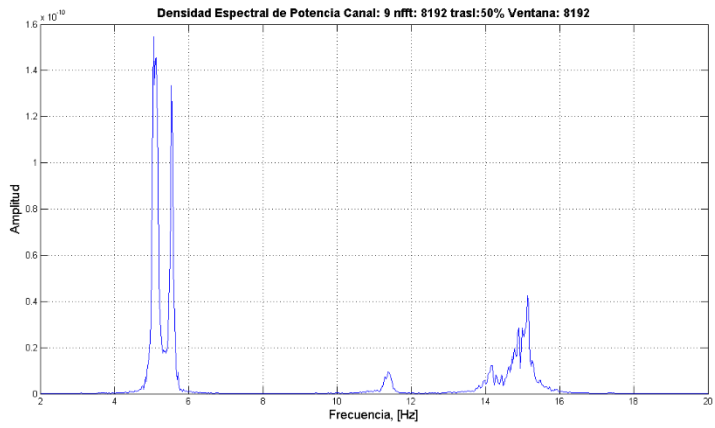


Figura A.1.6 Autoespectros de potencia por canal (PSD).







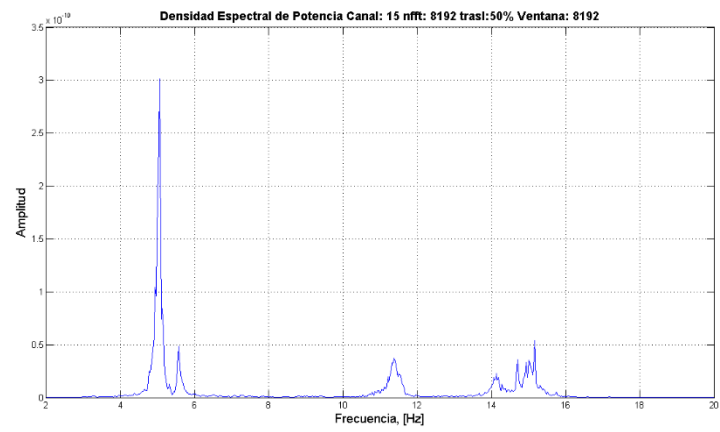
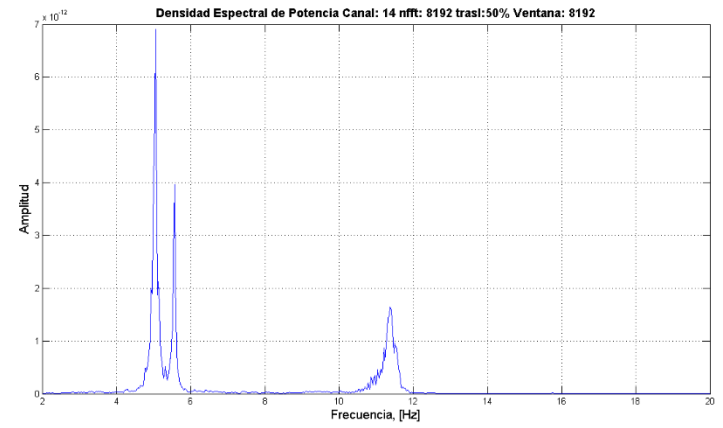
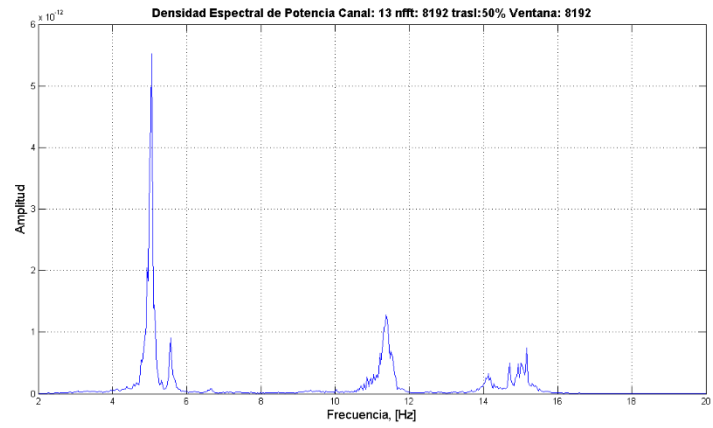


Figura A.1.7 Conjunto de autoespectros de potencia (PSD).

