

**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS
DE HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES
DINAMICAS DE 4 PUENTES TIPO PIV**

**TESIS QUE PRESENTA PAR AOBTENER EL
GRADO DE MAESTRIA EN INGENIERIA.**

MARIA BELEM TERESA ECHEVERRIA TORIZ

ASESOR:

M.C. RAFAEL ROJAS ROJAS

MORELIA MICHOACÁN, MÉXICO FEBRERO

FEBRERO 2006

Dedico este trabajo:

A Dios que nunca me ha abandonado.

A mis hijas: Anaid y Sherezada Ochoa Echeverría porque son la felicidad en mi vida y sin su apoyo sería imposible haber logrado terminar esta etapa de mi carrera profesional. Las admiro porque aún sin mi ayuda durante estos dos años de la maestría, siguen siendo excelentes hijas y estudiantes responsables.

A mi esposo Luis que con su ejemplo y dedicación al trabajo es un aliciente para no abandonar ninguna empresa.

Al Sr. Ramón Echeverría y su querida esposa Margarita Toriz por ser los padres amorosos, trabajadores y ejemplares que han sacrificado su vida y salud por sus hijos, sin esperar nada a cambio. Los quiero mucho.

A mi excelente maestro Rafael Rojas por dedicarme tiempo y apoyo que iban más allá de su obligación como asesor.

A mis amigos: Lorena García, Laura Landa, Iscander Ezequiel e Iván Aguilar por transmitirme su alegría, juventud y sabiduría.

A mis maestros:

Dr. Manuel Jara Díaz, Dr. Hugo Hernández Barrios, M. I. Eugenio Macías Cortés y Dr. Fernando Velazco Ávalos por su apoyo y consejo.

Este trabajo fue posible gracias al apoyo de una beca CONACYT

ÍNDICE

Resumen.....	III
1. Introducción.....	1
1.1 Objetivos y alcances.....	5
2. Estado del conocimiento.....	6
2.1 Antecedentes.....	6
2.2 Estudios recientes.....	10
2.3 Conclusiones.....	13
3. Clasificación de puentes.....	14
4. Estudio preliminar de puentes tipo PIV con dos, tres y cuatro claros.....	19
5. Trabajos de campo.....	26
5.1 Localización.....	26
5.2 Levantamiento físico.....	27
5.3 Mediciones con Vibración Ambiental.....	47
6. Obtención analítica de las propiedades dinámicas de los puentes en estudio.....	55
7. Metodología de análisis de los registros obtenidos con vibración ambiental.....	60

8. Aplicación de la metodología a los puentes en estudio.....	80
8.1 Procesamiento de señales	80
8.2 Identificación de frecuencias y formas modales de los puentes.....	95
9. Análisis de resultados, conclusiones y líneas de investigación futuras.....	97
Referencias.....	102
Lista de tablas y figuras.....	106

DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE CUATRO PUENTES TIPO PIV

Resumen.

En años recientes, el monitoreo de salud estructural ha emergido como una nueva área de investigación en la ingeniería civil. La mayoría de las metodologías existentes requieren la implantación de una técnica para medición de la excitación de entrada. Sin embargo, en muchos casos no existe una forma fácil de medir dicha excitación, al menos que se excite artificialmente a la estructura. Es por esta razón que los métodos de monitoreo con base en vibración ambiental han tomado importancia en la ingeniería civil. En esta tesis, se propone una aproximación de la técnica de Nakamura de vibración ambiental para obtener las propiedades dinámicas de cuatro puentes tipo PIV (Paso inferior vehicular), localizados en la carretera Morelia-Maravatío, en el Estado de Michoacán. Los puentes tienen una estructuración de concreto reforzado con dos claros. Estos puentes se identifican con los nombres de Maravatío k157, Maravatío k187, Maravatío k206 y Maravatío k239.

Se obtuvieron registros en la historia del tiempo con vibración ambiental. Estos registros fueron procesados con el software SMA (Strong Motion Analysis) ®. Posteriormente con ayuda del Matlab versión 6.0 ® [MathWorks, 2002] se elaboraron espectros de potencia, funciones de correlación y funciones de transferencia para determinar las frecuencias y los períodos naturales de vibración. Éstos últimos también se determinaron analíticamente con la ayuda del SAP2000 versión 9 ® [CSI, 2004]. Se compararon los valores experimentales de los períodos con los valores calculados analíticamente, encontrándose similitud.

Summary.

In recent years Structural Health Monitoring (SHM) has emerged as a new research area in civil engineering. Most existing health monitoring methodologies require direct measurement of input excitation for their implementation. However, it is not an easy way to measure these inputs, unless the structure is artificially excited. Therefore, SHM methods based on ambient vibration have become important in civil engineering. In this thesis, an ambient vibration technique approach Nakamura, is proposed for obtaining the dynamic properties of four overcrossing bridges type, located on the highway Morelia-Maravatío in the State of Michoacán, Mexico. The bridges are reinforced concrete structures with two spans, and they are identified as Maravatío k157, Maravatío k187, Maravatío k206 and Maravatío k239. History time records were taken under ambient vibration. These records were processed through the SMA (Strong Motion Analysis) [®] software. Power spectral density functions, correlation functions, and spectral ratios were generated through Matlab ver. 6.0 [®], and frequencies and natural vibration periods were obtained. The former parameters were also analytically determined using SAP2000 ver. 9[®]. Experimental period values were compared with the analytical ones, getting similar results.

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

México es un país que posee grandes extensiones de carreteras que son parte vital de la economía de ciudades alojadas en torno a ellas. Estas urbes son favorecidas con los medios de transporte y comunicación terrestre, razón por la cual se plantea la construcción de puentes, que aseguran una vía de comunicación permanente. Los puentes que se observan a lo largo de los caminos van desde peatonales, rurales, con claros cortos, hasta puentes que atraviesan ríos y pantanos. La transportación a través de puentes es de importancia para comunicar a las personas con sus respectivos lugares de trabajo, traslado de productos a los mercados, así como transportación de la materia prima y productos terminados para consumo nacional e internacional.

La infraestructura de un país y su desarrollo constituyen la plataforma más importante para su crecimiento económico y social. En este contexto la infraestructura que permite la comunicación por vía terrestre, se ha convertido en un elemento de gran trascendencia de integración nacional, al permitir el desplazamiento de su población a lo largo del territorio nacional y al poner en contacto a productores, distribuidores y consumidores para hacer realidad la actividad económica.

En la actualidad, el sistema carretero nacional alcanza los 240 000 km de longitud, de los que destacan por su importancia 46 000 km, que conforman la Red Federal Carretera. Dentro de este sistema, se cuenta con 6 500 puentes, con más de 6 m y que en total conforman aproximadamente 200 km.

En cuanto a las cargas de diseño, cerca del 70% de los puentes fueron construidos antes de 1970, se proyectaron para vehículos (H-15) con peso de 13.6 t y carga máxima para un eje de 10.9 t.

De 1950 a 1960, los vehículos de diseño fueron de 24.5 t (HS-15) con una descarga máxima por eje de 10.9 t y, a partir de 1970, se adoptó un incremento en el peso de los vehículos (HS-20), para llegar a una carga total de 32.8 t con una descarga máxima por eje de 14.6 t.

A partir de 1980, cargas como la T3-S3 con un peso total de 46 t (figura 1.1) y otras de mayores pesos están circulando por nuestra red nacional. La normatividad vigente en México, respecto al peso y otras dimensiones de los vehículos, permite mayor carga en los ejes tandem que en el 66% de los reglamentos del ámbito mundial.

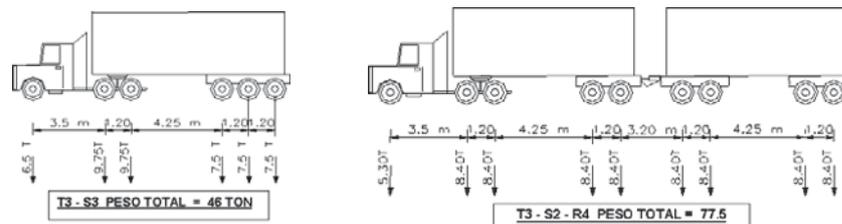


Figura 1.1 Vehículos con cargas totales de 46 y 77.5 t.

Para los tres ejes, nuestras cargas del sistema de transporte permiten más peso que el 52% de todos los reglamentos del mundo. Pero es más notable en la doble combinación vehicular compuesta por tractor, semiremolque y remolque (T3-S2-R4) de 77.5 t de peso y descarga máxima por eje de 18 t, en la que la carga real que transita en nuestras carreteras supera el 96% de carga con respecto a otros países. Estos datos son sólo para darse una idea de que los puentes al igual que las carreteras están expuestos a sollicitaciones mayores a las de diseño. Así que toda vez que se ha construido un puente, se deben llevar a cabo prácticas de mantenimiento preventivo, lo cual incluye monitoreo de mantenimiento o "salud" (health monitoring) cuyo objetivo es la revisión periódica del estado en que se encuentran dichas estructuras y el establecimiento de un programa de pruebas que lleven al puente a trabajar bajo condiciones de diseño, y así determinar sus características y estado actual.

Se puede definir el término conservación de estructuras como: El conjunto de operaciones y trabajos necesarios para que una obra se mantenga con las características funcionales, resistentes e incluso estéticas con las que fue proyectada y construida. Y se puede dividir este conjunto de operaciones y trabajos en tres fases: Inspección, Evaluación y Mantenimiento.

Los puentes, así como otras estructuras, se encuentran expuestos a condiciones climáticas (lluvia, viento, humedad, cambios de temperatura, corrientes de agua, inundaciones temporales, huracanes), condiciones propias del área donde se encuentran (colisiones, contaminación, salitre, tránsito de vehículos pesados), geológicas (sismos, erosión, desprendimiento de taludes) y cambio de sollicitaciones durante la vida útil (modificaciones en la estructura, incremento de tránsito de vehículos, incremento de cargas, peso de vehículos), provocando el deterioro de la estructura y disminuyendo su vida útil. Estos cambios físicos en el puente determinan una variación de las propiedades dinámicas de la estructura, que puede reflejarse en un comportamiento no lineal de la misma que conlleva a cambios

graduales o drásticos en su estado físico, que eventualmente pudieran afectar la seguridad del sistema y en la interrupción de la vía de comunicación terrestre.

Numerosos puentes de la red nacional de carreteras presentan daños importantes, como consecuencia de la acción agresiva de los agentes naturales y del crecimiento desmesurado de las cargas. El deterioro es el resultado de un proceso mediante el cual la naturaleza trata de revertir el procedimiento artificial de elaboración de los materiales de construcción y llevarlos nuevamente a su estado original. De esta manera, el concreto, por efecto del intemperismo y otros agentes, se agrieta, se desconcha y se disgrega. Así mismo, el acero, formado por hierro con un pequeño agregado de carbono, es un material artificial inexistente en la naturaleza, que por efecto de la oxidación tiende a convertirse en un material de desecho, afectando la resistencia de los diferentes elementos.

Respecto a las cargas rodantes, el desarrollo tecnológico ha propiciado la aparición de vehículos cada vez más pesados en respuesta a la demanda de los transportistas que encuentran más lucrativa la operación de vehículos de mayor peso y, por otra parte, el desarrollo económico se ha reflejado en un notable incremento de vehículos.

Por todo lo anterior se considera a los puentes un conjunto de sistemas deformables, sujetos a diferentes sollicitaciones estáticas y dinámicas a lo largo de su vida útil. Su comportamiento está ligado a la zona sísmica en la que se localizan, su rigidez y capacidad de disipación de energía.

En ingeniería estructural se hacen investigaciones encaminadas a la predicción del comportamiento estructural de sistemas sujetos a cargas dinámicas. Se proponen modelos matemáticos y se plantean hipótesis que consideran el deterioro de la rigidez lateral. En general se considera que las pruebas a escala real son el método más confiable para determinar las propiedades dinámicas de una estructura (e.g., frecuencias naturales, relaciones de amortiguamiento y modos de vibrar), las cuales sirven de base para validar o actualizar modelos analíticos de una estructura, de tal forma que estos modelos representen las propiedades estructurales reales del sistema, así como sus condiciones límite. La medición de la respuesta dinámica de una estructura permite determinar sus características dinámicas que son esenciales para su valoración de seguridad estructural y futuros estudios de monitoreo para la conservación de la misma.

Las pruebas dinámicas en puentes pueden ser de diferentes tipos:

- Pruebas de vibración forzada
- Pruebas de vibración ambiental
- Pruebas de movimientos sísmicos

Las pruebas de vibración forzada están relacionadas directamente con la aplicación de técnicas estándar de análisis modal experimental, en las que el puente es excitado artificialmente. En general este tipo de pruebas proveen mejores resultados que las pruebas de vibración ambiental, debido a que se conoce la excitación de entrada la cual puede ser manipulada para resaltar la respuesta de los modos de vibrar de interés. Para el caso de puentes largos y flexibles con frecuencias naturales de modos predominantes dentro de un intervalo de 0-1 Hz, es difícil y costoso controlar la excitación para niveles de respuesta significativos. En Vibración Ambiental (VA) la ventaja es que la excitación proviene de fuentes naturales como el tráfico de vehículos, personas, oleaje, microtemores, microsismos, viento, fuentes periódicas y varias fuentes locales aleatorias. Una ventaja de la VA sobre la vibración forzada es que en las pruebas se requiere equipo ligero, un reducido número de operadores y la fuente de excitación proviene del medio ambiente [Nakamura, 1989].

El método de movimientos sísmicos o instrumentación sísmica requiere de acelerómetros que se mantengan fijos a ciertos puntos de la estructura y la espera de un evento sísmico para obtener registros del movimiento. Estas restricciones son un factor de importancia para llevar a cabo los propósitos de este trabajo, razón por la cual se elige la vibración ambiental sobre el registro de movimientos sísmicos por la facilidad y rapidez para la obtención de datos con fines de evaluación de una gran población de puentes.

Debido al gran potencial de la técnica de VA, es necesario establecer la relación entre los resultados obtenidos de la misma y el modelo analítico, con la finalidad de aseverar la validez de los mismos. En México como en otras partes del mundo, se aplican vibración ambiental y registro de movimientos sísmicos para determinar las características dinámicas de estructuras reales.

La VA ha sido aplicada no sólo a puentes sino a una gran diversidad de estructuras para conocer su comportamiento; ha sido empleada también en: microzonificación para conocer las condiciones de sitio, interacción suelo-estructura, mantenimiento de vías ferroviarias, amplificación de ondas sísmicas debidas a capas de suelo blando, etc. [Nakamura, 1989].

Debido al interés creciente en la evaluación y reparación de los puentes que fueron diseñados antes del advenimiento de códigos de diseño sísmico recientes (*v.gr.* un puente que se diseñó con las normas técnicas resultado de las modificaciones debidas al temblor del 1957, probablemente no cumpla con los requisitos que se piden en las normas para puentes del 2004) y que han sido sujetos a temblores muy severos y en los que haya un daño probable, es la razón por la que el alcance de esta tesis se centra en desarrollar una metodología para determinar las propiedades dinámicas de puentes

tipo en el estado de Michoacán. Lo anterior con la finalidad de ampliar y fortalecer el conocimiento de puentes propios de nuestras poblaciones. Por lo antes expuesto, en este trabajo se utilizará el método basado en pruebas de vibración ambiental.

El objetivo que se cita a continuación se fundamenta en dos razones: la posible valoración del comportamiento dinámico de puentes tipo durante eventos sísmicos y la segunda de incrementar, a través de la experiencia en la determinación de características dinámicas de sistemas estructurales y la generación suficiente de bases de datos que puedan ser usados en diseños y análisis futuros.

1.1 OBJETIVO

La determinación de las propiedades dinámicas (frecuencias naturales, períodos y sus formas modales más significativas) de puentes tipo, en forma analítica y experimental a través de pruebas con vibración ambiental.

Capítulo 2

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

La importancia de la identificación de un sistema estructural en ingeniería se ha incrementado con el tiempo, primeramente por un deseo de tener una descripción más precisa de la estructura y de sus características dinámicas, y posteriormente para llevar a cabo el monitoreo y mantenimiento de la misma. Algunos resultados de estas investigaciones se presentan a lo largo de este capítulo.

2.1 ANTECEDENTES

En California pruebas de vibración ambiental (VA) y forzada han sido llevadas a cabo desde hace 65 años aproximadamente. En la década de 1930, en las costas de Estados Unidos se empezaron estas pruebas midiendo los períodos fundamentales de los edificios a través de vibración ambiental [Trifunac, 2000].

En México el antecedente a la VA es la instrumentación de estructuras (edificios), la cual se inicia en 1950 con la instalación en la Torre Latino Americana de transductores de desplazamiento y con la incorporación posterior de algunos acelerógrafos (1960-1963). El resultado del análisis de los registros obtenidos fue una referencia para establecer los coeficientes sísmicos propuestos en las normas de construcción de la ciudad de México de aquel entonces.

Años más tarde, Crawford y Ward (1964-1966) [Trifunac, 2000] retoman el método de vibración ambiental y demuestran que pueden usar estructuras a escala real (edificios) para determinar frecuencias bajas y modos de vibrar, obteniendo resultados favorables. Los reportes de pruebas de estructuras reales bajo análisis de VA empiezan a aparecer en 1970, donde el 75% de las contribuciones realizadas son de edificios, presas, chimeneas y silos, y alrededor de un 25% se avocaron a puentes.

El investigador Trifunac (1970-1973) [Trifunac, 2000] utiliza el viento y el microtemblor (microtremor) en edificios de acero. Dos años más tarde él realizaría pruebas de VA cuyos resultados fueron comparados con los obtenidos en los modelos anteriores. Trifunac consideró que los microtemblores y el viento son de gran ayuda, para estudiar el comportamiento de edificios de acero. En 1973 realiza pruebas de VA en un edificio de concreto reforzado y acero, donde discute los efectos

entre un suelo blando y una estructura rígida, antes y después de un sismo. Es así como se marca el inicio de los estudios para identificar a través de VA las amplitudes de respuesta de estructuras, principalmente en edificios [Trifunac, 2000].

La valoración cualitativa y objetiva para la preservación de una estructura es objeto de interés en la ingeniería. Para lograr este objetivo se empiezan a crear metodologías enfocadas a monitorear sistemas estructurales para conocer su estado actual. Un ejemplo claro de este surgimiento se da en 1975, cuando Vandiver examina el cambio de frecuencias debido al daño en elementos estructurales demostrando, que existe una conexión entre ambos.

Conforme transcurre el tiempo se empiezan a resolver problemas como la significancia de la interacción suelo estructura y las causas de no linealidad (Trifunac *et al*, 1975-1986).

En 1984 West [Trifunac, 2000] presenta el análisis de la forma del modo en carácter sistemático, para localizar el daño estructural sin emplear un modelo de elemento finito a priori (donde es necesario el conocimiento de la excitación de entrada no ambiental).

A partir de 1985 se generan alrededor de 3 artículos relacionados con la vibración ambiental por año en todo el mundo.

En 1988 Chin-Hsiung loh y Yuan-Huei Tsaur se abocan a resolver problemas relacionados con la estimación de parámetros estructurales en el dominio del tiempo. Debido a que la vibración ambiental y los aparatos para medirla generan problemas para filtrar el ruido, surgen diferentes tipos de filtros, uno de ellos es el filtro Kalman, el cual se aplica a un problema de identificación de parámetros de sistemas sísmicos estructurales. La técnica y modelos fueron aplicados a registros obtenidos en el edificio de la biblioteca de Milikan y el edificio JPL del Instituto Tecnológico de California. Debido a que el sistema estructural en estudio tiene varios grados de libertad, el método citado representa una aproximación del modo fundamental de respuesta de la estructura.

Las conclusiones respecto a los dos métodos de técnicas de identificación –el análisis de regresión y el algoritmo del filtro Kalman- señalan que el algoritmo de análisis de regresión secuencial puede ser usado solo en sistemas elásticos lineales. Sin embargo la técnica de filtro Kalman implica más flexibilidad en aplicaciones que involucran sistemas no lineales. También encontraron que aunque el sistema estructural desarrolló un marcado comportamiento no lineal, el modelo de degradación de la rigidez no describió los datos reales.

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. Aunado

a lo anterior, la tecnología permite disminuir cada vez más la intromisión de ruido en el registro de señales.

Yutaka Nakamura (1989) describe un nuevo proceso que emplea la observación de un microtemblor (vibración ambiental) para estimar las características del movimiento de tierra, utilizando componentes horizontales y verticales. El método se basa en la suposición de que la relación del espectro horizontal entre el espectro vertical de un temblor de superficie es aproximadamente una función de transferencia. Se probó este método usando observaciones de microtemblor en diferentes puntos. Demostró que las características de las capas superficiales pueden conocerse en el punto de observación sísmica si la observación de la forma de onda de la observación del temblor sísmico tiene componentes horizontal y vertical disponibles. Este experimento refuerza el conocimiento respecto a las funciones de transferencia que son de gran utilidad en este documento.

Durante los años noventas, las pruebas de VA se adoptan como una herramienta útil y confiable para el estudio de cambio de propiedades en las estructuras. No fue sino hasta 1994 (Beck et al) en donde los procedimientos de vibración ambiental fueron propuestos para monitoreo estructural de la salud del sistema (structural health monitoring). Uno de los usos más frecuentes del análisis de VA involucra la identificación de frecuencias naturales, modos de vibración y los parámetros de amortiguamiento para diferentes estructuras (Marshyall 1994, Ventura *et al* 1994-1996, Slastan y Foissner 1995, Taskov 1998) como edificios, puentes, diques, plantas nucleares, tanques de almacenamiento, evaluación de radiación, etc.

En México (Murìa *et al*, 1987-1994) la vibración ambiental no se consideraba tan importante como la obtención de registros de movimientos sísmicos, esto es debido en parte al desastre provocado por el temblor de 1985. A partir de ese año se inicia el monitoreo de los edificios llegando a un número de 30 edificios instrumentados en 1994. El resultado de esos estudios después del registro de temblores, señala que las máximas amplitudes del movimiento se presentaron en la base de los edificios desplantados en suelos blandos y las aceleraciones máximas en las estructuras se registraron en los edificios altos desplantados en suelos del mismo tipo. Otros resultados relacionados con movimientos sísmicos demuestran que los efectos del sismo de Manzanillo en los edificios instrumentados en la ciudad de México fueron pequeños y no produjeron daños. Esto se explica debido a la distancia entre la ciudad de México y la zona de ruptura, superior a 500 km., sin embargo se aprecian en tres edificios unas modulaciones en las señales debidas a efectos de pulsación. Esto se

debe a la cercanía entre dos o más frecuencias de vibración del sistema estructura-suelo y una de ellas corresponde a la frecuencia dominante del suelo.

En 1994 Muriá *et al* realizan un análisis espectral estadístico en 60 edificios de la cd. de México obtenidos de las pruebas de vibración ambiental que permitió determinar las frecuencias naturales de vibrar y las correspondientes formas modales de la mayor parte de los edificios. Para ello fue necesario obtener las funciones de transferencia y coherencia, y no limitarse a las densidades espectrales. Las pruebas de VA en edificios rígidos desplantados en suelos blandos evidenció dificultad para identificar las frecuencias de vibrar.

Algunos artículos (Javier Lermo y Francisco Chávez García, 1994) relacionados al tratamiento que reciben los registros de señales debidas a vibración ambiental son los relacionados a microtemblores, en donde se han estimado medidas para evaluar la respuesta de sitio en suelos blandos. En ellos se expone la valoración de tres técnicas diferentes usadas para estimar efectos de sitio, resultado de la medición de microtemblores: Interpretación del espectro de amplitudes de Fourier, cálculo de la relación entre los espectros relativos a una estación firme de referencia, y finalmente el cálculo de la relación del espectro del componente horizontal entre el componente vertical relacionado al movimiento del terreno (técnica de Nakamura). Los resultados demuestran que las medidas de vibración ambiental pueden ser usadas para estimar el período dominante de un sitio de suelo blando con una aceptable confiabilidad en un rango de 0.3 a 5 Hz. Los mejores resultados fueron los obtenidos con la técnica de Nakamura, que también da una estimación burda de los niveles de amplificación cuando la geología local es relativamente simple. Como se observa, la vibración ambiental puede ser usada para complementar otros estudios de efecto de sitio o para la determinación de propiedades de estructuras debido a su facilidad en la obtención de datos.

Ivanovic y Trifunac (1995) [Trifunac, 2000] demuestran que con VA es posible determinar las frecuencias, modos de vibrar e identificar el amortiguamiento viscoso en estructuras.

Otra aportación importante fue hecha por Pandey y Biswas (1994, 1995) [Trifunac, 2000], en la que presentan detección de daño y localización del mismo basado en los cambios de flexibilidad en la estructura (Es necesaria también la medición de la excitación de entrada no ambiental).

El monitoreo periódico de las propiedades dinámicas ha sido estudiado como un posible método de valoración de la degradación de la integridad estructural en puentes (C. R. Farrar, 1996-1997). Bajo condiciones de operación normal el conocimiento de las propiedades dinámicas puede ser empleado para valorar los efectos de la carga vehicular en la fatiga y los factores de carga de este tipo

de estructuras. En este tipo de estudios la función de correlación entre dos respuestas medidas fue importante para la determinación de las propiedades, siendo las pruebas de VA de gran utilidad.

Se ha observado que la VA ha sido usada extensivamente para la identificación y monitoreo de cambios en las frecuencias de los sistemas con amplitudes de respuesta pequeñas (ruido ambiental) y se comparan sus resultados con respuestas largas (movimiento sísmico), obteniendo resultados satisfactorios con ambas técnicas (Sha *et al* 1973, Oliveira 1982, Sandi *et al* 1986, Stara *et al* 1991, Gates 1993, Marshal *et al* 1994, Lekidis *et al* 1998, Ivanovic 2000). Se enfatiza la necesidad de utilizar todos los conocimientos relacionados con VA para entender el comportamiento de estructuras propias de las poblaciones de cada país.

Para el 2002 (Bernal) se empiezan a hacer análisis con grupos de vectores de carga de la matriz de flexibilidades cambiada, diseñados como vectores de localización de daño, en donde es también necesaria la medición de la excitación de entrada no ambiental.

2.2 ESTUDIOS RECIENTES

La detección no destructiva de daño (Nondestructive damage, Sooyong Park y Yeon-Bok Kim 2002) se investigó a través de vibración monitoreada de estructuras. La estructura en estudio fue una armadura, la cual se analizó teóricamente a través de un modelo de elemento finito en un puente de un claro. Se tomaron en cuenta cuatro tipos de daño, simulados numéricamente. El modelo con elemento finito se comparó con resultados experimentales de un modelo a escala 1:6. Los resultados generados fueron:

- La detección de daño no destructivo es factible para estructuras complejas y largas.
- La detección de daño es mejor si se toman en cuenta varios modos simultáneamente.
- La realización del método experimental se ve impactada por el ruido en la medición de datos, sobre todo cuando la cantidad de daño es pequeña.

Se considera necesario mencionar los modelos de elemento finito, los cuales pueden ayudar junto con VA a estudios más profundos de las estructuras.

Otra aportación es la que hacen Yong Gao y B.F. Spencer (2003), donde se hace una propuesta basada en el Vector de Localización de daño mediante vibración ambiental.

El método de localización de daño basado en la matriz de flexibilidades se combina con la técnica de expansión modal para eliminar la necesidad de medir la excitación de entrada. Se estima la localización y cantidad de daño. Se realiza un ejemplo numérico analizando una armadura con sensores limitados con medida de ruido para verificar la eficacia del método.

El método del vector de localización de daño (DLV) que incluye vibración ambiental, se presenta aplicando el método de la expansión modal para seleccionar un modelo analítico, en donde la medición de la excitación de entrada para construir la matriz de flexibilidades ha sido eliminada. Se proponen estrategias para tomar en cuenta daño simple (un elemento) y daño múltiple (varios elementos). Se pudo localizar el elemento dañado y estimar la cantidad de daño. El ejemplo numérico arroja resultados razonables para daño con una reducción de rigidez del 15% en un elemento local, lo que concuerda con los resultados analíticos.

La técnica más actual de visualización de respuesta estructural es la que se está llevando a cabo en Vancouver, B.C. Canadá (Hung-Chi Cheng y Tomoyuyuki 2004) desarrollando (MEMS) sistemas microelectromecánicos de sensores que monitorean edificios. La capacidad y eficiencia de estos dispositivos consiste en evitar el manejo de cables, diseño de chip con silicón que disminuye el nivel de ruido, bajo costo y una exactitud en las mediciones que hace desaparecer poco a poco del mercado de trabajo a los sistemas con cables.

La modelación con el método de elemento finito ha respaldado los resultados de pruebas de VA (Wei-Xin Ren 2004). La determinación de características de los puentes ayuda para calibrar modelos tridimensionales de FEM (finite element model), que son propuestos en base a los resultados de las pruebas. En este tipo de trabajos los resultados arrojan una buena aproximación, para algunos puentes fue incluso necesario el refuerzo de los miembros de acero, así como el cambio de pernos y tornillos que forman parte de la estructura. Esto demuestra parte de la utilidad de la técnica en lo referente a mantenimiento en estructuras (Health monitoring structure).

Las pruebas de VA pueden ser llevadas a cabo diversas veces durante un período de un año o más (Marvin W. Halling et al, 2004), para que a través de la estadística y la calibración de un FEM se determinen los datos que den un panorama de la variabilidad de los modos y sus frecuencias promedio a lo largo de un año de monitoreo. Esta técnica se le conoce con el nombre de método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD).

En un estudio realizado en Florencia, Italia se hace uso de VA, en él se describe el análisis de riesgo sísmico para obtener la respuesta dinámica de diversos puentes en términos de las frecuencias

de resonancia (Clemente, 2004), formas modales y amortiguamiento, comparadas con las obtenidas mediante un modelo de elemento finito, en las cuales las características geométricas y propiedades mecánicas de los materiales fueron tomadas en cuenta. La determinación de varias frecuencias cercanas a la resonancia fueron claramente identificadas, así como la necesidad de trabajos de mantenimiento constante y valores de amortiguamiento estructural alto. Lo anteriormente descrito es solo parte de los resultados que afirman la importancia de estudios en estructuras propias de cada población.

En lo que se refiere a puentes monitoreados en México, David Muria (2005) y colaboradores han hecho uso de la VA como una herramienta que les ha permitido obtener las propiedades del puente Coatzacoalcos II, así como la determinación de las tensiones en los cables de los puentes atirantados Tampico y Coatzacoalcos II. Presentan los resultados de pruebas de campo no destructivas, en donde las frecuencias fundamentales resultado de vibración ambiental y aquellas resultado de vibración libre resultaron prácticamente idénticas, demostrando que la VA es una herramienta eficaz para determinar las propiedades dinámicas de los tirantes de puentes. Se presenta una metodología de análisis computacional, que permite obtener las propiedades dinámicas más significativas en puentes y edificios realizando sencillas modificaciones.

Notas:

- Los artículos registrados en la Indian Soc. Earthquake Technology, indican que de los métodos experimentales registrados desde 1940 al 2001 relacionados directamente con pruebas en estructuras de escala 1:1, un 77 por ciento de las mismas han sido sujetas a pruebas de vibración ambiental. Estas incluyen edificios, diques, plantas nucleares, chimeneas, etc. El 23 por ciento remanente describe la vibración ambiental en edificios reales. Esto deja ver que el uso de vibración ambiental comienza esencialmente en 1970, a partir de este tiempo se publican dos artículos por año, en la categoría de edificios y otras estructuras. Aunque los primeros artículos citados de vibración ambiental en puentes aparecen de 1977 y 1978, experimentos más frecuentes son llevados a cabo solo después de 1985, produciendo un artículo por año.
- En la actualidad en México, el Instituto de Ingeniería cuenta con un catálogo de 60 edificios (González Alcorta y David Muria, Inst. de Ingeniería de la UNAM) con mediciones de carácter

ambiental, de los cuales tres de ellos están a cargo del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIREs).

2.3 CONCLUSIONES

Las pruebas de Vibración Ambiental han demostrado ser una opción eficiente para la determinación de propiedades dinámicas de las estructuras, estimación de sus frecuencias y formas modales de vibración. Demostrando que este tipo de pruebas experimentales presentan ventajas como la no interferencia en el funcionamiento de la estructura, y la de que no hay que esperar ciertas condiciones para llevarlas a cabo.

La VA permite considerarse como parte de los programas de operación y mantenimiento de puentes, cuyo objetivo es la evaluación periódica de la seguridad estructural. La aplicación de estas pruebas resulta ser útil también para evaluar cambios en las características dinámicas de los puentes rehabilitados o reestructurados.

Capítulo 3

CLASIFICACIÓN DE PUENTES

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras. La finalidad de los mismos es unir caminos de viajeros, animales y mercancías.

Las partes que conforman un puente son (figura 3.1):

- Superestructura:
 - a. Elementos portantes (generalmente vigas).
 - b. Diafragmas.
 - c. Sistemas de piso: losas.
- Subestructura:
 - d. Pilas.
 - e. Cimentación: Zapatas de cimentación, pilotes, pilas.
 - f. Caballetes o estribos.
- Otros
 - g. Pilastrones, juntas de dilatación, sistemas de drenaje, en el equipamiento parapetos y señalizaciones.

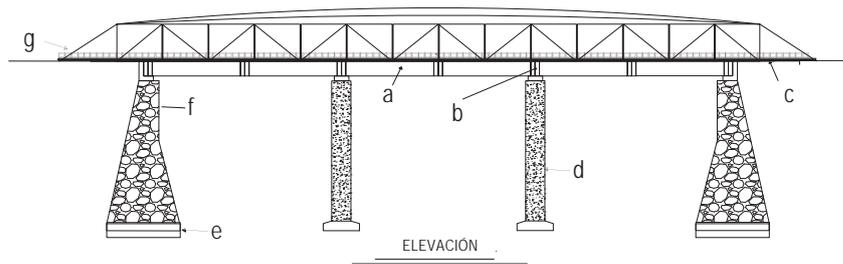


Figura 3.1 Partes que conforman un puente.

