



**UNIVERSIDAD MICHUACANA DE SAN
NICOLAS DE HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**INFLUENCIA DE LOS APOYOS DE NEOPRENO EN EL COMPORTAMIENTO
DINAMICO EXPERIMENTAL DE PUENTES TIPO DE CONCRETO.**

TESIS

PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

ROBERTO CARLOS MARTINEZ MORALES

DIRECTOR DE TESIS

GUILLERMO MARTINEZ RUIZ

MORELIA, MICHOACAN. MAYO 2013



AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por su apoyo incondicional durante este tiempo de preparación profesional, ya que siempre me brindaron su confianza y consejos para salir adelante. Demostrando que las cosas que realmente valen la pena requieren de mucha dedicación y esfuerzo

CONTENIDO

	Página
I INTRODUCCION.....	5
1.1 Planteamiento.....	8
1.2 Objetivos.....	9
II ANTECEDENTES.....	10
Caso de estudio 1.....	16
Caso de estudio 2.....	19
Caso de estudio 3.....	22
Caso de estudio 4.....	24
III MARCO TEORICO.....	27
3.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES.....	27
3.1.1 Superestructura.....	27
3.1.2 Subestructura.....	28
3.1.3 Apoyos de neopreno.....	29
3.1.3.1 Pruebas de los neoprenos.....	33
3.1.3.2 Características del acero.....	34
3.1.3.3 Características físicas del neopreno.....	34
3.1.3.4 Rigidez de los neoprenos.....	36
3.2 PROPIEDADES DINAMICAS DE LA ESTRUCTURA.....	38
3.2.1 Sistema con un grado de libertad.....	38
3.2.2 Periodo (T).....	40
3.2.3 Frecuencia natural (f).....	40
3.2.4 Frecuencia circular.....	41
3.2.5 Análisis modal.....	41
3.3 CLASIFICACION DE LAS SEÑALES.....	45
3.3.1 Tiempo continuo y tiempo discreto.....	46
3.3.2 Análogo y digital.....	46
3.3.3 Periódico y No periódico.....	47
3.4 SOFTWARE ARTeMIS.....	48
3.4.1 Procedimiento para la obtención de datos estructurales.....	49
3.4.2 Obtención y almacenamiento de datos.....	50
3.4.3 Configuración del archivo.....	51
3.4.4 Para cargar y revisar un proyecto.....	51

3.4.5	Procesamiento de la señal.....	52
3.4.6	Identificación de los modos.....	54
3.4.7	Obtención de las formas modales.....	54
3.4.8	Matriz de Densidad Espectral.....	56
IV	ANÁLISIS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA.....	57
4.1	Análisis modal operacional.....	57
4.1.1	Peak Picking (PP).....	59
4.1.2	Método FDD (Descomposición del Dominio de la Frecuencia)...	60
V	CAMPAÑAS EXPERIMENTALES Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION.....	66
5.1	Información del puente	66
5.1.1	Selección del área de estudio.....	66
5.1.2	Características del puente estudiado.....	67
5.1.3	Geometría del puente.....	69
5.2	Posicionamiento de los sensores.....	72
5.3	Equipo empleado.....	74
5.4	Procesamiento de las señales.....	79
5.5	Visualización de los datos.....	85
5.6	Identificación de los modos.....	88
VI	CONSTRUCCION Y ANALISIS DEL MODELO NUMERICO.....	94
	Modelo 1.....	97
	Modelo 2.....	99
	Modelo 3.....	100
	Modelo 4.....	102
	Modelo 5.....	103
	Modelo 6.....	104
VII	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	108
VIII	REFERENCIAS.....	110

I. INTRODUCCIÓN

Actualmente el desarrollo de nuevos métodos y técnicas de análisis modal ha brindado la comodidad para algunas instituciones o grupos de investigación monitorear constantemente estructuras civiles, sin repercutir en sus propiedades físicas, denominándose a esta práctica salud estructural como se muestra en el Capítulo 2, de los cuales surgen métodos analíticos los cuales serán explicados en el Capítulo 4.

Los puentes son estructuras que requieren gran cantidad de estudios, desde hidrológicos, hidráulicos, geológicos y estructurales principalmente, cumpliendo con estos estudios se espera lograr un desempeño adecuado en todos sus aspectos de la estructura. La función principal de un puente es salvar un claro u obstáculo reduciendo el tiempo de traslado de un sitio a otro para vehículos y peatones, el hecho de pensar en su ausencia o destrucción por efecto de fenómenos sísmicos generaría un gran problema a las ciudades que estén conectadas por dicha estructura, desde la solvencia alimenticia hasta los servicios de salud por mencionar algunas;

por lo tanto son estructuras vitales para la sociedad que deben brindar seguridad al momento de transitar o caminar sobre ellas.

Una parte muy importante de estas estructuras son los apoyos donde descarga el peso propio de las mismas, ya que los desplazamientos que se presentan en el suelo durante un evento sísmico son transmitidos directamente a la subestructura, transmitiendo los desplazamientos a los apoyos de neopreno y finalmente a la superestructura, brindando una continuidad a los elementos mecánicos. Actualmente los principales materiales empleados en los apoyos son los neoprenos, los cuales consisten en materiales elásticos que presentan características muy particulares como se presenta en el Capítulo 3.

Es inevitable que la estructura permanezca intacta ya que durante su tiempo de servicio está sometida a la intemperie afectando en gran parte las características físicas de los neoprenos, logrando cambiar por completo su transferencia de respuesta a la superestructura durante un evento sísmico.

Este análisis es completamente diferente al análisis tradicional ya que no requiere de la excitación estructural inicial para su realización, mediante este estudio es posible detectar las formas modales presentes en la estructura sin afectarla o generarle algún daño externo, este análisis recibe el nombre de Análisis Modal Operacional que se explica en el Capítulo 4, teniendo excelentes resultados al momento de identificar propiedades dinámicas para alguna estructura civil como se muestra en el Capítulo 2. Por lo que es interesante detectar y plasmar la cantidad de formas

modales que oculta la estructura ante la presencia constante de vibraciones ambientales. En la mayoría de los estudios los datos de interés son las flexiones verticales, donde intervienen los apoyos, para este tema nos enfocaremos en apoyos de elastómeros constituidos de neopreno con placas de acero intermedias como explica el capítulo 3, logrando cambiar el periodo natural de la subestructura hacia la superestructura.

1.1 Planteamiento

Actualmente se ha perfeccionado la manera de analizar las estructuras de puentes esto con la finalidad de no detener u obstruir el tráfico vehicular ni peatonal al momento de realizar el análisis, desarrollando métodos más rápidos que detectan fácilmente el comportamiento modal de una estructura con tan solo realizar un estudio superficial de la estructura en determinados sitios de ella, estos métodos se encargan solamente de decodificar las señales recibidas que emite la estructura sin necesidad de excitarla. Demostrando que los resultados obtenidos son equivalentes con los estudios tradicionales, destacando que el método es más eficiente, económico y rápido.

La mejor manera de desarrollar este estudio es realizando mediciones con equipo especial capaz de recibir las vibraciones ambientales y colocarlo sobre la estructura a determinados intervalos de tiempo, de esta forma obtendremos aceleraciones que finalmente serán procesadas por el programa ARTeMIS [14] para determinar sus características modales.

Apoyándonos del diseño analítico de la estructura en un software comercial de estructuras SAP2000 [19], modificaremos las rigideces de los apoyos de neopreno hasta lograr crear un equivalente con las formas modales plasmadas por el programa ARTeMIS.

1.2 Objetivos

Generar un modelo analítico que cumpla con las características reales de la estructura, en este caso puente tipo, involucrando propiedades físicas y propiedades dinámicas, con la capacidad de poder variar las propiedades físicas de los apoyos de neopreno hasta lograr una igualdad o proximidad con los valores experimentales.

Determinar si la configuración propuesta para detectar la vibración ambiental es funcional para obtener de mejor manera las formas modales, de esta manera dar continuidad con este análisis para puentes tipo.

II. ANTECEDENTES

La identificación de vibraciones ambientales en obras civiles ha incursionado a partir del inicio del siglo XXI con el empleo de nuevas técnicas que facilitan la detección de parámetros modales presentes en una estructura. Se destacan los métodos que emplean ecuaciones como la Transformada de Fourier mostrada en la Ecuación (2) para descomponer las señales en infinidad de series matemáticas, y empleo de programas especiales diseñados para detectar las formas modales.

La Transformada de Fourier es empleada para identificar frecuencias de una señal, a través del dominio de la frecuencia, teniendo como datos iniciales las aceleraciones. Esta expresión matemática es empleada para representar una señal no periódica por sus componentes de frecuencia.

Existen 2 tipos de análisis, análisis continuo y análisis discreto, donde el método empleado para el análisis del dominio de la frecuencia ha sido preferido por el análisis discreto por su mayor aplicación en señales de vibración ambiental. Consistiendo principalmente en descomponer la señal en una gran cantidad de funciones exponenciales y senoidales capaces de ser sumadas, dicho de otra manera se discretiza la señal continua en una gran cantidad de funciones; además de que nuestra señal tiene la característica de ser no periódica [R. Clough, 1995]. Cuando la señal es periódica se emplean series de Fourier, como se muestra en la Ecuación (1), cuando la señal no es periódica se emplea la Ecuación (2).

$$P(i\bar{\omega}) = \int_{-\infty}^{\infty} p(t)e^{-i\bar{\omega}t} dt \quad (1)$$

Ecuación 1. Transformada de Fourier directa para una señal infinita.

A la función $P(i\bar{\omega})$ de la ecuación (1) se le llama la Transformada de Fourier de la señal continua $p(t)$, la cual proporciona un espectro continuo de frecuencias $p(t)$.

Para tiempo discreto se tiene lo siguiente:

$$p(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} P_n e^{i\bar{\omega}_n t} \quad (2)$$

Ecuación 2. Transformada de Fourier de una señal de tiempo discreto (DFT)

Como se mencionó anteriormente la Ecuación (2) facilita discretizar una señal en una cantidad enorme de series que describen el comportamiento de la señal real, en este caso una señal de entrada de aceleraciones. Actualmente se ha perfeccionado el análisis de la Ecuación (2) a la denominada Transformada rápida de Fourier, donde destaca un coeficiente $N = 2^P$ el cual influye en la cantidad de funciones que serán utilizadas en la discretización de la señal empleada.

Existen 2 tipos de métodos para determinar las características dinámicas de una estructura, análisis deterministas y no deterministas [R. Clough, 1995], conocidos como tradicional y operacional respectivamente. Donde los métodos deterministas

incluyen características de la estructura directamente de la Ecuación (3) incluyendo propiedades de la estructura como masa, inercia, rigidez.

$$P(t) = m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) \quad (3)$$

Ecuación 3. Expresión general dinámica de un sistema de un grado de libertad

Los análisis no deterministas incluyen a las vibraciones ambientales ya que las fuerzas provenientes del ambiente pueden variar conforme el tiempo durante el análisis, por lo tanto se aplican conceptos de estadística.

La implementación de métodos más rápidos y certeros para la medición de estructuras ha logrado crear un amplio interés en los métodos modales operacionales o métodos de output-only (solo salida de datos), destacando principalmente el Peak Picking, entre otros que se explicaran más adelante en el Capítulo 4.

Las mediciones se generan por medio de equipo especializado que consiste en acelerógrafos, acelerómetros como en [Magalhaes, Caetano, 2012] los cuales son utilizados para determinar las aceleraciones producidas por la vibración ambiental sobre la estructura. Para conseguir las aceleraciones se emplean sensores capaces de identificar las vibraciones, las cuales son transmitidas al equipo de adquisición de datos por medio de canales; el tiempo de las muestras depende del estudio y de la dedicación que se requiera plantear. La cantidad de canales depende directamente

de la capacidad del equipo empleado, pudiéndose extender a mayor cantidad, todo depende del tipo de equipo que se utiliza en la práctica.

Por lo tanto teniendo los datos iniciales se obtienen las funciones de las frecuencias, que serán utilizadas para obtener funciones de densidad espectral. Además en el método de Descomposición del dominio de la frecuencia FDD se descompone la matriz de densidad espectral para obtener valores singulares y vectores, los valores y vectores singulares son ordenados de manera descendente por valor singular para cada matriz de densidad espectral y los datos son normalizados, para obtener las gráficas finales se promedian los valores singulares de cada matriz pequeña frecuencia por frecuencia de cada conjunto de datos.

Actualmente se han perfeccionado e implementado un nuevo software que auxilia en el procesamiento para la lectura de las mediciones obtenidas en la práctica, graficando o plasmando los datos permitiendo detectar de manera más fácil y certera las frecuencias que dominan las formas modales. El software ARTeMIS ha sido empleado en varias mediciones donde los resultados son aceptables [Ubertini, Gentile, 2012] [Rojas Rojas, Jara Guerrero 2011].

En diferentes partes del mundo se han realizado este tipo de análisis para diferentes estructuras civiles, destacando particularmente los puentes donde se desea detectar sus formas modales o su estabilidad estructural. La mayoría de los casos se aplica en grandes estructuras que puedan correr riesgo de afectar en gran parte a la sociedad.