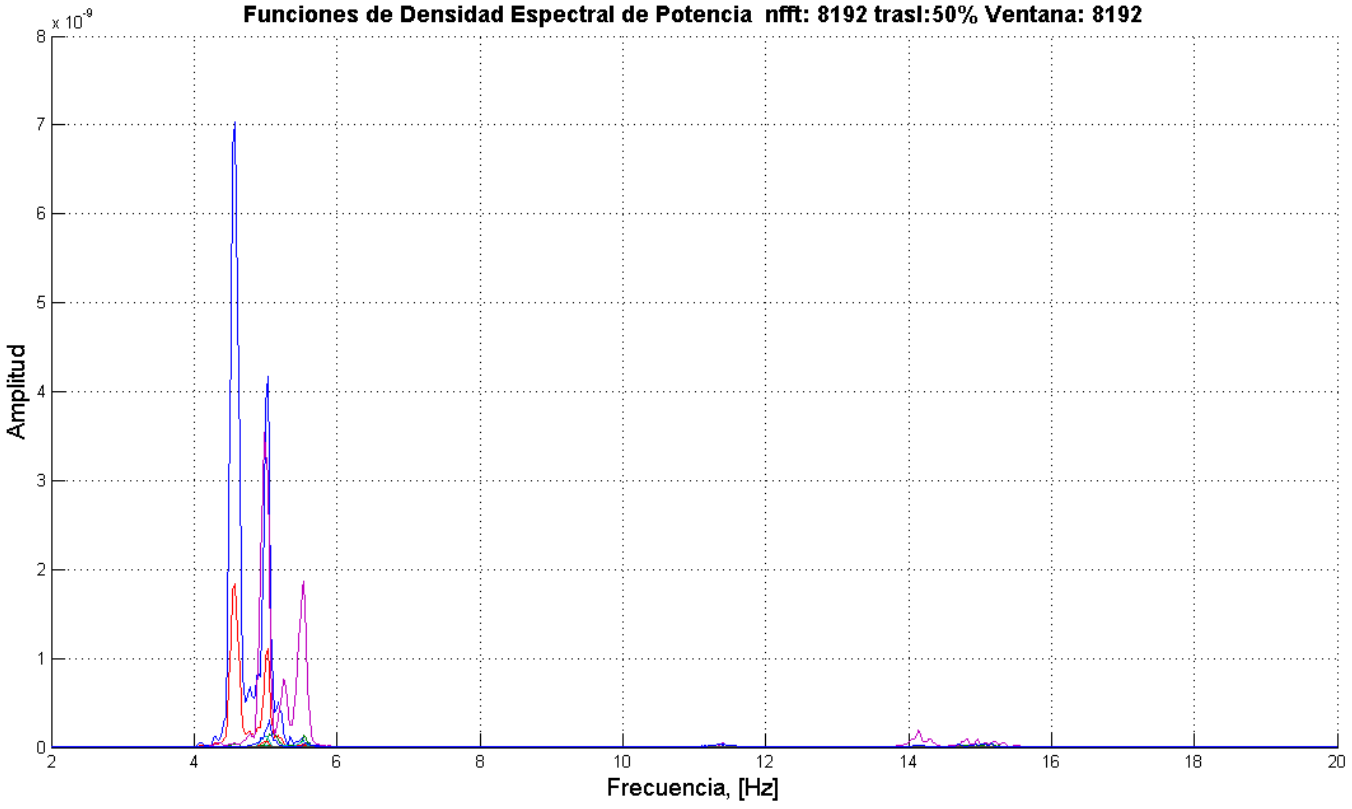


Figura A.1.8 Conjunto de funciones normalizadas de autoespectros de potencia (NPSD).

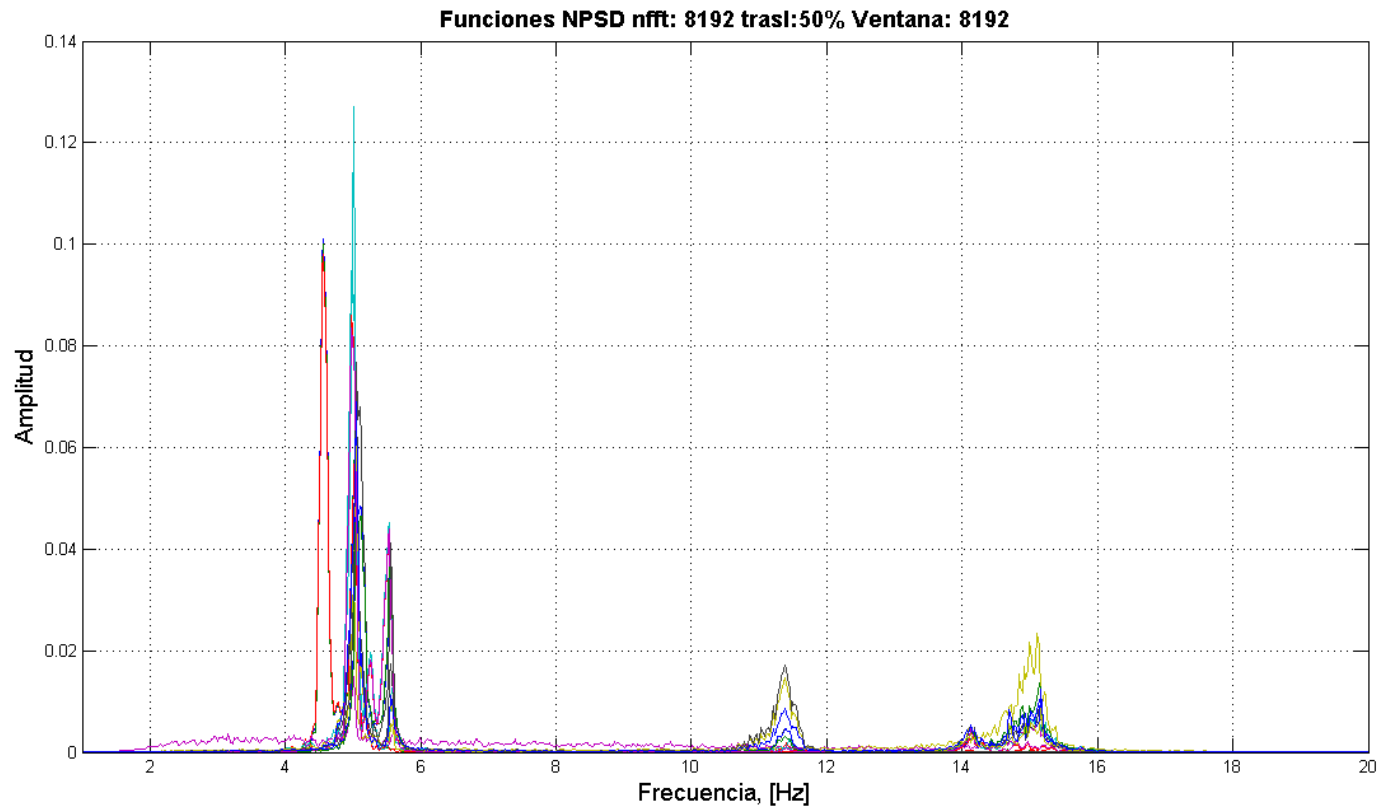


Figura A.1.9 Espectro medio normalizado (ANPSD).