Los puentes pueden clasificarse desde diferentes puntos de vista, por ejemplo:

- Función y utilización:
 - Puentes peatonales.
 - Viaductos.

- Pasos carreteros.
- Pasos ferroviarios.
- Materiales de construcción:
 - Madera.
 - Mampostería.
 - Acero Estructural.
 - Concreto Armado.
 - Concreto Presforzado.
- Tipo de estructura:
 - Librementemente Apoyados.
 - Tramos continuos.
 - Arcos.
 - Atirantados.
 - Colgantes.
 - Doble Voladizos.
 - Híbridos.

Existe otra clasificación [Jara, 2005] que se basa en los diferentes tipos de puentes que son construidos por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en México:

- ◆ Puentes de armaduras y estereoestructuras
- ◆ Puentes con arcos metálicos
- ◆ Puentes con arcos de concreto
- ◆ Puentes a base de traveses metálicos
- ◆ Puentes de concreto reforzado
- ◆ Puentes de concreto pretensado
- ◆ Puentes de concreto postensado
- ◆ Puentes de paso inferior vehicular PIV.

La descripción de los puentes de este último inciso se expone a continuación.

PUENTES DE PASO INFERIOR VEHICULAR.

- Geometría general:

- No. de claros:	1 a 5	
- Longitud de claros	$6 \leq L \leq 30$	metros
- Altura de pilas	$7 \leq H \leq 15$	metros
- Ancho de calzada	$4 \leq C \leq 10$	metros

- Tipos de apoyo en los extremos:

a) Caballete de concreto reforzado con cimentación superficial, formado por columnas circulares o rectangulares. Los cabezales son regularmente de sección rectangular de 1x1.2 a 1x1.6 m, las columnas pueden ser de 1.2 a 1.6 m de diámetro y de 3 a 15m de altura (figura 3.2).

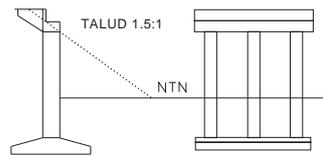


Figura 3.2 Caballete con cimentación superficial.

b) Caballete de concreto reforzado con cimentación profunda, formado por pilas (pilotes) circulares. Los cabezales son regularmente de sección rectangular de 1x1.2 a 1x2 m, las pilas pueden ser de 1.2 a 2 m de diámetro y de 3 a 15 m de altura. Las pilas se pueden ampliar en la zona bajo el terreno natural o en su base (figura 3.3).

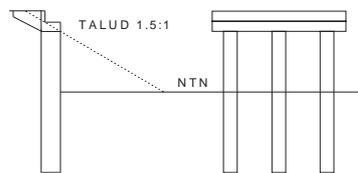


Figura 3.3 Caballete con cimentación profunda.

c) Cuerpo de tierra armada sobre el cual se apoya el cabezal y muro de respaldo de concreto reforzado. La tierra armada se coloca en una longitud necesaria para evitar el derrame sobre el camino y el resto del acceso está formado por un terraplén. La altura varía de 3 a 10 m aproximadamente y su cimentación es superficial (figura 3.4).

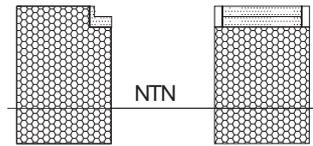


Figura 3.4 Cabezal sobre tierra armada.

d) Estribos de cuerpo de mampostería y corona, y muro de respaldo de concreto reforzado. Los estribos pueden tener desde 3 a 10 m de altura y su cimentación es superficial (figura 3.5).

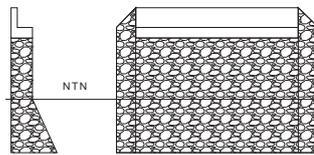


Figura 3.5 Estribos de mampostería.

e) Estribos de concreto reforzado con aleros o también en cajón. Los estribos tienen una altura entre 3 y 10 m y su cimentación es superficial (figura 3.6).

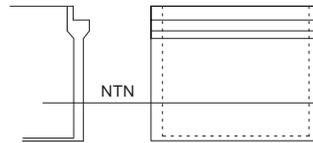


Figura 3.6 Estribos con alero o en cajón.

- Tipos de apoyo intermedios

a) Pilas de concreto reforzado con cimentación superficial, formado por columnas circulares o rectangulares. Los cabezales son regularmente de sección rectangular de 1x1.2 a 1x1.6 m, las columnas pueden ser de 1.2 a 1.6 m de diámetro y de 3 a 15 m de altura (figura 3.7).

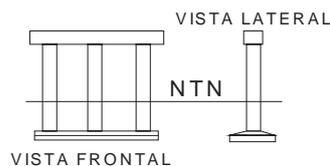


Figura 3.7 Pilas con cimentación superficial.

b) Pilas de concreto reforzado con cimentación profunda, formado por columnas circulares o rectangulares y por pilas (pilotes) circulares. Los cabezales son regularmente de sección rectangular de 1x1.2 a 1x2 m, las pilas pueden ser de 1.2 a 2 m de diámetro y de 3 a 15 m de altura. Las pilas (pilotes) se pueden ampliar en la zona bajo el terreno natural o en su base (figura 3.8).

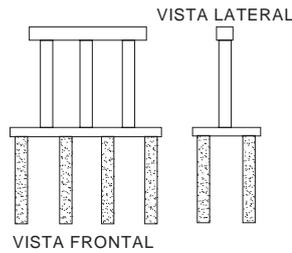


Figura 3.8 Pilas con cimentación profunda.

c) Pilas de concreto reforzado con cimentación superficial, formado por un muro columna. Los cabezales son regularmente de sección rectangular de 1x1.2 m, las columnas pueden ser de 0.6 a 0.8 m de ancho y de 3 a 15 m de altura (figura 3.9).

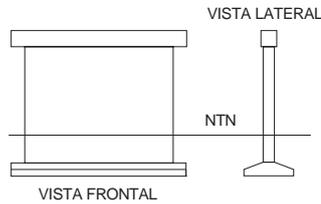


Figura 3.9 Pila con cimentación superficial.

d) Pilas de concreto reforzado con cimentación profunda, formado por un muro columna. Los cabezales son regularmente de sección rectangular de 1x1.2 a 1x2 m, las pilas (pilotes) pueden ser de 1.2 a 2 m de diámetro y de 3 a 15 m de altura. Las pilas se pueden ampliar en la zona bajo el terreno natural o en su base (figura 3.10).

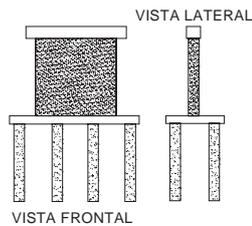


Figura 3.10 Pila con cimentación profunda.

Capítulo 4

ESTUDIO PRELIMINAR DE PUENTES TIPO PIV CON DOS, TRES Y CUATRO CLAROS

En el capítulo anterior se realizó una clasificación general de puentes que se pueden encontrar en México, a partir de esa clasificación se decide hacer un estudio preliminar de los puentes tipo PIV que se pueden presentar con mayor frecuencia con dos, tres y cuatro claros. Preliminarmente se estudiaron en total 18 puentes los cuales están constituidos por una losa que conforma la calzada con un espesor de 0.15 m y 0.10 m de carpeta asfáltica. La calzada tiene un ancho de 8 m. La estructura principal la conforman dos vigas "I". Las vigas están libremente apoyadas en sus extremos sobre una placa de neopreno de 0.40 x 0.20 por 0.05 m de espesor en cada extremo. De los 18 puentes 10 son de dos claros, 2 de tres claros y 6 de cuatro claros, las variantes en cada uno de estos tipos fueron: la sección transversal de las vigas, el diámetro de las columnas, altura de columnas y tipo de apoyo.

Los datos para el análisis de los puentes, con modelos tridimensionales y con ayuda del SAP2000 versión 9, se obtienen a partir del manual de la SAHOP No. T-39. Después del análisis se encontró que los períodos naturales de vibración en cada puente no varían substancialmente, motivo por el cual se describen cuatro puentes representativos del grupo en estudio.

- El primer puente es de dos claros, con 12 m de longitud por cada uno de ellos y columnas de 5 m de altura, las cuales cuentan con un diámetro de 1.60 m. Al puente se le denomina con el nombre de PIV2-5. En la figura 4.1 se ilustran los tres primeros modos de vibrar de este puente.

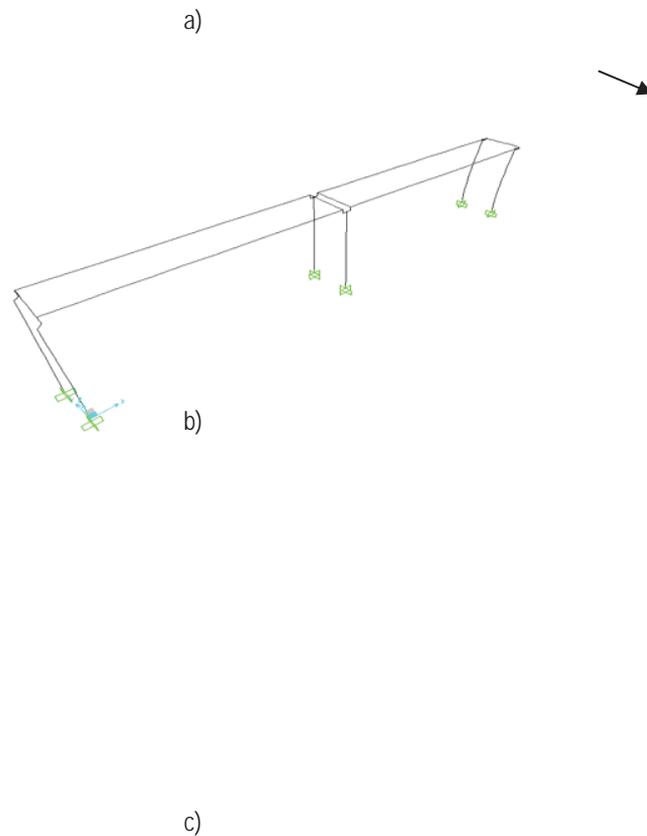


Figura 4.1 Modos de vibrar del puente PIV2-5. a) primer modo $T=0.086$ s, b) segundo modo $T=0.08$ s y c) tercer modo $T=0.075$ s.

El puente presenta una rigidez transversal importante debido a que los claros son cortos, el caballete y la pila están conformados cada uno por dos columnas con un diámetro considerable y la calzada es angosta. Dichos elementos no permiten periodos altos.

- El segundo puente es de tres claros, con 20 m de longitud por cada uno de ellos y columnas de 5 m de altura, las cuales cuentan con un diámetro de 1.20 m. Al puente se le denomina con el nombre de PIV3-5. En la figura 4.2 se muestran los tres primeros modos de vibrar del puente.

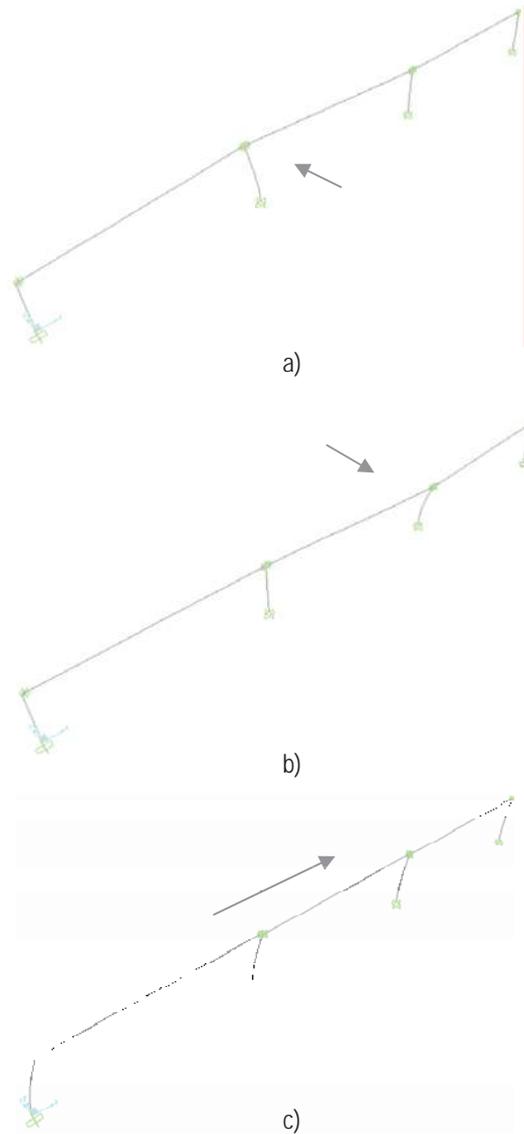


Figura 4.2 Modos de vibrar del puente PIV3-5. a) primer modo $T=0.0924$ s, b) segundo modo $T=0.092$ s y c) tercer modo $T=0.09$ s.

Debido a la asimetría que presenta la estructura, su configuración modal es diferente a la del puente anterior y se deforma en uno de sus extremos en el primero y segundo modos de vibrar. La trabe que sostiene a la calzada es cuadrada de 1x1 m.

- El tercer puente es de dos claros, primer claro con 12 m y el segundo con 28 m de longitud. Las columnas tienen 15 m de altura, las cuales cuentan con un diámetro de 1.00 m. Al puente se le denomina con el nombre de PIV2-15. En la figura 4.3 se despliegan los tres primeros modos de vibrar de este puente.

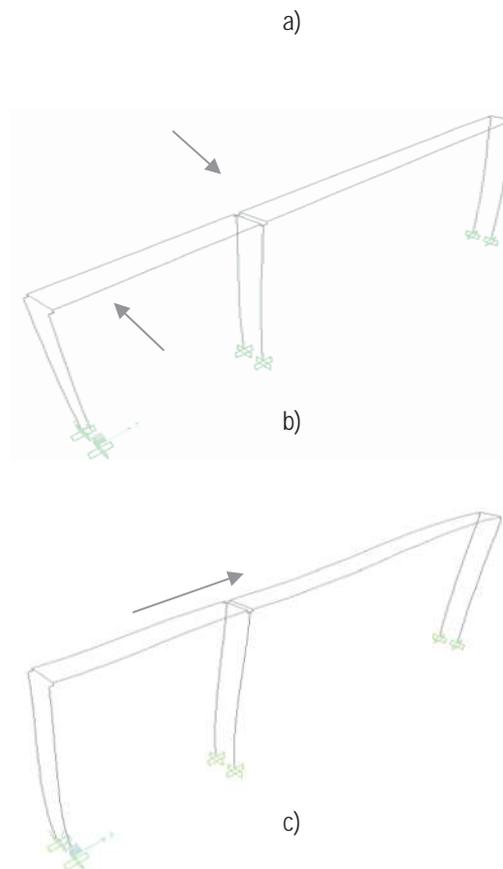


Figura 4.3 Modos de vibrar del puente PIV2-15. a) primer modo $T=1.17$ s, b) segundo modo $T=1.03$ s y c) tercer modo $T=0.88$ s.

Los modos de vibrar son diferentes a los de las estructuras anteriores, debido a que no es simétrico y la altura de las columnas que conforman los apoyos, dos veces mayor que la de los puentes anteriores, le permite mayor flexibilidad.

El cuarto puente es de cuatro claros, con 20 m de longitud por cada uno de ellos y columnas de 5 m de altura, las cuales cuentan con un diámetro de 1.20 m. Al puente se le denomina con el nombre de PIV4-5. En la figura 4.4 se ilustran los tres primeros modos de vibrar de dicho puente.

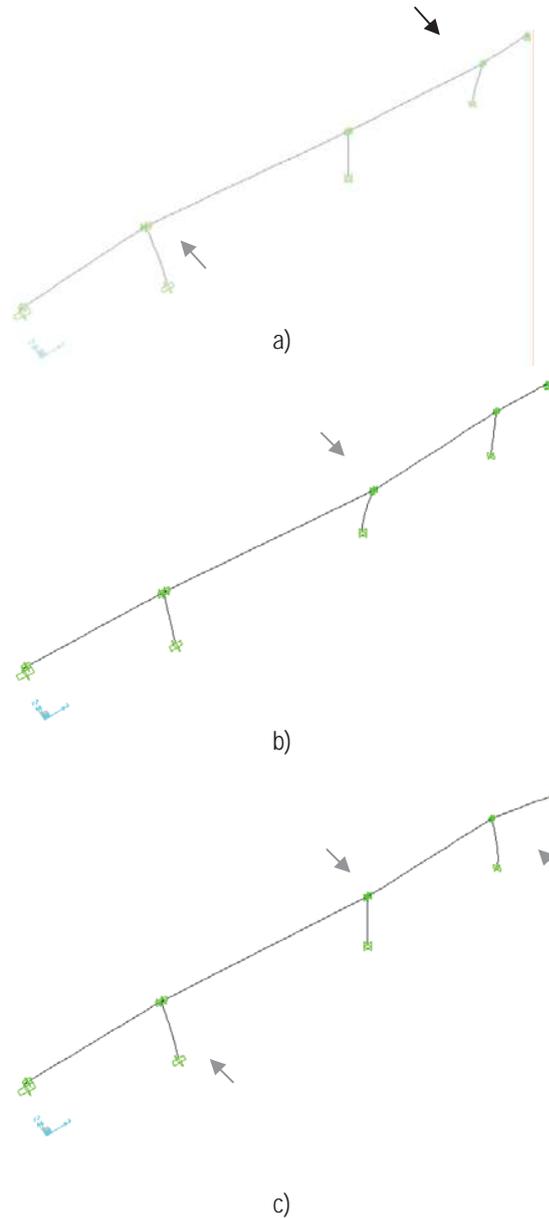


Figura 4.4 Modos de vibrar del puente PIV4-5. a) primer modo $T=0.33$ s, b) segundo modo $T=0.32$ s y c) tercer modo $T=0.30$ s.

El número de claros genera un comportamiento diferente que se observa en los modos de vibrar, así como en sus períodos.

Los modos de vibrar proporcionan información para la distribución de los sensores a lo largo de la calzada. Los valores de los períodos y características de los puentes en estudio se muestran en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Tres primeros periodos de los 18 puentes en estudio.

Puente	No. de claros	Altura de columna (m)	Longitud de claros (m)	Diámetro columna (m)	Períodos			Sección
					1er modo (s)	2do modo (s)	3er modo (s)	
PIV2-5	2	5	12, 12	1.20	0.197	0.176	0.165	1
PIV2-5*	2	5	12, 12	1.60	0.086	0.080	0.075	1
PIV2-5	2	5	20, 20	1.20	0.0687	0.0684	0.0681	2
PIV2-5	2	5	20, 20	1.20	0.0687	0.063	0.007	3
PIV2-8	2	8	20, 20	0.80	0.95	0.82	0.81	1
PIV2-8	2	8	20, 20	1.60	0.65	0.64	0.63	4
PIV2-10	2	10	20, 20	0.80	2.38	2.00	1.76	2
PIV2-10	2	10	20, 20	1.20	1.212	1.074	0.973	2
PIV2-15*	2	15	12, 28	1.00	1.17	1.03	0.88	1
PIV2-15	2	15	12, 28	1.60	0.59	0.55	0.54	4
PIV3-5*	3	5	20, 20, 20	1.20	0.0924	0.092	0.0917	5
PIV3-5	3	5	20, 20, 20	1.20	0.0924	0.092	0.082	6
PIV4-5	4	5	10, 20, 20, 10	1.60	0.051	0.05	0.049	5
PIV4-5	4	5	10, 20, 20, 10	1.00	0.0822	0.082	0.081	5
PIV4-5	4	5	10, 20, 20, 10	0.80	0.176	0.175	0.174	5
PIV4-10	4	10	10, 20, 20, 10	1.00	0.324	0.323	0.323	5
PIV4-10*	4	10	10, 20, 20, 10	1.00	0.33	0.32	0.30	7
PIV4-15	4	15	10, 20, 20, 10	1.00	0.725	0.72	0.72	5

Sección	Descripción
1	Trabe de sección "T" apoyada sobre columnas.
2	Trabe de sección cuadrada apoyada al centro en una pila y con los extremos del puente apoyados sobre caballetes.
3	Trabe de sección cuadrada apoyada al centro en una pila y con extremos del puente

empotrados.

- 4 Trabe de sección doble "T", apoyado sobre caballetes.
- 5 Trabe de sección cuadrada apoyada en pilas a lo largo del puente (entre claro y claro) y con los extremos del puente apoyados sobre caballetes.
- 6 Trabe de sección cuadrada apoyada en pilas a lo largo del puente (entre claro y claro) y con los extremos del puente empotrados.
- 7 Trabe de sección rectangular apoyada en pilas a lo largo del puente (entre claro y claro) y con los extremos del puente empotrados.

* Los puentes marcados con un asterisco son aquellos descritos al inicio del capítulo, ver figuras 4.1 a 4.4.

El comportamiento de cada puente es diferente debido a que se experimenta con las secciones de los elementos, claros y altura de los apoyos. Las diferencias son importantes para conocer en donde se generan los puntos de inflexión para evitarlos en la distribución de los sensores sobre la calzada.

Capítulo 5

TRABAJOS DE CAMPO

En base a la clasificación de puentes que se hizo en el capítulo tres, se inicia el estudio de puentes tipo PIV. Estos puentes permiten el paso vehicular por arriba de la autopista México-Guadalajara, esta autopista es una vía rápida que permite la comunicación de ciudades importantes entre los estados de Jalisco, Michoacán, Querétaro, Estado de México y el Distrito Federal. Si uno de estos puentes llegara a fallar debido a un sismo se vería completamente obstaculizado el servicio de emergencia que proporciona la autopista, como lo es ayuda médica a las ciudades que comunica y secundariamente el cruce diario de transportistas de todo tipo de productos, autobuses, turistas, etc. En base a lo anterior, se considera que es importante estudiar este tipo de puentes para determinar sus características físicas dinámicas y en base a estas dejar constancia a las autoridades de la existencia o no de la susceptibilidad de estos puentes a fallar durante la ocurrencia de un sismo.

5.1 LOCALIZACIÓN

Los puentes en estudio son del tipo PIV situados en la autopista México-Guadalajara en el tramo Morelia-Maravatío, en el estado de Michoacán (figura 5.1).

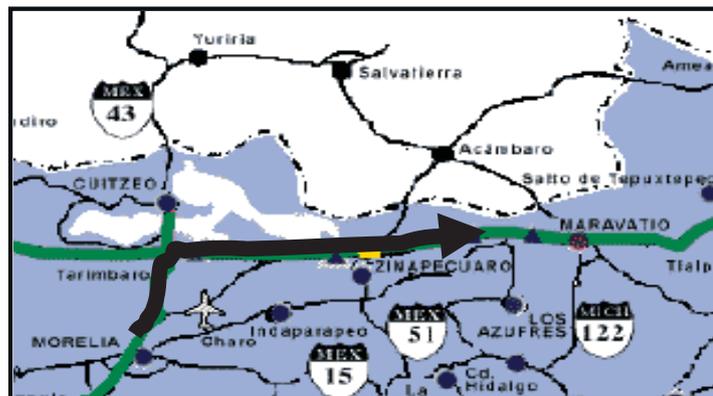


Figura 5.1 Mapa de localización de los puentes en estudio, tramo Morelia-Maravatío en el Estado de Michoacán.

5.2 LEVANTAMIENTO FÍSICO

Como no se tienen planos estructurales de los puentes, se procede a hacer un levantamiento físico.

El levantamiento geométrico de las estructuras se lleva a cabo con ayuda de cinta, flexómetro y distanciómetro de sonido. Los puentes se identifican por el tramo en el que se encuentran y el kilómetro, *v. gr.* Maravatío k157.

- PUNTE MARAVATÍO k157

El puente se encuentra ubicado sobre la carretera Morelia-Maravatío a la altura del kilómetro 157+496 conocido con el nombre de "La Isla".

El puente está formado por una losa que conforma la calzada con un espesor de 0.15 m y 0.10 m que constituyen la carpeta asfáltica. La calzada tiene un ancho de 10 m y una longitud de 53.4 m, que conforma dos claros del puente con 26.7 m cada uno. La estructura principal esta formada por 10 vigas "I" de sección constante, 5 vigas para cada claro. Los extremos de las vigas están libremente apoyados sobre placas de neopreno de 0.40 x 0.21 por 0.05 m de espesor. Las vigas se apoyan al centro del puente sobre un cabezal de concreto reforzado de 1.40 m de base por 1.25 m de altura. El cabezal se encuentra sostenido por tres columnas de 1.20 m de diámetro y una altura de 4.35m. Entre las vigas principales se observan vigas diafragma de 1.78 x 1.15 x 0.20 m, se localizan 2 vigas diafragma intermedias y una en cada extremo. La finalidad de la viga diafragma es mejorar la distribución de las cargas sobre todas las vigas, reducir los problemas de torsión y minimizar el problema de pandeo lateral en las vigas principales.

El puente tiene la siguiente descripción:

- Geometría general (figura 5.2):
 - No. de claros: 2
 - Longitud de claros L = 26.70 m.
 - Altura de pilas H = 4.35 m.
 - Ancho de calzada C = 10.00 m.

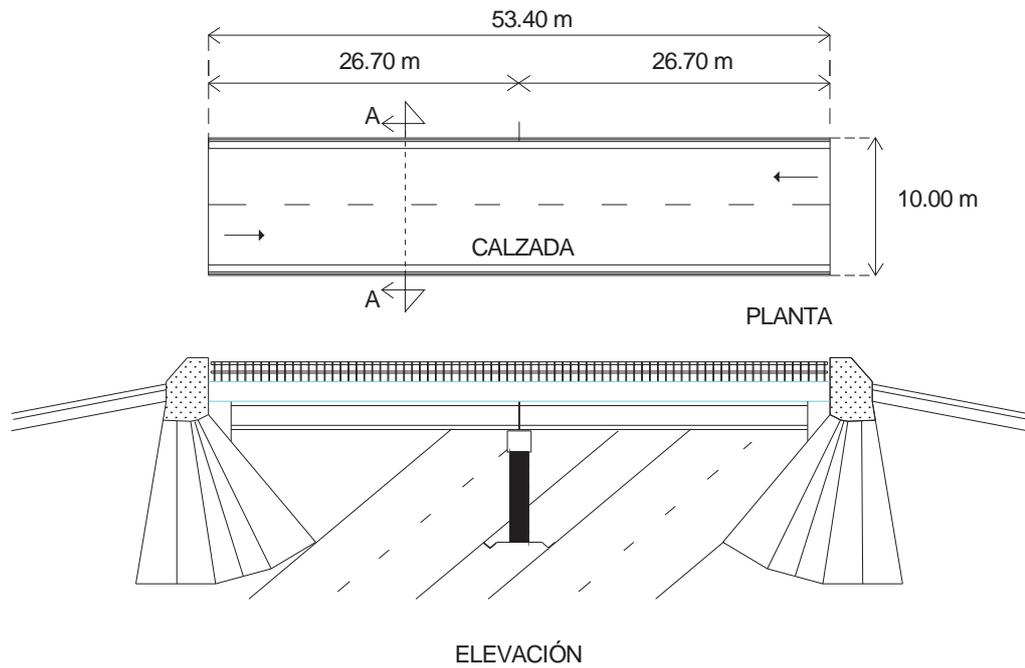


Figura 5.2 Geometría general del puente "La Isla".

- Tipo de apoyo en los extremos:
Caballete de concreto reforzado. El caballete se encuentra estabilizado por el terraplén (figura 5.3).

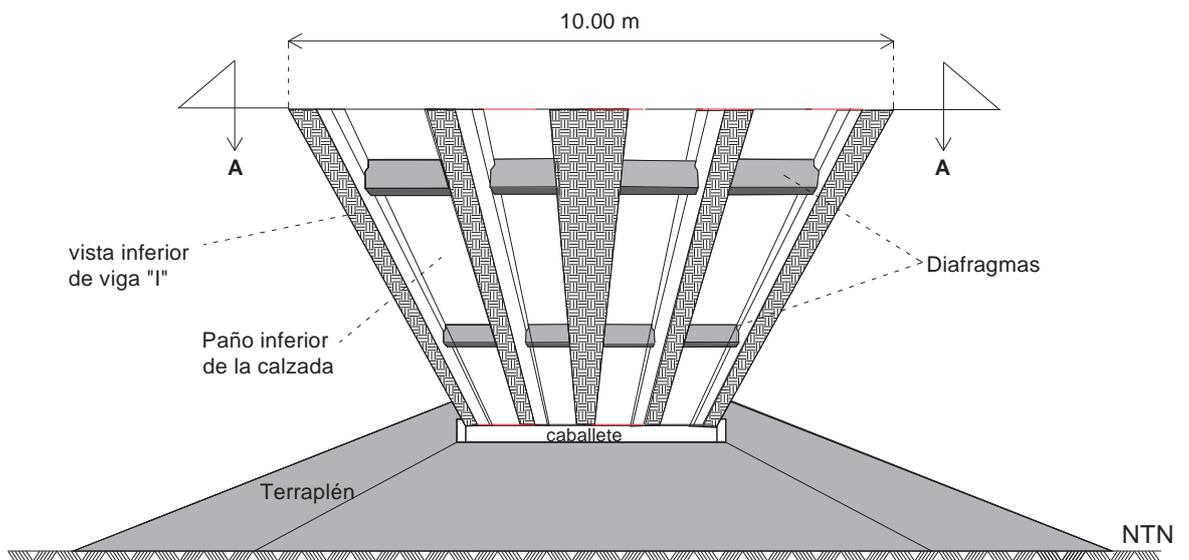


Figura 5.3 Vista inferior del puente "La Isla".

- Tipo de apoyo intermedio

Pilas circulares de concreto reforzado. El cabezal es de sección rectangular de 10 x 1.40 x 1.25 m sobre el que descansan 5 vigas tipo "I" prefabricadas de concreto preesforzado libremente apoyadas sobre placas de neopreno. La dimensión de las columnas es de 1.20 m de diámetro y 4.35 m de altura (figura 5.4).

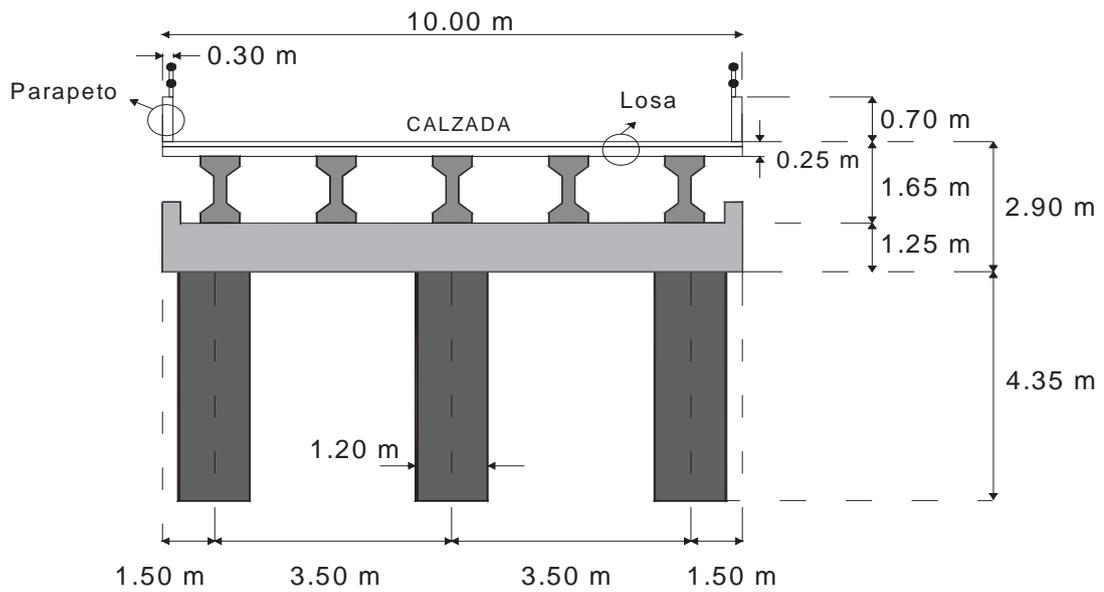


Figura 5.4 Dimensiones de apoyo intermedio, corte transversal.

Las dimensiones de las traveses se muestran en la figura 5.5.

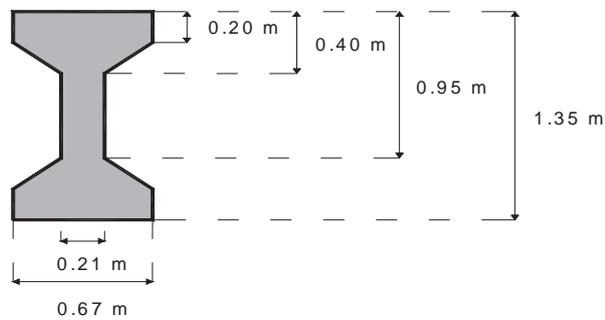


Figura 5.5 Dimensiones de la trabe "I".

La placa de neopreno en donde se apoya libremente cada viga "I", en los extremos, tiene las siguientes características:

La base, perpendicular a la longitud del puente = 0.40 m

Ancho = 0.21 m

Espesor = 0.05 m

Para determinar la rigidez lateral del apoyo, se considera los siguientes valores.

Dureza = 60

$E = 375 \text{ T/m}^2$

$G = 102 \text{ T/m}^2$

Rigidez:

$$k = \frac{G A}{h} = \frac{102(0.084)}{0.05} = 171.36 \text{ Ton/m}$$

- A continuación se presentan fotografías de la vista general del puente (figura 5.6), vista inferior (figura 5.7), apoyo intermedio (figura 5.8) y placa de neopreno (figura 5.9).



Figura 5.6 Puente en estudio "La Isla" en el Estado de Michoacán



Figura 5.7 Vista inferior y del apoyo extremo del puente Maravatío k157.