Pero estos análisis no paramétricos u operacionales pueden aplicar para cualquier obra civil.

Las vibraciones ambientales o ruido sísmico consisten en las fuerzas externas que actúan sobre cualquier estructura tales como el viento, el tráfico vehicular, las maquinarias, etc; que de alguna manera afectan por cantidades pequeñas a la estructura. El ruido sísmico más común es el de las acciones del ser humano sobre la superficie de la tierra por lo tanto se acumula demasiada energía en ciudades grandes. Se caracterizan por ser vibraciones muy pequeñas con periodos comprendidos entre 0.1 y 1 segundos [Manuel Jara Díaz, José Manuel Jara Guerrero, 2007].

Los principales inconvenientes de las vibraciones ambientales es que se requiere de equipo muy sensible capaz de medir amplitudes muy pequeñas. Por las características de origen muestra variaciones durante el día por lo tanto tiene frecuencias características dependiendo de la fuente que genera el ruido.

Los apoyos presentes en la estructura cumplen una función importante en su funcionamiento, y en los análisis operacionales existe una incertidumbre respecto a su rigidez. Para nuestro tema de tesis nos enfocaremos en los neoprenos los cuales serán explicados en el Capítulo 3.

Como se ha comentado anteriormente los apoyos de las estructuras son elementos importantes en este tipo de análisis, ya que para tener resultados coherentes es

necesario conocer las propiedades de toda la estructura. De acuerdo a las características de los apoyos presentes en la mayoría de los puentes la dirección longitudinal algunas veces no es capaz de ser detectada ya que en los extremos de las vigas existen elementos que impiden el desplazamiento del elemento. [Hernández, Martínez, Rojas, Olmos y colaboradores, 2012]. La dirección de los sensores en la mayoría de los análisis es como muestra la Figura 1.

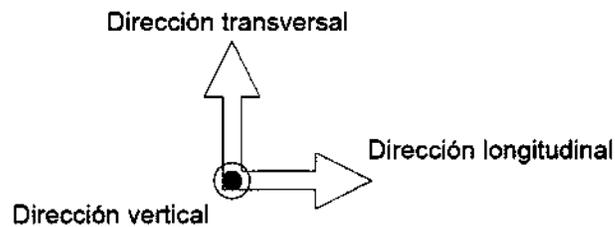


Figura 1. Dirección de los sensores.

En puentes donde su superestructura está conformada por vigas de concreto de cualquier tipo o dimensión las direcciones que interesan son las componentes verticales y transversales [Hernández, Martínez, Rojas, Olmos y colaboradores, 2012]. La cantidad de mediciones y el sitio para colocar los aparatos o equipos encargados de realizar las mediciones algunas veces ha generado incertidumbre, por lo que se desconoce la cantidad de mediciones por realizar. Se han considerado varias nomenclaturas para colocar los equipos sobre la estructura, todo en función de la longitud de la estructura.

Caso de estudio 1

Como se mencionó anteriormente este tipo de análisis operacional aplica para cualquier estructura, teniendo en cuenta que se puedan hacer las mediciones directamente, como es el caso del Viaducto Millao, en Francia. [1]

Este viaducto presenta las características de ser un puente colgante, destacando por ser el más largo del mundo, diseñado con ventanas de viento para reducir el efecto de este fenómeno sobre los vehículos. Lo interesante surge de identificar las formas modales que presenta la estructura al momento de medir las vibraciones ambientales, ya que la presencia de torones o cables unidos a la superestructura pueden verse afectados por la presencia del viento principalmente. El análisis fue realizado por el Centro Científico y Técnico de la Construcción (CSTB) apoyándose del laboratorio de vibraciones y monitoreo (ViBest). Además de complementar el estudio dinámico de la estructura con un análisis de vibración libre, pero este análisis está fuera de este tema. El análisis de vibración ambiental se llevó a cabo con el empleo de equipos GSR-18 de GeoSig [7], con la particularidad de estar sincronizados y evitar el empleo de cables de conexión, logrando así realizar un análisis más rápido.

Los datos de interés nuevamente fueron las flexiones verticales y transversales. El equipo fue desplazado y colocado de la como se muestra en la Figura 2, dejando dos sensores triaxiales fijos de referencia al centro del claro R1, R2.

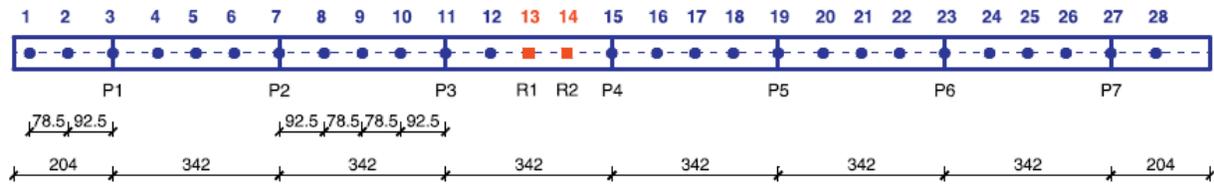


Figura 2[1] Distribución de los sensores a través de la dirección longitudinal.

La selección del tiempo es importante por lo que está basado en pruebas y estudios anteriores, para el Viaducto de en Millao, Francia se decidió que se utilizarían intervalos de tiempo de 960seg (16 minutos) tendiendo a 20 minutos contemplando el cambio de sensores a otro punto de medición. Realizando en total 13 configuraciones en toda la estructura. Teniendo como resultado lo mostrado en la Figura 3, donde se muestra la señal recibida por el sensor de referencia R1.

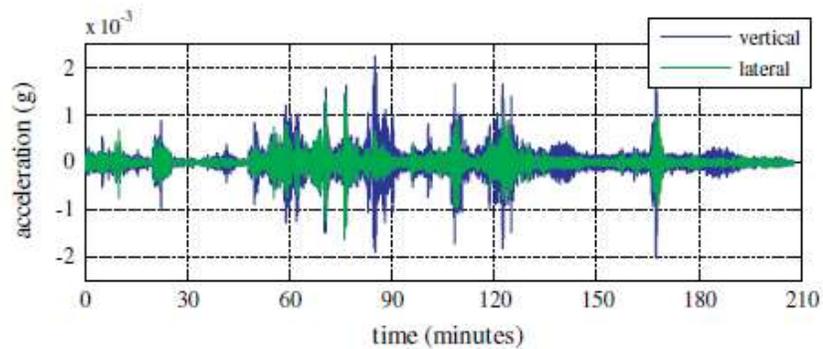


Figura 3[1]. Diagrama de aceleraciones dirección vertical (azul), transversal (verde).

Para cada configuración o medición se generó la matriz de densidad espectral, que se explicará en el capítulo 4, mediante las aceleraciones verticales y transversales. Descomponiendo la matriz espectral en sus valores singulares se tiene de respuesta valores singulares y vectores, todo depende del tamaño de la matriz espectral, en este caso la matriz fue de 4x4 ya que consistía en 4 canales para cada dirección [1]. Considerando las características de la vibración ambiental medida en este puente colgante tenemos que sus frecuencias naturales se encuentran en el rango de 0.1-1Hz.

Se obtuvieron resultados excelentes con las mediciones que realizaron en sitio, detectando cerca de 20 frecuencias naturales en la estructura; además comparando con los modelos analíticos realizado en un software estructural los resultados fueron muy acertados.

La implementación de nuevos equipos y generación de nuevas técnicas ayuda a efectuar las pruebas de manera eficiente, destacando el tiempo para realizar el análisis, actualmente se cuenta con aparatos inalámbricos los cuales son colocados durante un determinado intervalo de tiempo y realizan la medición, después son desplazados conforme las configuraciones y obtienen la misma cantidad de información. La precisión con la que cuente el modelo analítico influirá demasiado con nuestro resultado de la medición práctica, por lo tanto las propiedades de la estructura deben ser asignadas correctamente.

Caso de estudio 2.

El monitoreo constante de las estructuras nos ayuda a detectar daños que pueden ser corregidos a partir de su comportamiento dinámico, de estabilidad o salud de la estructura, y se basa principalmente en los valores de la frecuencia natural y formas modales, además de que la temperatura y humedad son factores ambientales que logran afectar la características físicas de la estructura. [Ubertini, Gentile, 2012].

En Italia se procedió en realizar un análisis de monitoreo estructural de estabilidad en 2 puentes de la ciudad, bajo la supervisión del Laboratorio de Vibraciones y Monitoreo Dinámico de Estructuras (VIBLAB), Politécnico di Milano, en el 2009. Basándose en las vibraciones ambientales, los puentes por analizados fueron el San Miguel en Paderno d'Adda y el Puente en Bologna ambos ubicados en Italia.

El análisis para cada estructura presentaba particulares características y grado de dificultad, En el puente San Miguel en Paderno d'Adda se detectaron cerca de 17 modos transversales y 8 modos verticales, de acuerdo a las configuraciones que se plantearon, se tuvieron complicaciones con la excitación vertical, lo cual se atribuyó a la corrosión que presentaba el puente ya que estaba construido con acero. En la Figura 4 se muestra como fue considerada la dirección transversal de la estructura para la detección de sus modos. Se emplearon 24 canales en la detección de los modos.

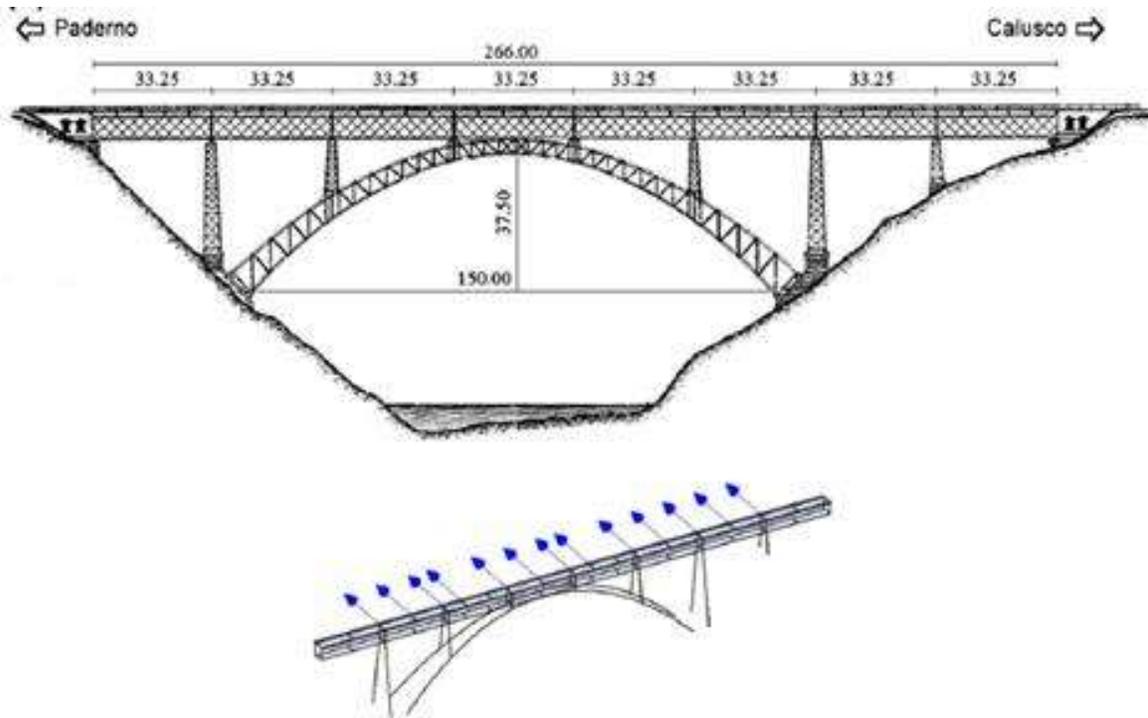


Figura 4[2]. Puente de San Miguel en Paderno d'Adda

En el segundo puente de Bolonia, se emplearon 3 sensores fijos para crear dos configuraciones diferentes, este puente presentaba su estructura hecha de acero y su losa, apoyos o pilas de concreto, en esta estructura el interés radicaban en conocer su comportamiento vertical. Obteniendo la señal se lograron identificar varias frecuencias que presentaban una adecuada separación para determinar modos en la estructura. En la Figura 5 muestra cómo se consideró la dirección para la detección de modos verticales.