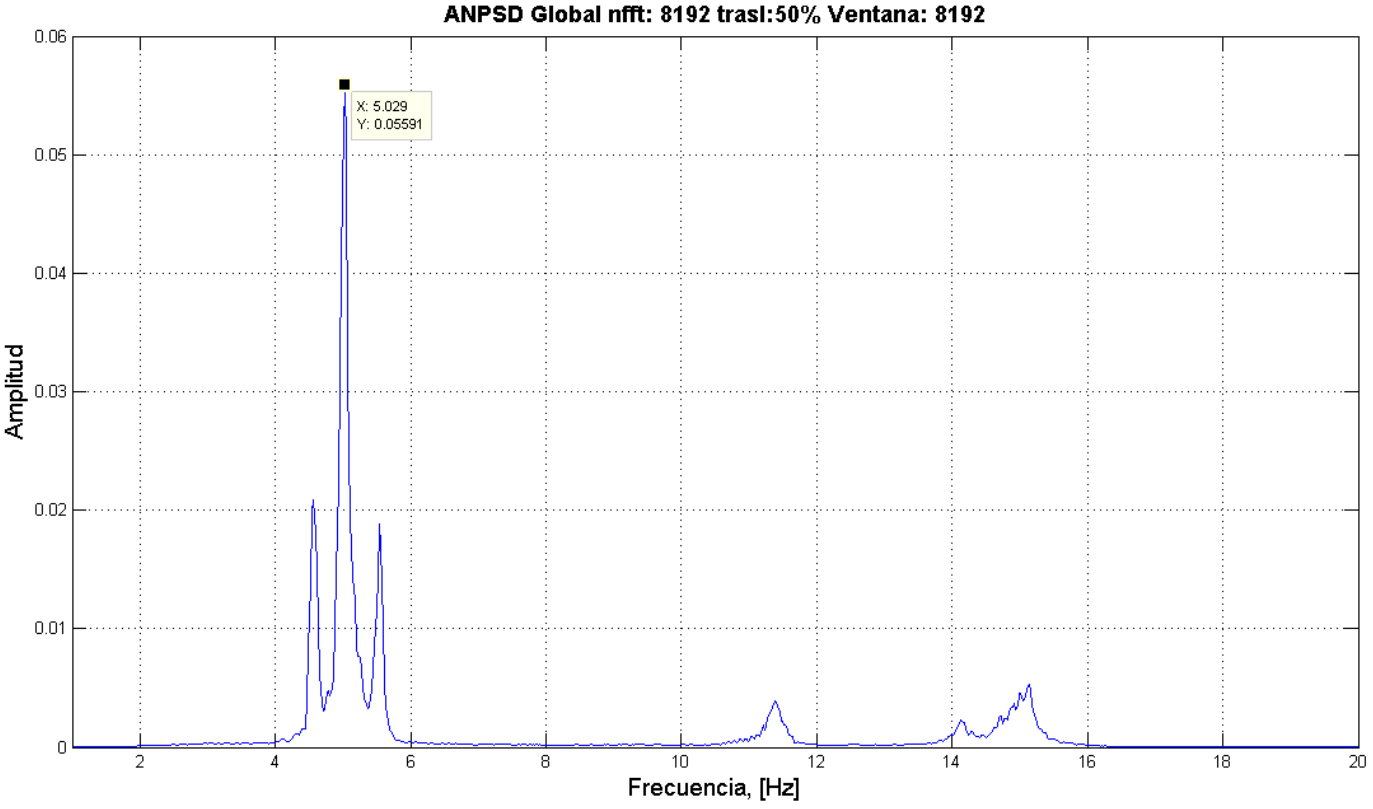


Figura A.1.10 Funciones de coherencia Toma 1.