Figura 5.8 Panorama de apoyo intermedio.



Figura 5.9 Perspectiva de placa de neopreno.

- PUEENTE MARAVATÍO k187

El puente se encuentra ubicado sobre la carretera Morelia-Maravatío a la altura del kilómetro 187+310.

El puente está formado por losas de concreto prefabricadas que conforman la calzada con un espesor de 0.13 m y sobre de ellas descansa una losa de concreto de 0.10 m. La calzada tiene un ancho de 7.70 m y una longitud de 49.70 m, que conforma dos claros del puente con 24.85 m cada uno. La estructura principal esta formada por 12 vigas "I" de sección constante, 6 para cada claro. Se observa que los extremos de las vigas están libremente apoyadas sobre una placa de neopreno de 0.40 x 0.30 por 0.05 m de espesor. Las vigas se apoyan al centro del puente en un cabezal de concreto reforzado de 1.40 m de base por 1.00 m de altura. El cabezal se encuentra sostenido por dos columnas de 1.20 m de diámetro y una altura de 6.21 m. Los extremos de la calzada están apoyados sobre caballetes de concreto reforzado. Entre las vigas principales existen vigas diafragma de 1.00 x 0.78 x 0.20 m, se localiza 1 viga diafragma al centro de cada claro y una viga diafragma en cada extremo del mismo. La viga diafragma que se encuentra en el extremo de la viga que descansa sobre el apoyo central tiene las dimensiones antes citadas. Las dimensiones de las vigas diafragma que descansan sobre los caballetes son de 1.00 x 0.98 x 0.60 m, siendo esta última cifra el espesor.

El puente tiene la siguiente descripción:

- Geometría general (figura 5.10):
 - No. de claros: 2
 - Longitud de claros L = 24.85 m
 - Altura de pilas H = 6.21 m
 - Ancho de calzada C = 7.70 m

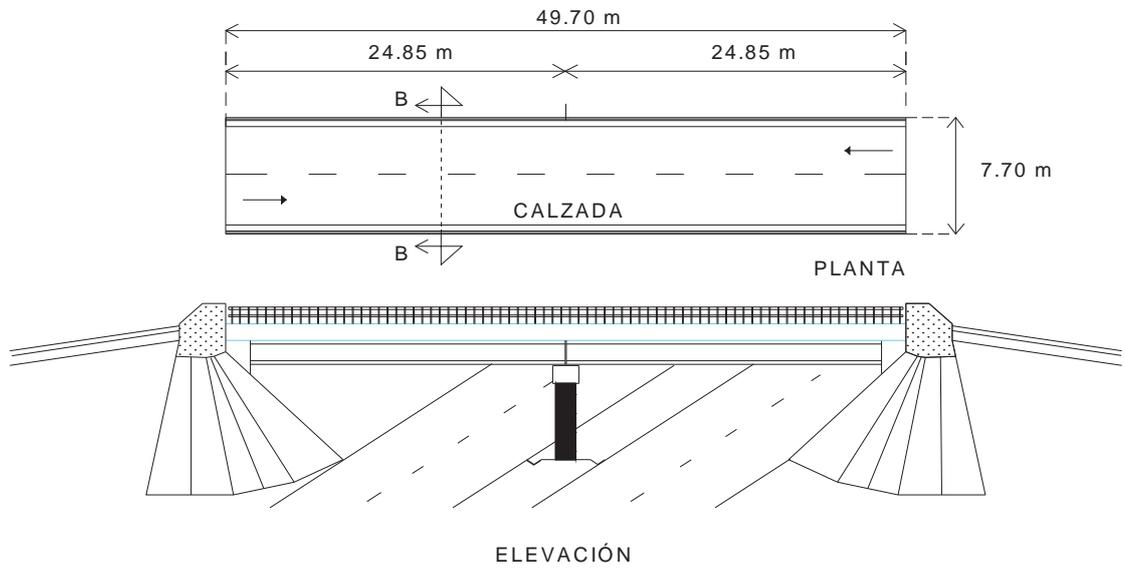


Figura 5.10 Geometría general del puente Maravatío k187.

- Tipo de apoyo en los extremos:
Caballete de concreto reforzado (figura 5.11).

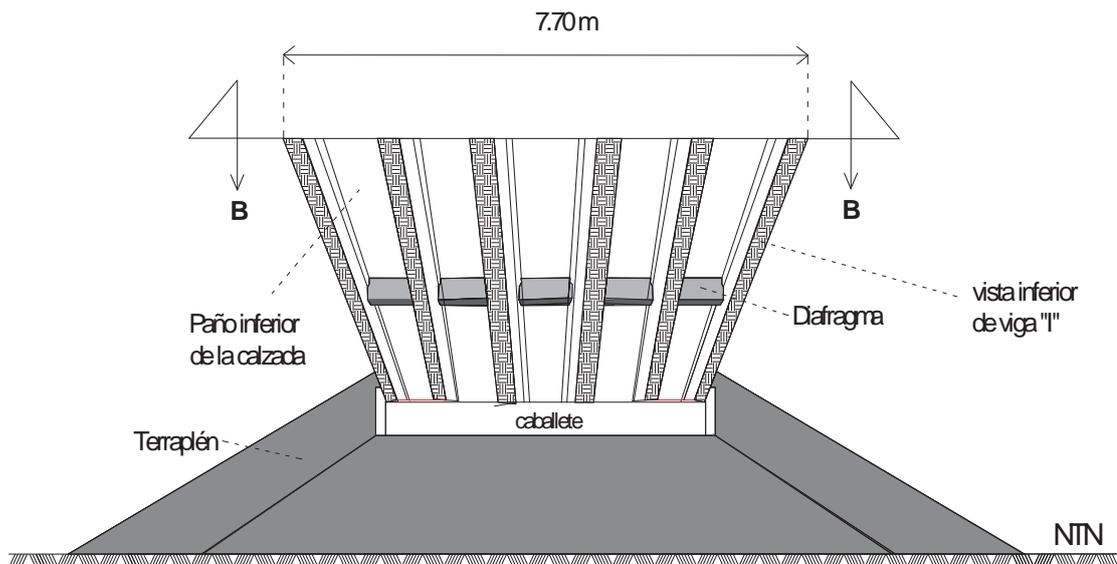


Figura 5.11 Vista inferior del puente Maravatío k187.

- Tipo de apoyo intermedio

Pilas circulares de concreto reforzado. El cabezal es de sección rectangular con los extremos inferiores triangulados en sus esquinas. Las dimensiones son 7.15 x 1.40 x 1.20 m, sobre él descansan 6 vigas tipo "I" prefabricadas de concreto preesforzado libremente apoyadas sobre placas de neopreno. La dimensión de las columnas es de 1.20 m de diámetro y 6.21 m de altura (figura 5.12).

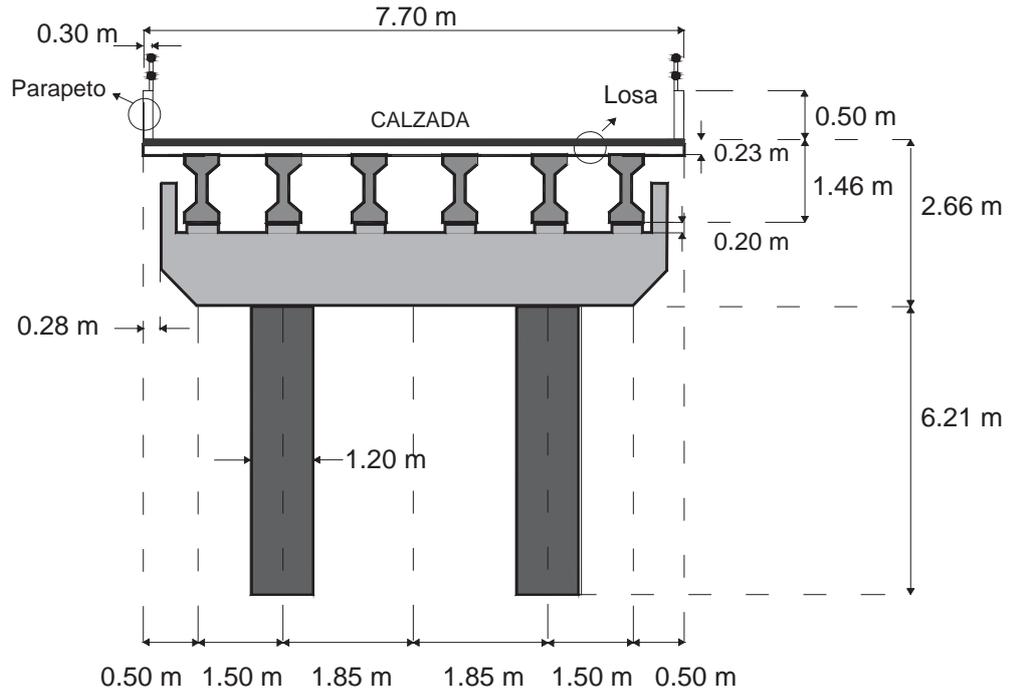


Figura 5.12 Dimensiones de apoyo intermedio, corte transversal.

Las dimensiones de las traveses se muestran en la figura 5.13.

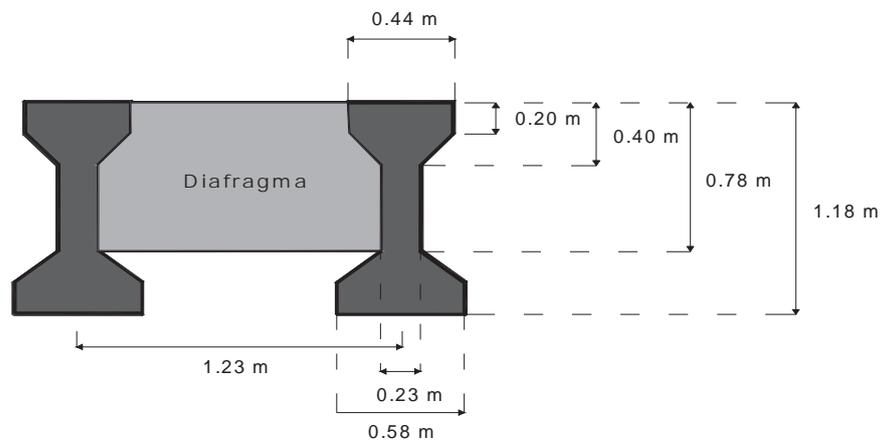


Figura 5.13 Dimensiones de la trabe "I".

La placa de neopreno en donde se apoya libremente cada viga "I", en los extremos, tiene las siguientes características:

La base, perpendicular a la longitud del puente = 0.40 m

Ancho = 0.30 m

Espesor = 0.05 m

Para determinar la rigidez lateral del apoyo, se considera los siguientes valores.

Dureza = 60

$E = 375 \text{ t/m}^2$

$G = 102 \text{ t/m}^2$

Rigidez:

$$k = \frac{G A}{h} = \frac{102(0.12)}{0.05} = 244.80 \text{ t/m}$$

- A continuación se presentan fotografías de la vista general del puente (figura 5.14), vista apoyo extremo (figura 5.15), apoyo intermedio (figura 5.16) y detalle de diafragma (figura 5.17).



Figura 5.14 Puente en estudio Maravatío k187 en el Estado de Michoacán.



Figura 5.15 Vista del apoyo extremo, caballete.



Figura 5.16 Panorama de apoyo intermedio.



Figura 5.17 Vista frontal de diafragma a medio claro.

- PUEENTE MARAVATÍO k206

El puente se encuentra ubicado sobre la carretera Morelia-Maravatío a la altura del kilómetro 206+140.

El puente está formado por una losa que conforma la calzada con un espesor de 0.23 m, de los cuales 0.13 m son losas de concreto prefabricadas y los otros 0.10 m es una losa de concreto. La calzada tiene un ancho de 10.00 m y una longitud de 41.00 m, que conforma dos claros del puente con 20.50 m cada uno. La estructura principal esta formada por 12 vigas "I" de sección constante, 6 para cada claro. Cada viga está libremente apoyada en sus extremos sobre una placa de neopreno de 0.40 x 0.30 por 0.05 m de espesor. La calzada está sostenida al centro por un cabezal de concreto reforzado (figura 5.20). El cabezal descansa sobre una columna circular de 1.60 m de diámetro y una altura de 5.30 m. Se observa que en los extremos exteriores las vigas están libremente apoyadas sobre estribos. Entre las vigas principales existen vigas diafragma de 1.50 x 0.91 x 0.20 m, se localiza 1 viga diafragma al centro de cada claro y una viga diafragma en cada extremo.

El puente tiene la siguiente descripción:

- Geometría general (figura 5.18):
 - No. de claros: 2
 - Longitud de claros L = 20.50 m
 - Altura de la pila H = 5.30 m
 - Ancho de calzada C = 10.00 m

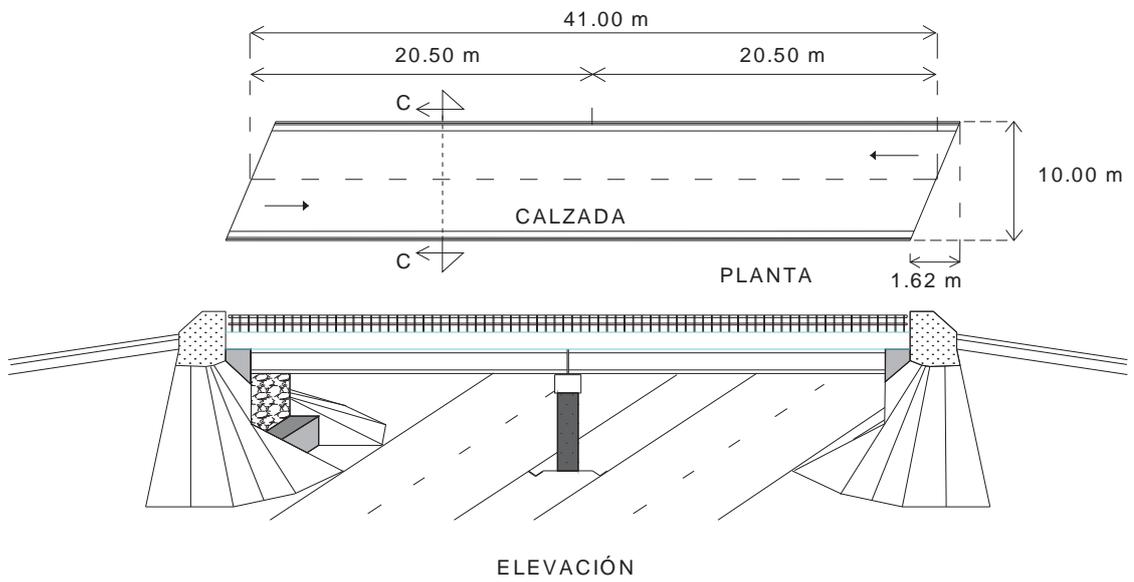


Figura 5.18 Geometría general del puente Maravatío k206.

- Tipo de apoyo en los extremos:
Estribo de mampostería de piedra y cabezal de concreto reforzado (figura 5.19).

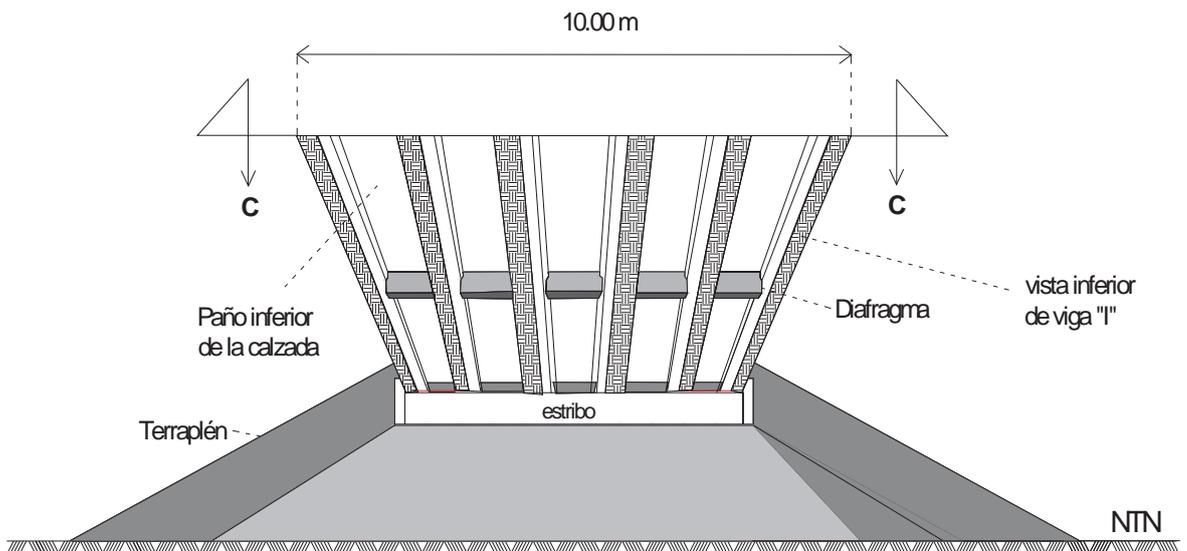


Figura 5.19 Vista inferior del puente Maravatío k206.

- Tipo de apoyo intermedio

Pila circular de concreto reforzado. El cabezal es de sección variable con un ancho de 1 m, sus dimensiones se observan en la figura 5.20. Sobre el cabezal descansan 6 vigas tipo "I" prefabricadas de concreto preesforzado libremente apoyadas sobre placas de neopreno.

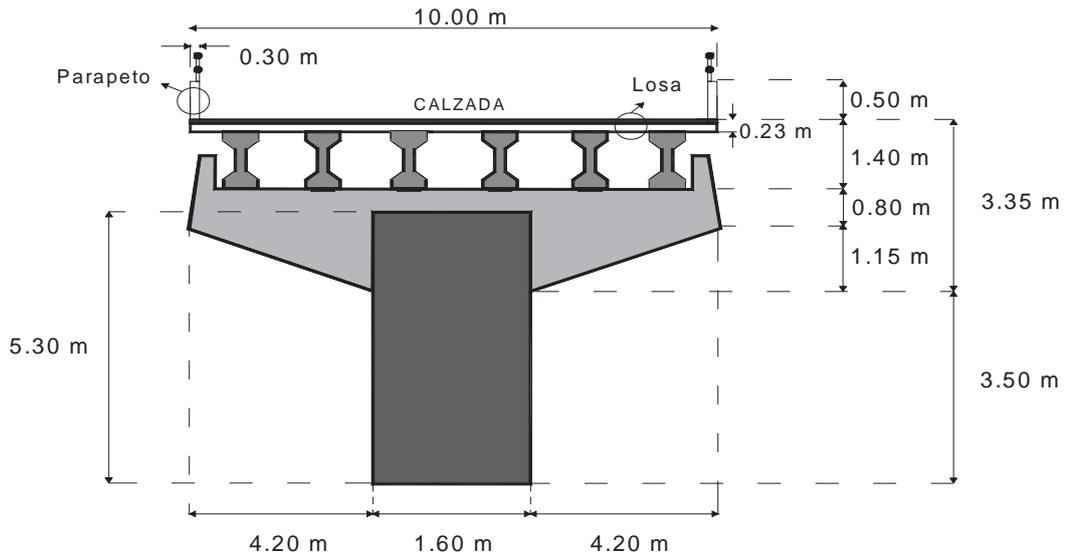


Figura 5.20 Dimensiones de apoyo intermedio, corte transversal.

Las dimensiones de las traveses se muestran en la figura 5.21.

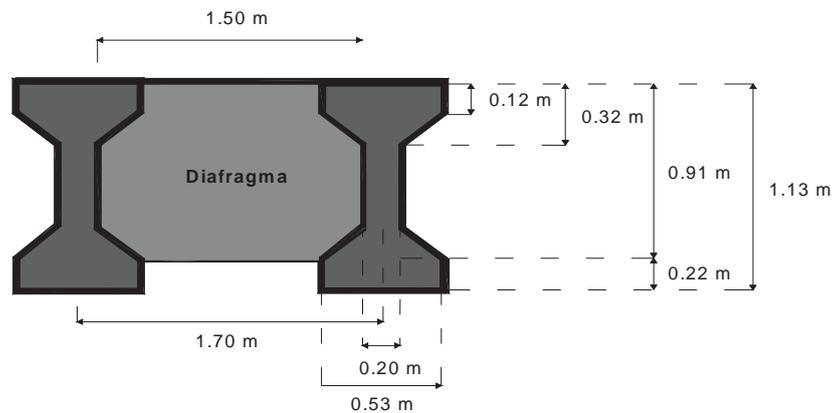


Figura 5.21 Dimensiones de la trabe "I".

La placa de neopreno en donde se apoya libremente cada viga "I", en los extremos, tiene las siguientes características:

La base, perpendicular a la longitud del puente = 0.40 m

Ancho = 0.21 m

Espesor = 0.05 m

Para determinar la rigidez lateral del apoyo, se considera los siguientes valores.

Dureza = 60

E= 375 t/m²

G = 102 t/m²

Rigidez:

$$k = \frac{G A}{h} = \frac{102(0.084)}{0.05} = 171.36 \text{ t/m}$$

- A continuación se presentan fotografías de la vista general del puente (figura 5.22), vista apoyo extremo (figura 5.23), apoyo intermedio (figura 5.24) y detalle de apoyo (figura 5.25).



Figura 5.22 Puente en estudio Maravatío k206 en el Estado de Michoacán.



Figura 5.23 Vista del apoyo extremo, estribo.



Figura 5.24 Panorama de apoyo intermedio.



Figura 5.25 Perspectiva de apoyo extremo sobre placa de neopreno.

- PUEENTE MARAVATÍO k239

El puente se encuentra ubicado sobre la carretera Morelia-Maravatío a la altura del kilómetro 239+324.

El puente está formado por una losa que conforma la calzada con un espesor de 0.23 m, de los cuales 0.13 m son losas de concreto prefabricadas y los otros 0.10 m es una losa de concreto. La calzada tiene un ancho de 5.85 m y una longitud de 53.70 m, que conforma dos claros del puente con 26.85 m cada uno. La estructura principal esta formada por 6 vigas "I" de sección constante, 3 para cada claro. Las vigas se encuentran libremente apoyadas en sus extremos sobre una placa de neopreno de 0.40 x 0.20 por 0.05 m de espesor. Las vigas se apoyan al centro del puente en un cabezal de concreto reforzado (figura 5.28). El cabezal se encuentra sostenido por una columna circular de 1.60 m de diámetro y una altura de 5.50 m. Se observa que en los extremos exteriores las vigas están apoyadas sobre estribos. Entre las vigas principales existen vigas diafragma de 1.75 x 1.15 x 0.20 m, se localizan 2 vigas diafragma distribuidas a lo largo de cada claro y una viga diafragma en el extremo de cada claro.

El puente tiene la siguiente descripción:

- Geometría general (figura 5.26):
 - No. de claros: 2
 - Longitud de claros L = 26.85 m
 - Altura de la pila H = 5.50 m
 - Ancho de calzada C = 5.85 m

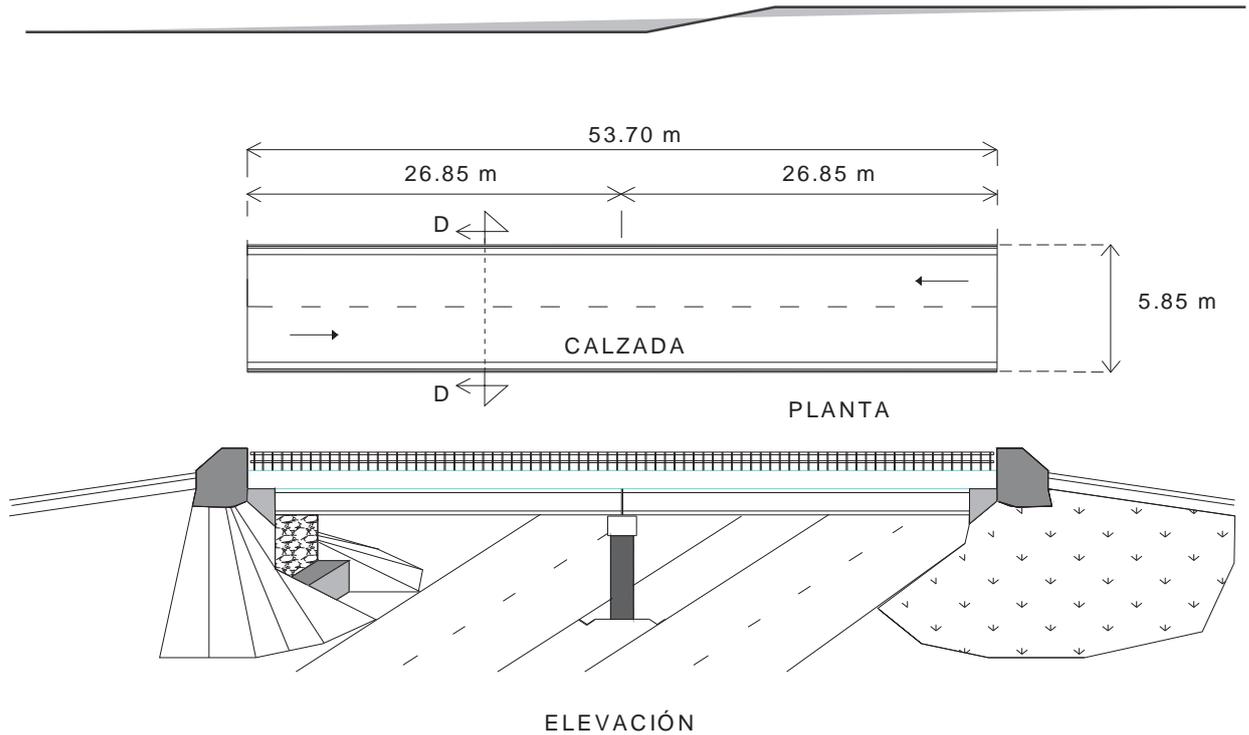


Figura 5.26 Geometría general del puente Maravatío k239.

- Tipo de apoyo en los extremos:

Estribo de concreto reforzado y cabezal del mismo material. El estribo se encuentra estabilizado a los lados por un terraplén de terreno natural (figura 5.27).

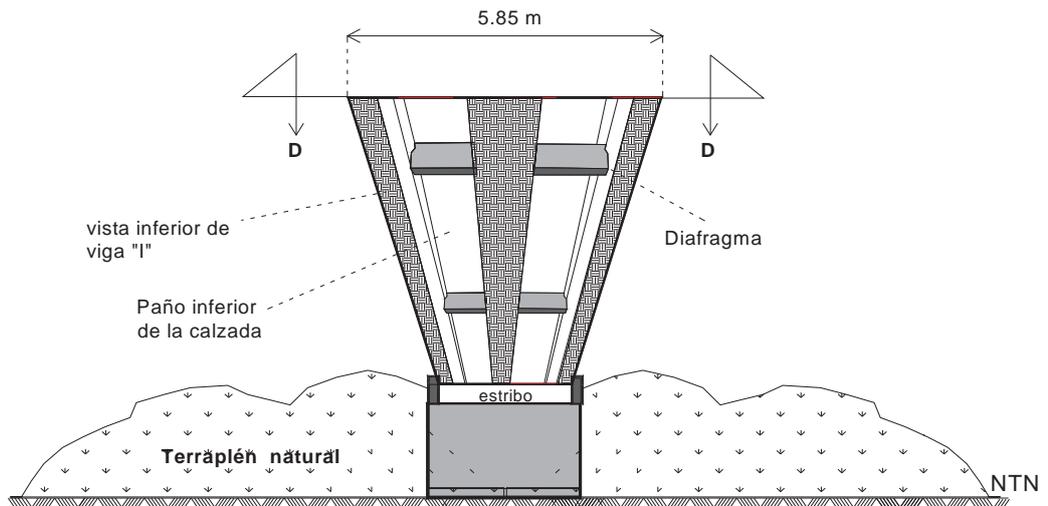


Figura 5.27 Vista inferior del puente Maravatío k239.

- Tipo de apoyo intermedio

Pila circular de concreto reforzado. El cabezal es de sección variable con un ancho de 1.40 m, sus dimensiones se observan en la figura 5.28. Sobre él descansan 3 vigas tipo "I" prefabricadas de concreto preesforzado libremente apoyadas sobre placas de neopreno.

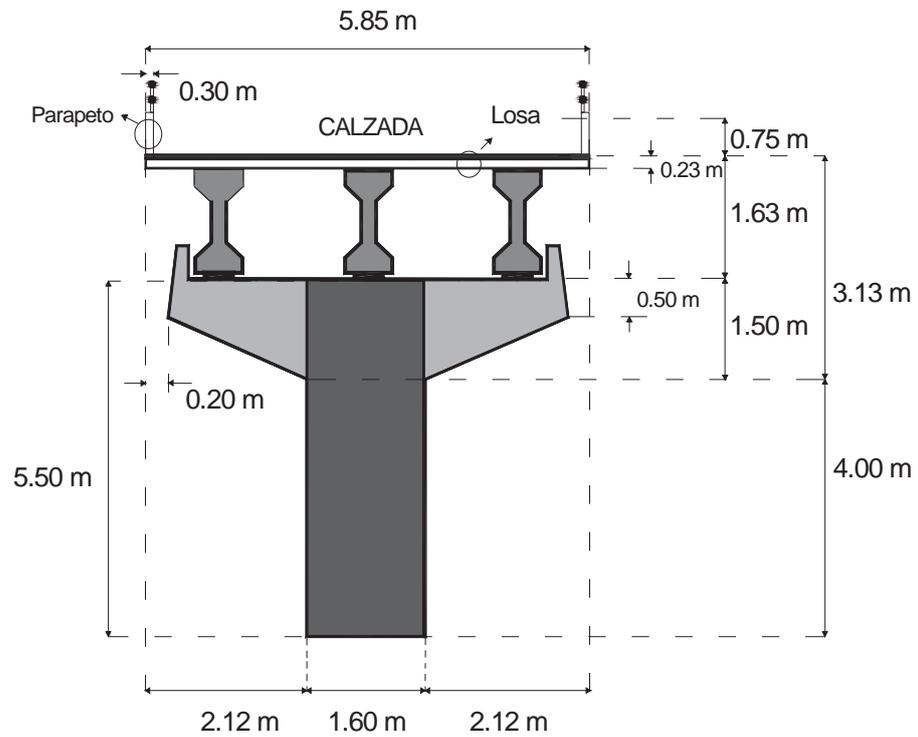


Figura 5.28 Dimensiones de apoyo intermedio, corte transversal.

Las dimensiones de las traveses se muestran en la figura 5.29.

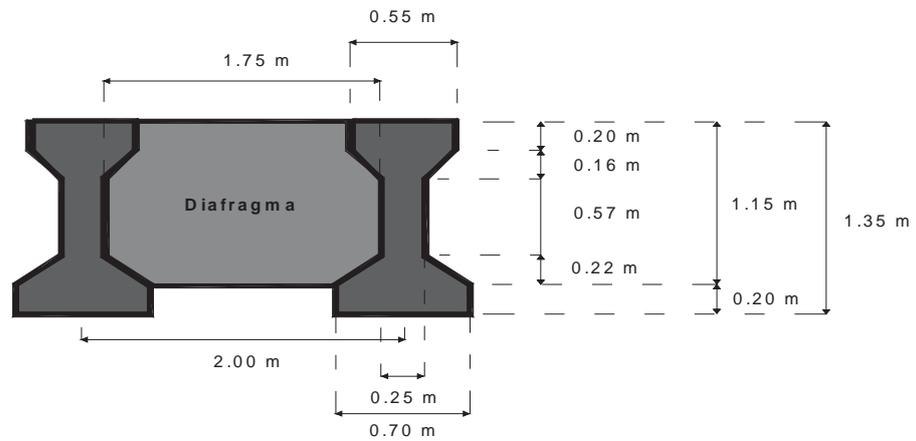


Figura 5.29 Dimensiones de las traveses "I" y un diafragma.

La placa de neopreno en donde se apoya libremente cada viga "l", en los extremos, tiene las siguientes características:

La base, perpendicular a la longitud del puente = 0.40 m

Ancho = 0.20 m

Espesor = 0.05 m

Para determinar la rigidez lateral del apoyo, se considera los siguientes valores.

Dureza = 60

E= 375 t/m²

G = 102 t/m²

Rigidez:

$$k = \frac{G A}{h} = \frac{102(0.080)}{0.05} = 163.20 \text{ t/m}$$

- A continuación se presentan fotografías de la vista general del puente (figura 5.30), vista apoyos extremos (figura 5.31), apoyo intermedio (figura 5.32).



Figura 5.30 Puente en estudio Maravatío k239 en el Estado de Michoacán.



Figura 5.31 Vista de apoyos extremos, estribos.



Figura 5.32 Panorama de apoyo intermedio.



Figura 5.33 Vista de diafragma.

5.3 MEDICIONES CON VIBRACIÓN AMBIENTAL

Definición de la posición de los sensores

Los puntos de medición se deben determinar en función de la disponibilidad de instrumentos. Un caso extremo es la colocación de dos sensores, uno en la calzada y otro en el terreno (artículo: "Introducción a la instrumentación estructural").

Si se dispone de más sensores como es el caso de este trabajo y de acuerdo con las formas de vibrar de los pre-modelos obtenidos en el SAP (capítulo 4), la selección de los puntos de referencia son aquellos que sirven para detectar alguna forma modal. Se evita para ciertas formas los nodos, punto en donde no se detecta movimiento relativo para dichas configuraciones. En lo que respecta a la colocación de los sensores, se buscó que éstos fueran equidistantes.

En las figuras 5.34 a 5.39 se muestran los diagramas de distribución de dispositivos para cada puente. Las distancias del sensor triaxial que se localiza al nivel de terreno natural, van del sensor al paño exterior de la columna externa. El sensor que se encuentra a NTN se fija a terreno firme.