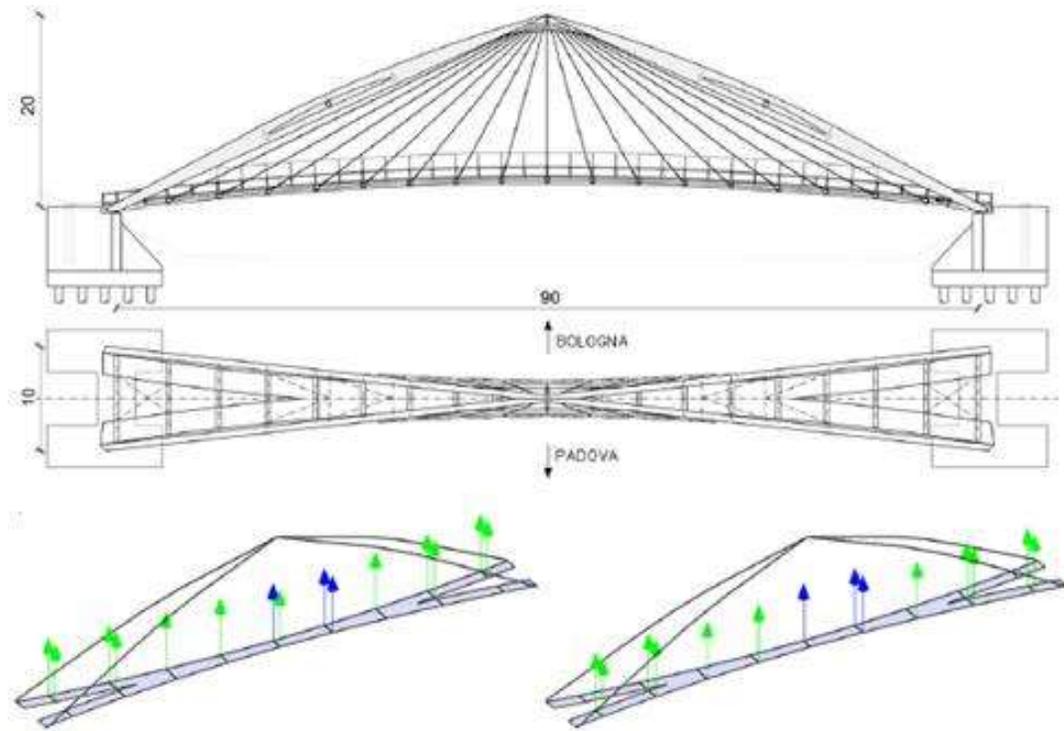


Figura 5[2] Puente de Bologna, Italia.

A partir de la medición obtenida por vibración ambiental para los 2 puentes, mostrados en la Figura 4[2] y Figura 5[2] se procesaron las aceleraciones obtenidas mediante el método de descomposición del dominio de la frecuencia FDD auxiliándose en el software ARTeMIS.

Caso de estudio 3.

Las limitaciones que surgen principalmente es determinar el lugar correcto de las mediciones sobre la estructura, primeramente determinando que tan preciso se desea realizar el estudio, el tipo de estructura, ya que de esto dependerá la cantidad de mediciones. Por ejemplo en el caso de las mediciones para los siguientes puentes localizados en México. El despeñadero, La cañada y el localizado en el km 463-464 de la carretera de Morelia hacia Jalisco.

Bajo la supervisión de las universidades Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH) y la Universidad Autónoma de México (UAM), llevaron a cabo el análisis de los puentes mencionados anteriormente donde emplearon diferentes configuraciones del acomodo del equipo para detectar las formas modales transversales y verticales, por lo tanto emplearon diferentes longitudes del claro del puente para detectar los modos fundamentales.

La colocación de los equipos puede ser colocado en cualesquier lugar, siempre y cuando los equipos obtengan información. En la Figura 6 se muestra la nomenclatura que considero la UAM para obtener los parámetros modales del Puente el Despeñadero localizado en Michoacán.

Para obtener mayor precisión con las mediciones en sitio y los modelos matemáticos, algunos factores son importantes como considerar la interacción suelo-estructura, tipo de material presente en la losa o vigas, tipo de vigas en el caso de

que sean de acero o concreto, si fuese este caso determinar si tiene presfuerzo, [Hernández, Martínez, Rojas, Olmos y colaboradores, 2012] pero estas características están fuera de este tema.

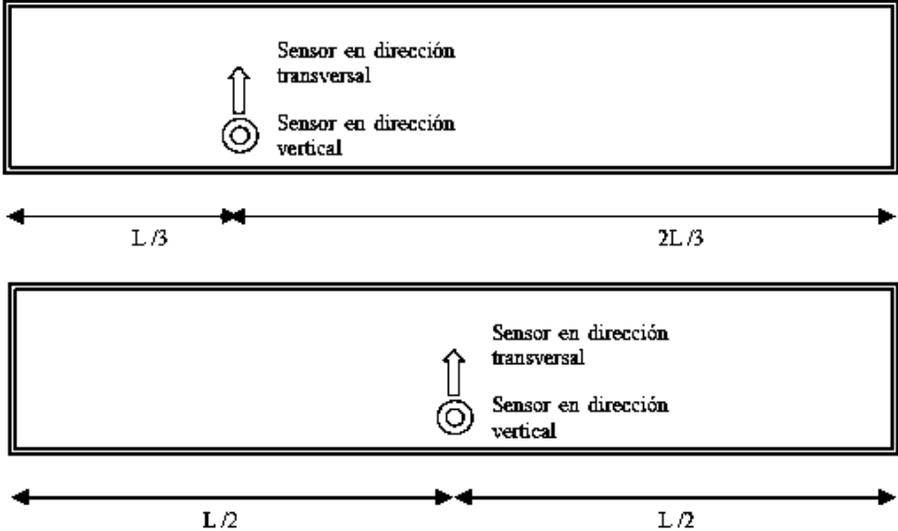


Figura 6[3]. Distribución de los sensores por la UAM.

Teniendo una completa variación con la nomenclatura optada por la colocación de equipos de la UMSNH presentada en la Figura 7[3].

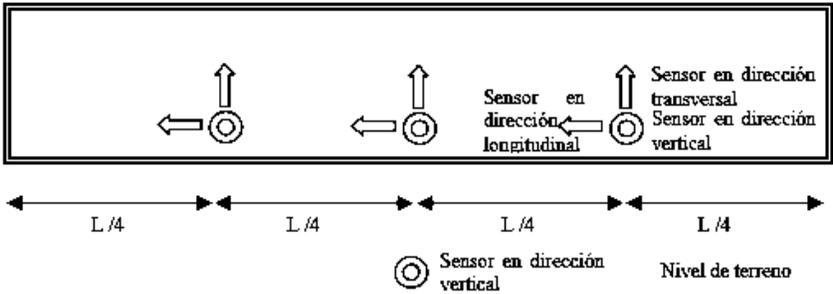


Figura 7[3]. Distribución de los sensores por la UMSNH.

Caso de estudio 4.

En los puentes Rio Grande y Barranca del muerto localizados ambos en Jalisco, se realizó este análisis operacional para detectar si alguna estructura presentaba daños o deterioro para realizar reparaciones si se requerían, determinando sus características modales.

En el primer puente se empleó un sistema de adquisición de datos K2 marca Kinematics con capacidad de 12 canales, además de un sensor Episensor triaxial ES-T y 9 sensores Episensor ES-U2 marcas Kinematics montados sobre placas de aluminio. Tabla 1[8].

Equipo	
	ES-U2
	ES-T
	K2

Tabla 1[8] Equipo marca Kinematics utilizado en la obtención de aceleraciones.

La configuración que se optó para la prueba de vibraciones ambientales del puente Rio Grande fue como se muestra en la Figura 8, donde se dejaron 2 sensores fijos, y los otros 2 sensores fueron desplazados a través del puente. Una segunda configuración se presentó dejando únicamente un sensor fijo. Los registros de las mediciones fueron de 5 minutos.

Para el puente Barranca el muerto la configuración de las mediciones de vibraciones ambientales que se optó es la que se muestra en la Figura 9, de igual manera se crearon 2 configuraciones. La configuración 1 se dejaron 2 sensores fijos y los otros 2 sensores fueron desplazados a través del puente nuevamente. Para la segunda configuración se dejó un sensor fijo y los otros 3 fueron desplazados.

Para comparar los resultados con el modelo analítico de los puentes Rio Grande Santiago, Barranca del muerto, se procedió en utilizar el Software SAP 2000 [15], donde se eligió la nomenclatura de trabes, diafragmas, pilas como elementos tipo barra, para los apoyos de neopreno se consideraron como tipo Link con la rigidez lateral de las capas de hule, y la losa de concreto fue diseñada por elementos tipos placa. Donde los resultados arrojan precisión al momento de detectar las frecuencias y periodos para ambos puentes, teniendo algo de complicaciones con la caracterización de los apoyos, ya que se consideraron tipo link-pot. (Rojas, Jara, 2012). Los apoyos de neopreno se comportaron como elementos rígidos ya que las vibraciones son muy pequeñas y no logran afectar el comportamiento del apoyo, por lo tanto se consideraron rígidos al cortante por sus características mecánicas [Rojas,

Jara, 2012]. Los registros tomados en campo fueron procesados por el software Strong Motion Analysis [20], para detectar los espectros de potencia e identificar las formas modales y frecuencia dominantes, dándose continuidad con el programa ARTEMIS nuevamente.

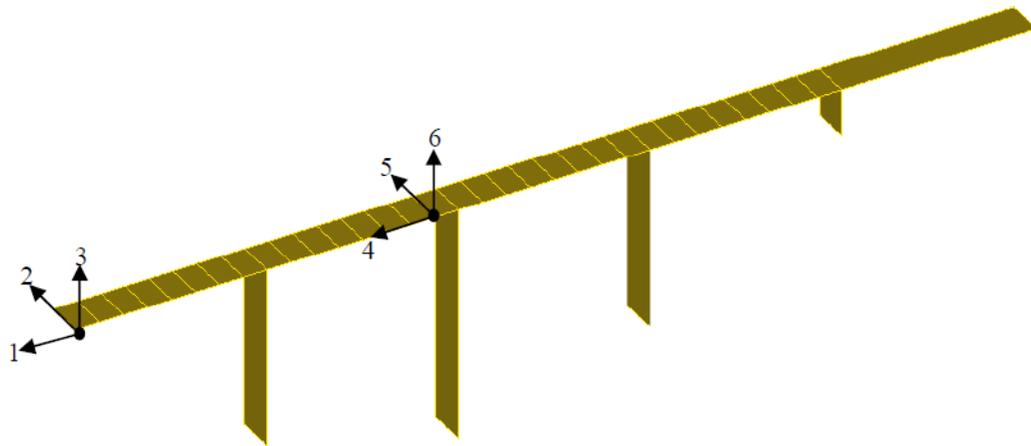


Figura 8[4] Configuración 1 para Puente Rio Grande.

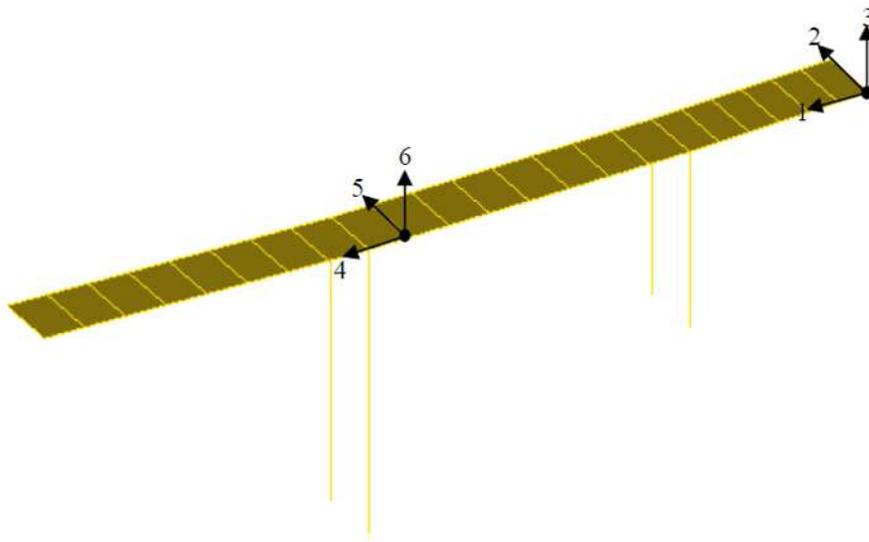


Figura 9[4]. Configuración 1 para Puente Barranca del muerto.

III. MARCO TEORICO

3.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES

3.1.1 Superestructura

Es la parte del puente que permite el paso de vehículos y personas, y descansa sobre la subestructura mediante un sistema de apoyo. Por lo tanto la superestructura está constituida por las vigas principales, diafragmas, parapeto, acera y capa de rodamiento, como se muestra en la Figura10.

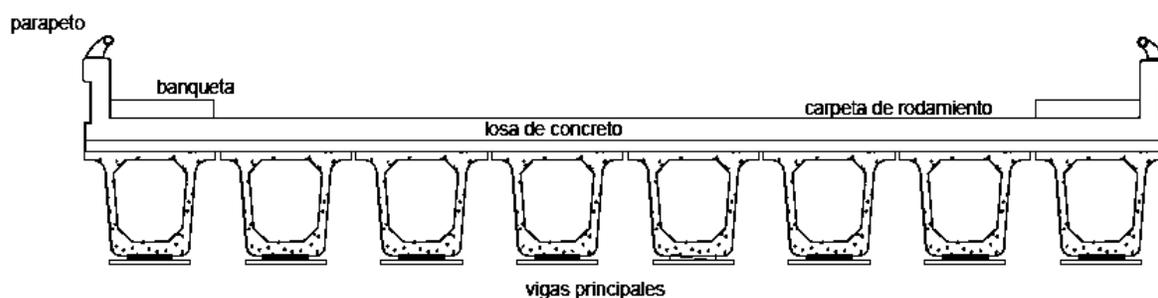


Figura 10. Superestructura de un puente carretero.