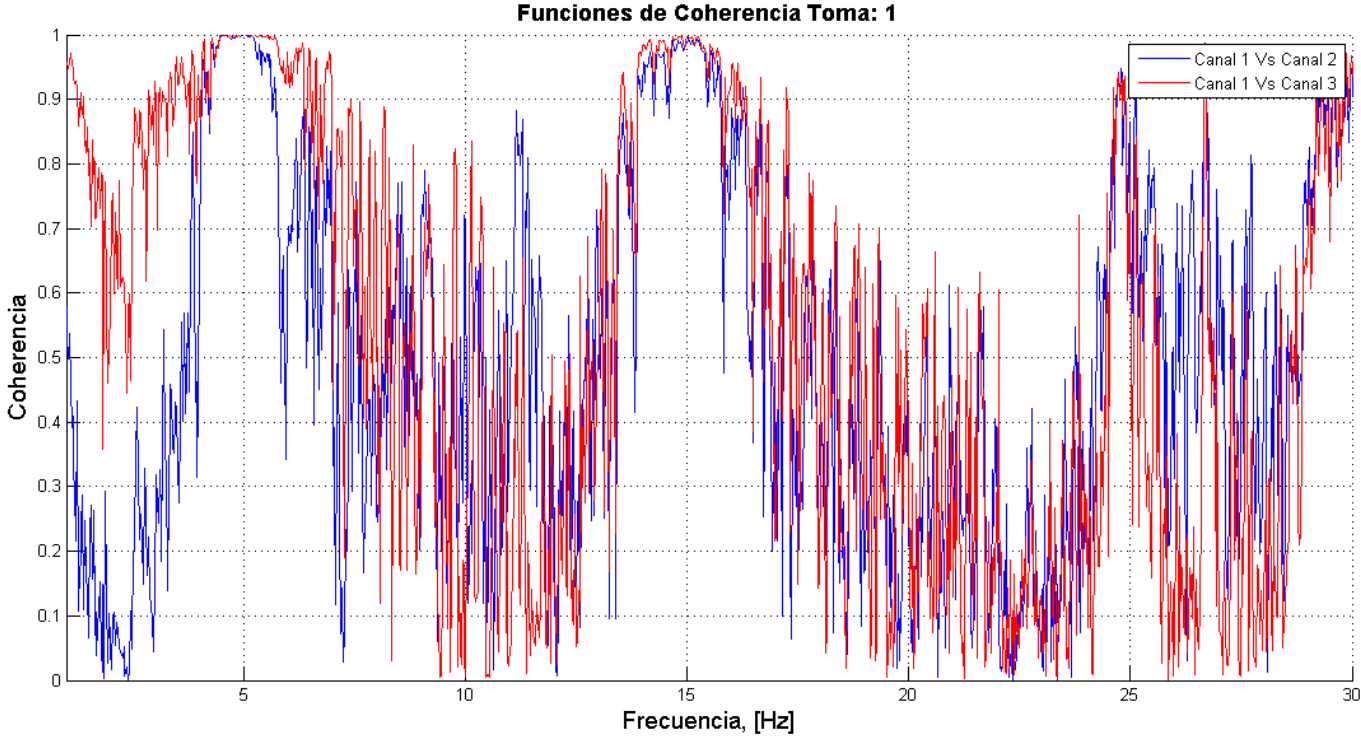


Figura A.1.11 Funciones de coherencia Toma 2.

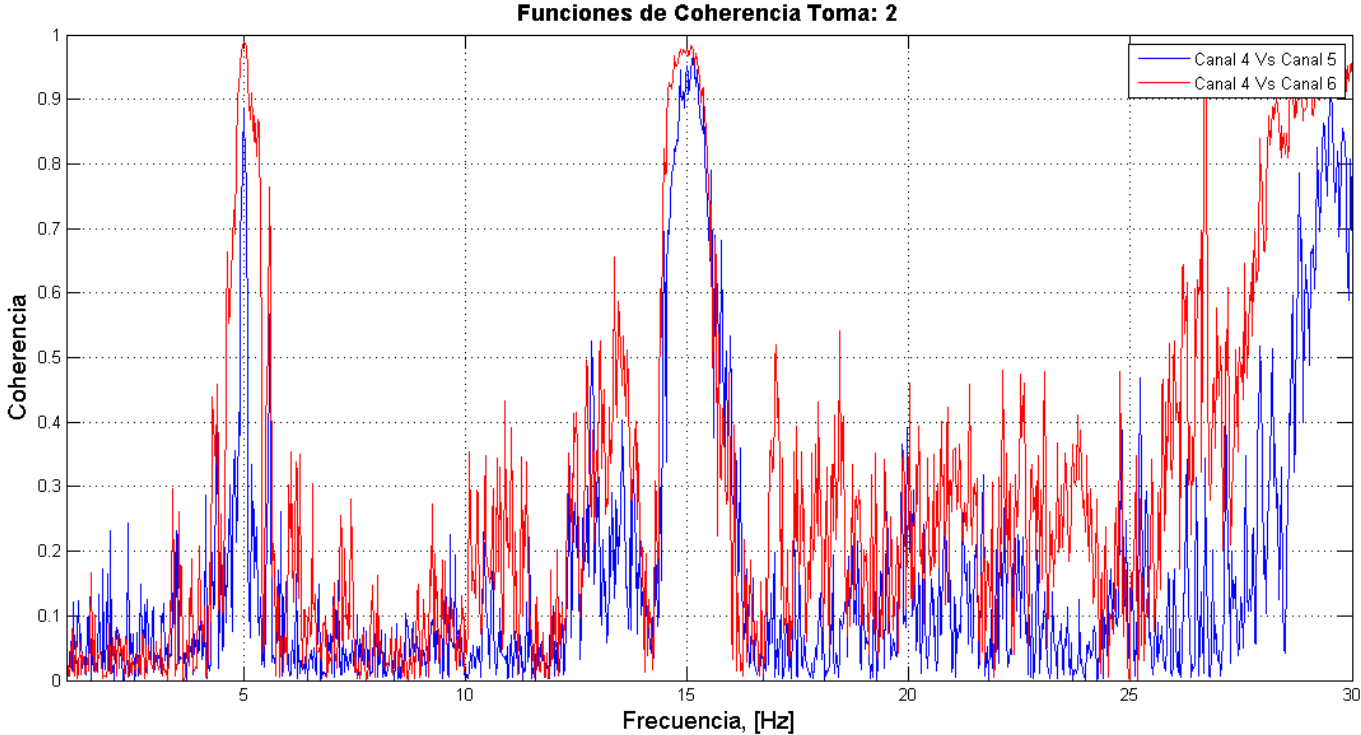


Figura A.1.12 Funciones de coherencia Toma 3.