- Maravatío k157 figura 5.34.

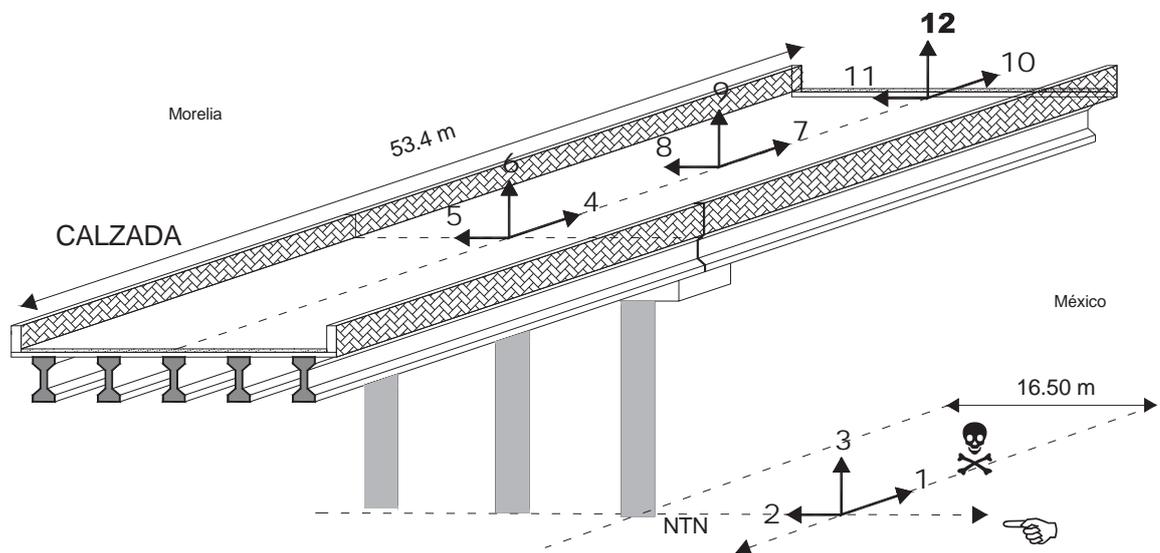


Figura 5.34 Distribución de sensores puente Maravatío k157.

- Maravatío k187 figuras 5.35 y 5.36.

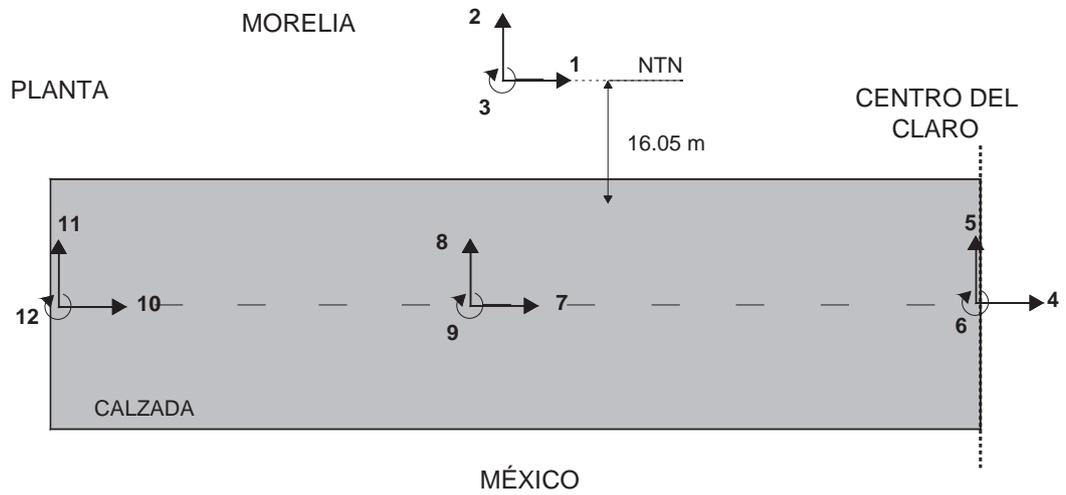


Figura 5.35 Distribución de sensores puente Maravatío k187, primera alternativa.

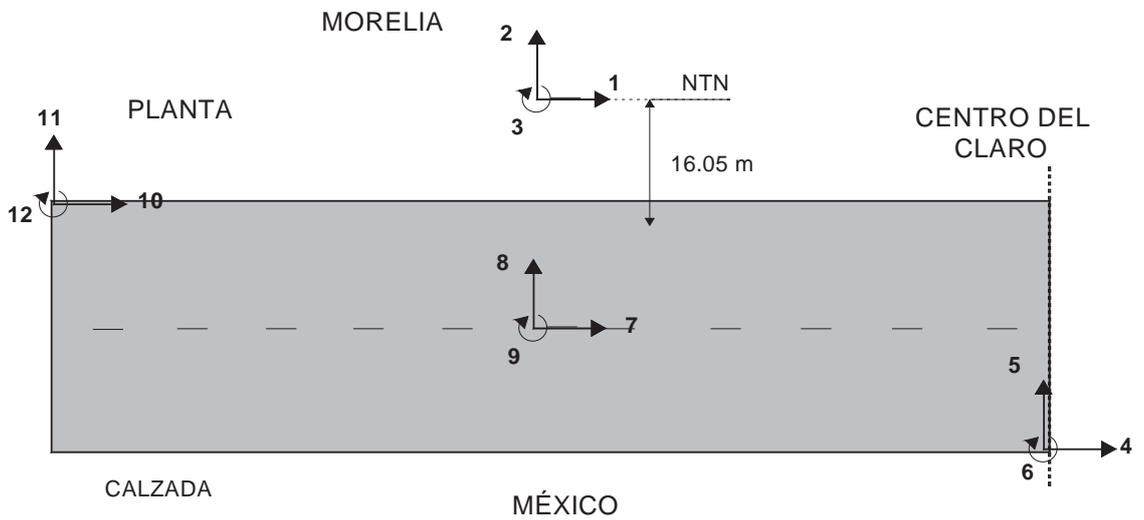


Figura 5.36 Distribución de sensores puente Maravatío k187, segunda alternativa.

- Maravatío k206 figuras 5.37 y 5.38.

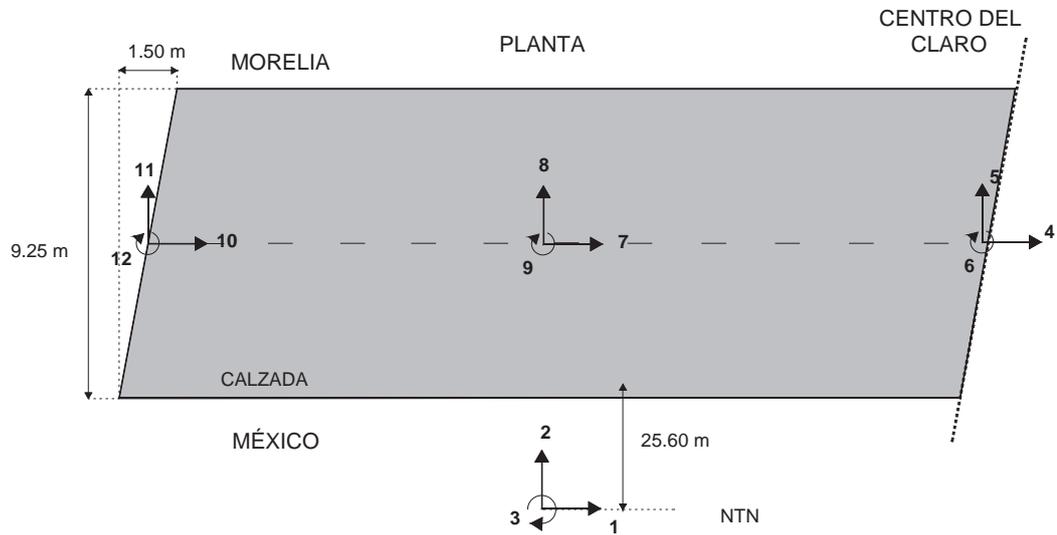


Figura 5.37 Distribución de sensores puente Maravatío k206, primera alternativa.

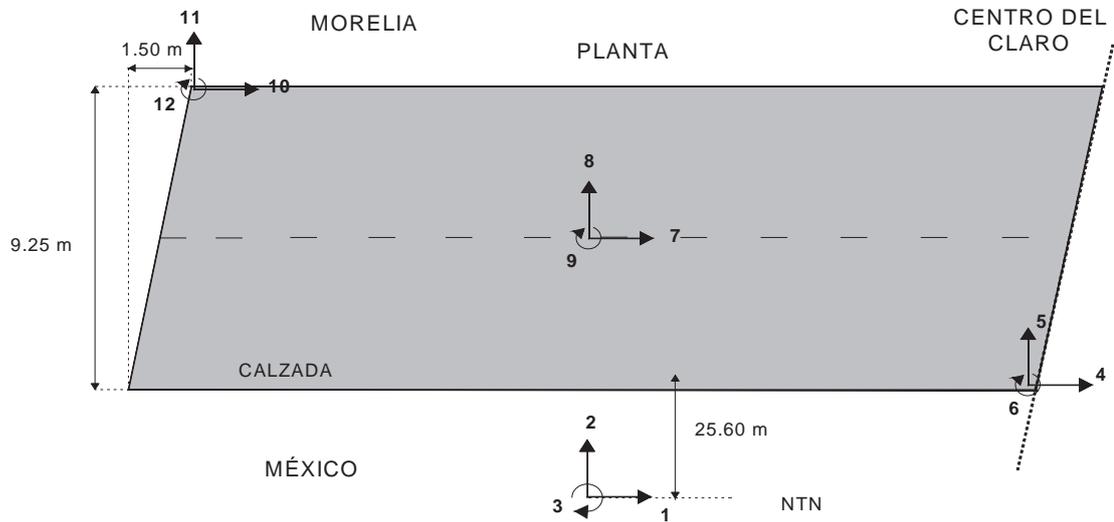


Figura 5.38 Distribución de sensores puente Maravatío k206, segunda alternativa.

- Maravatío k239 figura 5.39.

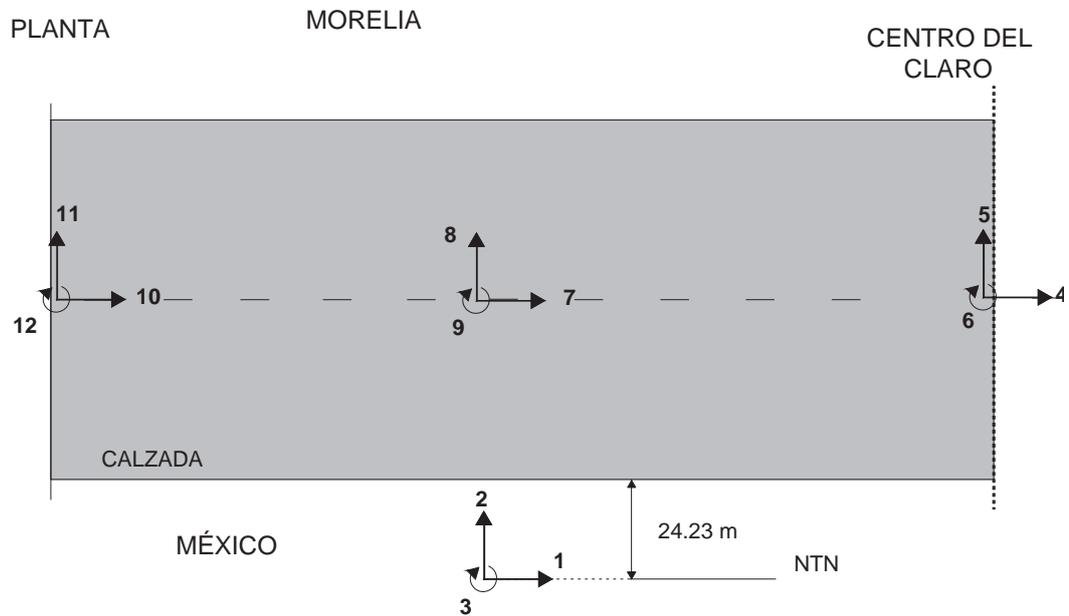


Figura 5.39 Distribución de sensores puente Maravatío k239.

Las flechas indican la dirección del movimiento N-S, E-W y los números indican el sensor que registra datos en el sentido correspondiente.

Se observa que para la obtención de registros se colocan los sensores uniaxiales cerca de los centros geométricos del puente a una cuarta parte y a un medio, manteniendo de referencia el sensor triaxial que se coloca en el terreno (campo libre).

Se observa que los canales 1, 4, 7 y 10 corresponden a la dirección Norte-Sur longitudinal, los canales 2, 5, 8 y 11 pertenecen a la dirección Este-Oeste transversal y los canales 3, 6, 9 y 12 conciernen a la dirección vertical.

Equipo y calibración de sensores

La captura de los registros se hace con una consola Kinematics Altus K2, la cual consta de cuatro salidas para 3 canales cada una, es decir un total de 12 canales (figura 5.40). Se utilizaron nueve sensores uniaxiales (figura 5.41) y uno triaxial (figura 5.42). Los sensores tienen una capacidad de registro hasta de 4g, sin embargo como las magnitudes de las aceleraciones producidas por la vibración ambiental son muy pequeñas, se calibraron a $\frac{1}{4}$ de g. Estas señales son transmitidas a través de cables blindados. Se utiliza un software para la adquisición de datos Quick-Talk Versión 2.4. El sensor triaxial y los uniaxiales en grupos de tres (Norte-Sur, Este-Oeste y vertical) se encuentran montados sobre placas de aluminio de 0.35 x 0.35 x 0.0254 m.



Figura 5.40 Equipo Altus K2 con salida a 12 canales.



Figura 5.41 Sensores uniaxiales.



Figura 5.42 Sensor triaxial.

Los sensores una vez ubicados en su posición final deben nivelarse (figura 5.43) y calibrarse a ± 0.20 volts (figura 5.44).



Figura 5.43 Nivelación de la placa donde se localizan los sensores.



Figura 5.44 Calibración de los sensores.

Pruebas de vibración ambiental

- PUENTE MARAVATÍO k157.
 - Se emprendieron 4 pruebas.
 - La duración de cada evento se muestra en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Duración y número de puntos de cada evento registrado, puente Maravatío k157.

Evento	Duración (s)	No. de puntos
K157_01	91	18,200
K157_02	91	18,200
K157_03	350	70,000
K157_04	510	102,000

- PUENTE MARAVATÍO k187.
 - Se llevaron a efecto 5 pruebas.
 - La duración de los eventos se muestra en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Duración y número de puntos de cada evento registrado, puente Maravatío k187.

Evento	Duración (s)	No. de puntos
k187_01	303	30,300
k187_02	296	29,600
k187_03	302	30,200
k187_04	302	30,200
k187_05	278	55,600

- PUENTE MARAVATÍO k206.
 - Se ejecutaron 5 pruebas.
 - La duración de cada evento se muestra en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Duración y número de puntos de cada evento registrado, puente Maravatío k206.

Evento	Duración (s)	No. de puntos
k206_01	303	30,300
k206_02	303	30,300
k206_03	199	19,900
k206_04	298	29,800
k206_05	287	28,700

- PUENTE MARAVATÍO k239.
 - Se condujeron 3 pruebas.
 - La duración de los eventos se muestra en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Duración y número de puntos de cada evento registrado, puente Maravatío k239.

Evento	Duración (s)	No. de puntos
k239_01	308	30,800
k239_02	276	27,600
k239_03	304	30,400

Estas señales registradas con vibración ambiental se procesarán para obtener espectros de amplitud y funciones de transferencia, procedimiento que se considera en el capítulo siguiente.

Capítulo 6

OBTENCIÓN ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS PUENTES EN ESTUDIO

Para realizar el modelo analítico se utilizó el programa llamado SAP 2000 (2004). Se hizo el análisis elástico lineal del modelo tridimensional del puente, utilizando elementos barra. Una vez elaborado el modelo, se determinan los modos naturales de vibrar. El objetivo de realizarlo es utilizar los resultados como apoyo en la identificación de las frecuencias naturales de vibrar de los puentes en el procesamiento de registros obtenidos con vibración ambiental.

En esta etapa sólo se presentan los resultados producto del estudio analítico, posteriormente se harán los comentarios pertinentes.

- PUEENTE MARAVATÍO k157

En la figura 6.1 se ilustran los tres primeros modos de vibrar del puente k157. En esa figura se observa que el primer modo de vibrar tiene un período de 0.352 segundos, presentando un movimiento de traslación longitudinal (Norte-Sur, figura 6.1 a). El segundo modo de vibrar tiene un período de 0.27 segundos, asociado a la flexión vertical, figura 6.1 b. El tercer modo de vibrar tiene un período de 0.24 segundos, el cual es de torsión en el tablero, ver figura 6.1 c.

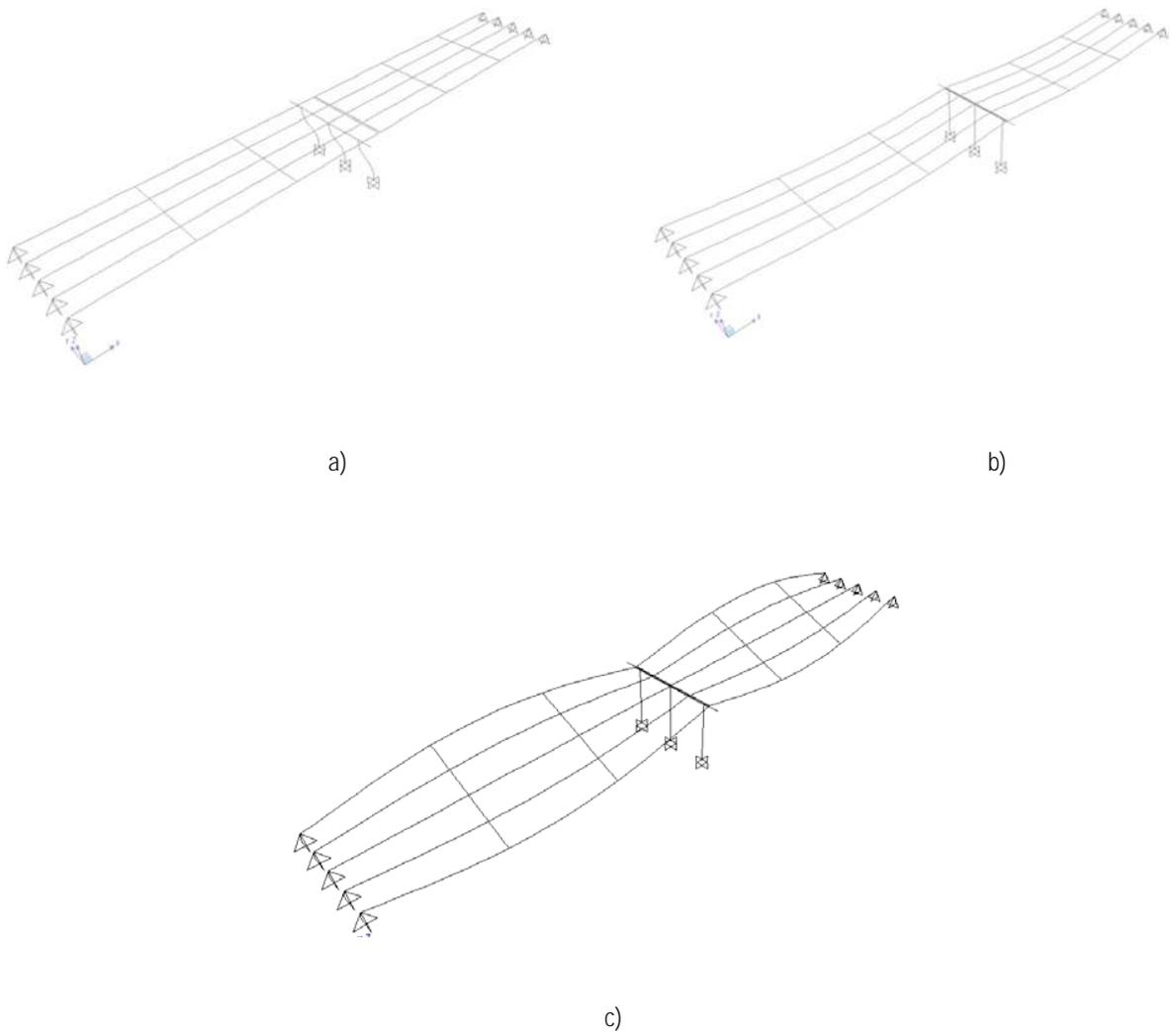


Figura 6.1 Modo de vibrar del puente Maravatío k157. a) Primer modo, b) segundo modo y c) tercer modo.

- PUENTE MARAVATÍO k187

En la figura 6.2 se ilustran los tres primeros modos de vibrar del puente k187. En esa figura se observa que el primer modo de vibrar tiene un período de 0.28 segundos, que corresponde a traslación longitudinal (Norte-Sur, figura 6.2 a). El segundo modo de vibrar tiene un período de 0.268 segundos, asociado a la flexión vertical, figura 6.2 b). El tercer modo de vibrar tiene un período de 0.214 segundos, el cual es de torsión en el tablero, ver figura 6.2 c).

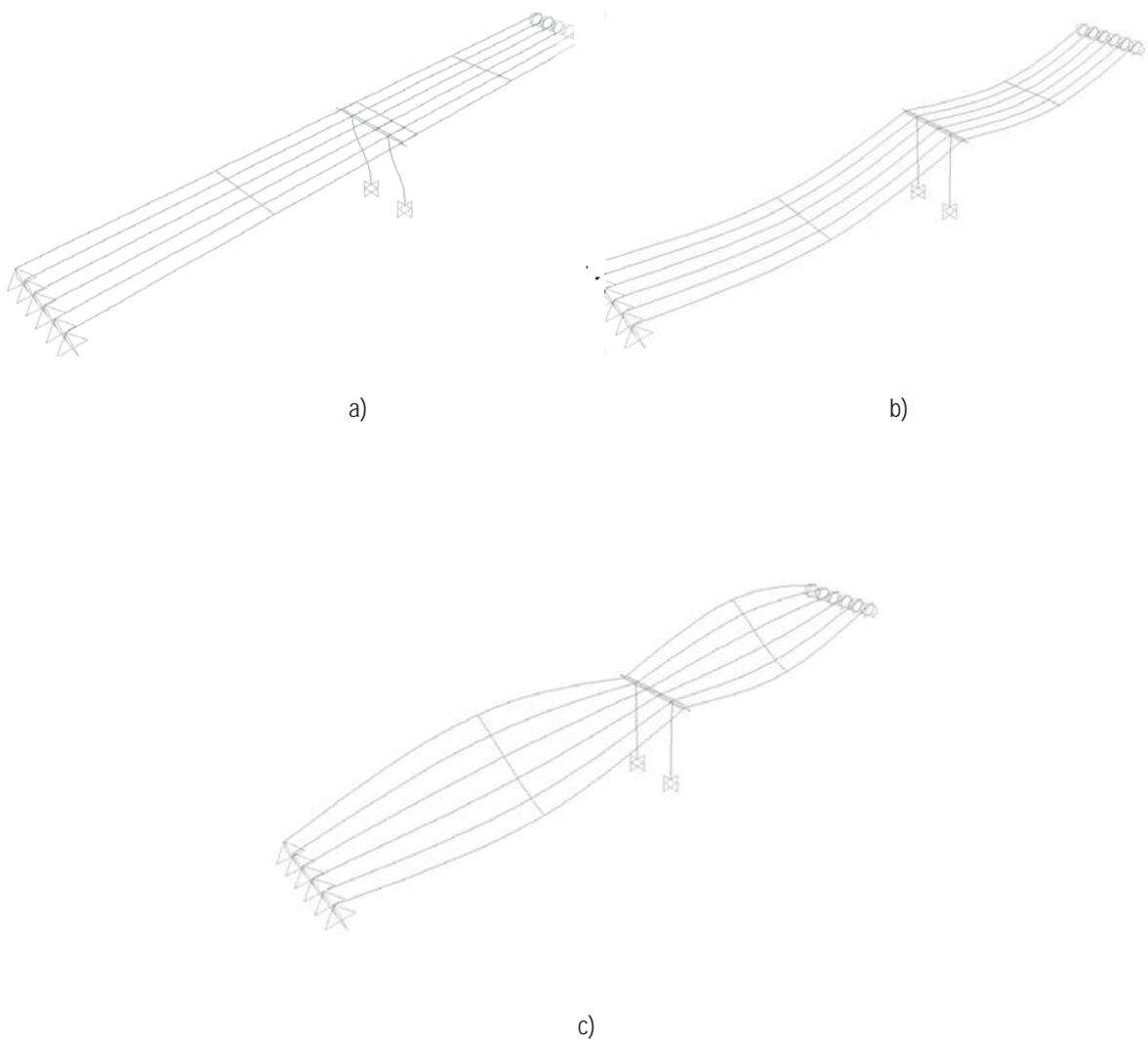


Figura 6.2 Modo de vibrar del puente Maravatío k187. a) Primer modo, b) segundo modo y c) tercer modo.

- PUEENTE MARAVATÍO k206

En la figura 6.3 se ilustran los tres primeros modos de vibrar del puente k206. En esa figura se observa que el primer modo de vibrar tiene un período de 0.243 segundos, que corresponde a traslación longitudinal (Norte-Sur, figura 6.3 a). El segundo modo de vibrar tiene un período de 0.22 segundos, el cual es de traslación transversal (Este-Oeste, figura 6.3b). El tercer modo de vibrar tiene un período de 0.187 segundos, el que corresponde a la flexión vertical, ver figura 6.3 c.

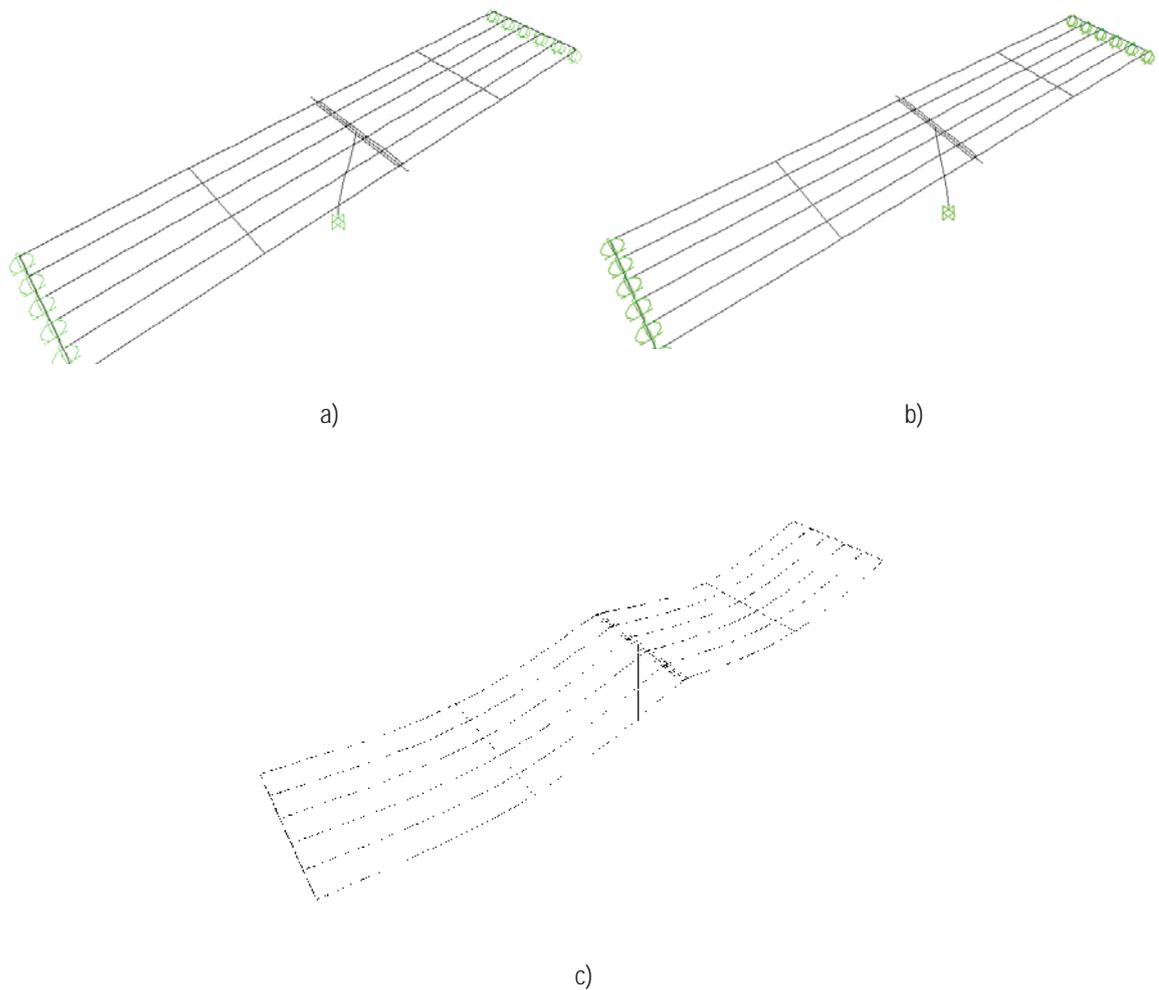


Figura 6.3 Modo de vibrar del puente Maravatío k206. a) Primer modo, b) segundo modo y c) tercer modo.

- PUENTE MARAVATÍO k239

En la figura 6.4 se ilustran los tres primeros modos de vibrar del puente k239. En esa figura se observa que el primer modo de vibrar tiene un período de 0.26 segundos, asociado a flexión vertical, ver figura 6.4 a. El segundo modo de vibrar tiene un período de 0.20 segundos, correspondiente a traslación longitudinal (Norte-Sur, figura 6.4b). El tercer modo de vibrar tiene un período de 0.183 segundos, el cual es de traslación transversal (Este-Oeste, figura 6.4 c).

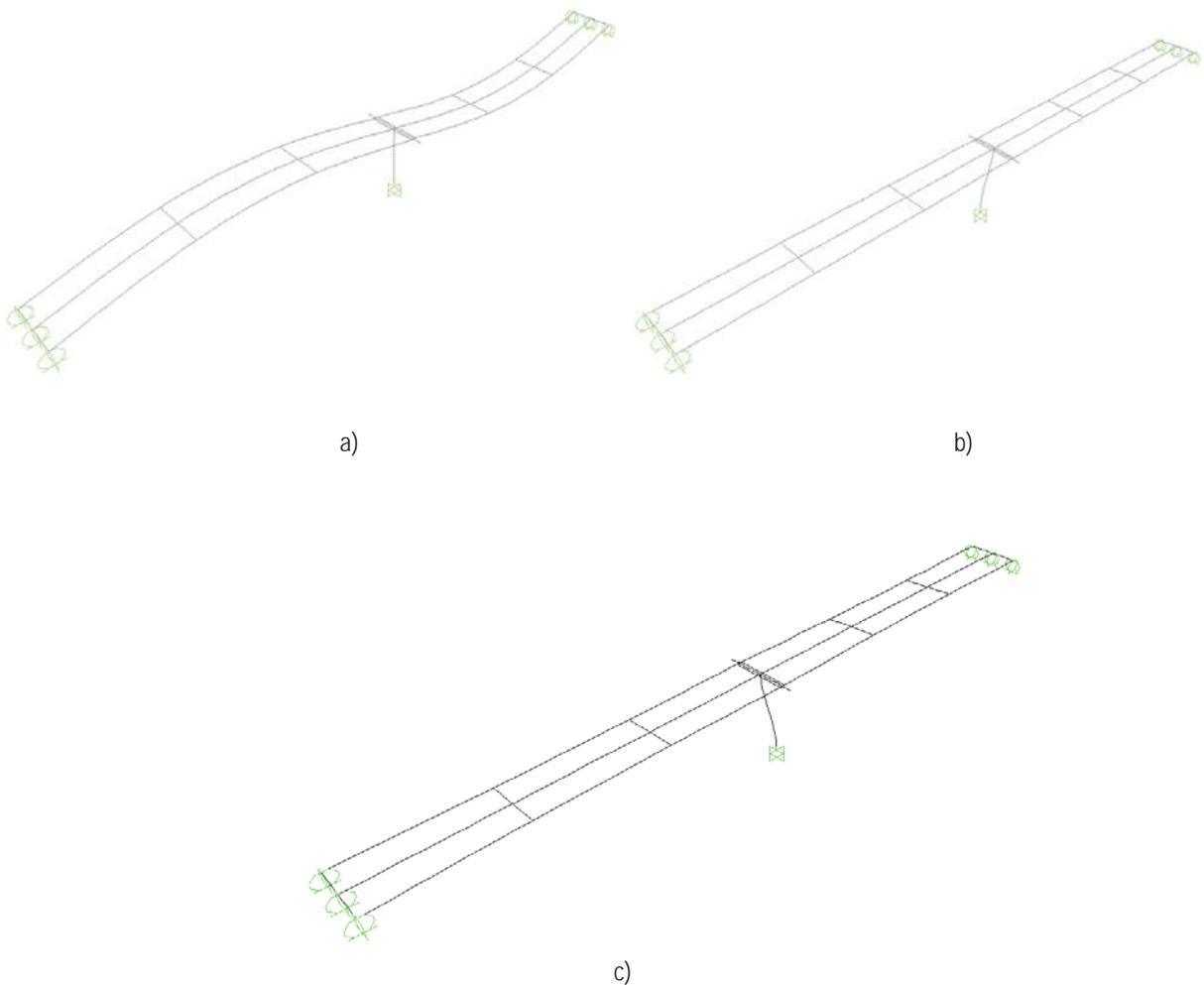


Figura 6.4 Modo de vibrar del puente Maravatío k239. a) Primer modo, b) segundo modo y c) tercer modo.