La función de las vigas principales es salvar un claro y pueden tener gran cantidad de formas, al igual los diafragmas son vigas secundarias unidas con las vigas principales de manera perpendicular las cuales ayudan a la funcionalidad de este. Los parapetos de igual manera pueden tener diferentes formas, el espesor de la losa y capa de rodamiento están en función de las necesidades del proyecto.

3.1.2 Subestructura

Es la parte del puente que sostiene a la superestructura, constituida por los estribos y pilas que soportan los claros.

Estribos.- son estructuras que reciben el peso de la superestructura y además el empuje de tierras de los terraplenes, por lo tanto trabajan como muros de contención. Están constituidos por el coronamiento, la elevación, normalmente llevan aleros para proteger el terraplén de acceso, como se muestra en la Figura 14.

Pilas.- son columnas intermedias las cuales están constituidas por un cabezal donde se apoyan las vigas principales, pueden estar formadas de concreto y mampostería.

Figura 11.

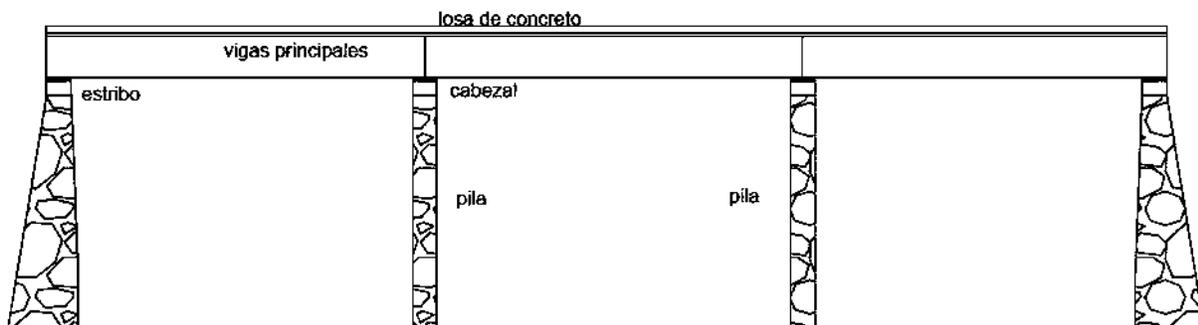


Figura 11. Subestructura de un puente carretero.

3.1.3 Apoyos de neopreno

Son polímeros que muestran un comportamiento elástico. Proveen una conexión que logra controlar la interacción entre las vigas y estribos (superestructura-subestructura). Los apoyos de neopreno forman parte del correcto funcionamiento estructural del puente ya que permiten el desplazamiento y absorben parcialmente la energía cinética, permitiendo la contracción y dilatación térmica de las vigas del puente.

Por lo tanto son elementos importantes para el buen funcionamiento del puente, sin la presencia de los neoprenos como apoyos, la energía cinética que se produce ante este tipo de fenómenos térmicos se transmitiría a los estribos y en consecuencia se concentrarían en las vigas principales de la estructura.

Los neoprenos tienen la capacidad de soportar varias cargas como el peso propio de la estructura, cargas vivas vinculadas con la cantidad de automóviles o personas que circulan diariamente y cargas accidentales. La sección vertical soporta las cargas verticales, y la sección horizontal soporta las transversales, longitudinales y rotacionales.

Las últimas deformaciones las hace trabajando en cortante, desplazándose contra las distintas fuerzas que actúen sobre el apoyo permitiendo el movimiento de la viga en

cada dirección, como se muestra en la Figura 12, deformándose en dirección longitudinal.



Figura 12. Absorción de los desplazamientos (rojo).

En la mayoría de los casos, los apoyos se colocan en los extremos de las vigas principales, algunas veces uno de los extremos va fijo y el otro queda libre o con un desplazamiento limitado. Normalmente para puentes de concreto los neoprenos van colocados sobre los estribos y/o pilas sin ningún anclaje. Algunas veces también se restringe los desplazamientos laterales del confinamiento de la viga, esto se logra mediante topes sísmicos en las cuales se colocan apoyos de neopreno en posición vertical que evitan que se genere el contacto entre 2 estructuras de concreto durante un sismo.

Los apoyos de elastómeros se pueden fabricar con refuerzo y sin refuerzo de acero, todo depende de las necesidades que requiera la estructura. Por lo tanto los apoyos

que no llevan refuerzo son bloques 100% elastómero, como se muestra en la Figura 13.



Figura 13. Colocación de neopreno 100% elastómero.

Para su fabricación se forman láminas de ese polímero para después ser cortadas a la medida que se requiera o también pueden fabricarse de manera individual, cumpliendo con las normas especificadas de calidad.

Los neoprenos que lleven placas de acero internamente se deben fabricar de acuerdo a las especificaciones requeridas, dependiendo de muchos factores como el tipo de acero, espesor, y cantidad de placas que se introducirán, como se muestra en la Figura 14.

Las placas de acero deben tener un tratamiento químico que garantice la adherencia entre el hule y evite que las placas se oxiden, una vez unido el material es probado por control de calidad para garantizar el buen funcionamiento del neopreno.



Figura 14. Neoprenos con placas de acero.

Para el buen funcionamiento del apoyo, tanto el polímero como el acero deben cumplir con especificaciones técnicas que garanticen el buen funcionamiento del neopreno. Basándose en las normas AASHTO M 251 96, que es la que dictamina propiedades de los materiales, desde resistencia al cortante en el caso del polímero hasta resistencia del acero en caso de emplearse, el diseño de los apoyos se basa principalmente en la dureza, ya que de tal dependen las dimensiones del apoyo y el número de placas de acero.

Los apoyos de hule son los únicos que funcionan de manera transversal, horizontal, vertical, y rotacional, imponiéndose sobre los apoyos que están fabricados 100% con acero.

3.1.3.1 Pruebas de los neoprenos

De acuerdo a la norma N CMT 2 08/04, tenemos que:

Según la prueba M-MMP 2-08-010 la dureza shore A del elastómero será de grado 50, 60 ó 70, según lo indique el proyecto.

	Shore 50		Shore 60		Shore 70	
Módulo de rigidez a cortante (G) ton/m	66.79	91.40	91.40	140.61	140.61	210.92

Tabla 2. Diferentes módulos de rigidez al cortante para neoprenos.

La resistencia a tensión de acuerdo a la prueba M-MMP 2-08-002 será de 160 kg/cm², con un alargamiento mínimo de 400%.

Para la prueba de desgarramiento del neopreno M-MMP 2-08-004 el límite será de 51kg/cm² para grado 50, de 46kg/cm² para grado 60 y 41kg/cm² para grado 70.

En la deformación por compresión de acuerdo a la prueba M-MMP 2-08-003, la compresión no será mayor del 25%.

En la prueba de ozono M-MMP 2-08-005, se someterá un espécimen a un esfuerzo de tensión produciendo un alargamiento del 20% de su longitud inicial.

3.1.3.2 Características del acero

El espesor de las placas de neopreno será de 2.4mm como mínimo.

La resistencia a la tensión y el alargamiento del acero, cumplirán con lo establecido en la norma M MMP 2 03 002. Donde se indican los valores en la siguiente tabla.

Características	Requisitos
Esfuerzo máximo de tensión (kg/cm ²)	4076 - 5605
Limite elástico mínimo (kg/cm ²)	2548

Tabla 3. Características del acero.

3.1.3.3 Características físicas del neopreno

Los lados de los neoprenos deben cumplir con las dimensiones especificadas de proyecto con una tolerancia de 3mm de más y 1mm de menos. Además se tendrán límites con las dimensiones de las placas de neopreno con una mínima de 12.7mm y máxima de 25.4mm. Debe existir una variación del 10% entre cada espesor máximo y mínimo de los apoyos de neopreno, calculando con la Ecuación (4).

$$S = \frac{E_{max} - E_{min}}{E_{max}} \times 100 \quad (4)$$

Donde:

$S = \text{diferencia de espesores } \%$

$E_{max} = \text{espesor maximo de la placa (mm)}$

$E_{min} = \text{espesor minimo de la placa (mm)}$

Espesor nominal (mm)	Tolerancia
$h \leq 13$	+0.8
$13 < h \leq 25$	+1.5
$25 < h \leq 70$	+2.0
$70 < h$	+3.0

Tabla 4. Espesores máximos de acuerdo a las placas de neopreno.

Para obtener el factor de forma en relación entre la superficie de carga y el área lateral. Éste se definirá con la Ecuación (5).

$$F_f = \frac{ab}{2(a+b)e} \quad (5)$$

Donde:

$F_f = \text{factor de forma de la placa}$

a y $b = \text{lados de la superficie de carga (mm)}$

$e = \text{espesor promedio de las placas de neopreno}$

En el aspecto de compresibilidad del apoyo de neopreno, la deformación unitaria de las placas de acuerdo a la prueba M-MMP-2-08-008 será de 15%.

3.1.3.4 Rigidez de los neoprenos

Como se mencionó anteriormente los neoprenos presentan buen comportamiento ante desplazamientos horizontales, ya que de manera vertical son buenos elementos rígidos. La manera de determinar su rigidez horizontal y vertical que es uno de los aspectos importantes de este tema de tesis se obtiene con la Ecuación 6 y Ecuación 7 respectivamente. Existen diferentes peraltes de neoprenos para puentes carreteros, destacando los neoprenos de 4.1 cm y 5.7 cm denominados móviles y fijos respectivamente, en la Figura 15 se muestra como están conformados.

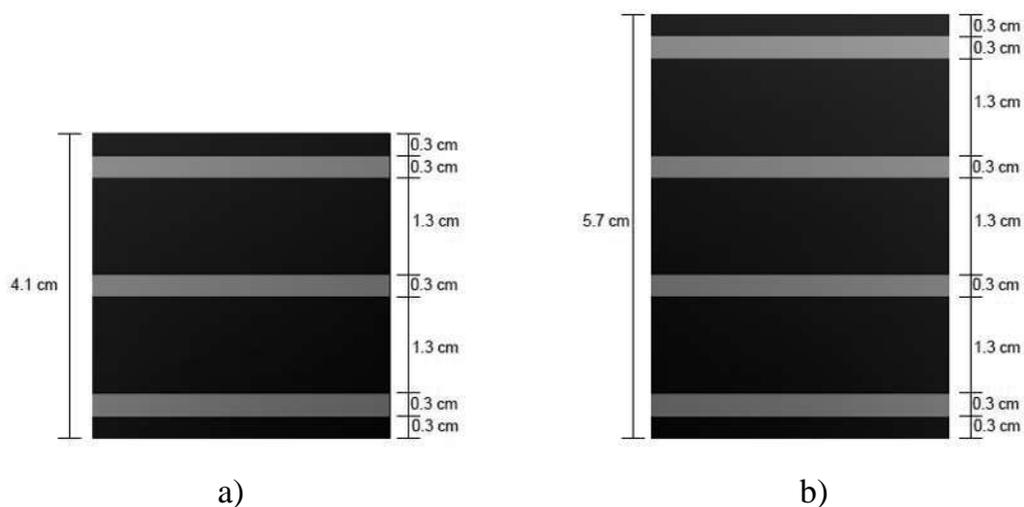


Figura 15. a) apoyo móvil, b) apoyo fijo

Ecuaciones para determinar la rigidez horizontal y vertical de las placas de neopreno:

$$K_h = \frac{GA}{h_t} \quad (6)$$

$$K_v = \frac{6GS^2 Ak}{(6GS^2 + k)h_t} \quad (7)$$

Donde:

K_h = Rigidez horizontal

K_v = Rigidez vertical

G = Modulo de rigidez a cortante

A = Area del apoyo de neopreno

h_t = espesor efectivo del neopreno (despreciando los valores del acero)

K = Modulo de compresibilidad

S = Factor de forma de una capa de neopreno (Ecuacion 5, F_f)

3.2 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS

Son las propiedades que se manifiesta una estructura al momento de estar sometida a fuerzas dinámicas, tales como periodo, frecuencia, amortiguamiento, entre otras.

3.2.1 Sistema con un grado de libertad

Para comprender de mejor manera la Ecuación 3 se optó por explicar de manera sencilla como se origina y que variables la conforman, apoyándose en un modelo sencillo consistente en un sistema con un grado de libertad.

Toda estructura continua tiene infinitos grados de libertad, pero la idealización de un modelo matemático apropiado permite reducir los grados de libertad a un número discreto y en algunos casos a uno. Algunos ejemplos de estructuras que pueden plasmadas con un grado de libertad para análisis dinámicos son las que tienen una sola coordenada de desplazamiento. Una manera de representar este modelo matemático de un grado de libertad es como se muestra en la Figura 16 [Mario Paz, 1992].