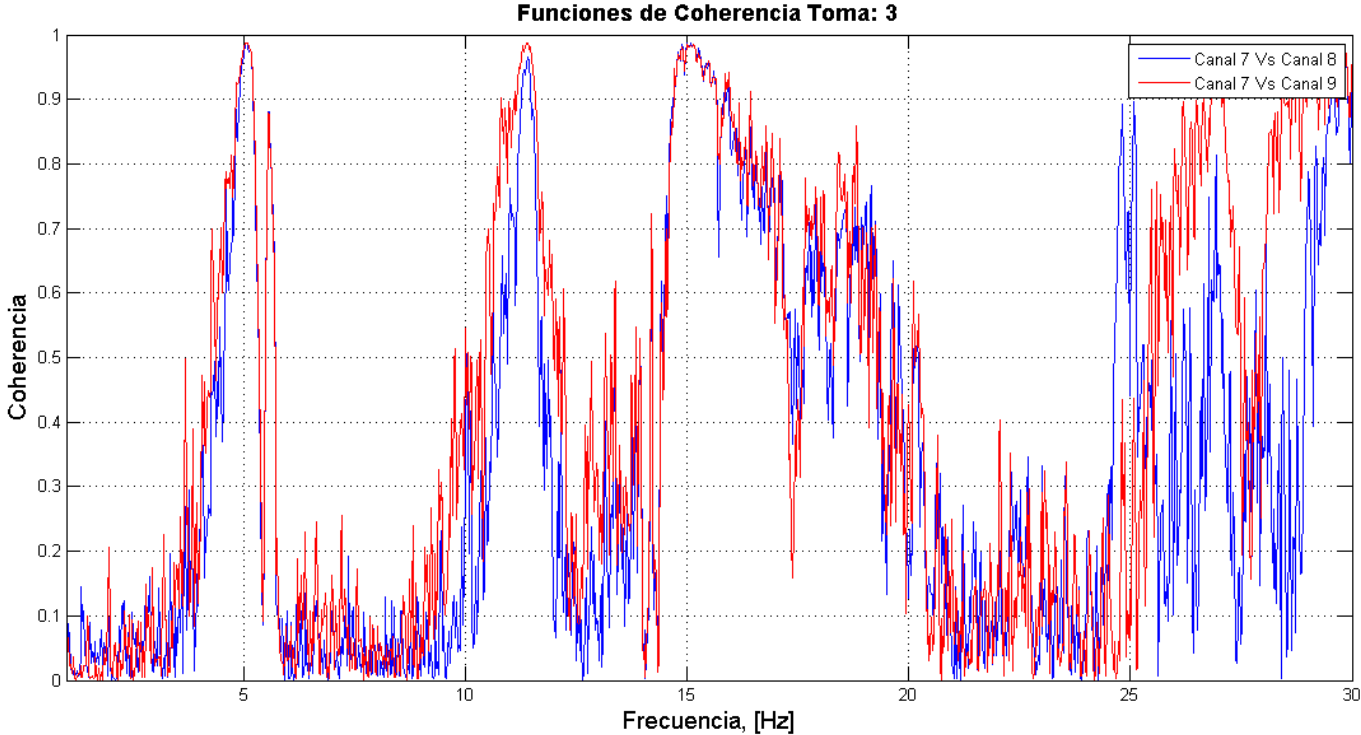


Figura A.1.13 Funciones de coherencia Toma 4.

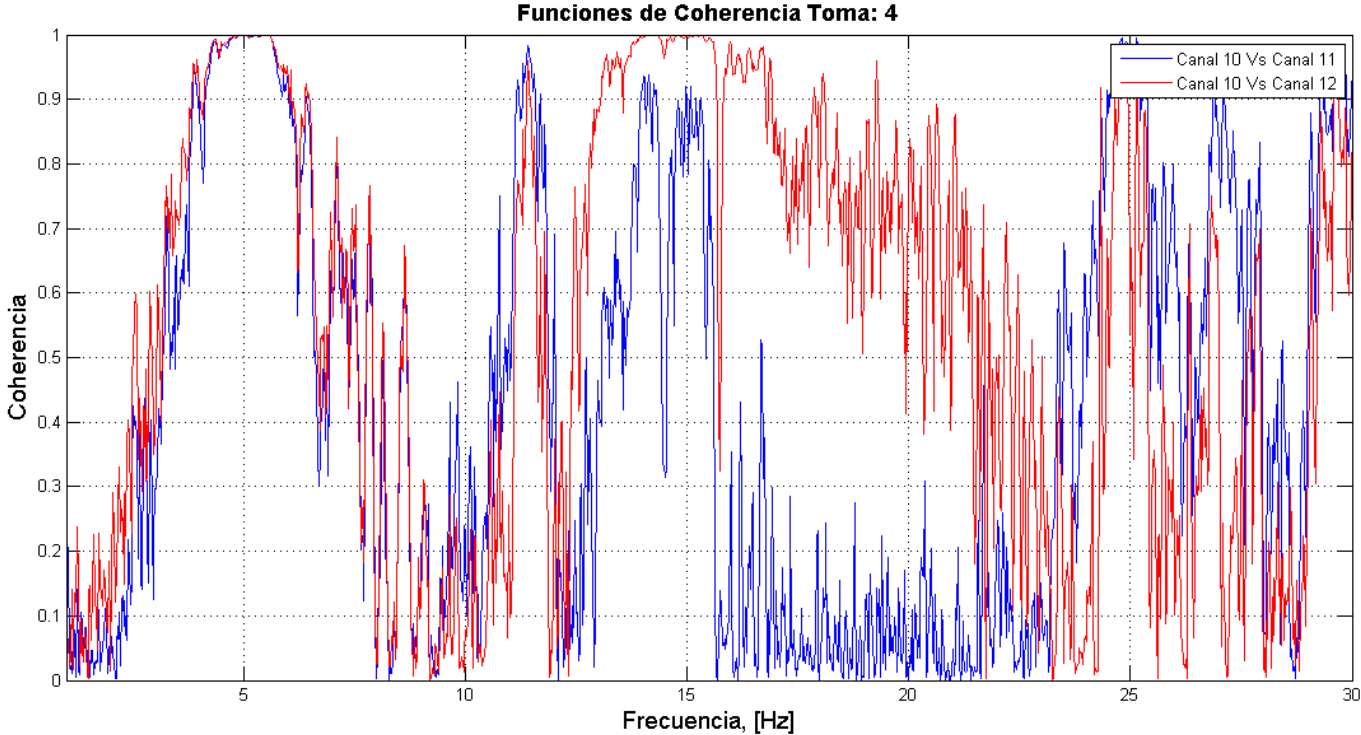
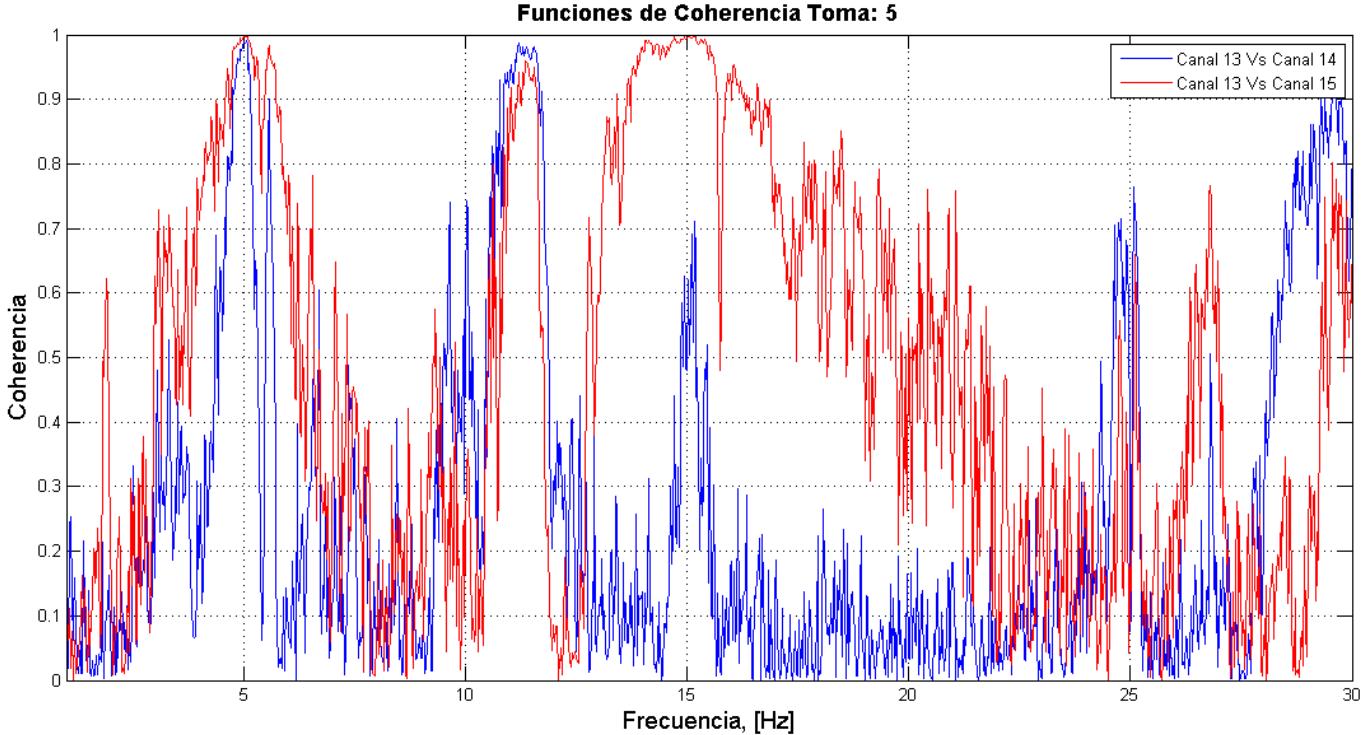