Capítulo 7

METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE REGISTROS OBTENIDOS CON VIBRACIÓN AMBIENTAL

El objetivo del presente capítulo es presentar en forma básica los conceptos necesarios para la comprensión de la metodología que se aplica en la obtención de las propiedades dinámicas de estructuras.

La vibración ambiental es un método experimental que consiste en medir las vibraciones en las estructuras; estas vibraciones son producidas por excitaciones de carácter ambiental, es decir las producidas por la lluvia, viento, tráfico de vehículos, paso de peatones, etc. Es un método sencillo que permite la obtención inmediata de datos con la ayuda de aparatos de alta sensibilidad. La aplicación de pruebas de VA resulta útil para evaluar los cambios en las características dinámicas de estructuras rehabilitadas, reestructuradas o aquellas que han sido sometidas a movimientos sísmicos y de las cuales es necesario monitorear su estado actual a través de la determinación de sus características dinámicas (período fundamental, frecuencias y modos de vibrar).

En un análisis de VA se consideran las siguientes actividades:

- Recabar información estructural del sistema en estudio. Si no existe esta información proceder a realizar un levantamiento geométrico de la estructura.
- Con la información recabada se recomienda hacer un modelo analítico para determinar sus propiedades y modos de vibrar, estos últimos servirán para ubicar los sensores. Los puntos de medición se determinan con base en la disponibilidad de instrumentos.
- Se procede a obtener los registros producto de la vibración ambiental.
- Se procesan los registros con ayuda del software SMA (Strong Motion Analysis), obteniéndose gráficas de aceleraciones, velocidades y desplazamientos.
- El análisis de los registros se realiza con pares de señales para calcular:
 - Espectros de Potencia.
 - Funciones de transferencia.
 - Interpretación de los registros.

A continuación se presentan los conceptos detallados de los incisos del proceso anterior.

I. TÉCNICAS DE IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS

A través del desarrollo de equipos de medición, proceso de señales y aplicación de conceptos de dinámica y del análisis estructural, se establecen técnicas para intentar comprender el comportamiento de sistemas ante sollicitaciones dinámicas y después de las mismas, para reducir incertidumbres. Para obtener soluciones aceptables entre la respuesta real y la predicha con un modelo matemático, se han desarrollado métodos de identificación de parámetros, donde se establecen condiciones de entrada-salida para obtener los parámetros desconocidos del sistema. Las técnicas de identificación de parámetros pueden ser:

- **Paramétricas:** se establece un modelo matemático simplificado y se estiman los valores de los parámetros estructurales necesarios para producir una óptima correlación entre la respuesta medida y la calculada (Beck y Jennings 1980).
- **Técnicas no paramétricas:** consiste en determinar las características del sistema estructural con base en análisis espectrales convencionales (Ewins, 1986). Estas no implican el desarrollo de un modelo matemático de la estructura analizada, ya que se basan en la interpretación de señales de entrada y salida del sistema.

Las técnicas no paramétricas son la base de esta tesis.

II. PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

En la identificación de sistemas, los procedimientos disponibles para modelos específicos se divide en:

- **Dominio de la frecuencia:** Los registros obtenidos con la VA se llevan al dominio de las frecuencias a través de un análisis de Fourier, con lo cual se obtienen los espectros de amplitudes y de potencia.
- **Dominio del tiempo:** Los registros se trabajan tal y como se obtienen en función del tiempo. La estimación de parámetros se basa en:
 - Técnicas recursivas

- Máxima probabilidad y técnicas relacionadas

En el presente trabajo se aplica un análisis no paramétrico, el cual consiste en calcular los espectros de Fourier y cocientes espectrales con los registros, y así obtener las frecuencias fundamentales de vibración asociadas a las posiciones de los sensores. La identificación del sistema será en el dominio de la frecuencia.

La aplicación del método de VA queda limitado al comportamiento lineal de estructuras (pequeños desplazamientos). El cumplir esta linealidad implica que la estructura es un sistema invariante en el tiempo.

En el análisis, las vibraciones que recibe una estructura no son fáciles de ser descritas por una función matemática en el dominio del tiempo, es decir, las ordenadas de la señal se generan con cierta probabilidad de que ocurran, y es debido a este tipo de comportamiento aleatorio que se le asocia al mismo una función de probabilidades. Este proceso se le conoce como proceso estocástico.

La representación matemática de una señal de VA en el dominio del tiempo es compleja y no justifica el tiempo que se emplea llevarla a cabo. En base a la limitación anterior se utilizan algunas herramientas que nos permiten un manejo más apropiado de los registros, para lo cual se utiliza la transformada rápida de Fourier. La transformada rápida de Fourier evalúa la señal y expresa la función original en una suma de funciones más sencillas, con la ventaja de optimizar el tiempo de cálculo.

III. REGISTRO EN LA HISTORIA DEL TIEMPO (time history record)

Los fenómenos físicos que son de interés en la ingeniería son generalmente medidos en términos de una función de amplitud contra tiempo, este término es referido como registro en la historia del tiempo ver figura 7.1. Este tipo de señal se obtiene de los registros de VA.

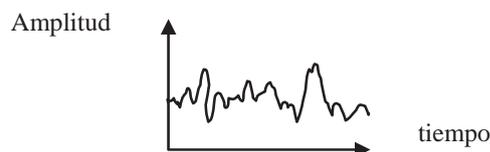


Figura 7.1 Registro en la historia del tiempo.

IV. TRANSFORMADA DE FOURIER

Si se tiene una función periódica con período T ; cuando T se aproxima a infinito, $f(t)$ se convierte en una **función no periódica** (Este es el caso de la señal que se registra a través de vibración ambiental); para encontrar la representación de Fourier de esta función no periódica se comienza con la forma exponencial de la serie de Fourier [Hsu, 1987]:

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} c_n e^{in\omega_o t} \quad (7.1)$$

donde

$$c_n = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) e^{-in\omega_o t} dt \quad (7.2)$$

$$\omega_o = \frac{2\pi}{T} \quad (7.3)$$

Sustituyendo 7.2 en 7.1, se tiene

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left[\frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(x) e^{-in\omega_o x} dx \right] e^{in\omega_o t} \quad (7.4)$$

La variable x es un comodín para evitar confusión con la variable t .

Como

$$\frac{1}{T} = \frac{\omega_o}{2\pi}, \quad \text{la expresión 7.4 se puede expresar de la siguiente forma}$$

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left[\frac{1}{2\pi} \int_{-T/2}^{T/2} f(x) e^{-in\omega_o x} dx \right] \omega_o e^{in\omega_o t} \quad (7.5)$$

Haciendo que $T \rightarrow \infty$, donde debido a la ecuación 7.3, ω_o se anula.

Si se tiene que $\omega_o = \Delta\omega$, $n \rightarrow \infty$ a medida que $\omega_o = \Delta\omega \rightarrow 0$, tal que el producto es finito

$n\omega_o = n\Delta\omega \rightarrow \omega$, de este modo la ecuación 7.5 se transforma en:

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left[\frac{1}{2\pi} \int_{-T/2}^{T/2} f(x) e^{in\Delta\omega x} dx \right] e^{in\Delta\omega t} \Delta\omega \quad (7.6)$$

En el límite $T \rightarrow \infty$, $\Delta\omega \rightarrow d\omega$, y la sumatoria se convierte en la integral sobre ω , es decir la función no periódica se convierte en:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \left[\int_{-\infty}^{\infty} f(x) e^{-i\omega x} dx \right] e^{i\omega t} d\omega \quad (7.7)$$

Por otro lado, al igualar el contenido entre corchetes de la ecuación 7.7 con $F(\omega)$ se tiene que

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega_0 t} dt \quad (7.8)$$

lo que convierte a la ecuación 7.7 en:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (7.9)$$

Las expresiones 7.8 y 7.9 son la representación de una función NO periódica.

A la función $F(\omega)$ definida en 7.8 se le conoce como **la integral de Fourier o la transformada de Fourier** de $f(t)$, la transformada de Fourier se simboliza por \mathcal{F}

$$F(\omega) = \mathcal{F} [f(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega_0 t} dt \quad (7.10)$$

Análogamente \mathcal{F}^{-1} es el símbolo que se utiliza para indicar la operación inversa obteniendo $f(t)$ cuando está dado $F(\omega)$:

$$f(t) = \mathcal{F}^{-1} [F(\omega)] = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega_0 t} d\omega \quad (7.11)$$

Donde:

$f(t)$ es la señal registrada en el dominio del tiempo.

ω_0 es la frecuencia.

$F(\omega)$ es la transformada de Fourier en el dominio de la frecuencia.

La transformada de Fourier es la representación de la función en el dominio de la frecuencia. Para pasar de un dominio a otro se calcula la transformada inversa de Fourier, ecuación 7.11, donde $f(t)$ es la señal registrada en el dominio del tiempo.

A continuación se hace un cambio de variables en la transformada de Fourier, esto con la finalidad de llevar una congruencia entre la notación anterior y la empleada en los libros de consulta general.

Si la función $f(t)$ la llamamos $x(t)$, que se refiere a un registro en la historia del tiempo (time history record) que no es periódico para datos transitorios (determinísticos o aleatorios) o para datos aleatorios estacionarios en donde T se aproxima a infinito y

frecuencia = $f = \frac{1}{T}$ en Hertz y $\omega_0 = 2 \pi f$ en radianes por segundo, la ecuación 7.10 se

convierte en:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i 2 \pi f t} dt \quad -\infty < f < \infty \quad (7.12)$$

donde $X(f)$ existe si

$$\int_{-\infty}^{\infty} |x(t)| dt < \infty \quad (7.13)$$

$X(f)$ es llamada la transformada directa de Fourier o espectro de $x(t)$ en donde su transformada inversa es:

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(f) e^{i 2 \pi f t} df \quad -\infty < t < \infty \quad (7.14)$$

Para un registro estacionario en la historia del tiempo $x(t)$, que teóricamente existe en todo el tiempo, la integral:

$$\int_{-\infty}^{\infty} |x(t)| dt \text{ es igual a } \infty \quad (7.15)$$

En las aplicaciones, los registros obtenidos inician en cero y terminan en un tiempo finito T , por lo tanto la ecuación 7.12 se conoce como la **transformada finita de Fourier**:

$$\boxed{X(f) = \int_0^T x(t) e^{-i 2 \pi f t} dt} \quad (7.16)$$

De donde:

T = duración de la señal

$$i = \sqrt{-1}$$

f = frecuencia.

V. TRANSFORMADA RAPIDA DE FOURIER (Fast Fourier Transformation FFT)

La FFT [Boyd, 2001] es un algoritmo rápido para la evaluación numérica de la transformada de Fourier desarrollado en los laboratorios de IBM, y su importancia radica en la rapidez de cálculo conseguida. En lugar de usar la FFT se puede usar la transformada discreta de Fourier (DFT), siendo en este caso necesario más tiempo de cálculo. La diferencia de velocidad de cálculo entre la DFT y la FFT aumenta el número de procesos a realizar, ya que mientras la DFT aumenta el número de operaciones necesarias para su solución, la FFT lo hace de forma casi lineal, *v. gr.* 4000 operaciones necesarias para solucionar con la DFT y para el mismo problema 60 operaciones con la FFT. Existen rutinas que permiten el cálculo de la FFT o la IFFT de una secuencia de largo N en las librerías de FORTRAN, C, Matlab, Pascal, etc.

Algunas soluciones de algoritmos en el dominio de la frecuencia se basan en la FFT [Tedesco, 1999], que es predicha en base a la observación de ver si el número de puntos es una potencia de 2 (Esto es, $N = 2^L$, donde L es un entero), entonces el cómputo se puede hacer usando un algoritmo recursivo. El desarrollo de la FFT ha sido una influencia substancial en la solución de problemas de ingeniería en donde se requiere que el número total de puntos sea potencia de 2.

VI. ESPECTRO DE AMPLITUDES DE FOURIER

A la representación que resulta de graficar $|F(\omega)|$ contra ω se le conoce como espectro de amplitudes de Fourier. En este espectro de amplitudes podemos determinar las frecuencias dominantes de un sismo o de una estructura.

El espectro de amplitudes siempre es una función par:

$$|F(-\omega)| = |F(\omega)| \quad (7.17 \text{ a})$$

Para el espectro de amplitudes, el módulo de $F(\omega)$ es:

$$|F(\omega)| = [F(\omega) F^*(\omega)]^{1/2} \quad (7.17 \text{ b})$$

donde $F^*(\omega)$ es el complejo conjugado de $F(\omega)$ en donde

$\omega = 2 \pi f$ está en radianes por segundo.

VII. ESPECTRO DE POTENCIA

Cuando en el espectro de amplitudes no se pueden determinar las frecuencias dominantes, entonces se obtiene el espectro de potencia que viene a ser la gráfica de

$$|F(\omega)|^2 \text{ contra } \omega \tag{7.18}$$

A $|F(\omega)|$ se denomina espectro de energía o función de densidad de energía espectral [Hwei, 1997].

VIII. FUNCIÓN DE SISTEMA O DE TRANSFERENCIA

En la identificación de sistemas [Oppenheim, 1997], una técnica que comúnmente se emplea es la obtención de cocientes espectrales (de espectros de amplitud de Fourier) de los diferentes registros disponibles, ver figura 7.2. Con estos cocientes también llamados funciones de transferencia, es posible determinar las frecuencias que corresponden a diferentes modos de vibrar de la estructura. Las funciones de transferencia solo tienen sentido cuando la relación es lineal. En los registros de funciones de transferencia se seleccionan las frecuencias asociadas a las ordenadas máximas del cociente espectral, los cuales corresponden a las frecuencias naturales de vibrar del sistema.

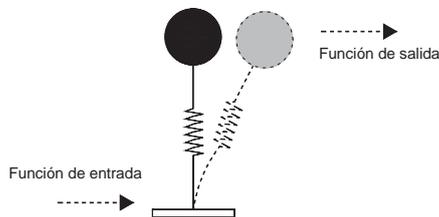


Figura 7.2 Función de transferencia: función de salida entre función de entrada.

este caso quedaría representado por:

$$f_{ENTRADA}(t) \rightarrow \boxed{f_{SISTEMA}(t)} \rightarrow f_{SALIDA}(t)$$

- $f_{ENTRADA}(t)$ función o señal de entrada
- $f_{SISTEMA}(t)$ función de sistema o de transferencia
- $f_{SALIDA}(t)$ función o señal de salida o la respuesta

La función $f_{SALIDA}(t)$ nos indica la forma de como se afecta la señal de entrada $f_{ENTRADA}(t)$ al ingresar al sistema $f_{SISTEMA}(t)$.

Entonces la función de transferencia en el dominio del tiempo o de la frecuencia es igual a la función de salida entre la de entrada:

$$\boxed{f_{SISTEMA} = \frac{f_{SALIDA}}{f_{ENTRADA}}} \quad (7.19)$$

La fórmula 7.19 es conocida con el nombre de función de convolución en el dominio de la frecuencia. Complementariamente se explica a continuación en qué consiste una convolución.

Convolución.

Si se parte de la ecuación conocida como la integral de convolución que corresponde a la representación de un sistema lineal invariante en el tiempo (LTI) continuo en términos de su respuesta a un impulso unitario, tendremos que:

$$y(t) = \int_{-\infty}^{\infty} x(\tau) h(t - \tau) d\tau$$

La convolución de dos señales $x(t)$ y $h(t)$ será representada simbólicamente como

$$y(t) = x(t) * h(t)$$

Siguiendo la simbología de la sección VIII se tiene que si $f_{ENTRADA}(t)$ y $f_{SISTEMA}(t)$ son dos funciones dadas, la convolución de ambas está dada por:

$$f_{SALIDA}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} f_{ENTRADA}(\tau) f_{SISTEMA}(t - \tau) d\tau$$

La cual se expresa simbólicamente como

$$f_{SALIDA} = f_{ENTRADA}(t) * f_{SISTEMA}(t) \quad (7.20)$$

De la expresión anterior se despeja la función de sistema obteniéndose la ecuación 7.19.

IX. FENÓMENOS DETERMINÍSTAS Y ALEATORIOS

Hay ciertos tipo de fenómenos físicos [Sólnes, 1997] que para un tiempo específico en un registro en la historia del tiempo (THR) pueden ser predichos con cierta precisión, basándose en las observaciones de resultados experimentales previos y el conocimiento científico. Este tipo de fenómenos son conocidos como fenómenos determinísticos.

Aquellos fenómenos físicos o experimentos que producen un único THR que no se puede repetir y no puede ser predicho con exactitud se le conoce como fenómeno aleatorio. Esos fenómenos originan a su vez datos aleatorios.

X. CARACTERÍSTICAS DE DATOS ALEATORIOS

Si se cuenta con un conjunto de THR's producto de experimentos, a este conjunto se le designa con el nombre de **ensamble** (figura 7.3), el cual define un proceso aleatorio $\{x(t)\}$ que describe al fenómeno [Paz, 1992].

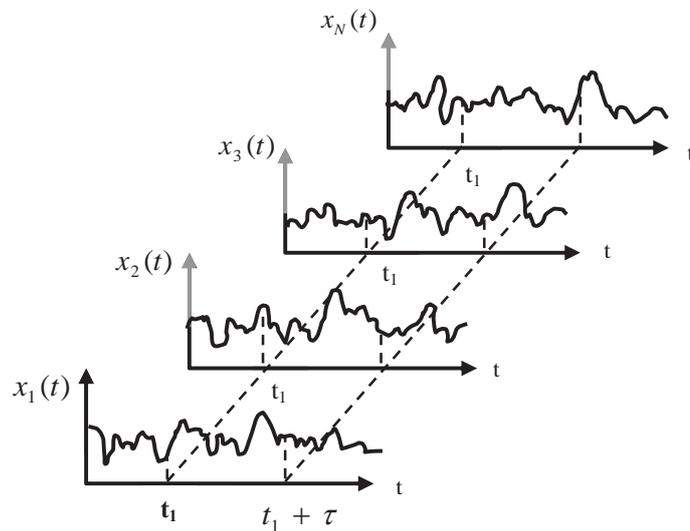


Figura 7.3 Ensamble que define el proceso aleatorio $\{x(t)\}$.

XI. SEÑALES ALEATORIAS CONTINUAS O DISCRETAS

Las señales pueden describir una amplia variedad de fenómenos físicos. Estas se pueden representar de muchas formas. La información de una señal está contenida en un patrón de variaciones.

Una señal aleatoria discreta [Menun, 2001] solo está definida en tiempos discretos y, en consecuencia, para estas señales la variable independiente toma solo un conjunto discreto de valores, *v.gr.* el índice bimestral de la bolsa de valores (figura 7.4).

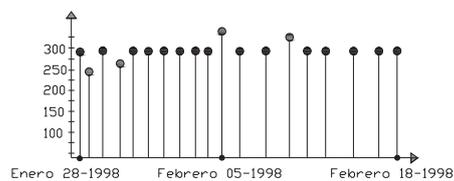


Figura 7.4 Ejemplo de variables aleatorias.

En el caso de las señales continuas la variable independiente es continua, por lo que estas señales se definen para una sucesión continua de valores de la variable independiente, *v.gr.* un registro de voz que se muestra en la figura 7.5.

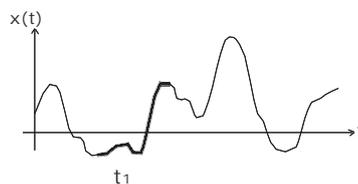
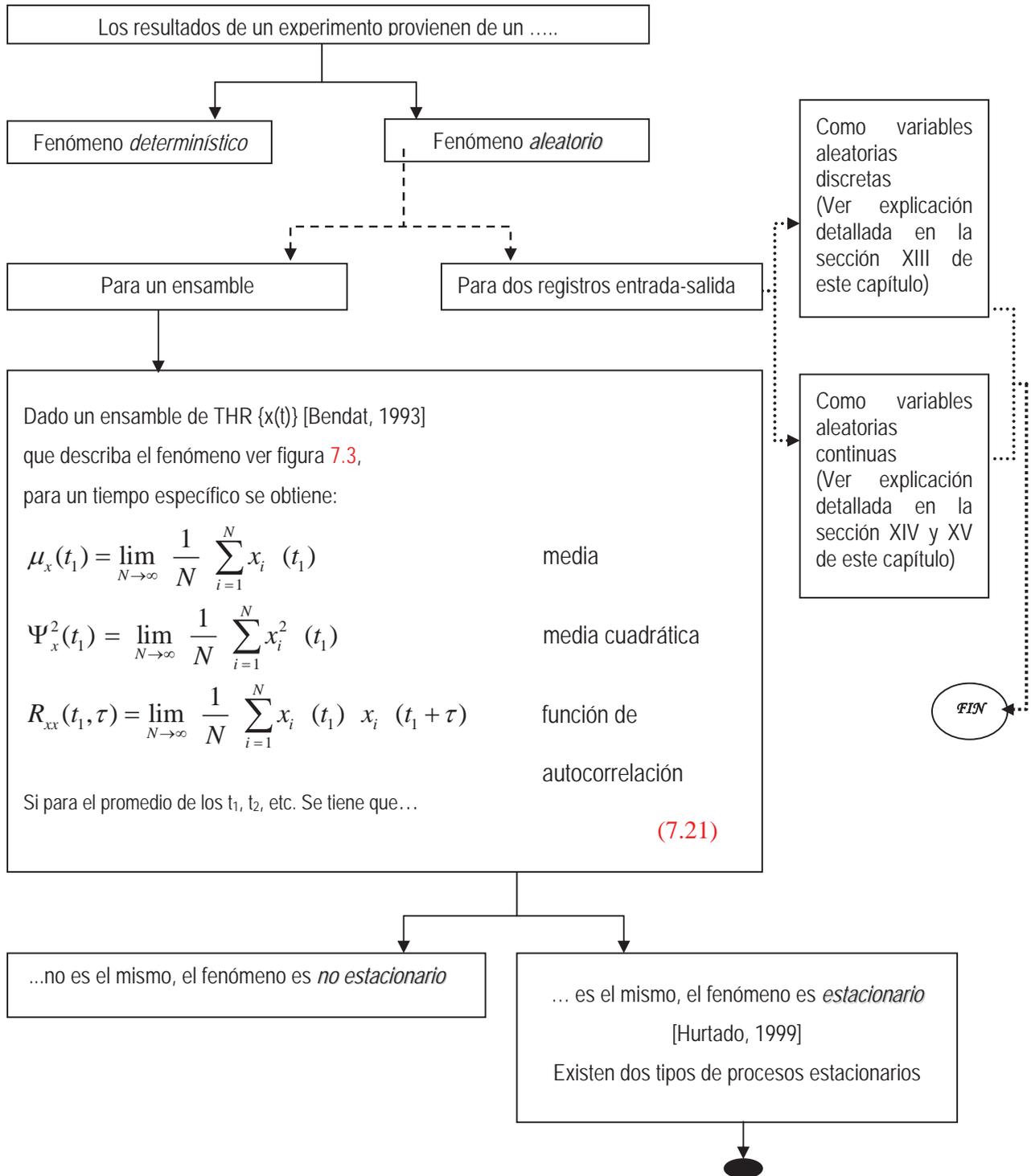
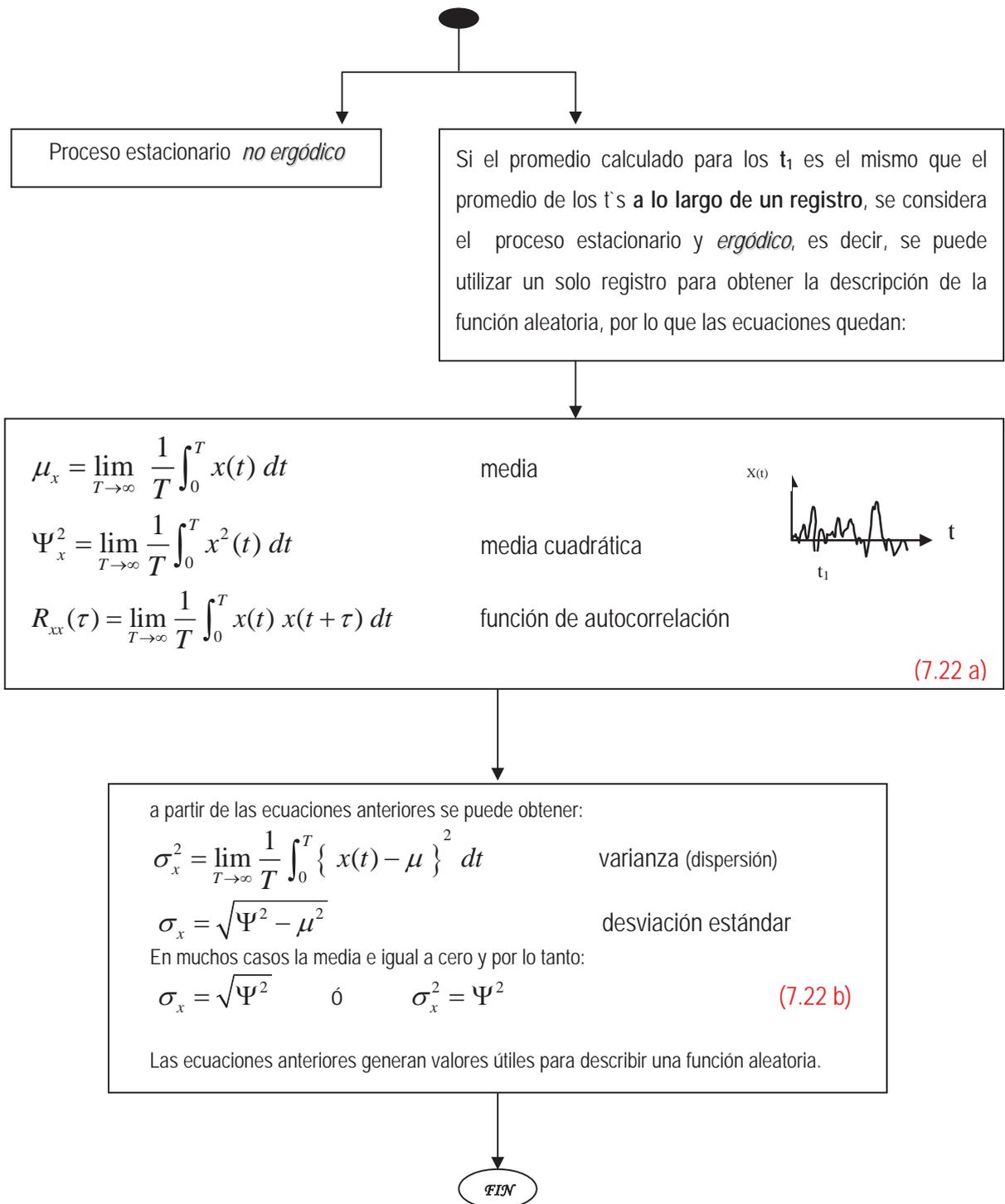


Figura 7.5 Ejemplo de variable aleatoria continua.

XII. REGISTROS Y VARIABLES

A continuación se presenta un diagrama de flujo en donde se representa la obtención de las propiedades estadísticas para una señal: continua o discreta.





XIII. FUNCIONES DE CORRELACIÓN Y DE DENSIDAD ESPECTRAL

En el análisis de datos aleatorios [Murray, 2000] las aplicaciones en ingeniería se centran en la determinación de relaciones lineales entre dos o más conjuntos de datos. Estas relaciones lineales son generalmente tratadas en términos de una función de correlación o su transformada de Fourier, llamada función de densidad espectral.

La correlación y la función de densidad espectral proveen básicamente la misma información, la diferencia radica en que las funciones de correlación son producto de los matemáticos y estadistas, mientras que las funciones de densidad espectral son directamente una herramienta de ingeniería.

El concepto básico de correlación se proporciona a través del siguiente ejemplo desglosado en pasos:

- Si suponemos que x y y denotan respectivamente carga y deformación. Entonces un conjunto de muestras darían un conjunto de cargas x_1, x_2, \dots con sus correspondientes deformaciones y_1, y_2, \dots
- Se grafican los puntos $(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_n, y_n)$ en un sistema rectangular llamado diagrama de dispersión (figura 7.6), en donde se observa la curva de aproximación.

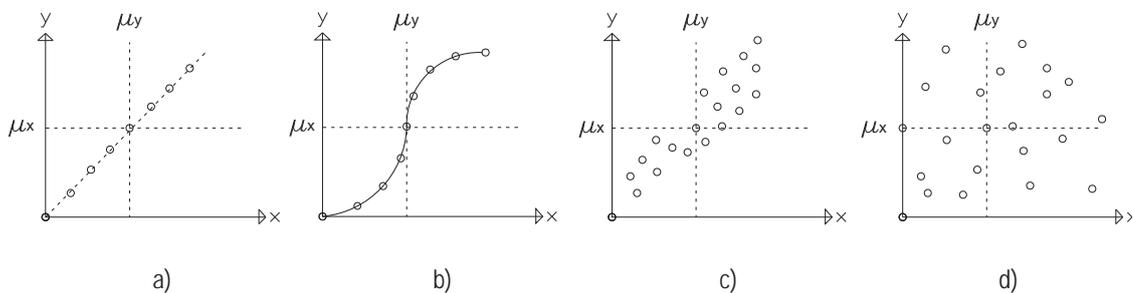


Figura 7.6 Diagramas de dispersión.

Se observa que en la figura 7.6-a existe una perfecta relación lineal entre carga-deformación en donde la ecuación que describe ese comportamiento es la de una recta. En la imagen 7.6-b se tiene una relación analítica perfecta entre las variables x y y , pero no es lineal [Velazco, 2001]. Para la gráfica 7.6-c no hay una perfecta relación lineal y finalmente en la representación 7.6-d no hay relación entre las variables. El procedimiento para valorar el grado de dependencia lineal entre las dos variables se obtiene calculando el promedio de los productos de $(x - \mu_x)$ y $(y - \mu_y)$ en el límite cuando el tamaño de la muestra $N \rightarrow \infty$, este producto es conocido con el nombre de **covarianza** [Menun, 2001]:

$$\sigma_{xy} = E[(x - \mu_x)(y - \mu_y)] = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu_x)(y_i - \mu_y) \quad (7.23)$$

Para la figura 6-d $\sigma_{xy} = 0$. Para la imagen 7.6-a los productos son siempre positivos, de tal manera que

$$\sigma_{xy} = \sigma_x \sigma_y \quad (7.24)$$

Esta covarianza se expresa en términos de razón:

$$\rho_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_x \sigma_y} \quad (7.25)$$

la cual se le conoce con el nombre de **coeficiente de correlación**, que es una cantidad empleada para valorar el grado de dependencia lineal entre dos variables x y y en una escala de $-1 \leq \rho_{xy} \leq 1$

XIV. PROCESOS ALEATORIOS CONTINUOS

Llevando los conceptos aplicados a variables discretas hacia *un* proceso aleatorio como el mostrado en la figura 7.7.

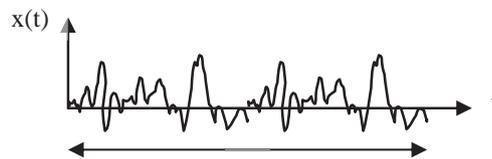


Figura 7.7 T Proceso aleatorio.

Los valores útiles para describir la función aleatoria anterior son:

$\bar{x} = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt$	media
$\bar{x}^2 = \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt$	media cuadrática
$\sigma_x^2 = \frac{1}{T} \int_0^T [x(t) - \bar{x}]^2 dt$	varianza





Cuando la expresión bajo la integral de la ecuación anterior se desarrolla e integra, se tiene:

$\sigma_x^2 = \overline{x^2} - (\bar{x})^2$	varianza
$\sigma_x = \sqrt{\overline{x^2} - (\bar{x})^2}$	desviación estándar
En muchos casos la media es igual a cero y por lo tanto:	
$RMC_x = \sqrt{\overline{x^2}}$	raíz cuadrada de la media cuadrática

(7.26)

Considerando ahora *dos* registros mostrados en la figura 7.8, en donde la función $x_1(t)$ es idéntica a $x(t)$, pero desplazada hacia la izquierda una cantidad τ , esto es, $x_1(t) = x(t + \tau)$, la correlación entre $x(t)$ y $x_1(t) = x(t + \tau)$, se conoce como **función de autocorrelación** $R(\tau)$ y está dada por:

$$R(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) x(t + \tau) dt \quad (7.27)$$

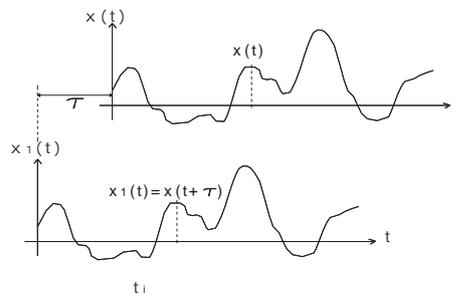


Figura 7.8 Registros de $x_1(t)$ y $x(t)$ desplazada a la derecha una cantidad τ .

Cuando $\tau = 0$, la autocorrelación se reduce a la media cuadrática (figura 7.9), esto es cuando los dos registros son iguales:

$$R(0) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [x(t)]^2 dt = \overline{x^2} \quad (7.28)$$

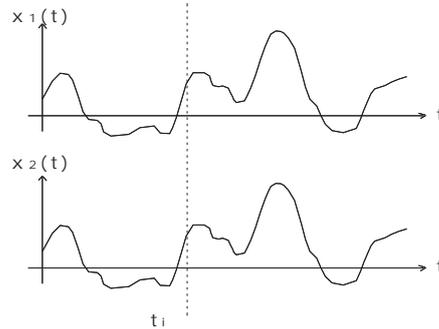


Figura 7.9 Registros de $x_1(t)$ y $x_2(t)$ idénticos.