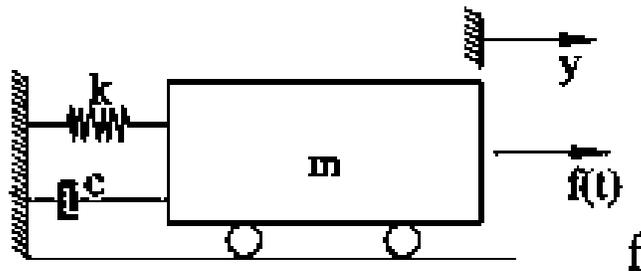


Figura 16 (Mario Paz). Diagrama de un grado de libertad para un sistema dinámico.

Dónde:

m representa la masa de o propiedad de inercia de la estructura.

k es un resorte que representa las fuerzas internas del sistema y la capacidad de la estructura para almacenar energía potencial.

c es un elemento de amortiguación que representa las características friccionales y as pérdidas de energía de la estructura.

$F(t)$ es la fuerza de excitación, que a la vez representa las fuerzas exteriores que actúan sobre el sistema estructural.

Cabe recordar que este tipo de análisis solamente es aplicable para métodos deterministas donde se requieren las características iniciales del sistema; la intención de mencionarlos es por los conceptos que se requieren y se deben tener presentes.

La estructura al momento de estar sometida a fuerzas externas presenta unos valores o propiedades dinámicas, que son la frecuencia natural, periodo, amortiguamiento; las cuales rigen la forma en la que la estructura se desplazará, variando la forma modal de la estructura de acuerdo a los valores de estas propiedades. Para este tema de tesis solo nos interesaran las tres primeras formas modales de la estructura, ya que fueron las únicas de detectar en el sistema del puente con este análisis, en el cual se detectaron tres valores de frecuencias.

3.2.2 Periodo (T)

Es el tiempo que tarda la estructura en dar una revolución completa o el tiempo en que completa un ciclo de vibración. Está definido en segundos, la ecuación (8) define el periodo como el cociente del valor de la unidad entre la frecuencia natural, que se explica a continuación. La Figura 17 muestra la relación entre el periodo y la frecuencia natural, incluyendo valores como la amplitud de onda.

$$T = \frac{1}{f} \quad (8)$$

3.2.3 Frecuencia natural (f)

Es el número de ciclos por unidad de tiempo y tiene una reciprocidad con el periodo. Por lo tanto está definida en Hz.

$$f = \frac{1}{T} \quad (9)$$

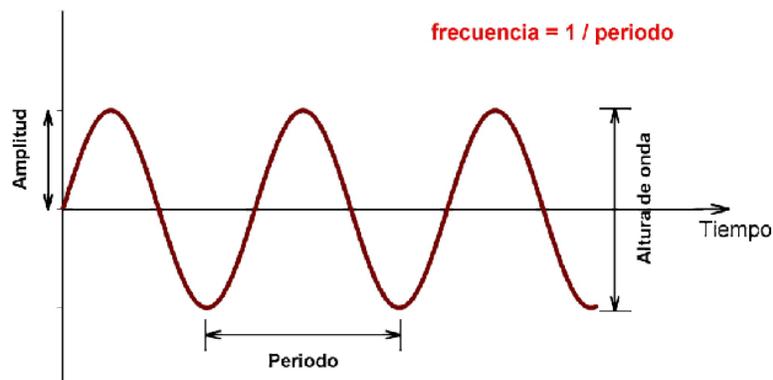


Figura 17. Representación gráfica del periodo y frecuencia en una estructura.

3.2.4 Frecuencia circular

Es el número de repeticiones por unidad de tiempo para el movimiento circular uniforme de un cuerpo. Puede ser calculado fácilmente ya que las funciones seno y coseno tienen un periodo (T) de 2π . A partir de la ecuación 10 se puede obtener la siguiente relación, mostrada en la ecuación 11.

$$\omega T = 2\pi \quad (10)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{ó} \quad f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \quad (11)$$

3.2.5 Análisis modal

Para idealizar un poco los conceptos de este tema de tesis se explicara brevemente en qué consisten las formas modales, para eso se requiere conocer su definición y porque se originan.

El análisis modal consiste en determinar las frecuencias naturales y modos de vibrar de un objeto o estructura ante la presencia de fuerzas externas. Para una fácil comprensión de la definición se optará por emplear la vibración libre como ejemplo con un sistema de N grados de libertad. De acuerdo con las características del análisis la Ecuación (3) queda reducida a la siguiente expresión.

$$m\ddot{v}(t) + kv(t) = 0 \quad (12)$$

Despreciando el valor del amortiguamiento $C\dot{v}$ y el valor las fuerzas iniciales $F(t)$, ya que como se mencionó anteriormente este es el análisis modal más sencillo para detectar las formas modales de un sistema en vibración libre.

Para el análisis modal operacional también se desprecian el valor del amortiguamiento y de la fuerza inicial, ya que las aceleraciones que producen las vibraciones ambientales son muy pequeñas.

Toda estructura elástica puede vibrar libremente de tal forma que el desplazamiento de cada una de las masas respecto a su posición original se describa con una ecuación. Los desplazamientos se pueden expresar como el producto de una función de la posición de origen de la masa por la función del tiempo, teniendo la siguiente ecuación:

$$v(t) = Zq(t) \quad (13)$$

Donde la variable $v(t)$ representa los desplazamientos que presente la estructura estando en función con los grados de libertad, y la variable Z representa los modos naturales de vibrar de la estructura. Sustituyendo la ecuación 13 en la ecuación 12, tenemos que:

$$MZ\ddot{q} + kZq = 0 \quad (14)$$

Además considerando el término $\frac{KZ}{MZ}$ como $-\omega^2$ tenemos que:

$$\ddot{q} + \omega^2 q = 0 \quad (15)$$

Resolviendo la ecuación diferencial se tiene que:

$$q = a \text{Sen} \omega(t - \tau) \quad (16)$$

Obteniendo la segunda derivada se tiene que:

$$\ddot{q} = -\omega^2 a \text{sen} \omega(t - \tau) = -\omega^2 q \quad (17)$$

Ahora sustituyendo la Ecuación 17 en la Ecuación 14, tenemos que:

$$(K - \omega^2 M)Z = 0 \quad (18)$$

Para que se cumpla esta condición deben existir valores de Z distintos de cero, para esto es necesario que el valor de sistema de ecuación lineales ya sea el caso de varios grados de libertad debe cumplir con que el determinante sea cero.

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad (19)$$

Por lo tanto la cantidad de frecuencias naturales depende directamente de la cantidad de modos de libertad del sistema, al momento de encontrar las frecuencias naturales son sustituidas en la Ecuación (18) y así podemos obtener valores de Z diferentes de cero, denominándose a cada uno modo de vibración.

Recordando nuevamente que este tema simplemente es mencionado con la intención de conocer los conceptos empleados en el tema de tesis y solo se tocaran superficialmente para una sencilla comprensión.

En la Figura 18 se muestra un ejemplo de las formas modales detectables en el análisis operacional del puente Rio Grande en Jalisco.

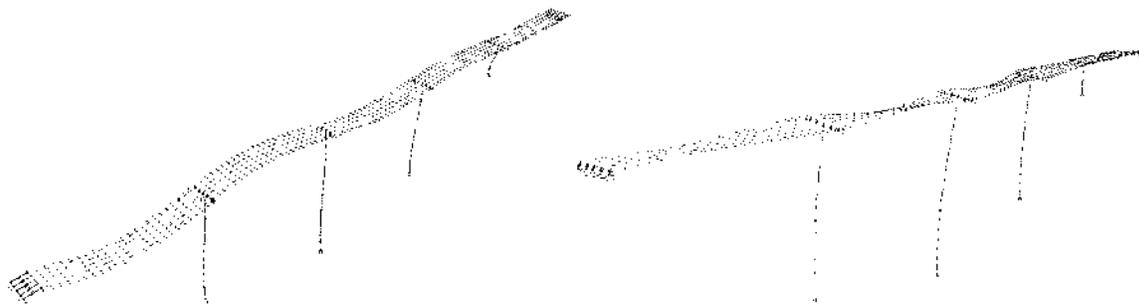


Figura 18. Formas modales de un puente carretero en Jalisco.

3.3 CLASIFICACIÓN DE LAS SEÑALES

Las señales se pueden clasificar de diferentes maneras considerando sus características de origen, forma y tipo. Para poder procesar las señales es necesario conocer su rango de frecuencia, ver tabla 5, de esta manera se pueden procesar de mejor forma estableciendo limitantes y alcances de los algoritmos. Las señales son una variación de una corriente eléctrica u otra magnitud física capaz de transmitir información.

Tipo de señal	Rango de frecuencias (Hz)
Señales Biológicas	
Voz	100 - 4000
Pneumograma	0 - 40
Señales Sísmicas	
Ruido producido por viento	100 - 1000
Señales de exploración sísmica	10 - 100
Sismos y explosiones nucleares	0.01 - 10
Ruido sísmico	0.1 - 1
Señales Electromagnéticas	
Radiodifusión	$3 \times 10^4 - 3 \times 10^6$
Radio de onda corta	$3 \times 10^6 - 3 \times 10^{10}$
Infrarrojo	$3 \times 10^{11} - 3 \times 10^{14}$
Luz visible	$3.7 \times 10^{14} - 7.7 \times 10^{14}$

Tabla 5 [5]. Rango de frecuencias para diferentes fenómenos físicos.

3.3.1 Tiempo continuo y tiempo discreto

Se dice que una señal es continua cuando tiene un valor para todos los números reales que existen en el eje del tiempo. Una señal es discreta solamente cuando tenga valores en los espacios que tienen una separación igual y son creadas en el eje del tiempo. Por lo tanto se separa una señal continua y se hace discreta, el eje de las abscisas define la continuidad de una señal. [Melissa Selik 2006].

3.3.2 Análogo y Digital

Se define como una señal análoga la que es representada por una función matemática continua variando su amplitud y periodo en función del tiempo, Figura 19. Una onda senoidal es una señal analógica.

Una señal digital es aquella que representa una variación discontinua con el tiempo y que sólo puede tomar ciertos valores discretos. Un ejemplo sería una secuencia binaria, donde la función solo tiene valores de 0 y 1, como se muestra en la Figura 20.

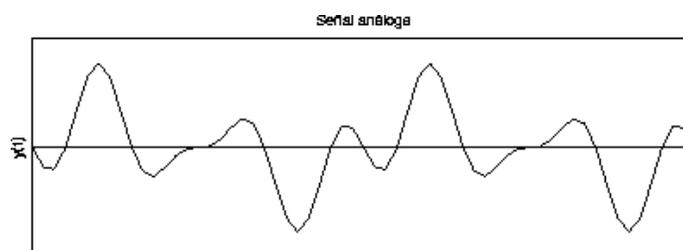


Figura 19. Señal análoga.

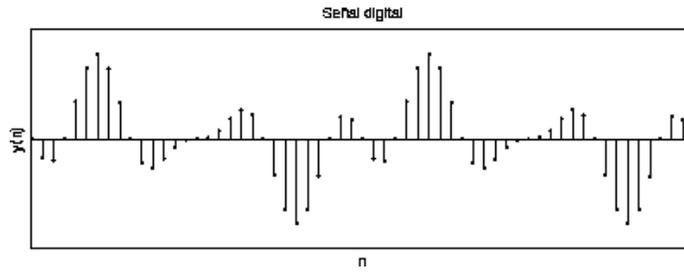


Figura 20. Señal digital

3.3.3. Periódico y no periódico

Las señales periódicas se definen como las señales que se repiten con un periodo (T), como muestra la Figura 21.

Las señales no periódicas por otra parte presentan una variación en su repetición de periodos, tal y como se muestra la Figura 22.

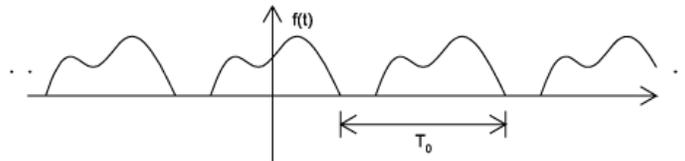


Figura 21. Señal periódica



Figura 22. Señal no periódica

3.4 SOFTWARE ARTeMIS.

Es un programa muy utilizado para la obtención experimental de las propiedades dinámicas de una estructura mediante diferentes métodos tales como: Descomposición de Dominio de Frecuencias FDD, Descomposición de dominio de la Frecuencia modificado DDFE, SSI, etc.

Actualmente ha tenido mucha aplicación en diferentes proyectos alrededor del mundo ya que es un software creado para resolver problemas de ingeniería. La principal aplicación radica en encontrar las frecuencias y modos de vibrar de una determinada estructura, contemplando varias particularidades en la medición, por ejemplo crear un plano de la estructura el cual nos ayude a definir puntos o nodos donde se estarán haciendo mediciones durante algún tiempo.

3.4.1 Procedimiento para la obtención de datos estructurales

De inicio se debe construir un plano o croquis de referencia para poder identificar los puntos o nodos donde se colocaran los equipos para recibir la señal. La cantidad de puntos de medición no está definida. Ésta dependerá de la información y nivel de detalle que se quiera obtener de la estructura.