Figura A.1.14 Funciones de coherencia Toma 5.



ANEXO 2. Código Matlab para procesamiento de señales.

```
%% 1.0 CARGAR DATOS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL
clc, clear all, close all
load ('Ruta');
sens=5; %Sensibilidad del equipo [Voltios/g]
y=(S./sens);%Vector aceleraciones [g]

% 2.0 DATOS DE MUESTREO
fm=200; %Frecuencia de muestreo [Hz]
t=0:1/fm:(length(y)-1)/fm; %Vector tiempo [s]

% 3.0 CORRECCION LÍNEA BASE
for ii=1:15
    y_cor(:,ii)=detrend(y(:,ii));
end

% 4.0 GRÁFICO SEÑALES LÍNEA BASE CORREGIDA
figure
plot(t,y_cor), grid on
title ('Señales con Línea Base Corregida','fontsize',14,'FontWeight','bold')
xlabel('Tiempo [s]','fontsize',14)
ylabel('Amplitud [g]','fontsize',14)

% 5.0 GRÁFICO DE LAS SEÑALES PURAS
figure
plot(t,y)
grid on
title('Registros de Aceleración','fontsize',14,'FontWeight','bold')
xlabel('Tiempo [s]','fontsize',14)
ylabel('Amplitud [g]','fontsize',14)

% 6.0 FILTRO (Filtro digital Butterworth pasabanda)
Fc1 = 2; %Frecuencia de corte inferior en Hz
Fc2 = 14; %Frecuencia de corte superior en Hz
```

```

den = fm/2; %Frecuencia de muestreo divida 2 (Nyquist)
fbp = [Fc1/den Fc2/den];
[B,A]=butter(2,fbp,'bandpass');% Filtro Butt Pasabanda
y_fil = filtfilt(B,A,y_cor);

% 7.0 GRÁFICO SEÑALES FILTRADAS
figure
plot(t,y_fil), grid on
title ('Señales Filtradas','fontsize',14,'FontWeight','bold')
xlabel('Tiempo [s]','fontsize',14)
ylabel('Amplitud [g]','fontsize',14)

% %% 8.0 REMUESTREO (OPCIONAL)
% tasa_rem=2; %Tasa de remuestreo
% t_rem= interp(t,tasa_rem); %Tiempo de remuestreo
% for s=1:15
% y_rem(:,s)= interp(y(:,s),tasa_rem);
% end
%
% % 9.0 GRÁFICO SEÑALES REMUESTREADAS
% figure
% plot(t_rem,y_rem)
% grid on
% title ('Señales Remuestreadas')
% xlabel('Tiempo [s]')
% ylabel('Amplitud [g]')

% % 10.0 DEFINICIÓN DEL ANCHO DE LAS VENTANAS
anchoventana=2^13;
%anchoventana=round(length(y)/20);%Recomendación: Entre 7 y 20 intervalos,
%utilizar potencias de 2 (2^13,2^14,etc.)

% % 11.0 FUNCIONES PSD (FILTRADAS)
close all
for k=1:15;
% [Pxx,f] = cpsd(y(:,k),y(:,k),hamming(anchoventana),anchoventana/2,anchoventana,fm);