Cuando los registros x y y son diferentes, se observa que partiendo de la ecuación 7.23 se tiene que:

$$C_{xy}(\tau) = E\left[\{x(t) - \mu_x\} \{y(t + \tau) - \mu_y\}\right] = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T \{x(t) - \mu_x\} \{y(t + \tau) - \mu_y\} dt$$

$$C_{xy}(\tau) = R_{xy}(\tau) - \mu_x \mu_y \tag{7.29}$$

Esta ecuación es conocida como **función de covarianza**, a partir de la cual se genera:

$$R_{xy}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) y(t + \tau) dt \tag{7.30}$$

a la cual se le adjudica el nombre de **función de correlación cruzada** entre $x(t)$ y $y(t)$.

La función de **autocovarianza** (figura 7.10), es la siguiente:

$$C_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T \{x(t) - \mu_x\} \{x(t + \tau) - \mu_x\} dt = R_{xx}(\tau) - \mu_x^2 \tag{7.31}$$

En donde:

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) x(t + \tau) dt \tag{7.32}$$

Ecuación acreditada como **función de autocorrelación**

Si $\tau = 0$, la autocorrelación queda como:

$$R_{xx}(0) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) x(t) dt = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt$$

siendo esta igual a la media cuadrática del grupo de ecuaciones 7.22, es decir:

$$R_{xx}(0) = \Psi_x^2 = \sigma_x^2 + \mu_x^2 \quad (7.33)$$

A continuación se proporcionan propiedades de las funciones de autocorrelación (figura 8.10) y correlación cruzada:

$$\begin{aligned} R_{xx}(-\tau) &= R_{xx}(\tau) \\ R_{xy}(-\tau) &= R_{yx}(\tau) \\ R_{xx}(\infty) &= \mu_x^2 \end{aligned} \quad (7.34)$$

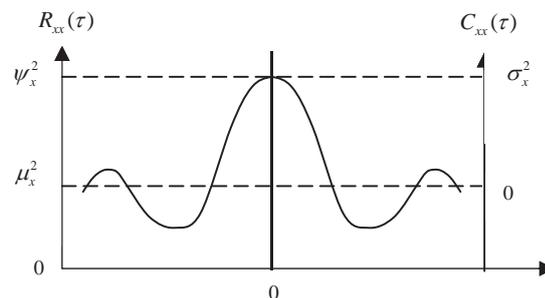


Figura 7.10 Propiedades de las funciones de autocorrelación y autocovarianza.

Empleando un proceso semejante al que se usó para llegar a la ecuación 7.25 se llega a la **inecuación de correlación cruzada**:

$$|R_{xy}(\tau)| \leq \sqrt{R_{xx}(0) R_{yy}(0)} \quad (7.35)$$

y a la **función del coeficiente de correlación**:

$$\rho_{xy} = \frac{C_{xy}(\tau)}{\sqrt{C_{xx}(0) C_{yy}(0)}} = \frac{R_{xy}(\tau) - \mu_x \mu_y}{\sqrt{[R_{xx}(0) - \mu_x^2][R_{yy}(0) - \mu_y^2]}} \quad (7.36)$$

XIV. FUNCIÓN DE DENSIDAD ESPECTRAL

La función de densidad espectral cruzada entre dos registros en la historia del tiempo $x(t)$ y $y(t)$ que representan dos procesos aleatorios estacionarios y ergódicos los cuales se definen:

$$S_{xy}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau) e^{-i2\pi f \tau} d\tau \quad (7.37)$$

o también conocido como espectro cruzado, para el caso de que sea $y(t)=x(t)$:

$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi f \tau} d\tau \quad (7.38)$$

citado como función de densidad autoespectral, autoespectro de $x(t)$ o **función de densidad de poder espectral**. Las ecuaciones anteriores han sido definidas sobre frecuencias positivas o negativas, por lo que se le conoce como espectro de doble lado, cuyas propiedades son:

$$S_{xx}(-f) = S_{xx}(f) \quad (7.39)$$

$$S_{xy}(-f) = S_{yx}(f) \quad (7.40)$$

fórmulas que son usadas más en forma analítica que práctica, para esta última es más conveniente manejar solo frecuencias positivas por lo que la **función de densidad espectral cruzada** resulta:

$$\begin{aligned} G_{xy}(f) &= 2S_{xy}(f) = 2 \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau) e^{-i2\pi f \tau} d\tau & f > 0 \\ &= S_{xy}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau) e^{-i2\pi f \tau} d\tau & f = 0 \\ &= 0 & f < 0 \end{aligned} \quad (7.41)$$

En la función de densidad de poder espectral se considera:

$$\begin{aligned} G_{xx}(f) &= 2S_{xx}(f) = 2 \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi f \tau} d\tau & f > 0 \\ &= S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi f \tau} d\tau & f = 0 \\ &= 0 & f < 0 \end{aligned} \quad (7.42)$$

Desde el punto de vista de que la función de autocorrelación es par, el autoespectro está dado por la parte real de la transformada de Fourier por lo que la ecuación 7.38 genera:

$$G_{xx}(f) = 2 \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) \cos 2\pi f \tau d\tau = 4 \int_0^{\infty} R_{xx}(\tau) \cos 2\pi f \tau d\tau \quad (7.43)$$

Una típica función de correlación es la que se muestra en la figura 7.11.

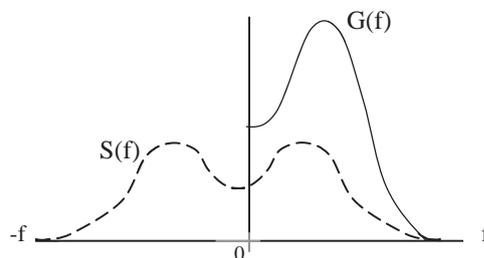


Figura 7.11 Típica función de correlación cruzada.

Por otro lado se tiene que la función de autocorrelación es la siguiente:

$$R_{xx}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{xx}(f) e^{i2\pi f \tau} df = \int_0^{\infty} G_{xx}(f) \cos 2\pi f \tau df \quad (7.44)$$

De la ecuación 7.33 y 7.44 para cuando $\tau = 0$

$$R_{xx}(0) = \int_0^{\infty} G_{xx}(f) df = \Psi_x^2 = \sigma_x^2 + \mu_x^2 \quad (7.45)$$

que es el área total bajo la función de densidad autoespectral.

Haciendo la analogía con la ecuación 7.35:

$$|G_{xy}(f)|^2 \leq G_{xx}(f) G_{yy}(f) \quad (7.46)$$

Análogamente de la ecuación 7.35 se define la **función de coherencia**:

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{xx}(f) G_{yy}(f)} \quad 0 \leq \gamma_{xy}^2(f) \leq 1 \quad (7.47)$$

La función de coherencia provee una herramienta más poderosa que la función de coeficiente de correlación. La coherencia mide la proporción de dependencia lineal entre la señal de entrada y de salida. La coherencia por definición está comprendida entre 0 y 1. Cero si no existe relación entre la entrada y la salida, y uno si la dependencia es lineal. La falta de coherencia puede ser atribuida a una dependencia entre las señales o a la presencia de una señal solapada en una o las dos señales (errores).

La ecuación anterior se puede igualar a:

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{|2 S_{xy}(f)|^2}{2 S_{xx}(f) 2 S_{yy}(f)} \quad 0 \leq \gamma_{xy}^2(f) \leq 1 \quad (7.48)$$

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{|S_{xy}(f)|^2}{S_{xx}(f) S_{yy}(f)}$$

Capítulo 8

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LOS PUENTES EN ESTUDIO

Una vez que se tienen los registros con vibración ambiental de los puentes, estos se procesan para generar funciones en el dominio de la frecuencia tales como espectros de potencia, funciones de transferencia y funciones de correlación con programas de cómputo.

8.1 PROCESAMIENTO DE SEÑALES

A continuación se describe la secuencia seguida para el proceso de las señales.

- Los acelerogramas que se graban en la consola k2 para cada canal son recuperados para editarlos y asignarles las características de cada evento (clave, nombre y lugar) y de cada sensor (orientación):
 - Puente Maravatío k157 (k para abreviar kilómetro) eventos:
JH001, JH002, JH003, JH004
 - Puente Maravatío k187 eventos:
JN001, JN002, JN003, JN004 y JN005
 - Puente Maravatío k206 eventos:
JM001, JM002, JM003, JM004 y JM005
 - Puente Maravatío k239 eventos:
JL001, JL002 y JL003
- Se procesa la señal con el software SMA para que se genere el registro que contiene aceleraciones, velocidades, y desplazamientos, con la línea de base corregida.
- Se trabaja con el registro que se obtiene en el punto anterior para organizar las aceleraciones, velocidades y desplazamientos en registros separados para cada canal, con ayuda de un programa de cómputo en Fortran 90.
- Para obtener las funciones de transferencia se utilizan los registros de las aceleraciones correspondientes a cada sensor y un programa creado en Matlab (figura 8.1). El programa obtiene las transformadas rápidas de Fourier, posteriormente el espectro de amplitudes, de donde se genera el espectro de potencia de cada canal. Finalmente se adquiere el cociente del

espectro de potencia de cada canal de salida del sistema, entre el espectro de potencia de entrada en campo. Las funciones de coherencia adquieren valores de 1, razón por la cual no se incluyen sus gráficas. La obtención de funciones de transferencia a partir de los espectros de amplitudes de Fourier correspondientes a los diferentes registros disponibles pueden usarse para identificar la o las frecuencias (o períodos) asociados a los diferentes modos de vibrar de la estructura. Sin embargo, en este trabajo las funciones de transferencia se elaboraron a partir de los espectros de potencia, para una mejor interpretación. Para la obtención de la frecuencia se sugiere apoyarse en espectros de potencia para cada sensor sobre el sistema.

En las figuras 8.2 a 8.73 se presentan para los puentes en estudio los espectros de potencia de cada sensor sobre los puentes y las funciones de transferencia entre los sensores de campo libre y los del sistema, para las tres direcciones.

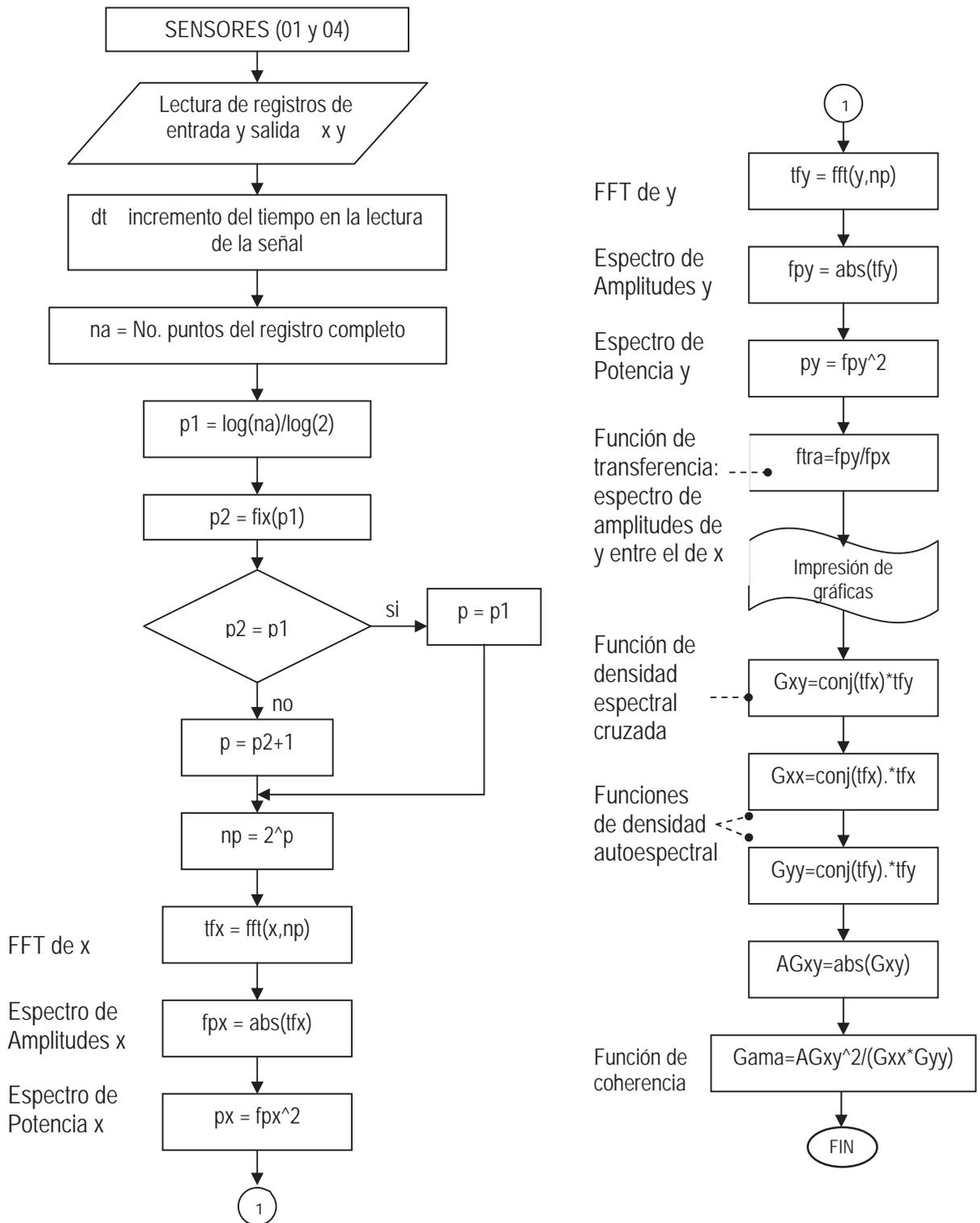


Figura 8.1 Diagrama de flujo del programa en matlab para calcular las funciones de transferencia, espectros de potencia y funciones de coherencia.

- PUENTE MARAVATÍO k157

Dirección longitudinal (Norte-Sur):

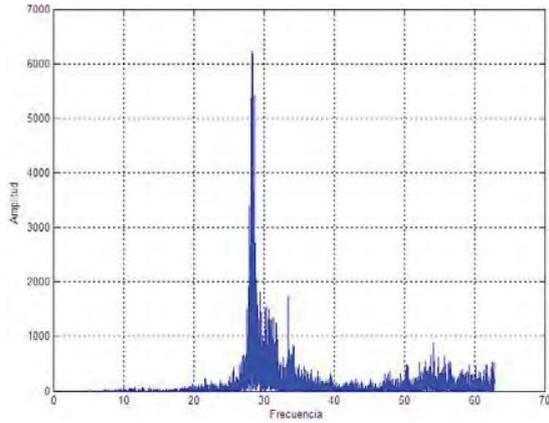


Figura 8.2 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 4

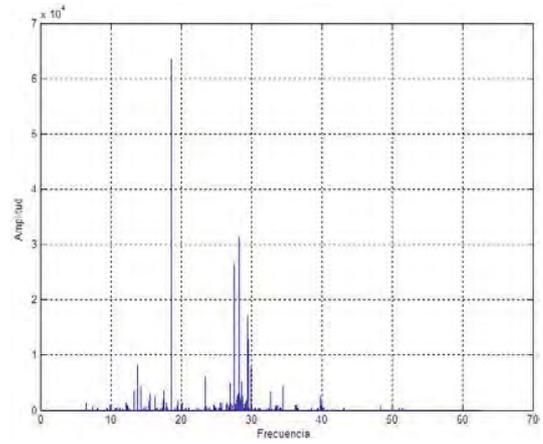


Figura 8.3 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-4

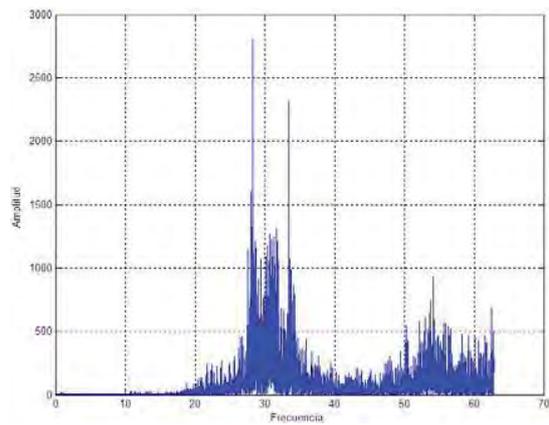


Figura 8.4 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 7

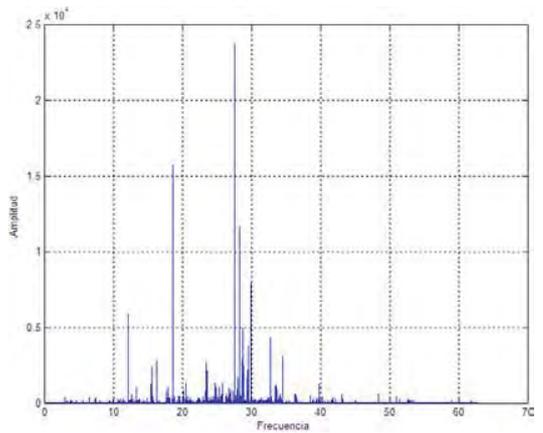


Figura 8.5 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-7

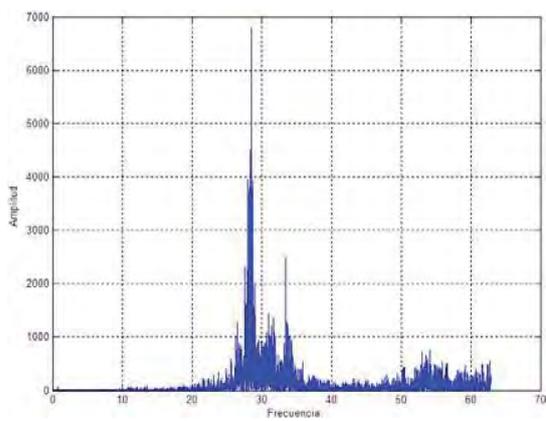


Figura 8.6 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 10

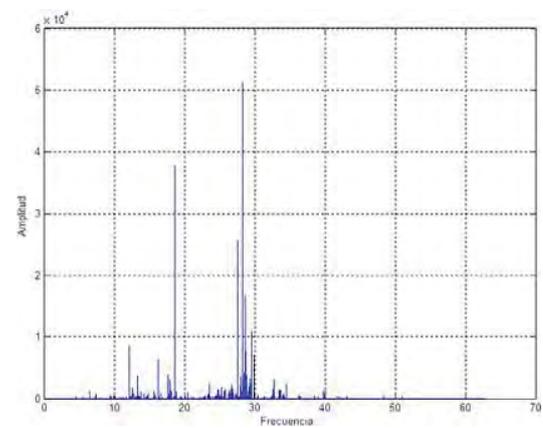


Figura 8.7 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-10

Dirección transversal (Este-Oeste):

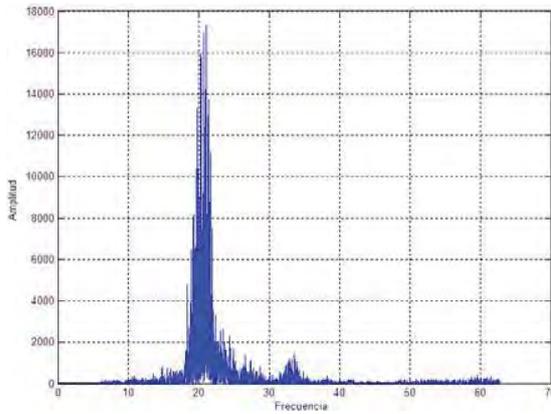


Figura 8.8 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 5

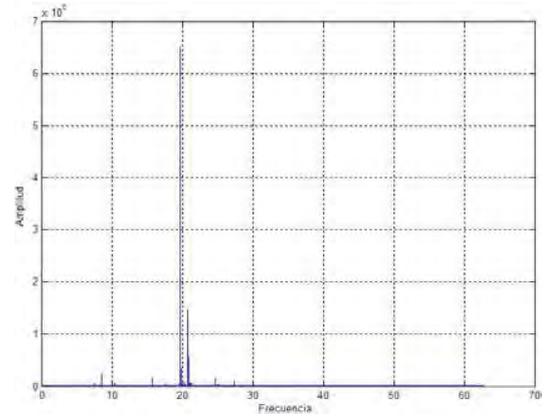


Figura 8.9 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-5

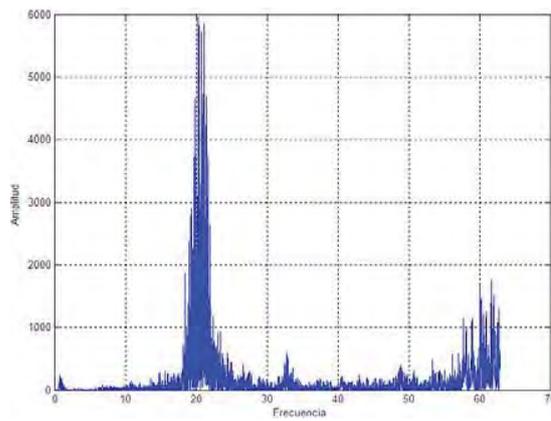


Figura 8.10 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 8

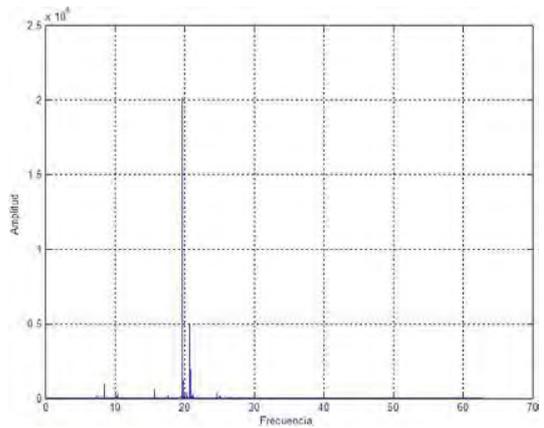


Figura 8.11 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-8

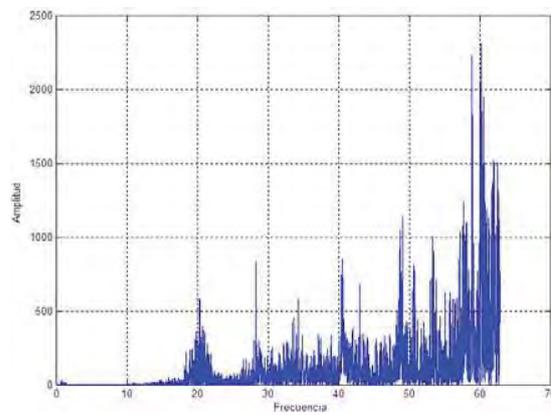


Figura 8.12 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 11

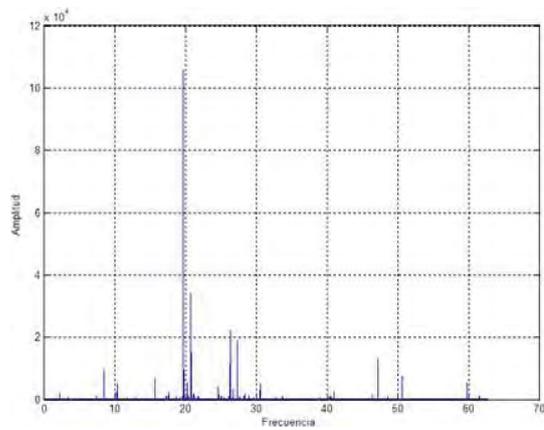


Figura 8.13 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-11

Dirección vertical

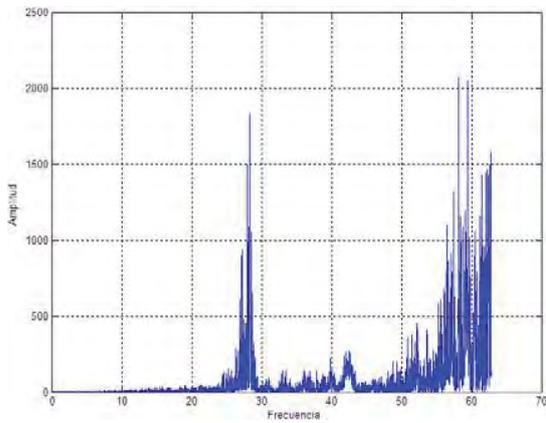


Figura 8.14 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 6

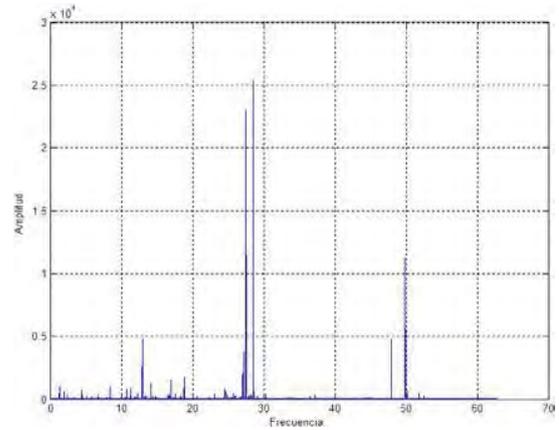


Figura 8.15 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-6

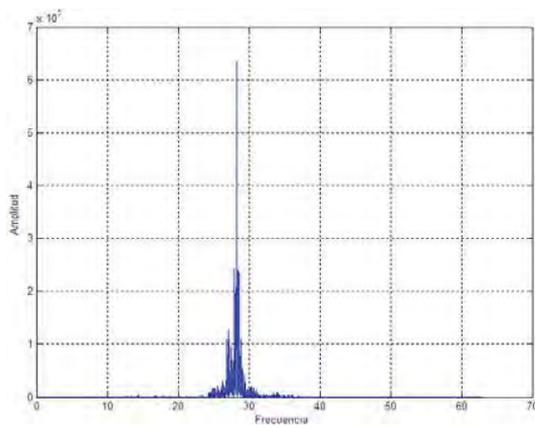


Figura 8.16 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 9

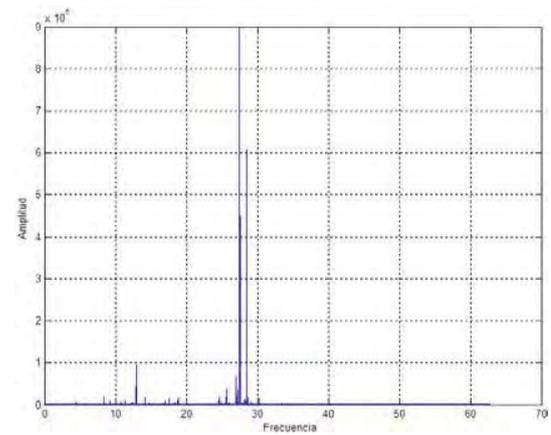


Figura 8.17 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-9

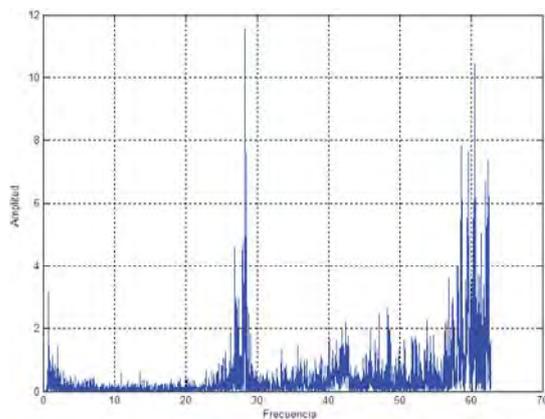


Figura 8.18 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 12

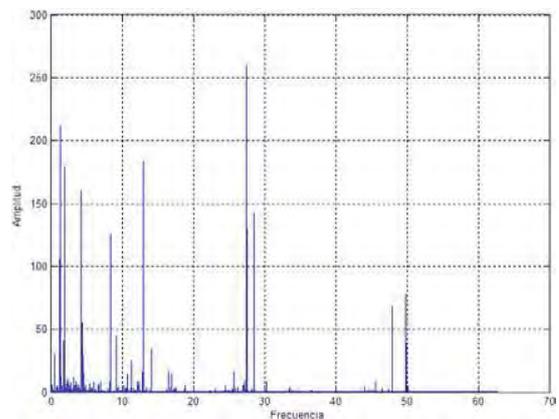


Figura 8.19 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-12

- PUENTE MARAVATÍO k187

Dirección longitudinal (Norte-Sur):

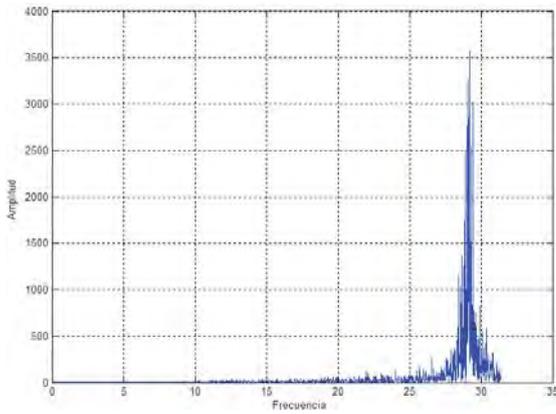


Figura 8.20 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 4

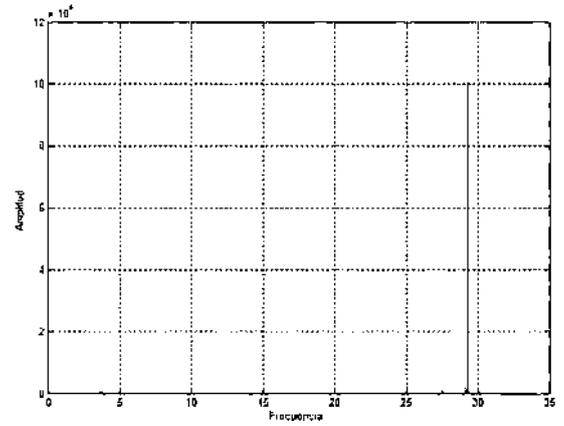


Figura 8.21 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-4

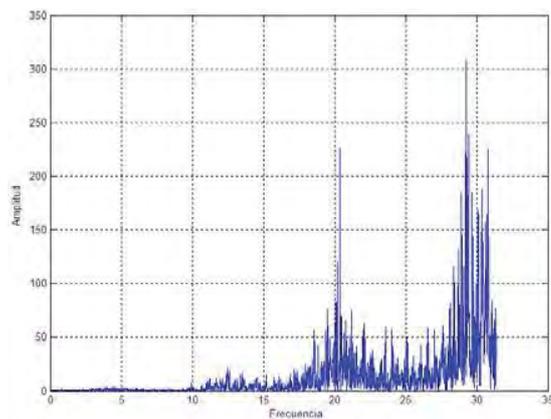


Figura 8.22 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 7

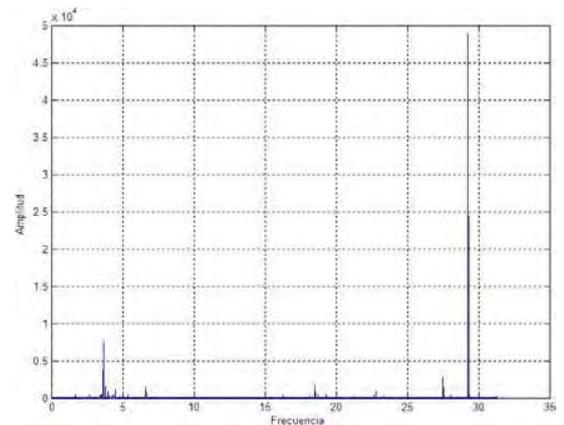


Figura 8.23 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-7

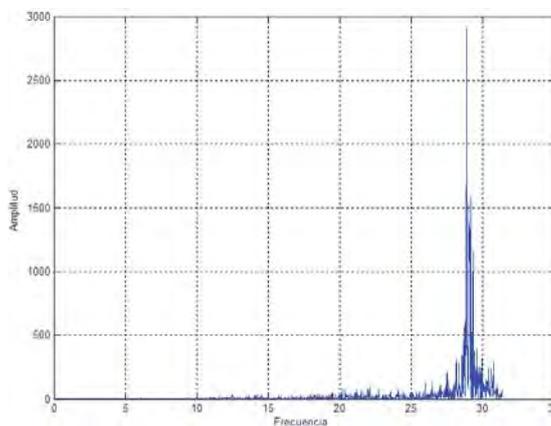


Figura 8.24 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 10

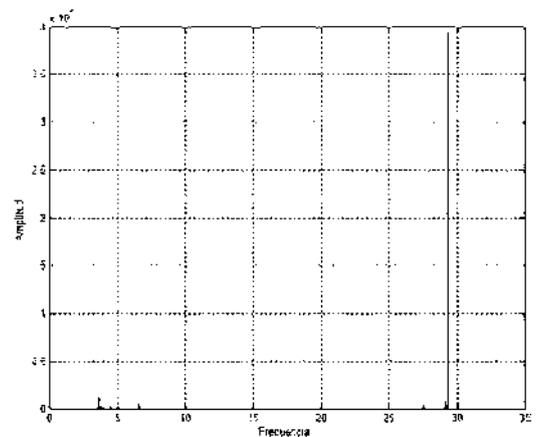


Figura 8.25 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANAL 1-10

Dirección transversal (Este-Oeste):