Si solo tenemos un sensor y lo colocamos en un punto donde el modo tiene un nodo, ese modo no estará presente en los resultados. Normalmente se emplea una cantidad de sensores tal que se pueden desplazar a través de la estructura para la obtención de

todos los modos posibles de detectar. La adecuada distribución de los sensores radica en la colocación de los mismos puntos donde se tenga la certeza de que exista una contribución real a la respuesta, aunque lo mejor es colocar varios sensores de referencia para tener resultados más precisos.

La muestra de frecuencia debe ser por lo menos el doble de alto que la frecuencia natural que se está buscando, pero por razones prácticas un poco más alta. Una buena regla de es si la frecuencia natural más alta es f_{max} entonces la frecuencia de muestreo f_s debe ser:

$$f_s = 3f_{max} \quad (20)$$

Si la frecuencia más baja es f_{min} entonces la longitud de series de tiempo deben ser al menos de 1000 ciclos al periodo correspondiente, así la longitud total (t) de las series de tiempo debe no debe ser más pequeña que:

$$t = \frac{1000}{f_{min}} \quad (21)$$

Sin embargo, si las señales están contaminadas con ruido o si se tienen modos estrechamente espaciados, se deberán tomar series de tiempo más largas.

3.4.2 Obtención y almacenamiento de datos

En cada medición, los datos se pueden almacenar entre otros formatos en un archivo ASCII. Las diferentes series de tiempo de los sensores quedan almacenadas en columna por columna en una gran matriz de datos, como se muestra en la Figura 23.

-5.1241413e-002	-1.7509253e-001	-2.0100813e-001	-5.1720105e-002	5.1026683e-002
-2.5620706e-002	0.0000000e+000	-1.5075609e-001	-5.1720105e-002	1.2756671e-001
2.5620706e-002	0.0000000e+000	7.5378045e-002	0.0000000e+000	7.6540023e-002
5.1241413e-002	5.0026439e-002	1.5075609e-001	1.2930027e-001	-1.5308005e-001
2.5620706e-002	1.2506610e-001	1.2563008e-001	1.2930027e-001	-1.5308005e-001
5.1241413e-002	5.0026439e-002	7.5378045e-002	-2.5860053e-002	0.0000000e+000
7.6862119e-002	1.0005288e-001	-7.5378045e-002	-1.5516031e-001	-2.5513342e-002
2.5620706e-002	7.5039655e-002	-1.0050406e-001	-1.2930027e-001	-1.2756671e-001
-2.5620706e-002	-7.5039655e-002	-2.5126016e-002	-7.7580154e-002	2.5513342e-002
-2.5620706e-002	-5.0026439e-002	-5.0252032e-002	5.1720105e-002	1.2756671e-001
-5.1241413e-002	2.5013220e-002	2.5126016e-002	1.2930027e-001	1.2756671e-001
-5.1241413e-002	-1.2506610e-001	1.0050406e-001	1.2930027e-001	1.2756671e-001
-5.1241413e-002	-1.7509253e-001	0.0000000e+000	1.0344021e-001	-5.1026683e-002
-2.5620706e-002	0.0000000e+000	-1.0050406e-001	-2.5860053e-002	-5.1026683e-002
5.1241413e-002	2.5013220e-002	-7.5378045e-002	-1.5516031e-001	1.2756671e-001

Figura 23. Valores obtenidos en campo, representan las aceleraciones en columnas.

No es conveniente retirarse del sitio sin antes revisar todos los datos, observando el dominio del tiempo y el dominio de la frecuencia. En el dominio del tiempo se debe comprobar que no existan interrupciones, picos y abandonos; y en el dominio de la frecuencia se comprueba si existe ruido. Un ejemplo de los datos obtenidos es la Figura 24.

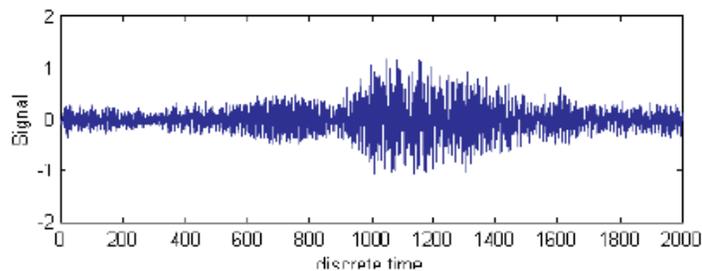


Figura 24. Diagrama de vibración ambiental.

3.4.3 Configuración del archivo

En la configuración del archivo se debe especificar el título del mismo, el intervalo de muestreo $t = 1/fs$, los nodos, las líneas que unen los nodos y las superficies que se generan entre ellos; y para la obtención de las formas modales se agregan los nombres de los eventos o configuraciones correspondientes al grado de libertad, dirección ver tabla 6.

Se debe tener precaución al momento de llenar las líneas del archivo de texto, evitando espacios o caracteres erróneos donde las palabras clave son las siguientes.

Especificaciones	
Título	Especifica el título del proyecto
t	Especifica los intervalos de muestreo
Nodos	Especifica el nodo y coordenadas
Líneas	Especifica líneas para ser explicado
Configuraciones	Especificando los conjuntos de datos

Tabla 6. Orden para crear un archivo de texto e introducirlo en ARTeMIS.

3.4.4 Para cargar y revisar un proyecto

Primeramente se debe abrir el programa ARTeMIS, el cual preguntará si se abrirá un nuevo proyecto, buscando el archivo con la extensión de TXT o *.cfg en el caso de que haya sido creado en Matlab. Una vez aceptada cierta configuración del archivo, toda la información será cargada en la computadora.

La información del proyecto puede ser revisada mediante pestañas que indican diferentes opciones de la configuración, como se muestra en la Figura 25.

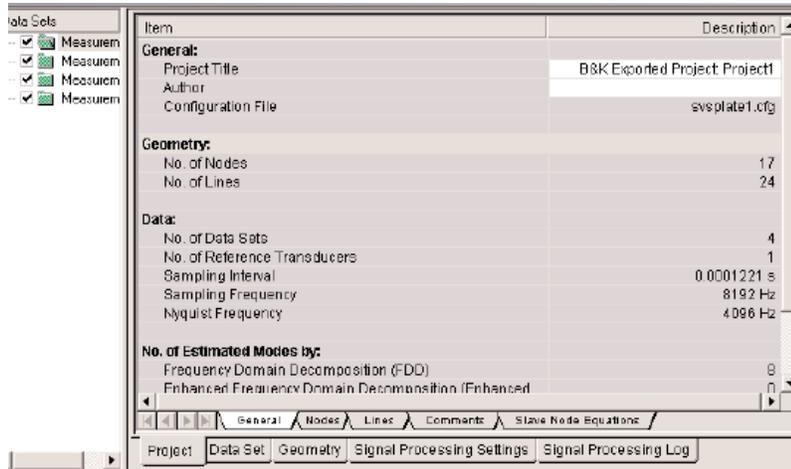


Figura 25. Ventana inicial del programa ARTeMIS.

3.4.5 Procesamiento de la señal

Antes de analizar los datos se requiere especificar el tipo de procesamiento de la señal, esto debido a que existen varios procesos o características de análisis incluyendo métodos para comparar entre sí. En el presente trabajo de tesis solamente se utilizó la técnica de Descomposición del Dominio de la Frecuencia (FDD) para el procesamiento de las señales. La estimación espectral es especificada por el número de líneas de frecuencia en las funciones de densidad espectrales, si este número es muy bajo se mostrará un espectro como el mostrado en la Figura 26a. Por otro lado si el número de líneas llega a ser muy largo se tendrán muchos puntos de datos en las series de tiempo como para tener un promedio

apropiado de las funciones espectrales de densidad estimadas (Figura 27b) por lo que resulta deseable buscar un promedio que tenga la cantidad adecuada de líneas de frecuencia, de tal forma que se logre obtener una distribución de frecuencias similar a la mostrada en la Figura 27c.

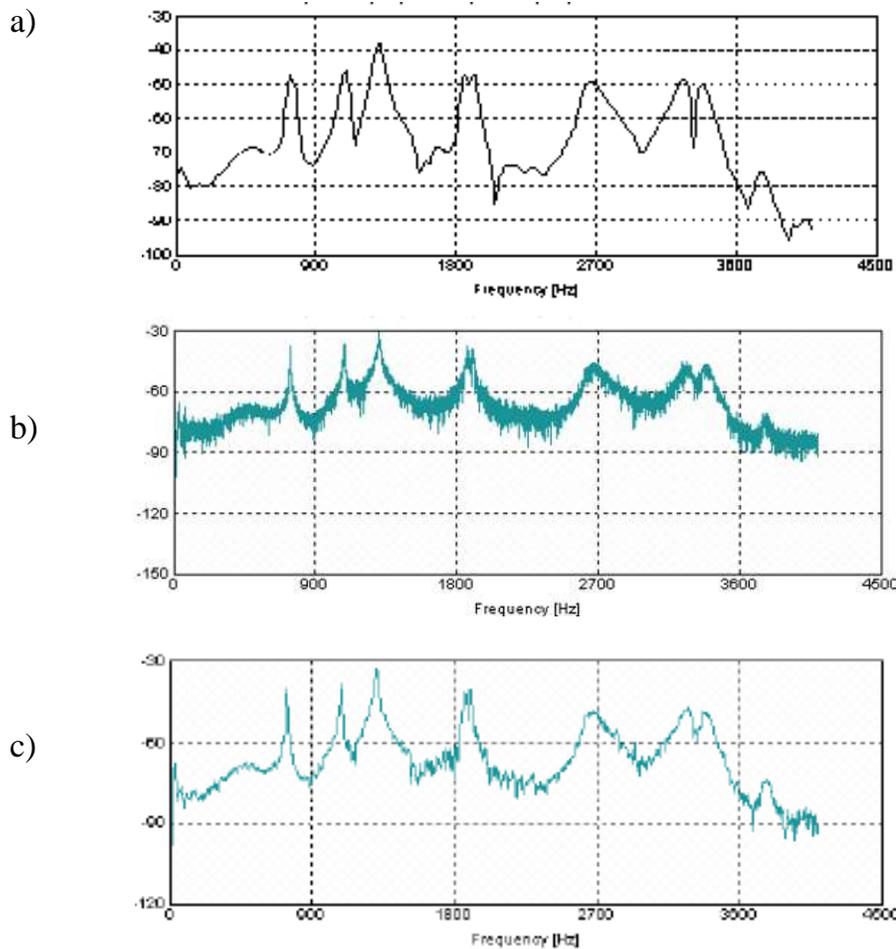


Figura 26. a) Bajo número de frecuencias, b) Alto número de frecuencias,
c) Adecuado número de frecuencias.

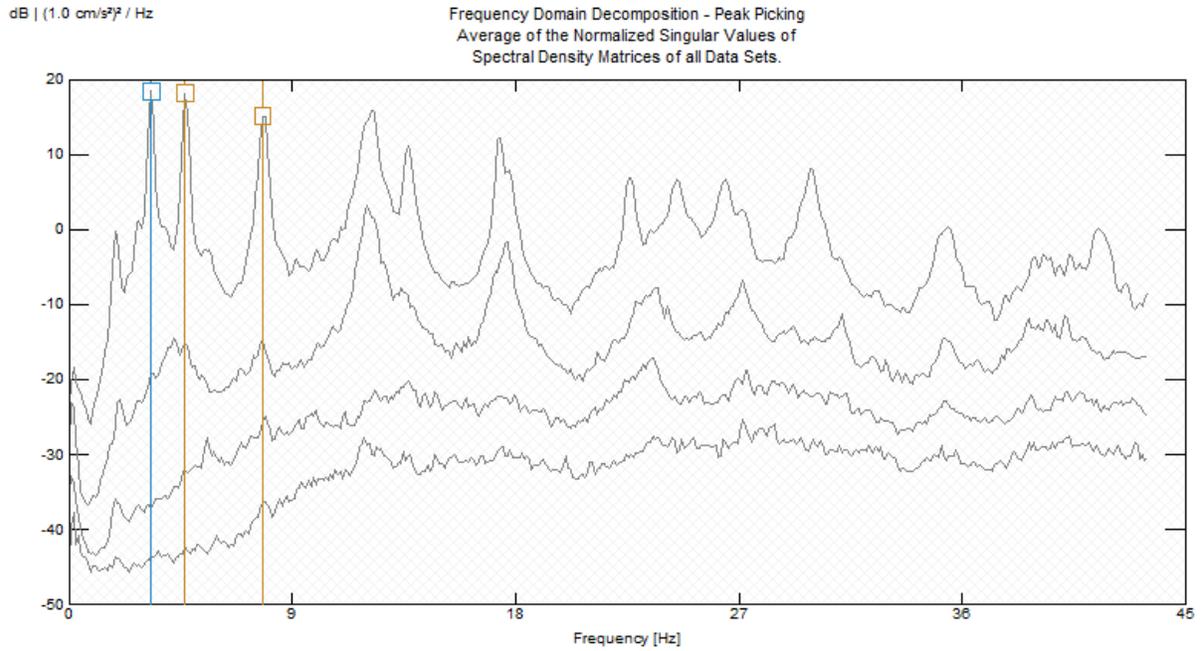


Figura 28. Matriz de densidad espectral, descompuesta en valores singulares.