```

```

[Pxx_fil,f_fil] =
cpsd(y_fil(:,k),y_fil(:,k),hamming(anchoventana),anchoventana/2,anchoventana,fm);
% Recorte (Acotando para las frecuencias de interes [Hz])
    f_lim_1 = 2; %Menor a la frecuencia mas baja de la Est. [Hz]
    f_lim_2 = 20; %Mayor a la frecuencia mas alta de la Est. [Hz]
    P = find(f_fil >= f_lim_1,1,'first');
    Q = find(f_fil<= f_lim_2,1,'last');

    %figure %Gráficos Individuales
    hold all %Gráficos Juntos
    plot(f_fil(P:Q),abs(Pxx_fil(P:Q)))
    %grid on, title(['Densidad Espectral de Potencia Canal: ',num2str(k), ' nfft:
',num2str(anchoventana), ' trasl:50% Ventana:
',num2str(anchoventana)],'fontsize',14,'fontweight','bold')
    grid on, title(['Funciones de Densidad Espectral de Potencia ', ' nfft:
',num2str(anchoventana), ' trasl:50% Ventana:
',num2str(anchoventana)],'fontsize',14,'fontweight','bold')
    xlabel('Frecuencia, [Hz]','fontsize',14)
    ylabel('Amplitud','fontsize',14)

    for z=1:length(Pxx_fil)
        PSD_fil(z,k)=Pxx_fil(z,1);
    end
end
%% 12.0 FUNCIONES NPSD (FILTRADAS)
close all
SUM=sum(PSD_fil);
for kk=1:15;
    for j=1:length(PSD_fil)
        NPSD_fil(j,kk)=PSD_fil(j,kk)./SUM(1,kk);
    end
    warning off
    plot(f_fil,abs(NPSD_fil))
    title(['Funciones NPSD', ' nfft: ',num2str(anchoventana), ' trasl:50% Ventana:
',num2str(anchoventana)],'fontsize',14,'fontweight','bold')
    ylabel('Amplitud','fontsize',14)
    xlabel('Frecuencia, [Hz]','fontsize',14)

```

```

        xlim([1 20]) %Rango de frecuencias de interés
        grid on
end

%% 13.0 FUNCIÓN ANPSD (FILTRADA)
close all
GDL=15; %Grados de libertad medidos (número de registros)
ANPSD_fil=(1/GDL)*(sum(NPSD_fil,2));

plot(f_fil,abs(ANPSD_fil))
title(['ANPSD Global', ' nfft: ',num2str(anchoventana), ' trasl:50% Ventana: ',num2str(anchoventana)],'fontsize',14,'fontweight','bold')
ylabel('Amplitud','fontsize',14)
xlabel('Frecuencia, [Hz]','fontsize',14)
xlim([1 20])
grid on
%% 14.0 FUNCIONES DE COHERENCIA (FILTRADAS)
close all
% TOMA 1
for a=2:3;

[H2,fh2]=mscohere(y_fil(:,1),y_fil(:,a),hamming(anchoventana),anchoventana/2,anchoventana,fm);
%[Cxy,F] = mscohere(x,y>window,noverlap,nfft,fs)
hold all
figure (1)
plot(fh2,H2)
title ('Funciones de Coherencia Toma: 1','fontsize',14,'fontweight','bold')
ylabel('Coherencia','fontsize',14)
xlabel('Frecuencia, [Hz]','fontsize',14)
legend('Canal 1 Vs Canal 2','Canal 1 Vs Canal 3','fontsize',14)
axis ([1 30 0 1])
grid on
hold off
end
% TOMA 2
for b=5:6;

```

```

[H3, fh3]=mscohere(y_fil(:,4),y_fil(:,b),hamming(anchoventana), anchoventana/2, anchoventana, fm);
    %[Cxy,F] = mscohere(x,y>window,noverlap,nfft,fs)
    hold all
    figure (2)
    plot(fh3,H3)
    title ('Funciones de Coherencia Toma: 2','fontsize',14,'fontweight','bold')
    ylabel('Coherencia','fontsize',14)
    xlabel('Frecuencia, [Hz]','fontsize',14)
    legend('Canal 4 Vs Canal 5','Canal 4 Vs Canal 6','fontsize',14)
    axis ([1 30 0 1])
    grid on
    hold off
end
% TOMA 3
for c=8:9;

[H4, fh4]=mscohere(y_fil(:,7),y_fil(:,c),hamming(anchoventana), anchoventana/2, anchoventana, fm);
    %[Cxy,F] = mscohere(x,y>window,noverlap,nfft,fs)
    hold all
    figure (3)
    plot(fh4,H4)
    title ('Funciones de Coherencia Toma: 3','fontsize',14,'fontweight','bold')
    ylabel('Coherencia','fontsize',14)
    xlabel('Frecuencia, [Hz]','fontsize',14)
    legend('Canal 7 Vs Canal 8','Canal 7 Vs Canal 9','fontsize',14)
    axis ([1 30 0 1])
    grid on
    hold off
end
% TOMA 4
for d=11:12;

[H5, fh5]=mscohere(y_fil(:,10),y_fil(:,d),hamming(anchoventana), anchoventana/2, anchoventana, fm)
;
    %[Cxy,F] = mscohere(x,y>window,noverlap,nfft,fs)
    hold all