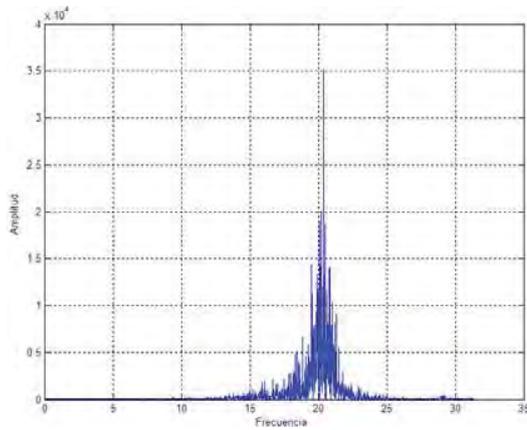


Figura 8.26 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 5

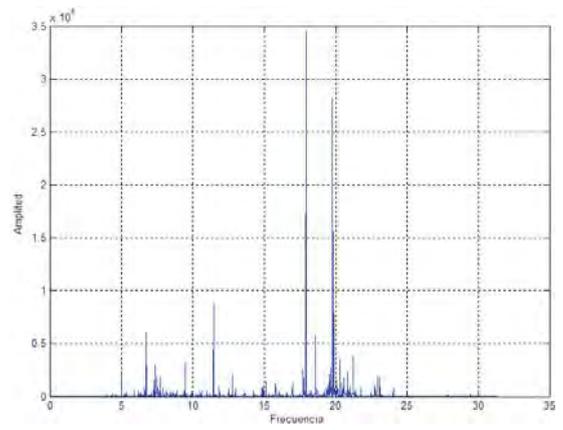


Figura 8.27 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-5

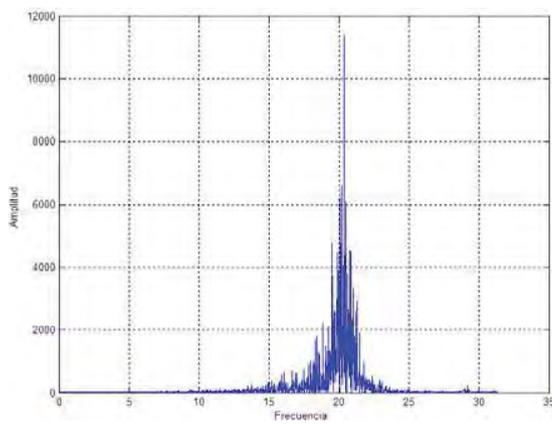


Figura 8.28 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 8

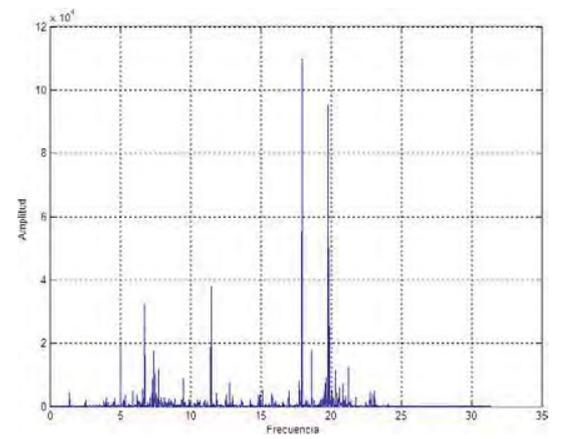


Figura 8.29 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-8

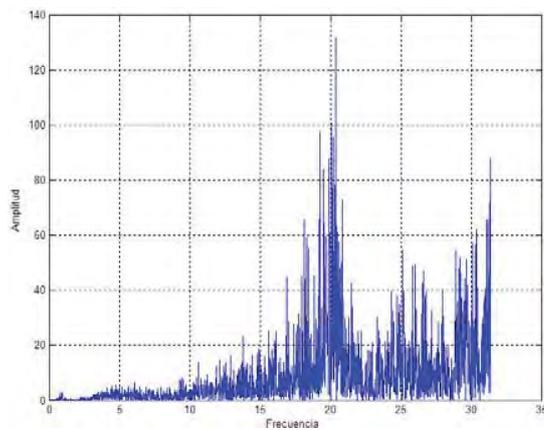


Figura 8.30 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 11

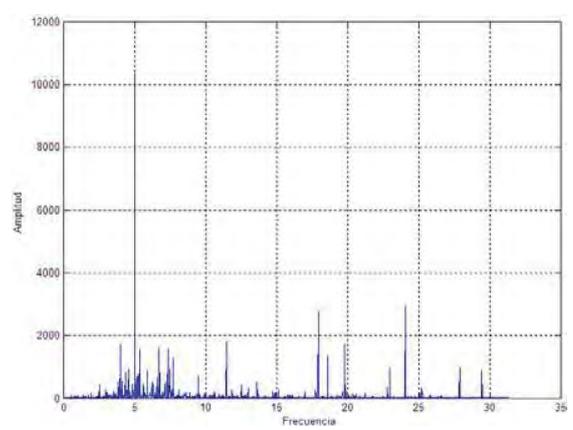


Figura 8.31 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-11

Dirección vertical:

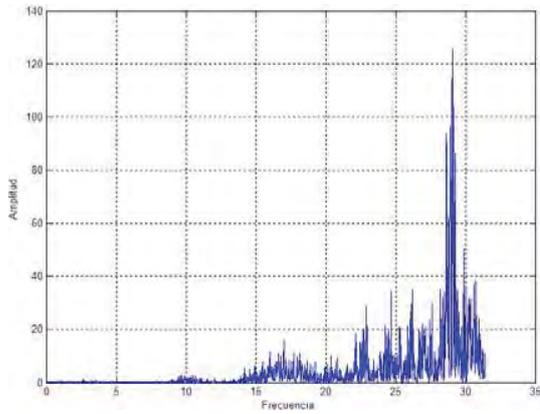


Figura 8.32 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 6

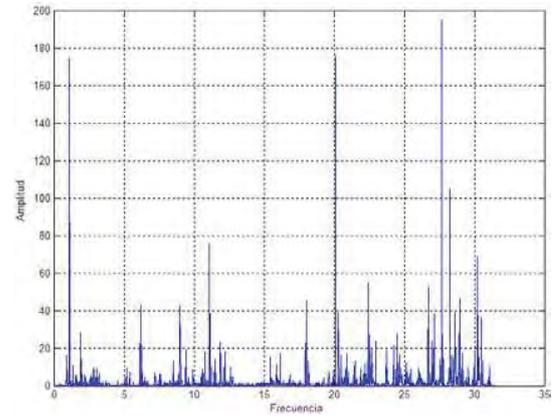


Figura 8.33 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-6

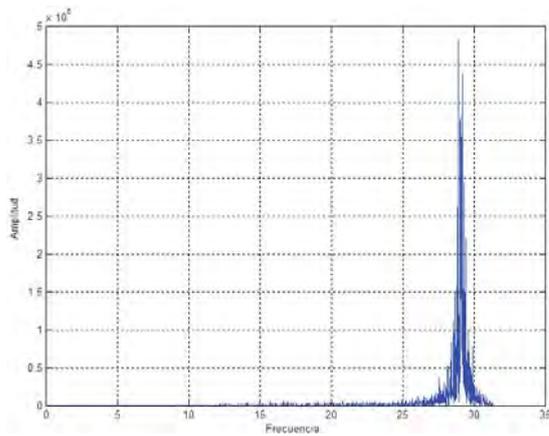


Figura 8.34 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 9

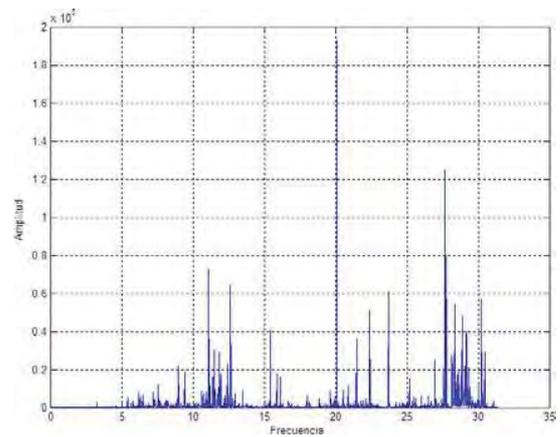


Figura 8.35 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-9

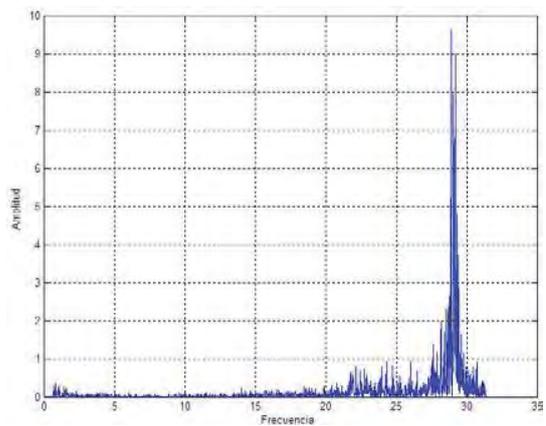


Figura 8.36 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 12

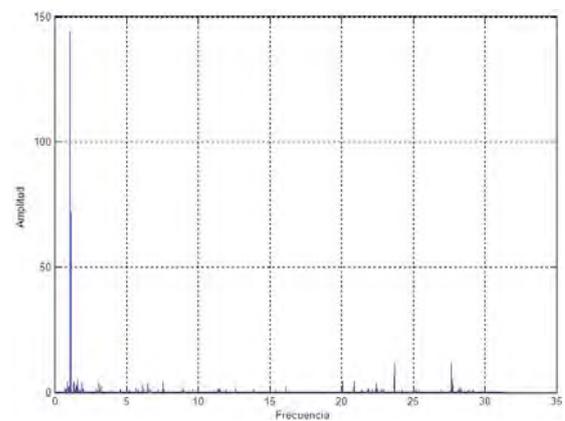


Figura 8.37 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-12

- PUENTE MARAVATÍO k206

Dirección longitudinal (Norte-Sur):

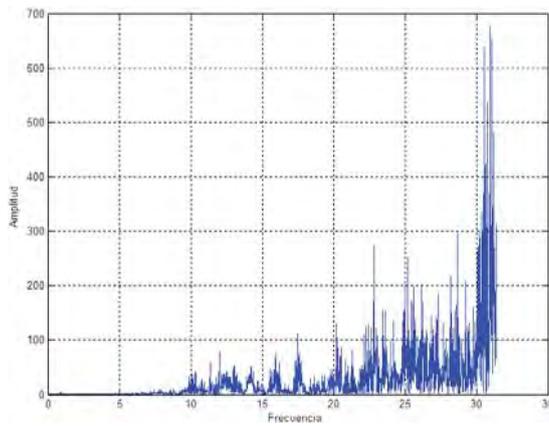


Figura 8.38 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 4

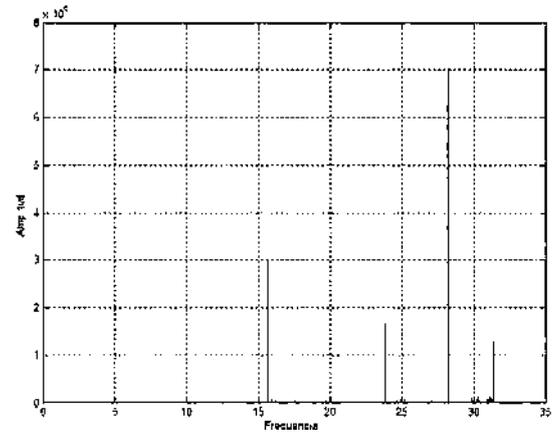


Figura 8.39 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-4

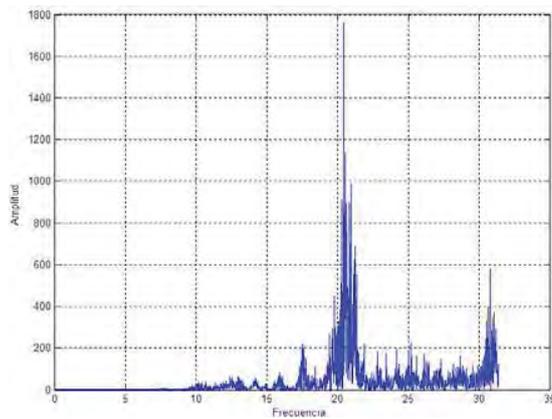


Figura 8.40 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 7

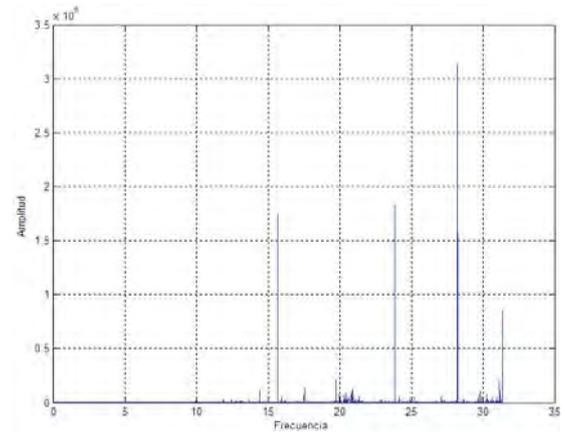


Figura 8.41 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-7

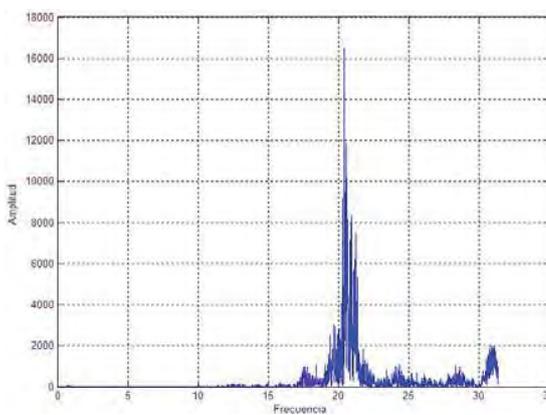


Figura 8.42 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 10

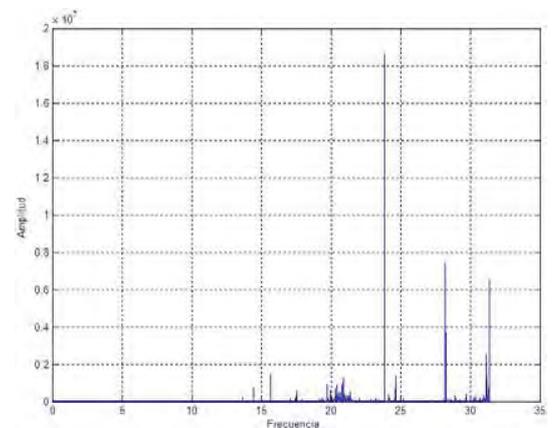


Figura 8.43 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-10

Dirección transversal (Este-Oeste):

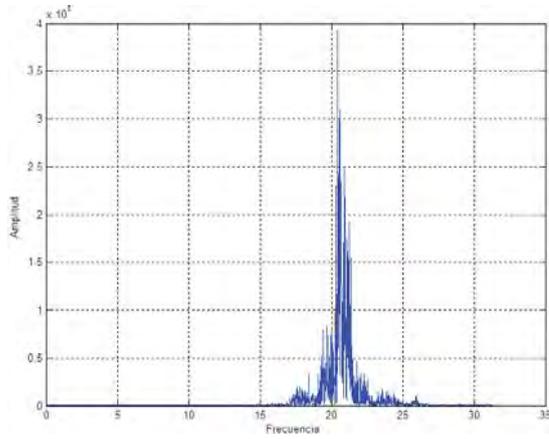


Figura 8.44 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 5

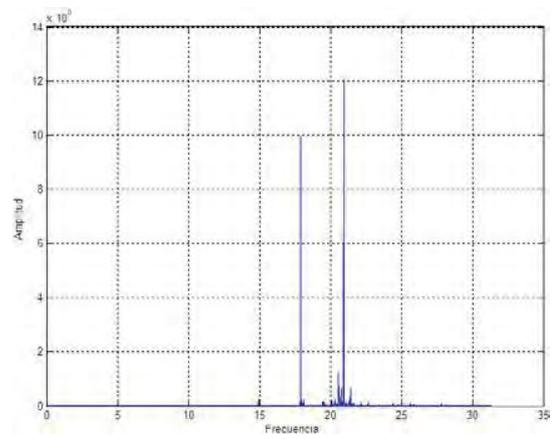


Figura 8.45 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-5

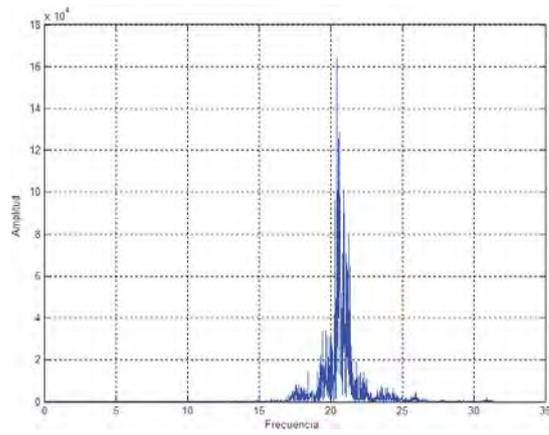


Figura 8.46 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 8

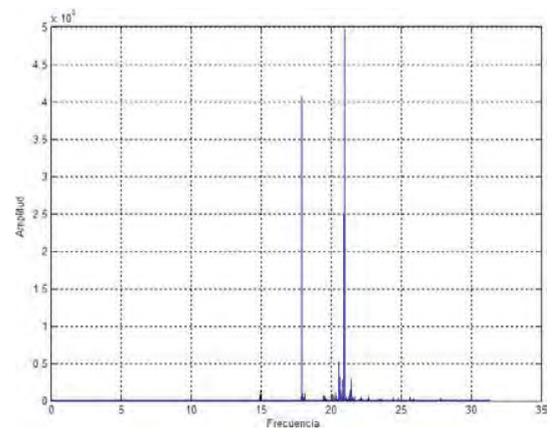


Figura 8.47 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-8

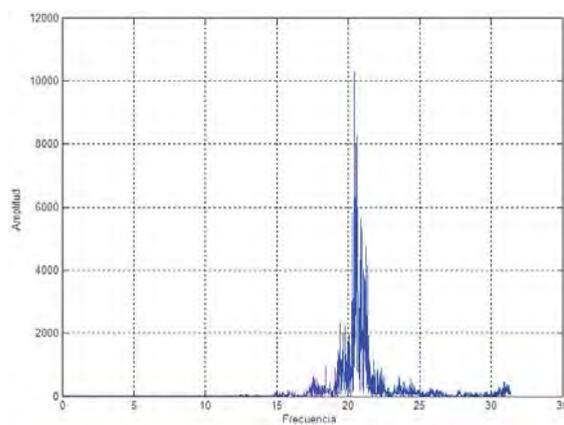


Figura 8.48 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 11

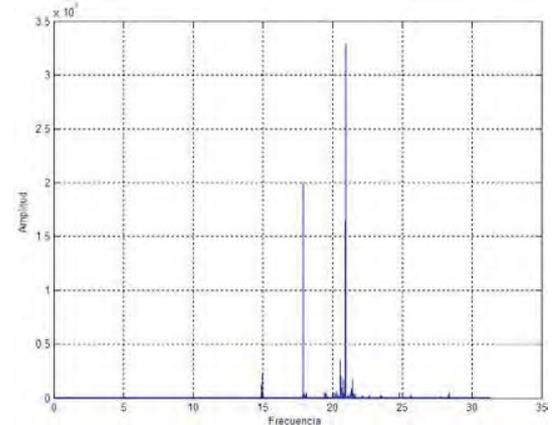


Figura 8.49 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-11

Dirección vertical

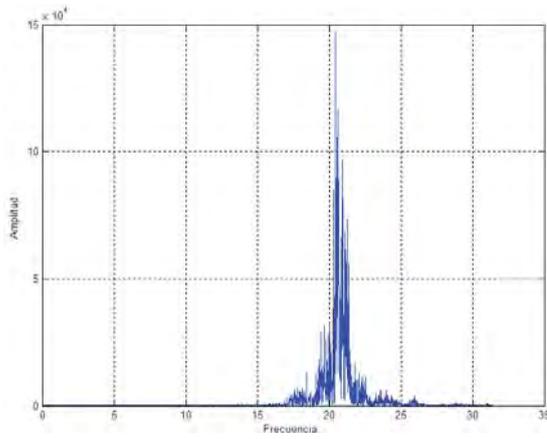


Figura 8.50 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 6

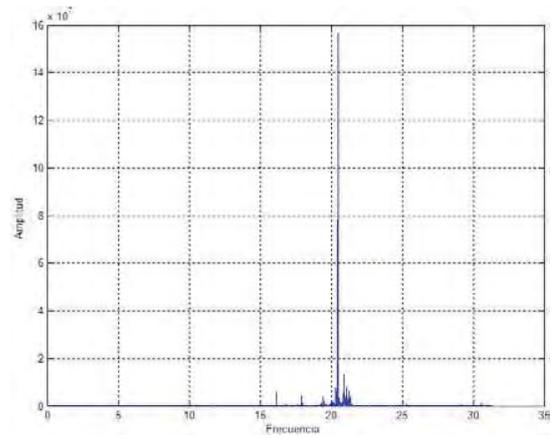


Figura 8.51 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-6

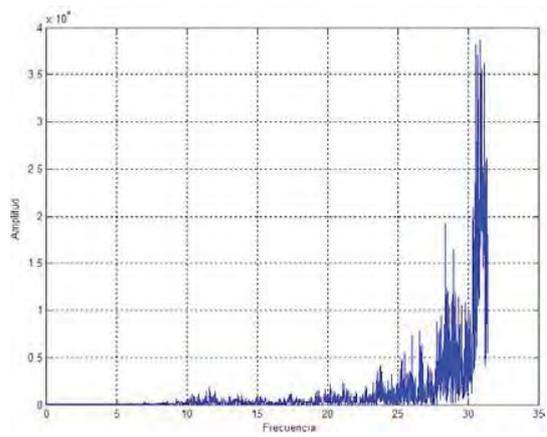


Figura 8.52 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 9

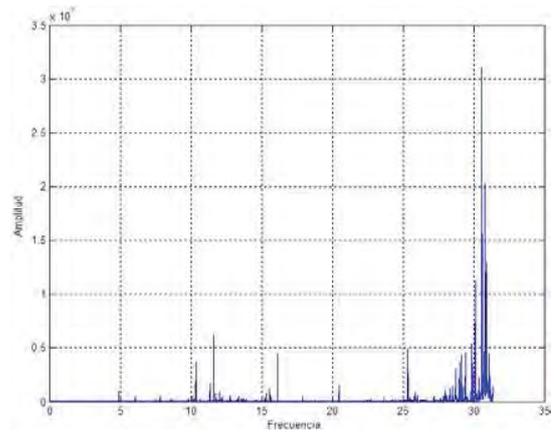


Figura 8.53 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-9

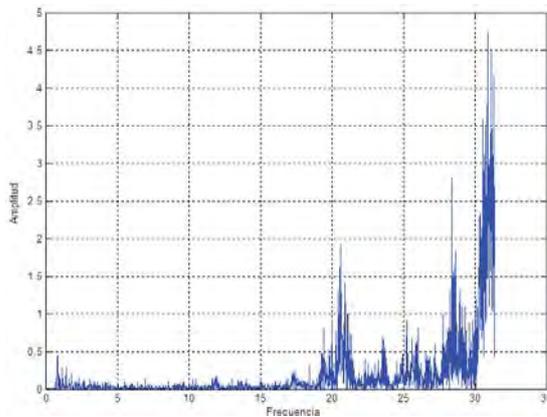


Figura 8.54 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 12

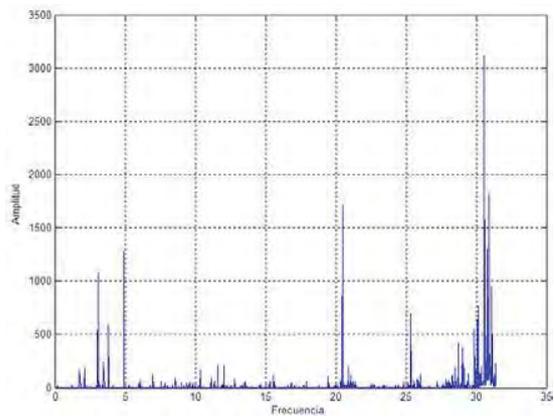


Figura 8.55 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-12

- PUENTE MARAVATÍO k239

Dirección longitudinal (Norte-Sur):

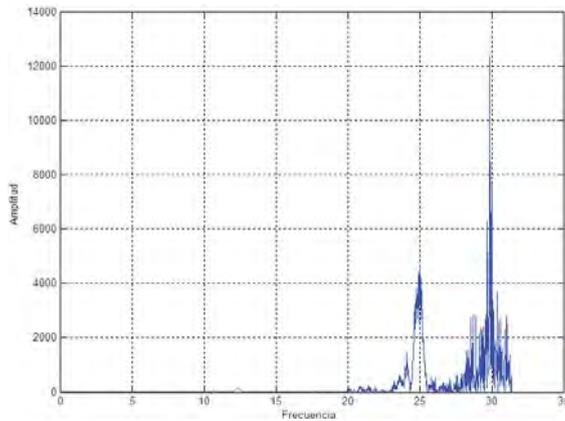


Figura 8.56 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 4

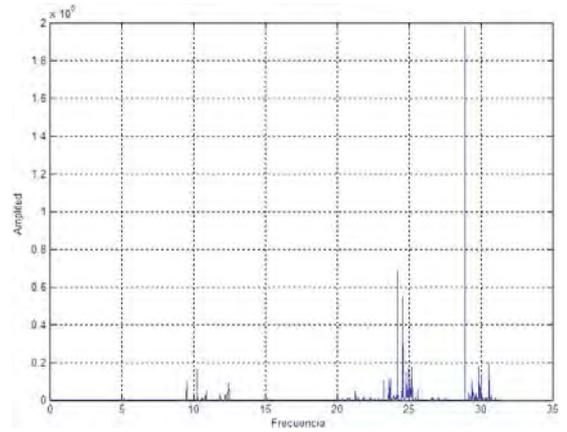


Figura 8.57 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-4

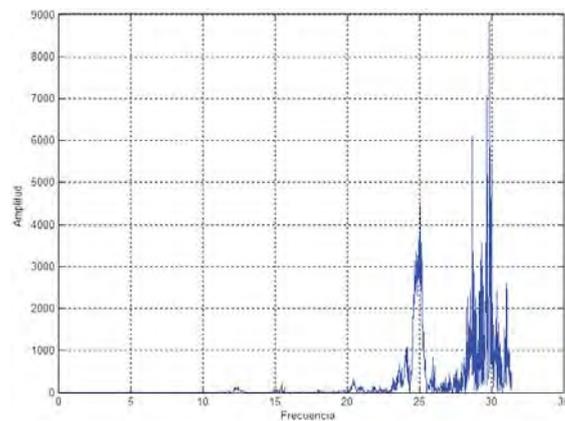


Figura 8.58 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 7

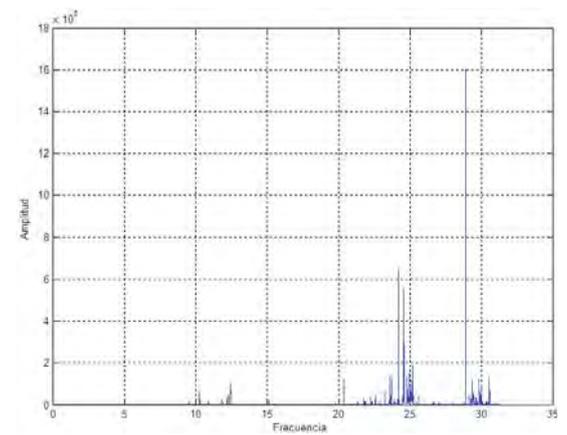


Figura 8.59 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-7

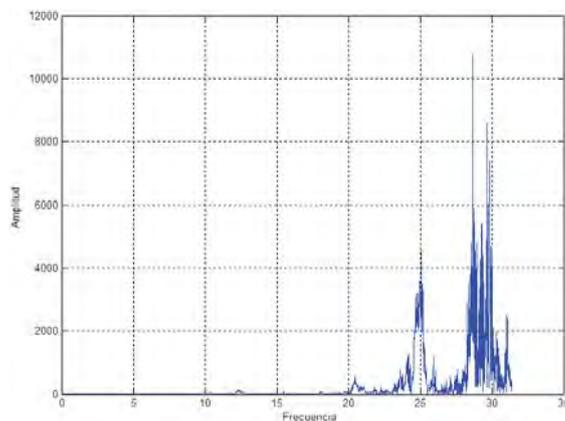


Figura 8.60 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 10

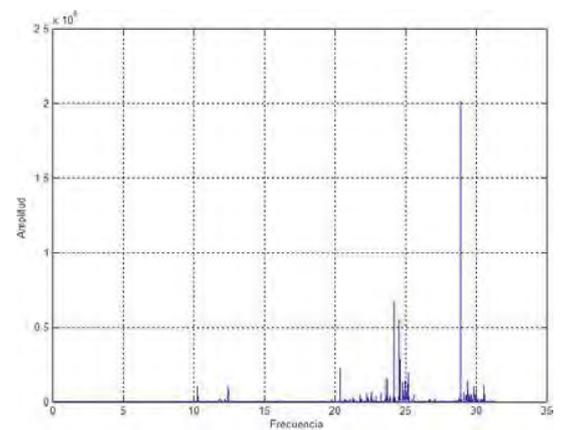


Figura 8.61 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 1-10

Dirección transversal (Este-Oeste)

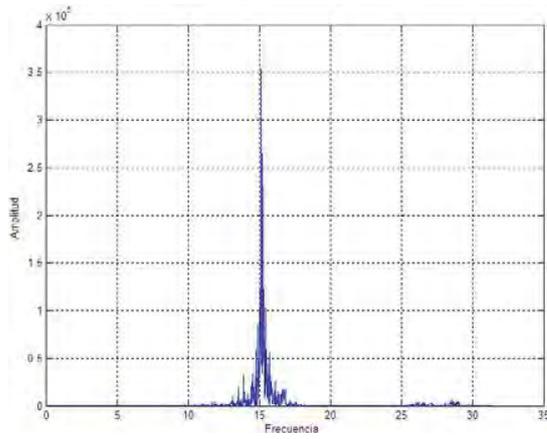


Figura 8.62 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 5

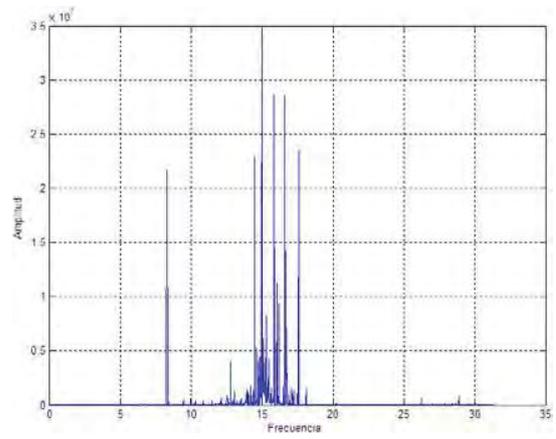


Figura 8.63 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-5

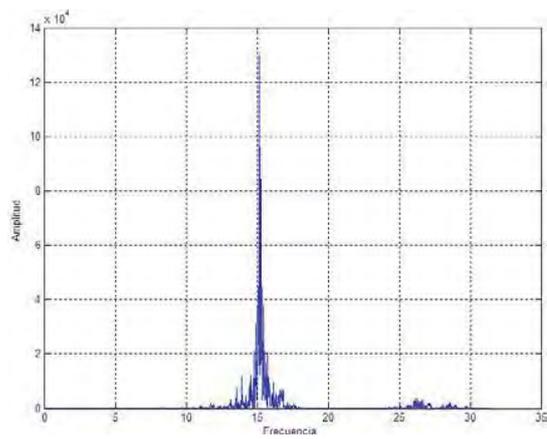


Figura 8.64 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 8

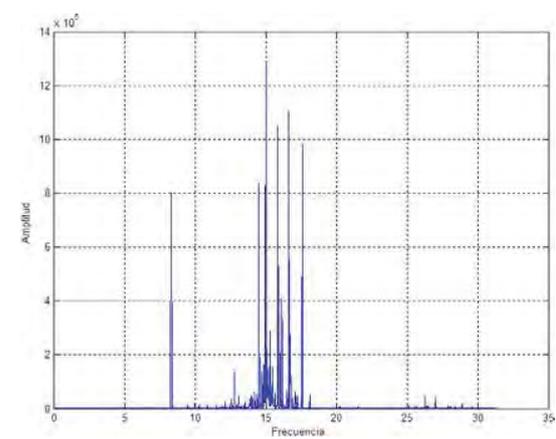


Figura 8.65 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-8

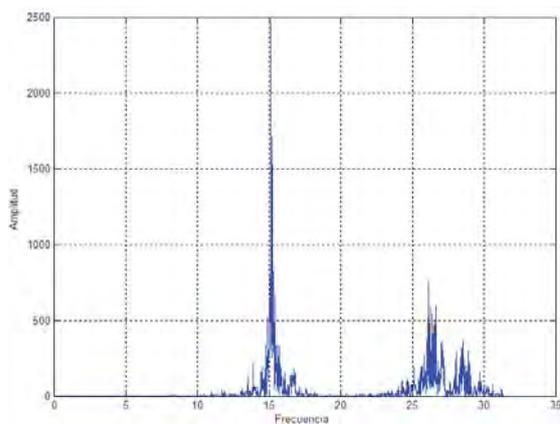


Figura 8.66 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 11

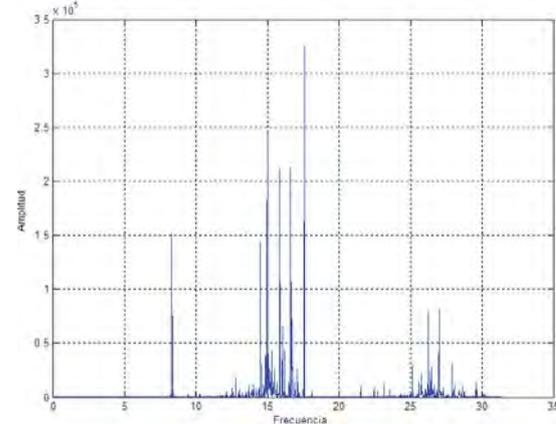


Figura 8.67 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 2-11

Dirección vertical:

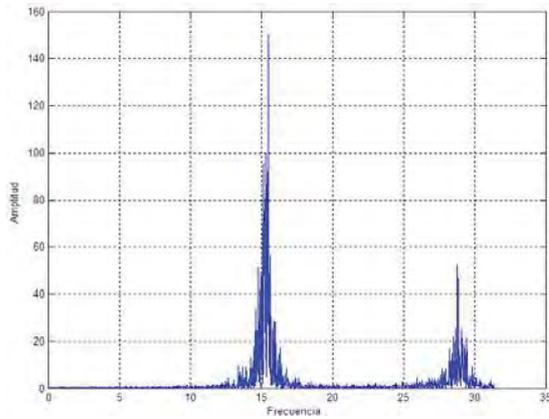


Figura 8.68 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 6

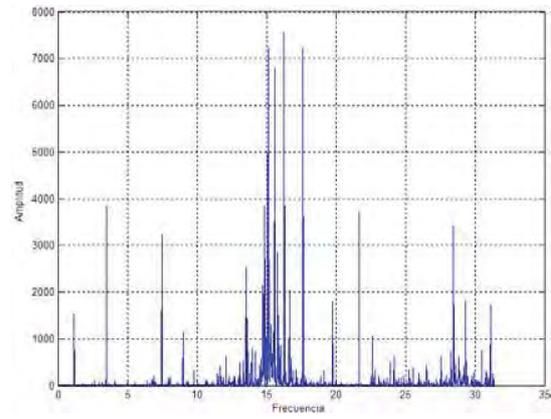


Figura 8.69 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-6

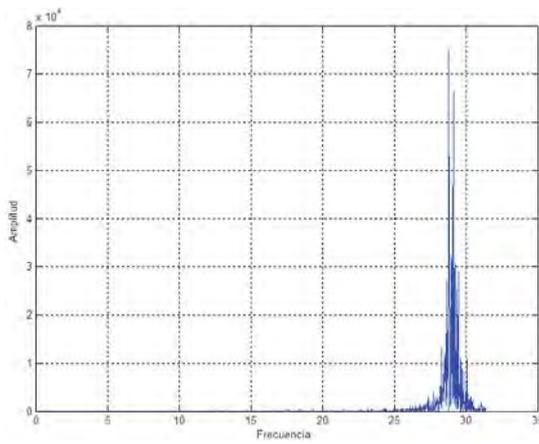


Figura 8.70 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 9

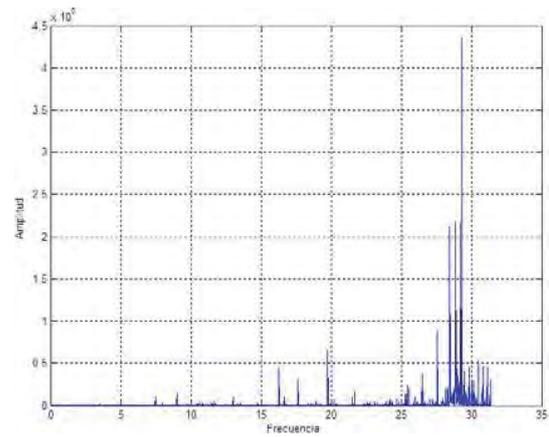


Figura 8.71 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-9

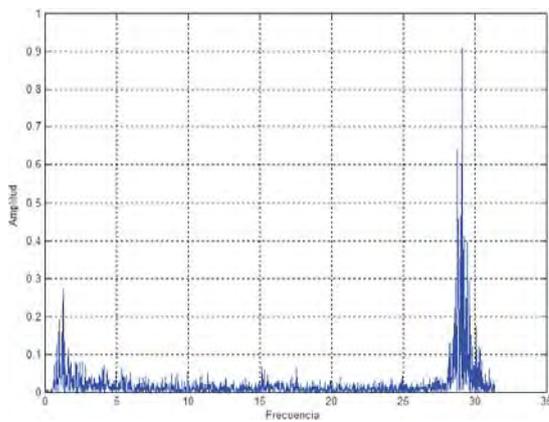


Figura 8.72 ESPECTRO DE POTENCIA CANAL 12

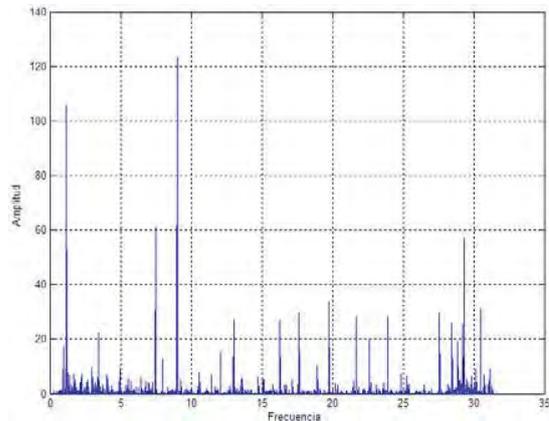


Figura 8.73 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CANALES 3-12

El análisis de los registros se basa en identificar el valor más alto de frecuencia en las gráficas de función de transferencia, la cual correspondería al período del modo de vibrar del puente en esa dirección. El valor identificado debe de compararse con la concentración de energía que aparece en la gráfica del canal de salida para asegurar que la frecuencia identificada es la correcta. En algunas gráficas aparecen picos altos que no pertenecen a la frecuencia buscada, esto se debe a que los sensores registran el acoplamiento de movimiento correspondiente a otro canal, dificultando su identificación.

8.2 IDENTIFICACIÓN DE FRECUENCIAS Y FORMAS MODALES DEL PUENTE

En las tablas 8.1 a 8.4 se muestran los períodos de vibración que se dedujeron con base en el análisis espectral de todas las pruebas realizadas. En las tablas las literales L, T y V están asociadas a los sensores longitudinal, transversal y flexión vertical respectivamente. En la tabla se presenta en la primer columna la dirección del sensor, en las siguientes columnas se muestran los resultados obtenidos de las pruebas *v.gr.* k157_01 resultado de la primer prueba, en la última columna se expresa el promedio de las ensayos.

- PUENTE MARAVATÍO k157

Tabla 8.1 Períodos de vibración de mediciones realizadas en el puente Maravatio k157.

Sensores	Período (segundos)				Promedio
	k157_01	k157_02	k157_03	k157_04	
L	0.300	0.260	0.260	0.230	0.260
T	0.350	0.280	0.300	0.330	0.315
V	0.244	0.270	0.233	0.350	0.274

- PUEENTE MARAVATÍO k187

Tabla 8.2 Períodos de vibración mediciones realizadas en el puente Maravatio k187.

Período (segundos)						
Mediciones	k187_01	k187_02	k187_03	k187_04	k187_05	Promedio
L	0.216	0.209	0.299	0.220*	0.213*	0.232
T	0.320	0.290	0.299	0.320*	0.220*	0.290
V	0.229	0.229	0.217	0.322*	0.217*	0.243

- PUEENTE MARAVATÍO k206

Tabla 8.3 Períodos de vibración de mediciones realizadas en el puente Maravatio k206.

Período (segundos)						
Mediciones	k206_01	k206_02	k206_03	k206_04	k206_05	Promedio
L	0.286	0.286	0.286	0.260*	0.300*	0.280
T	0.280	0.299	0.285	0.299*	0.280*	0.288
V	0.196	0.193	0.196	0.193*	0.190*	0.193

- PUEENTE MARAVATÍO k239

Tabla 8.4 Períodos de vibración de mediciones realizadas en el puente Maravatio k239.

Período (segundos)				
Mediciones	k239_01	k239_02	k239_03	Promedio
L	0.216	0.224	0.224	0.221
T	0.228	0.233	0.228	0.229
V	0.244	0.224	0.250	0.246

Los períodos marcados con un asterisco son aquellos que provienen de registros cuyos sensores fueron colocados en diagonal a lo largo de un claro de la calzada. Los períodos obtenidos de los sensores colocados en forma horizontal no difieren sensiblemente de los colocados en diagonal sobre la calzada, debido a que el puente es suficientemente rígido, que no permite marcar la diferencia entre un registro y otro.

Capítulo 9

ANÁLISIS DE RESULTADOS, CONCLUSIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS

El análisis espectral de los datos obtenidos de las pruebas de VA permitió determinar las frecuencias naturales de vibrar asociadas a las correspondientes formas modales de los puentes. A continuación se presenta en forma resumida los resultados analítico y de VA para su análisis.

- PUEBTE MARAVATÍO k157

En VA el primer modo correspondería al de torsión del tablero, el segundo modo a la flexión vertical del tablero y el tercero a la traslación longitudinal, pero para evitar confusión sólo se comparan de acuerdo a la dirección en la que se mueve la estructura.

Tabla 9.1 Modos de vibrar del puente Maravatío k157.

Analítico			Vibración Ambiental	
Modo	Movimiento	Período (s)	Sensores	Promedio
1	L	0.352	L	0.260
2	V	0.270	V	0.274
3	Torsión	0.2403		
			T	0.315

Si consideramos como base los períodos de vibración obtenidos analíticamente (tabla 9.1), el primero de 0.352 segundos, se puede asociar con el período de 0.260 segundos, que corresponde a los sensores ubicados en la dirección longitudinal, el porcentaje de diferencia es de 26%. El segundo modo es de 0.27 segundos que se puede asociar a la flexión del tablero, el cual comparativamente es el mismo al obtenido con VA. Sin embargo, el tercer modo de 0.2403 de torsión no se pudo identificar con VA, esto es debido a que el puente es muy rígido y esa rigidez lleva al registro de los sensores a medir un acoplamiento de un movimiento con otro. El sensor que registró el movimiento transversal se vio influenciado por el contenido de energía del sensor que registró el movimiento vertical. El puente es suficientemente rígido en el sentido transversal, que no permite un movimiento claro en ese sentido.

- PUEENTE MARAVATÍO k187

Tabla 9.2 Modos de vibrar del puente Maravatío k187.

Analítico			Vibración Ambiental	
Modo	Movimiento	Período (s)	Sensores	Promedio
1	L	0.280	L	0.232
2	V	0.267	V	0.243
3	Torsión	0.2143		
			T	0.290

Tomando como base los períodos de vibración derivados del proceso analítico (Tabla 9.2), el primero de 0.28 segundos, se puede relacionar con el período de 0.232 segundos, que corresponde a los sensores ubicados en la dirección longitudinal, el porcentaje de diferencia es de 17.1%. El segundo modo es de 0.267 segundos, que se puede referir a la flexión, el cual comparativamente da una diferencia de 8.9% cotejado con el de 0.243 obtenido con VA. El tercer modo que es el de torsión, no se pudo identificar, el caso de este puente entra en los comentarios del caso anterior; cabe mencionar que el hecho de que tenga una columna menos que el puente k157 y una configuración semejante a él, permite un sensible mejora en la identificación de las frecuencias, esto es debido a que las concentraciones de energía en esos puntos se hacen más claras.

- PUEENTE MARAVATÍO k206

Tabla 9.3 Modos de vibrar del puente Maravatío k206.

Analítico			Vibración Ambiental	
Modo	Movimiento	Período (s)	Sensores	Promedio
1	L	0.243	L	0.280
2	T	0.22	T	0.288
3	V	0.187	V	0.193

En la tabla 9.3 se manifiesta que los períodos de vibración obtenidos analíticamente consideran que el primer modo de 0.243 segundos, puede corresponder al período de 0.280 segundos, que pertenece a los sensores ubicados en la dirección longitudinal, el porcentaje de diferencia es de 15.2%. El segundo modo es de 0.22 segundos el cual se asocia al período de 0.288 segundos, que se relaciona a los sensores ubicados en la dirección transversal, el porcentaje de diferencia para el segundo modo es de 30%. El tercer modo de vibrar pertenece al de flexión vertical con 0.187 segundos, su porcentaje de divergencia es 3.2%, considerándose casi el mismo que el obtenido con VA de 0.193 segundos. Se pudo identificar hasta un tercer modo de vibrar, ya que la rigidez del puente en el sentido transversal es menor que la de los dos puentes anteriores. El puente k206 al tener una columna que lo restrinja al centro en el sentido transversal con una sección que varía en un 25% de una de los otros puentes, le permite un movimiento transversal suficientemente claro como para poderlo identificar en los registros obtenidos con VA.

- PUENTE MARAVATÍO k239

Tabla 9.4 Modos de vibrar del puente Maravatío k239.

Analítico			Vibración Ambiental	
Modo	Movimiento	Período (s)	Sensores	Promedio
1	V	0.26	V	0.246
2	L	0.20	L	0.221
3	T	0.183	T	0.229

De la tabla 9.4, el primer modo es de 0.26 segundos, el cual se relaciona con el período de 0.246 segundos que corresponde a los sensores ubicados en el sentido vertical, el porcentaje de diferencia es de 5.3%. Para el segundo modo la discrepancia es de 10.5% cuando se compara el período de 0.20 segundos con el de 0.221 segundos que corresponde a los sensores ubicados en dirección longitudinal. El tercer modo de vibrar pertenece al transversal y su porcentaje de discrepancia es 3.2%, si comparamos el período de vibración de 0.183 segundos que se asocia con los sensores

dispuestos en ese sentido, cuyo valor es de 0.229 segundos. En este puente se pudo identificar hasta un tercer modo de vibrar, ya que su rigidez en el sentido transversal es menor que la de los tres puentes anteriores. En el puente k239 se observa que hay una semejanza en los comentarios con respecto al puente anterior, esto es respecto a la columna y su rigidez. Se pueden identificar los modos de vibrar en una forma más llana debida a que en este puente influye el hecho de que la calzada sea más angosta y la rigidez del puente menor que la de los puentes anteriores.

Conclusiones.

- En puentes cuya rigidez lateral es muy grande, como es el caso de los puentes k157 y k187 no se puede identificar con VA el modo de vibrar asociado en esa dirección ya que está influenciado por los otros modos. La identificación de los primeros dos modos puede llevar a un error de un 20% a un 30% en su identificación.
- Existen puentes cuya rigidez y ancho de calzada son tales que la variación en la posición de los sensores no influye (dentro de ciertos límites) en la determinación de las propiedades y la identificación de ciertos modos de vibrar.
- La identificación de los primeros tres modos de vibrar de los puentes k206 y k239 se pudo llevar a buen término debido a que son puentes sensiblemente más flexibles que los dos anteriores. El porcentaje de error es menor a 15% en los dos primeros modos y menor a 30% en el tercer modo
- La VA es una herramienta valiosa que se puede aplicar para conocer el comportamiento de la estructura a lo largo de su vida útil.

Líneas de investigación futura.

- Ampliar las mediciones a puentes de mayor importancia.
- Determinar las características dinámicas con técnicas paramétricas.

- Involucrar interacción suelo-estructura en el estudio analítico para hacer una comparativa más aproximada entre lo analítico y lo que se obtenga con VA.
- Monitorear los puentes continuamente para llevar a cabo un estudio estadístico de su comportamiento.
- Realizar más pruebas de VA en puentes rígidos y medianamente flexibles para limitar la distancia en donde pudiera existir o no influencia en la disposición de sensores a lo ancho de la calzada.

REFERENCIAS

- [Bendat, 1993] Bendat Julius S., "Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis", editorial John Wiley and Sons, New York-Chichester-Brisbane-Toronto-Singapore 1993, capítulos I, II y III, ISBN 0-471-57055-9.
- [Boyd, 2001] Boyd John P., "Chebyshev and Fourier Spectral Methods", editorial Dover publications Inc., Mineola, New York 2001, páginas 187-198, ISBN 0-486-41183-4.
- [Clemente, 2004] Clemente Paolo, Celebi et al, "Seismic analysis of the Indiano cable-stayed bridge", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [Chin-Hsiung, 1988] Chin-Hsiung loh y Yuan-Huei Tsaur, "Estimación de parámetros estructurales en el dominio del tiempo", Eng. Struct 1988, vol. 10, Abril.
- [CSI, 2004] Computers and Structures Inc. Structural Analysis Program SAP2000 Advanced 9.0.3 Copyright 1976-2004.
- [Farrar, 1997] C. R. Farrar, G. H. James III, "System identification from ambient vibration measurements on a bridge", Journal of Sound and Vibration, 1997.
- [Gamboa y Muriá] Gamboa Victor y Muriá David, "Cálculo de la respuesta estructural del edificio JAL ante el sismo de Copala", Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- [Geofísica, 2003] <http://66.102.7.104/search?q=cache:oJ-aUOFpZk8J:sms.dpri.kyoto-u.ac.jp/jorge/spac.pdf+periods+of+microtremors+&hl=es>
Geofísica Internacional (2003), Vol. 42, No. 2, páginas 227-236

-
- [Hsu, 1987] Hsu Hwei P, "Análisis de Fourier", editorial Addison-Wesley Iberoamericana, México 1987, capítulos I, IV y V, ISBN 0-201-02942-1.
- [Huerta, 2004] Huerta Carpizo Carlos Humberto, "Determinación de propiedades dinámicas y de las tensiones de los cables de dos puentes atirantados", Tesis de licenciatura, ENEP Aragón, 2004.
- [Hung-Chi, 2004] Hung-Chi Cheng, Tomoyuki Enomoto, Masanobu Shinozuka et al, "Real time visualization of structural response with wireless MEMS sensors", 13th World Conference on Earthquake Engineering, paper 121, 2004.
- [Hurtado, 1999] Hurtado J. E., "Modelación Estocástica de la Acción Sísmica", Monografías de Ingeniería Sísmica Editor A. H. Barbat, Monografía del CIMNE IS-33 1999, consulta general.
- [Hwei, 1997] Hwei Hsu, "Probability, Random Variables, and Random Processes", Editorial Mc Graw Hill, New York-México-Tokyo 1997, capítulo VI, ISBN 0-07-030644-3.
- [Jara, 2002] Jara M. y J. R. Casas, "Criterios de Diseño de Puentes con Aisladores y Disipadores de Energía", Monografías de Ingeniería Sísmica Editor A. H. Barbat, Monografía del CIMNE IS-49 2002, página 29.
- [Jara, 2005] Jara M. "Clasificación de puentes tipo PIV"
- [Lermo, 1994] Lermo Javier y Francisco Chávez García, "Are microtremors useful in site evaluation?", Sociedad sismológica de América, Vol. 84, No. 5, 1994.
- [Marvin, 2004] Marvin W. Halling, Austin Ball, Robert Esplin, Kai-Hsiang Hsieh, "Modal analysis and modeling of highway bridges", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver Canada, 2004.

-
- [MathWorks, 2002] MathWorks, Inc. Matlab The Language of Technical Computing. Versión 6.5.0.180913a release 13. June 18, 2002. Copyright 1984-2002.
- [Menun, 2001] Menun Charles A., Stanford University, apuntes de Probabilistic Models in Civil Engineering, capítulos I, II, III, y V.
- [Muriá, 2005] Muriá David et al "Edificios instrumentados", No publicado 2005.
- [Murray, 2000] Murray R. Spiegel, John Schiller, R. Alu Srinivasan, "Probability and statistics", editorial Schaum's Outline Series McGraw Hill, New York 2000, capítulos II, VII y VIII, ISBN 0-07-135004-7.
- [Nakamura,1989] Yutaka Nakamura, "Method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface", Quarterly report of railway technical research institute, Vol. 30 No. 1, 1989.
- [Nakamura, 1997] Nakamura Shoichiro, "Análisis Numérico y Visualización Gráfica con Matlab", editorial Pearson Education, México 1997, capítulo I y II, ISBN 968-880-860-1.
- [Oppenheim, 1997] Oppenheim Alan V., Alan S. Willsky y S. Hamid Nawab , "Señales y Sistemas", editorial Pearson Education, México-Argentina-Brasil 1997, capítulos I y II, ISBN 0-13-814757-4.
- [Paz, 1992] Paz Mario, "Dinámica Estructural", editorial Reverté S.A, Barcelona-Bogotá-Buenos Aires-Caracas-México 1992, capítulo 22, ISBN 84-291-4854-X.
- [Rodellar, 1997] Rodellar José, "Sistemas en la Ingeniería Civil, Identificación, Optimización y Control", Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería, consulta general.

-
- [SAHOP, 1980] Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, "Puentes para Carreteras, Proyectos Tipo de Elementos de Concreto Reforzado", Parte I, Datos de las placas de apoyo, No. T-39.1 1980.
- [Sólnes, 1997] Sólnes Julius, "Stochastic Processes and Random Vibrations", editorial John Wiley and Sons, New York-Singapur-Toronto 1997, capítulo 7, ISBN 0-471-97192-8.
- [Sooyong, 2002] Sooyong Park y Yeon-Bok Kim, "Nondestructive damage detection in large structures via vibration monitoring", EJSE International, 2002.
- [Tedesco, 1999] Tedesco McDougal Ross, "Structural Dynamics Theory and Applications", editorial Addison-Wesley Longman Inc. California-England-México-Tokyo 1999, páginas 217-232, ISBN 0-673-98052-9
- [Trifunac, 2000] Trifunac, Ivanovic y Todorovska, "Ambient Vibration tests", Indian Soc. Earthquake, December 2000.
- [Velazco, 2001] Velazco Sotomayor Gabriel y Piotr Wisniewski, "Probabilidad y Estadística para Ingeniería y Ciencias", editorial Thomson Learning Education, Australia-Brasil-Canadá-México 2001, capítulo VIII, ISBN 970-686-136-X.
- [Wei-Xin, 2004] Wei-Xin Ren, Wael Zatar, Issam E. Harik, "Ambient vibration-based seismic evaluation of a continuous girder bridge", Engineering Structures, 2004, www.elsevier.com/locate/engstruct.
- [Yong, 2003] Yong Gao y B.F. Spencer "Damage localization under ambient vibration using changes in flexibility", No publicado, 2003.

REFERENCIAS

- [Zapata y Muriá] Zapata Arabella, Muriá y Rodríguez Gutierrez "Comparación de técnicas e identificación de propiedades estructurales paramétricas y no paramétricas", Instituto de Ingeniería, UNAM.

LISTA DE TABLAS Y FIGURAS

FIGURAS

Capítulo 1

Figura 1.1	Vehículos con cargas totales de 46 y 77.5 toneladas.....	2
------------	--	---

Capítulo 3

Figura 3.1	Partes que conforman un puente.....	14
Figura 3.2	Caballote con cimentación superficial.	16
Figura 3.3	Caballote con cimentación profunda.....	16
Figura 3.4	Cabezal sobre tierra armada.....	16
Figura 3.5	Estribos de mampostería.....	17
Figura 3.6	Estribos con alero o en cajón.....	17
Figura 3.7	Pilas con cimentación superficial.....	17
Figura 3.8	Pilas con cimentación profunda.....	18
Figura 3.9	Pila con cimentación superficial.....	18
Figura 3.10	Pila con cimentación profunda.....	18

Capítulo 4

Figura 4.1	Modos de vibrar del puente PIV2-5. a) primer modo $T=0.086$ s, b) segundo modo $T=0.08$ s y c) tercer modo $T=0.075$ s.....	20
Figura 4.2	Modos de vibrar del puente PIV3-5. a) primer modo $T=0.0924$ s, b) segundo modo $T=0.092$ s y c) tercer modo $T=0.09$ s.....	21
Figura 4.3	Modos de vibrar del puente PIV2-15. a) primer modo $T=1.17$ s, b) segundo modo $T=1.03$ s y c) tercer modo $T=0.88$ s.....	22
Figura 4.4	Modos de vibrar del puente PIV4-5. a) primer modo $T=0.33$ s, b) segundo modo $T=0.32$ s y c) tercer modo $T=0.30$ s.....	23

Capítulo 5

Figura 5.1	Mapa de localización de los puentes en estudio, tramo Morelia-Maravatío en el Estado de Michoacán.....	26
Figura 5.2	Geometría general del puente "La Isla".....	28
Figura 5.3	Vista inferior del puente "La Isla" k-157.....	28

Figura 5.4	Dimensiones de apoyo intermedio, corte transversal.....	29
Figura 5.5	Dimensiones de la trabe "I".....	29
Figura 5.6	Puente en estudio "La Isla" en el Estado de Michoacán.....	30
Figura 5.7	Vista inferior y del apoyo extremo del puente Maravatío k157.....	31
Figura 5.8	Panorama de apoyo intermedio.....	31
Figura 5.9	Perspectiva de placa de neopreno.....	31
Figura 5.10	Geometría general del puente Maravatío k187.....	33
Figura 5.11	Vista inferior del puente Maravatío k187.....	33
Figura 5.12	Dimensiones de apoyo intermedio, corte transversal.....	34
Figura 5.13	Dimensiones de la trabe "I".....	34
Figura 5.14	Puente en estudio Maravatío k187 en el Estado de Michoacán.....	35
Figura 5.15	Vista del apoyo extremo, caballete.....	36
Figura 5.16	Panorama de apoyo intermedio.....	36
Figura 5.17	Vista frontal de diafragma a medio claro.....	36
Figura 5.18	Geometría general del puente Maravatío k206.....	38
Figura 5.19	Vista inferior del puente Maravatío k206.....	38
Figura 5.20	Dimensiones de apoyo intermedio, corte transversal.....	39
Figura 5.21	Dimensiones de la trabe "I".....	39
Figura 5.22	Puente en estudio Maravatío k206 en el Estado de Michoacán.....	40
Figura 5.23	Vista del apoyo extremo, estribo.....	41
Figura 5.24	Panorama de apoyo intermedio.....	41
Figura 5.25	Perspectiva de apoyo extremo sobre placa de neopreno.....	41
Figura 5.26	Geometría general del puente Maravatío k239.....	43
Figura 5.27	Vista inferior del puente Maravatío k239.....	43
Figura 5.28	Dimensiones de apoyo intermedio, corte transversal.....	44
Figura 5.29	Dimensiones de las trabes "I" y un diafragma.....	44
Figura 5.30	Puente en estudio Maravatío k239 en el Estado de Michoacán.....	45
Figura 5.31	Vista de apoyos extremos, estribos.....	46
Figura 5.32	Panorama de apoyo intermedio.....	46
Figura 5.33	Vista de diafragma.....	46

Figura 5.34	Distribución de sensores puente Maravatío k157.....	47
Figura 5.35	Distribución de sensores puente Maravatío k187, primera alternativa.....	48
Figura 5.36	Distribución de sensores puente Maravatío k187, segunda alternativa.....	48
Figura 5.37	Distribución de sensores puente Maravatío k206, primera alternativa.....	49
Figura 5.38	Distribución de sensores puente Maravatío k206, segunda alternativa.....	49
Figura 5.39	Distribución de sensores puente Maravatío k239.....	50
Figura 5.40	Equipo Altus K2 con salida a 12 canales.....	51
Figura 5.41	Sensores uniaxiales.....	51
Figura 5.42	Sensor triaxial.....	51
Figura 5.43	Nivelación de la placa donde se localizan los sensores.....	52
Figura 5.44	Calibración de los sensores.....	52
Capítulo 6		
Figura 6.1	Modo de vibrar del puente Maravatío k157. a) Primer modo, b) segundo modo y c) tercer modo.....	56
Figura 6.2	Modo de vibrar del puente Maravatío k187. a) Primer modo, b) segundo modo y c) tercer modo.....	57
Figura 6.3	Modo de vibrar del puente Maravatío k206. a) Primer modo, b) segundo modo y c) tercer modo.....	58
Figura 6.4	Modo de vibrar del puente Maravatío k239. a) Primer modo, b) segundo modo y c) tercer modo.....	59
Capítulo 7		
Figura 7.1	Registro en la historia del tiempo.....	62
Figura 7.2	Función de transferencia: función de salida entre función de entrada.....	67
Figura 7.3	Ensamble que define el proceso aleatorio $\{x(t)\}$	69
Figura 7.4	Ejemplo de variables aleatorias.....	70
Figura 7.5	Ejemplo de variable aleatoria continua.....	70
Figura 7.6	Diagramas de dispersión.....	73
Figura 7.7	Proceso aleatorio.....	74
Figura 7.8	Registros de $x_1(t)$ y $x(t)$ desplazada a la derecha una cantidad τ	75
Figura 7.9	Registros de $x_1(t)$ y $x_2(t)$ idénticos.....	76

Figura 7.10	Propiedades de las funciones de autocorrelación y autocovarianza.....	77
Figura 7.11	Típica función de correlación cruzada.....	78
Capítulo 8		
Figura 8.1	Diagrama de flujo del programa en Matlab para calcular las funciones de transferencia, espectros de potencia y funciones de coherencia.....	82
Figura 8.2	Espectro de potencia canal 4.....	83
Figura 8.3	Función de transferencia canales 1-4.....	83
Figura 8.4	Espectro de potencia canal 7.....	83
Figura 8.5	Función de transferencia canales 1-7.....	83
Figura 8.6	Espectro de potencia canal 10.....	83
Figura 8.7	Función de transferencia canales 1-10.....	83
Figura 8.8	Espectro de potencia canal 5.....	84
Figura 8.9	Función de transferencia canales 2-5.....	84
Figura 8.10	Espectro de potencia canal 8.....	84
Figura 8.11	Función de transferencia canales 2-8.....	84
Figura 8.12	Espectro de potencia canal 11.....	84
Figura 8.13	Función de transferencia canales 2-11.....	84
Figura 8.14	Espectro de potencia canal 6.....	85
Figura 8.15	Función de transferencia canales 3-6.....	85
Figura 8.16	Espectro de potencia canal 9.....	85
Figura 8.17	Función de transferencia canales 3-9.....	85
Figura 8.18	Espectro de potencia canal 12.....	85
Figura 8.19	Función de transferencia canales 3-12.....	85
Figura 8.20	Espectro de potencia canal 4.....	86
Figura 8.21	Función de transferencia canales 1-4.....	86
Figura 8.22	Espectro de potencia canal 7.....	86
Figura 8.23	Función de transferencia canales 1-7.....	86
Figura 8.24	Espectro de potencia canal 10.....	86
Figura 8.25	Función de transferencia canal 1-10.....	86

Figura 8.26	Espectro de potencia canal 5.....	87
Figura 8.27	Función de transferencia canales 2-5.....	87
Figura 8.28	Espectro de potencia canal 8.....	87
Figura 8.29	Función de transferencia canales 2-8.....	87
Figura 8.30	Espectro de potencia canal 11.....	87
Figura 8.31	Función de transferencia canales 2-11.....	87
Figura 8.32	Espectro de potencia canal 6.....	88
Figura 8.33	Función de transferencia canales 3-6.....	88
Figura 8.34	Espectro de potencia canal 9.....	88
Figura 8.35	Función de transferencia canales 3-9.....	88
Figura 8.36	Espectro de potencia canal 12.....	88
Figura 8.37	Función de transferencia canales 3-12.....	88
Figura 8.38	Espectro de potencia canal 4.....	89
Figura 8.39	Función de transferencia canales 1-4.....	89
Figura 8.40	Espectro de potencia canal 7.....	89
Figura 8.41	Función de transferencia canales 1-7.....	89
Figura 8.42	Espectro de potencia canal 10.....	89
Figura 8.43	Función de transferencia canales 1-10.....	89
Figura 8.44	Espectro de potencia canal 5.....	90
Figura 8.45	Función de transferencia canales 2-5.....	90
Figura 8.46	Espectro de potencia canal 8.....	90
Figura 8.47	Función de transferencia canales 2-8.....	90
Figura 8.48	Espectro de potencia canal 11.....	90
Figura 8.49	Función de transferencia canales 2-11.....	90
Figura 8.50	Espectro de potencia canal 6.....	91
Figura 8.51	Función de transferencia canales 3-6.....	91
Figura 8.52	Espectro de potencia canal 9.....	91
Figura 8.53	Función de transferencia canales 3-9.....	91
Figura 8.54	Espectro de potencia canal 12.....	91
Figura 8.55	Función de transferencia canales 3-12.....	91

Figura 8.56	Espectro de potencia canal 4.....	92
Figura 8.57	Función de transferencia canales 1-4.....	92
Figura 8.58	Espectro de potencia canal 7.....	92
Figura 8.59	Función de transferencia canales 1-7.....	92
Figura 8.60	Espectro de potencia canal 10.....	92
Figura 8.61	Función de transferencia canales 1-10.....	92
Figura 8.62	Espectro de potencia canal 5.....	93
Figura 8.63	Función de transferencia canales 2-5.....	93
Figura 8.64	Espectro de potencia canal 8.....	93
Figura 8.65	Función de transferencia canales 2-8.....	93
Figura 8.66	Espectro de potencia canal 11.....	93
Figura 8.67	Función de transferencia canales 2-11.....	93
Figura 8.68	Espectro de potencia canal 6.....	94
Figura 8.69	Función de transferencia canales 3-6.....	94
Figura 8.70	Espectro de potencia canal 9.....	94
Figura 8.71	Función de transferencia canales 3-9.....	94
Figura 8.72	Espectro de potencia canal 12.....	94
Figura 8.73	Función de transferencia canales 3-12.....	94

TABLAS

Capítulo 4

Tabla 4.1	Tres primeros periodos de los 18 puentes en estudio.....	24
-----------	--	----

Capítulo 5

Tabla 5.1	Duración y número de puntos de cada evento registrado, puente Maravatío k157.....	53
Tabla 5.2	Duración y número de puntos de cada evento registrado, puente Maravatío k187.....	53
Tabla 5.3	Duración y número de puntos de cada evento registrado, puente Maravatío k206.....	54

Tabla 5.4	Duración y número de puntos de cada evento registrado, puente Maravatío k239.....	54
Capítulo 8		
Tabla 8.1	Períodos de vibración de mediciones realizadas en el puente Maravatío k157.	
Tabla 8.2	Períodos de vibración mediciones realizadas en el puente Maravatío k187.	
Tabla 8.3	Períodos de vibración de mediciones realizadas en el puente Maravatío k206.	
Tabla 8.4	Períodos de vibración de mediciones realizadas en el puente Maravatío k239.	
Capítulo 9		
Tabla 9.1	Modos de vibrar del puente Maravatío k157.....	97
Tabla 9.2	Modos de vibrar del puente Maravatío k187.....	98
Tabla 9.3	Modos de vibrar del puente Maravatío k206.....	98
Tabla 9.4	Modos de vibrar del puente Maravatío k239.....	99