Teniendo seleccionados las frecuencias dominantes se pueden apreciar de manera gráfica el movimiento de la estructura. Por lo tanto para el primer modo de vibrar tendremos lo mostrado en la Figura 29.

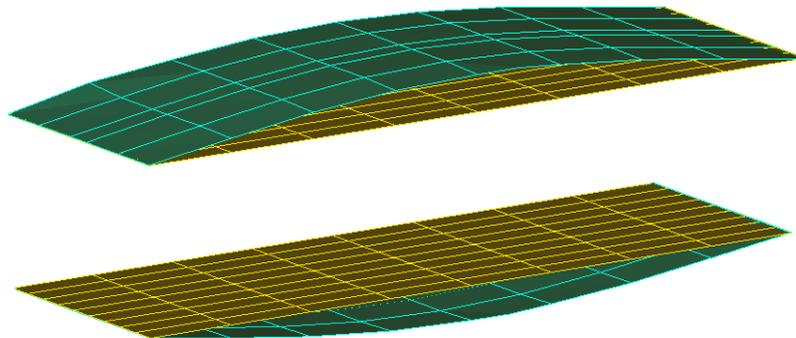


Figura 29. Primer modo de vibrar de una estructura.

3.4.8 Matriz de Densidad Espectral

Es una función matemática que representa cómo se distribuye la energía y potencia para distintas frecuencias en una señal. El estimar la señal es un proceso estocástico debido a que no es posible determinarla con suficiente precisión, ya que las cargas que se aplican varían con el tiempo y no es posible disponer de un registro infinito de señal.

La matriz de densidad espectral es descompuesta en valores singulares, (canales de los sensores) por lo tanto la cantidad de líneas depende del tamaño de la matriz y del conjunto de datos [Jimin He, 2001]. Los valores singulares contienen las distintas formas en que se deforma la estructura, además de que se pueden identificar fácilmente modos de vibración muy próximos, ya que se examinan no solamente el mayor valor singular si no también los valores siguientes. (Figura 28).

IV. ANÁLISIS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA

4.1 Análisis modal operacional

Este análisis se ha implementado de forma que se analiza la estructura sin alguna fuerza externa aplicada como en el análisis experimental, simplemente actuando sobre ésta agentes externos como el medio ambiente en lugar de cargar la estructura artificialmente. Para realizar este análisis se requieren conocer los valores de salida del sistema (Figura 30), esto es posible ya que este análisis funciona midiendo la cantidad de respuesta que arroja la estructura al momento que actúan estas cargas, brindando una descripción modal.

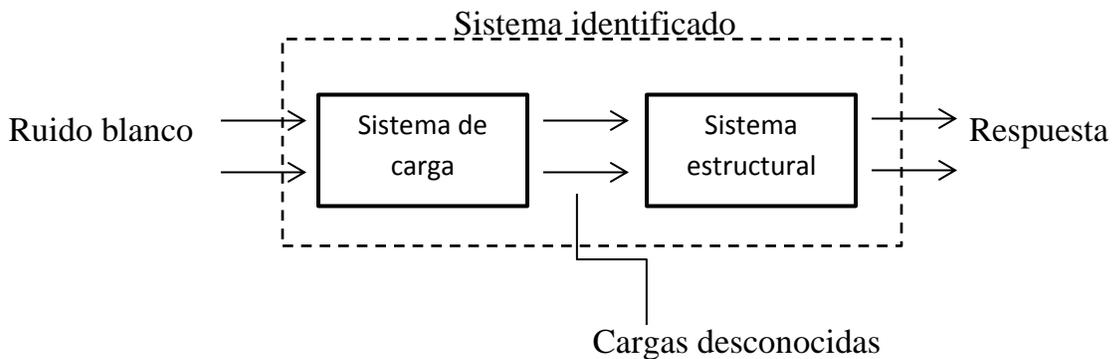


Figura 30. Idealización del análisis modal operacional

Este método tiene ventajas ya que existen varios tipos de análisis para identificar las características modales de la estructura. Este análisis se encarga de separar el ruido de los valores entrada y devuelve la información modal, con el objetivo de controlar la estabilidad de la estructura con el tiempo.

Por lo tanto este método mide la respuesta de la estructura ante excitaciones ambientales, suponiendo que las mismas, se aplican simultáneamente considerando que la fuerza de entrada es ruido blanco, es decir tiene un espectro de valor constante para cada frecuencia.

Cuando la estructura es muy grande y no es posible excitarla con un martillo o un excitador de masas, este análisis operacional es el indicado para encontrar los parámetros modales.

Las ventajas del análisis modal operacional son las siguientes:

- El ensayo se realiza en un tiempo reducido.
- Puede realizarse in situ y es más económico porque no se requieren de equipos excitadores.
- La respuesta medida es representativa de la estructura bajo condiciones reales de servicio.
- Se evita la aplicación de cargas que afectan o podrían dañar la estructura.
- No interfiere con el funcionamiento de la estructura.

Las desventajas presentes en este ensayo son las siguientes:

- Se requiere de un equipo muy sensible capaz de identificar esas vibraciones.
- Los datos deben ser analizados de manera cuidadosa.

Existen varios métodos para realizar el análisis modal operacional donde destacan los siguientes, Peak Picking (PP), Descomposición del dominio de la frecuencia (FDD). En el presente trabajo de tesis se aplicará el método de descomposición del dominio de la frecuencia, que se explicará más adelante.

4.1.1 Peak Picking (PP)

Este método consiste en la función de respuesta de densidad espectral promediada y normalizada. Primeramente se obtienen las funciones de respuesta de frecuencia y función de coherencia para cada punto de medición y el punto de referencia, donde la señal del sensor de referencia se usa como valor de entrada.

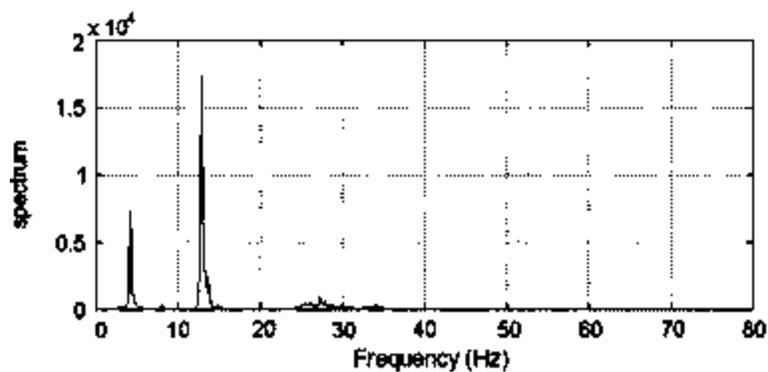


Figura 31. Técnica de Peak Peaking

Las frecuencias son detectadas en los picos que muestra la función de densidad espectral obteniéndose así las frecuencias naturales. Como se ha mencionado con

anterioridad esto se logra procesando las aceleraciones, o algunos casos las velocidades obtenidas en la medición al dominio de la frecuencia.

Es preferible que la función de densidad espectral presente claramente los picos con una separación adecuada, ya que de esta manera se puede detectar fácilmente los modos.

4.1.2 Método FDD (Descomposición del Dominio de la Frecuencia)

En este método las componentes frecuenciales de una señal, son obtenidas y graficadas empleando técnicas en el dominio de la frecuencia tales como la transformada rápida de Fourier. Ecuación 2

$$p(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} P_n e^{i\bar{\omega}_n t} \quad (2)$$

La implementación de la descomposición de frecuencia de dominio fue desarrollada en el año 2000 [Lingmi Zhang, Tong Wang, Yukio Tamura].

- La primera generación de FDD solo podía estimar frecuencias modales y formas modales.
- La segunda generación de FDD, es llama Descomposición del dominio de Frecuencia Mejorado (EFDD). Obteniendo frecuencias, modos, y complementándose con el amortiguamiento.
- La tercera generación de FDD, es llamada Descomposición del dominio de Frecuencia Espacial (FSDD).

Como se mencionó anteriormente este análisis consiste en resolver la transformada de Fourier para una determinada señal, cuya solución se plasma en un espectro de frecuencias, que se denomina Función de Densidad Espectral, donde se detectan de manera fácil los modos que predominan la estructura basándose en los picos que presente la función de respuesta frecuencial, esto indica la cantidad de frecuencias existentes en esa señal.

Por lo tanto como se explicó anteriormente los datos obtenidos son simplemente valores de entrada que en este caso serían aceleraciones producidas por las vibraciones ambientales.

Como se mencionó anteriormente existen dos formas de analizar y obtener los parámetros modales de una estructura, estos son análisis deterministas y no deterministas, donde la Ecuación (3) es empleada para resolver sistemas líneas en el caso de que el análisis fuese determinista, pero ahora considerando las características de nuestro tema de tesis Descomposición del Dominio de la

Frecuencia (FDD), que corresponde a un análisis no determinista, la Ecuación (3) se puede reescribir de la siguiente forma como se muestra en la Ecuación (22). [R Clough, 1995].

$$P(t) = m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) \quad (3)$$

$$[(k - \bar{\omega}^2 m) + i(\bar{\omega} c)]v(i\bar{\omega}) = P(i\bar{\omega}) \quad (22)$$

Donde:

$v(i\bar{\omega})$ y $P(i\bar{\omega})$ son las transformadas de Fourier de los vectores $v(t)$ y $P(t)$ de la Ecuación (3). Además se está asumiendo que las señales son finitas, de modo que sí existan valores en su intervalo.

Para un sistema de $N \times N$ la respuesta de la frecuencia compleja de la matriz contiene respuestas de funciones de frecuencias complejas $H_{jk}(i\bar{\omega})$ ($j, k = 1, 2, \dots, N$) donde cada función es la respuesta compleja en el desplazamiento de las coordenadas j .

$$H_k(i\bar{\omega}) = \langle H_{1k}(i\bar{\omega}) H_{2k}(i\bar{\omega}) \dots H_{Nk}(i\bar{\omega}) \rangle^T \quad (23)$$

Donde los vectores $H_k(i\bar{\omega})$ ($k = 1, 2, \dots, N$) constituyen los valores de la columnas de la matriz $N \times N$ en la respuesta de la frecuencia compleja $H_k(i\bar{\omega})$.

Teniendo completa la transferencia de la matriz para valores discretos de $H_k(i\bar{\omega})$, el vector de respuesta $v(i\bar{\omega})$ es obtenida por superposición usando la Ecuación (24).

$$v(i\bar{\omega}) = H(i\bar{\omega})P(i\bar{\omega}) \quad (24)$$

Ahora asumiendo que el vector $P(t)$ representa un proceso estacionario aleatorio caracterizado por su matriz de densidad espectral. La matriz de entrada se puede definir como la Ecuación 25.

$$S_p(i\bar{\omega}) = \begin{bmatrix} S_{P_1P_1}(\bar{\omega}) & S_{P_1P_2}(i\bar{\omega}) & S_{P_1PN}(i\bar{\omega}) \\ S_{P_2P_1}(i\bar{\omega}) & S_{P_2P_2}(\bar{\omega}) & S_{P_2PN}(i\bar{\omega}) \\ \dots & \dots & \dots \\ S_{PNP_1}(i\bar{\omega}) & S_{PNP_2}(i\bar{\omega}) & S_{PNPN}(\bar{\omega}) \end{bmatrix} \quad (25)$$

Estos valores representan las aceleraciones obtenidas de las vibraciones ambientales o valores de entrada, recaudadas a partir de las mediciones en campo, o valores recibidos durante la medición.