```

```

figure (4)
plot(fh5,H5)
title ('Funciones de Coherencia Toma: 4','fontsize',14,'fontweight','bold')
ylabel('Coherencia','fontsize',14)
xlabel('Frecuencia, [Hz]','fontsize',14)
legend('Canal 10 Vs Canal 11','Canal 10 Vs Canal 12','fontsize',14)
axis ([1 30 0 1])
grid on
hold off
end

% TOMA 5
for e=14:15;

[H6,fh6]=mscohere(y_fil(:,13),y_fil(:,e),hamming(anchoventana),anchoventana/2,anchoventana,fm)
;
    %[Cxy,F] = mscohere(x,y>window,noverlap,nfft,fs)
    hold all
    figure (5)
    plot(fh6,H6)
    title ('Funciones de Coherencia Toma: 5','fontsize',14,'fontweight','bold')
    ylabel('Coherencia','fontsize',14)
    xlabel('Frecuencia, [Hz]','fontsize',14)
    legend('Canal 13 Vs Canal 14','Canal 13 Vs Canal 15','fontsize',14)
    axis ([1 30 0 1])
    grid on
    hold off
end

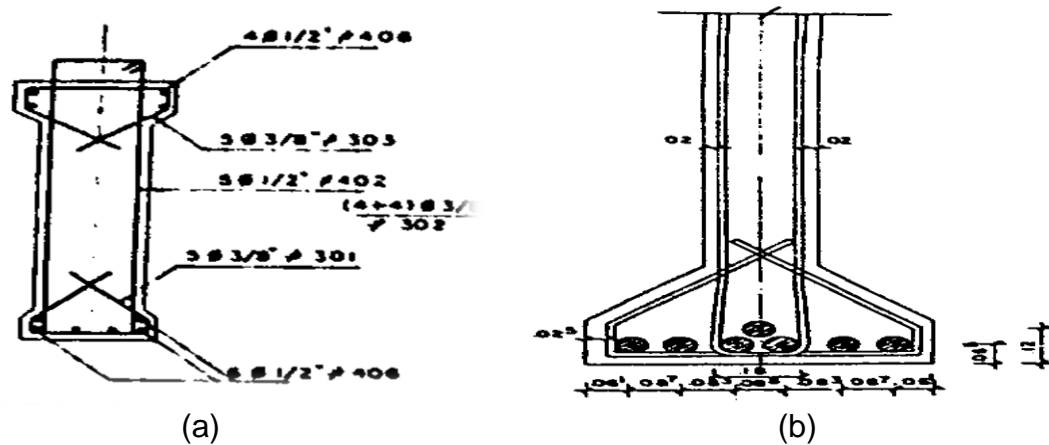
```

ANEXO 3. Cálculo del momento último resistente y esfuerzo máximo en vigas postensadas.

Se efectúa a continuación el cálculo del momento último resistente y el esfuerzo máximo en las vigas postensadas del puente El Ramo.

1. CÁLCULO DEL MOMENTO ÚLTIMO RESISTENTE

Figura A.3.1. Sección transversal vigas postensadas: (a) Refuerzo no tensionado, (b) Acero de preesfuerzo.



Fondo Nacional de Caminos Vecinales. (1993). Superestructuras en concreto postensado. Colombia.

Se define el momento último resistente como sigue:

$$M_u = \Phi M_n$$

Donde M_n es el momento nominal calculado con la siguiente ecuación:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Donde:

A_{ps} = Área del acero de preesfuerzo [mm^2].

f_{ps} = Esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo [MPa].

d_p = Distancia entre la fibra extrema a compresión hasta el centroide de los tendones de preesfuerzo [mm].

A_s = Área de refuerzo no preesforzado a tracción [mm^2].

f_s = esfuerzo en el acero no tensionado de refuerzo a tracción [MPa].

d_s = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción no preesforzado [mm].

A'_s = Área de refuerzo a compresión [mm^2].

f'_s = esfuerzo en el acero dulce de refuerzo a compresión [MPa].

d'_s = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a compresión [mm].

f'_c = resistencia especificada a compresión del concreto [MPa].

b = ancho de la cara de compresión del miembro [mm].

b_w = ancho del alma [mm].

β_1 = factor del bloque de esfuerzos.

h_f = profundidad de la aleta de compresión del miembro [mm].

$a = c\beta_1$; Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos [mm].

Siguiendo la representación de la Figura 1, se obtiene:

Tabla A.3.1: Parámetros de cálculo del Momento último resistente.

Ítem	Cantidad	Unidad de Medida	Detalle
Aps=	903	[mm ²]	7 barras ½"
fps=	1482.921188	[MPa]	$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - k \left(\frac{c}{f_{pu}} \right) \right]$
dp=	1647.5	[mm]	-
As=	774	[mm ²]	6 barras ½"
fs=	420	[MPa]	-
ds=	1556.35	[mm]	-
As'=	516	[mm ²]	4 barras ½"
fs'=	420	[MPa]	-
ds'=	211.35	[mm]	-
f'c=	48.26	[MPa]	-
b=	500	[mm]	-
bw=	200	[mm]	-
B1=	0.65		Para un f'c de 7.000 psi
hf=	240	[mm]	-
a=	606.9765	[mm]	
c=	933.81	[mm]	CCP-2014: C.5.7.2.1
fpu=	1890	[MPa]	-
fy=	1600	[MPa]	-
Iyy=	1.84996E+11	[mm ⁴]	-
k=	0.38		CCP-2014: Tabla C-5.7.3.1.1-1

Se obtiene un momento último resistente de 2.768,92 [KN-m].

2. CÁLCULO DEL ESFUERZO MÁXIMO RESISTENTE

Según la teoría básica de resistencia de materiales se define el esfuerzo de una viga en función del momento último resistente, según:

$$\sigma_m = \frac{M_u c}{I_{yy}}$$

Cuyos parámetros de cálculo se detallan a continuación:

Tabla A.3.2: Parámetros de cálculo del esfuerzo máximo resistente.

Φ =	1.0
M_u =	2768.919589 [KN-m]
c =	933.81 [mm]
I_{yy} =	1.84996E+11 [mm ⁴]
σ =	13.97673037 [Mpa]

Arroja un esfuerzo máximo de 13,98 [Mpa].