Ahora considerando la Ecuación 24 se procede a multiplicar cada elemento por su conjugado complejo transpuesto, dividiendo entre $2\pi S$, donde S representa la duración del evento. Se llega a la ecuación 28.

$$v(i\bar{\omega}) = H(i\bar{\omega})P(i\bar{\omega}) \quad (26)$$

$$v^T(-i\bar{\omega}) = H(-i\bar{\omega})^T P(-i\bar{\omega})^T \quad (27)$$

$$v(i\bar{\omega})v^T(-i\bar{\omega}) = H(i\bar{\omega})P(i\bar{\omega})H(-i\bar{\omega})^T P(-i\bar{\omega})^T \quad (28)$$

Por lo tanto, teniendo en cuenta las consideraciones de los productos propuestos en la matriz (25), sabemos que:

$$S_p(i\bar{\omega}) = P(i\bar{\omega})P(-i\omega)^T \quad (29)$$

Utilizando la definición de densidad espectral transversal tenemos que:

$$S_v(i\bar{\omega}) = H(i\bar{\omega})S_p(i\bar{\omega})H(-i\omega)^T \quad (30)$$

Donde se puede describir de la siguiente manera:

$$S_v(i\bar{\omega}) = v(i\bar{\omega})v^T(-i\bar{\omega}) \quad (31)$$

Ahora la siguiente matriz representa los valores de respuesta $S_v(i\bar{\omega})$ que se requieren obtener del sistema para nuestro tema de tesis.

$$S_v(i\bar{\omega}) = \begin{bmatrix} S_{V_1V_1}(\bar{\omega}) & S_{V_1V_2}(i\bar{\omega}) & S_{V_1V_N}(i\bar{\omega}) \\ S_{V_2V_1}(i\bar{\omega}) & S_{V_2V_2}(\bar{\omega}) & S_{V_2V_N}(i\bar{\omega}) \\ \dots & \dots & \dots \\ S_{V_NV_1}(i\bar{\omega}) & S_{V_NV_2}(i\bar{\omega}) & S_{V_NV_N}(\bar{\omega}) \end{bmatrix} \quad (32)$$

Por lo que se comentó anteriormente este procedimiento funciona con la relación que existe entre las entradas desconocidas denominadas $S_p(i\bar{\omega})$ y las respuestas

medidas $S_v(i\bar{\omega})$ [Rune Brinker], donde la relación se puede expresar como describe la Ecuación 30.

$$S_v(i\bar{\omega}) = H(i\bar{\omega})S_p(i\bar{\omega})H(-i\omega)^T \quad (30)$$

Donde

$S_p(i\bar{\omega})$ = es la matriz de densidad espectral de entrada (orden $r \times r$)

r = es el número de entradas

$S_v(i\bar{\omega})$ = es la matriz de densidad espectral de salida (orden $m \times m$)

m = es el número de salidas

$H(i\bar{\omega})$ = es la matriz de función de respuesta de frecuencia (orden $m \times r$)

$\bar{\quad}$ = matriz compleja conjugada

T = matriz transpuesta

ω = frecuencia angular

La clave de la técnica FDD es llevar a cabo la descomposición de los valores singulares (SVD) de la matriz de densidad espectral de salida, que se calcula a frecuencias discretas. ($\omega = \omega_i$).

V. CAMPAÑAS EXPERIMENTALES Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION

5.1 Información del puente

5.1.1 Selección del área de estudio

El puente por analizar se encuentra en la ciudad de Morelia, la capital del estado de Michoacán de Ocampo, México. La estructura está localizada al sur de la ciudad de Morelia, conectando la calle Margarita Maza de Juárez con el fraccionamiento Misión San Diego (Figura 32). En la tabla 7 se indica la ubicación geográfica de la estructura.

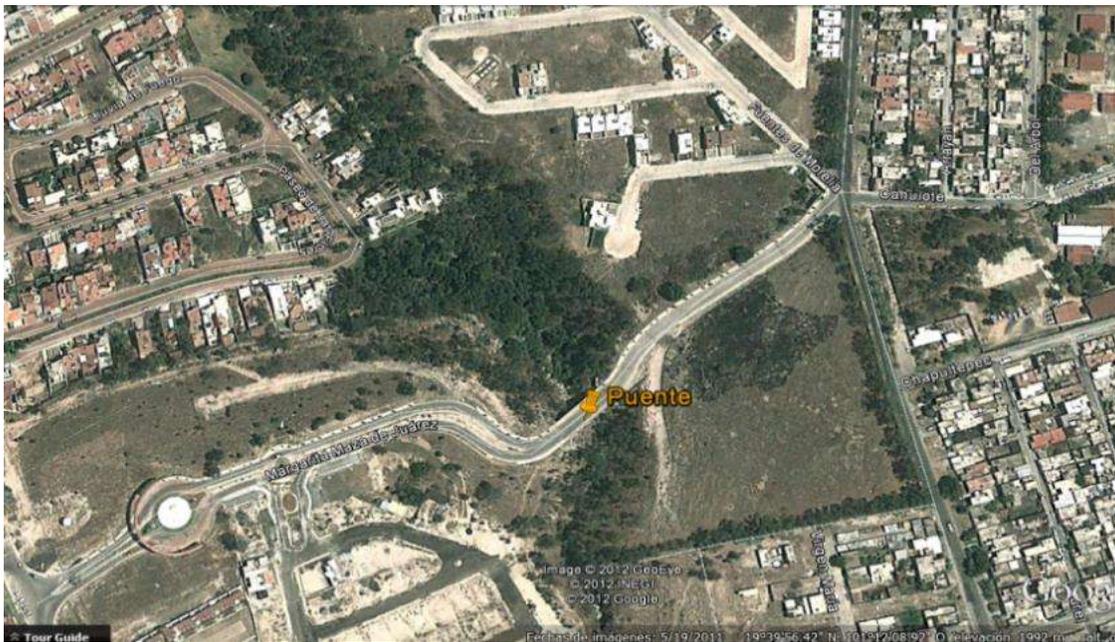


Figura 32. Localización geográfica del puente Misión Sn Diego.

Puente	Localización	
	Latitud	Longitud
Misión San Diego	19°39'54.61"N	101°12'9.45"O

Tabla 7. Coordenadas geográficas del puente Misión San Diego.

5.1.2 Características del puente estudiado.

La superestructura del puente está conformada por 8 vigas simplemente apoyadas tipo cajón con aletas, es un elemento prefabricado y presforzado de sección hueca a todo lo largo y maciza en los extremos como se muestra en la Figura 36, siendo una sección eficiente para claros tipo e intermedios (SEPSA). La longitud aproximada de las vigas es de 32m, conectadas a una losa o tablero de 20 cm de espesor conformado de concreto reforzado como se muestra en la Figura 37.



Figura 37. Sección longitudinal del puente Misión San Diego.

La subestructura del puente está conformada por estribos contruidos con mampostería de piedra de segunda clase, ya que la roca esta labrada y acomodada de tal forma que genera la forma geométrica requerida, los cuales tienen una altura variable de 7 a 8 metros. El estribo tiene aleros los cuales van disminuyendo de altura, Figura 38.



Figura 38. Estribo del lado derecho en la sección poniente

5.1.3 Geometría del puente

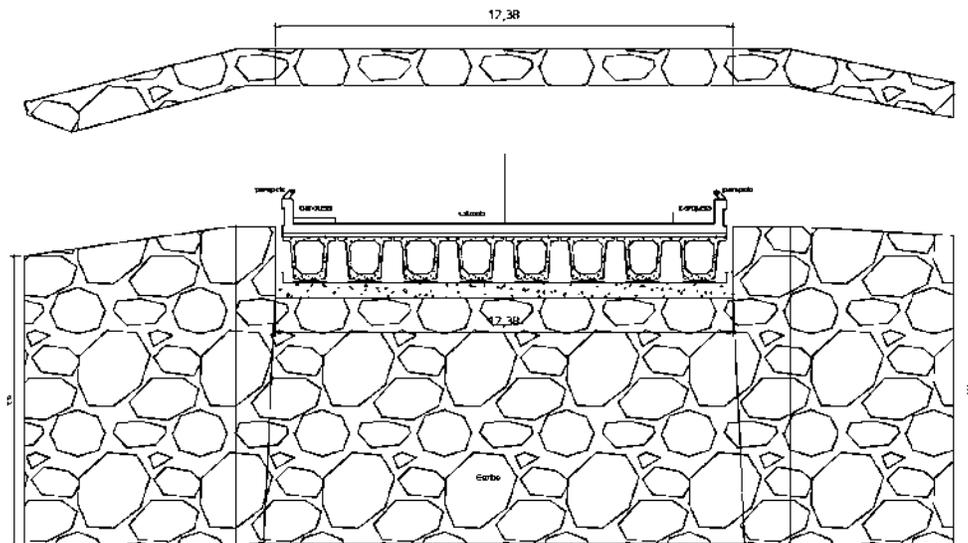


Figura 33. Sección transversal oriente

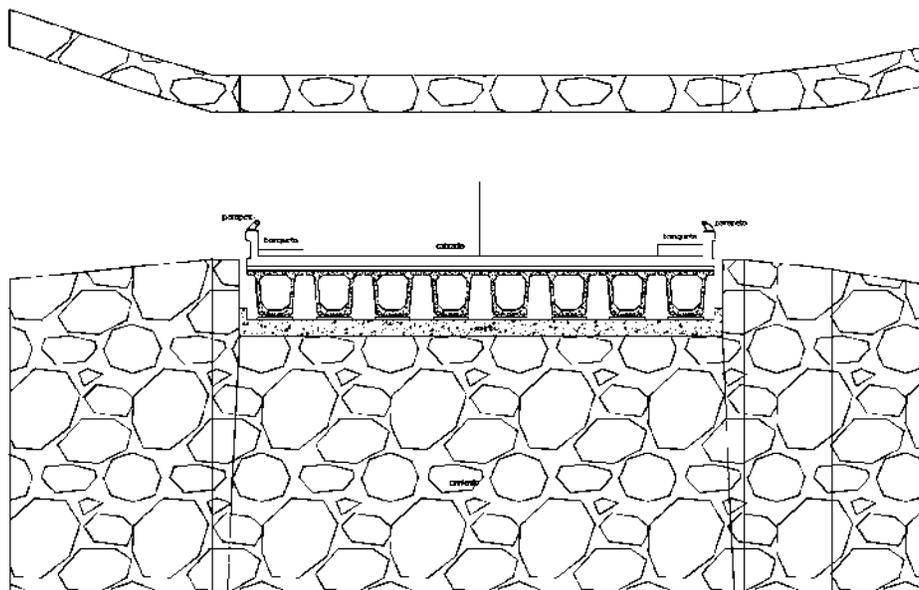


Figura 34. Sección transversal poniente

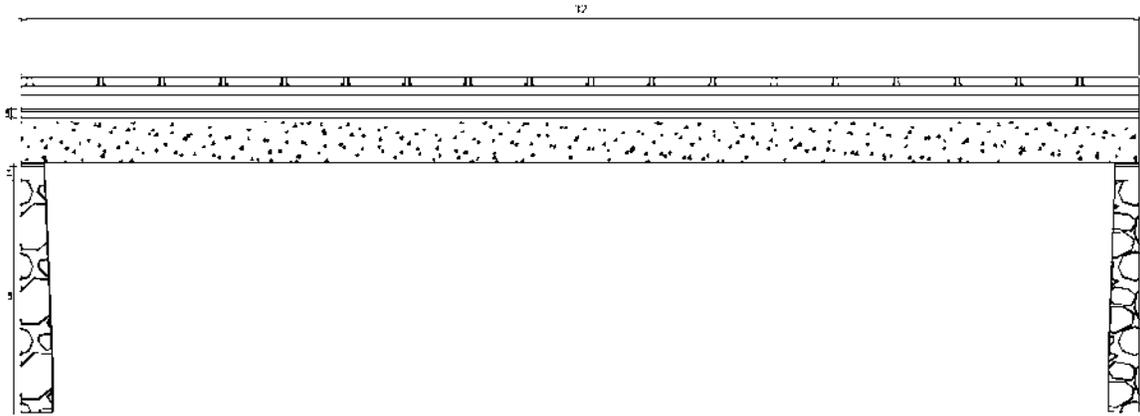


Figura 35. Sección longitudinal del puente Misión San Diego

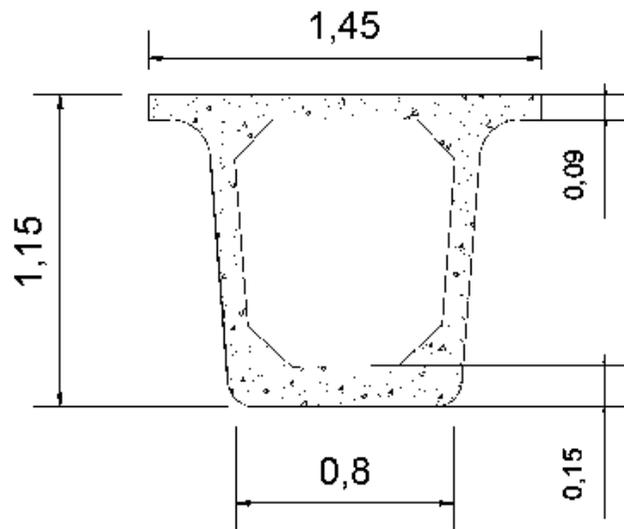


Figura 36. Sección geométrica de las vigas utilizadas (cotas en metros). SEPSA

La unión entre la superestructura y subestructura se realiza mediante placas de neopreno las cuales están colocadas debajo de cada viga (Figura 39) con la finalidad de transmitir el peso a la subestructura.

Como se mencionó con anterioridad los neoprenos cumplen con la función de absorber las deformaciones que se pueden generar ante la presencia de un sismo, vehículos, contracción o dilatación de las vigas, etc.



Figura 39. Colocación de los neoprenos

Para determinar los valores de rigideces horizontal y vertical se emplearon las Ecuaciones (6 y 7), donde los resultados son los mostrados en la Tabla 8, los cuales fueron introducidos en el programa SAP.

Neopreno	Movil (4.1 cm)	Fijo (5.7 cm)
Rigidez horizontal (Ton/m)	375	267
Rigidez vertical (Ton/m)	17,680	6,433

Tabla 8. Valores de rigideces de los neoprenos para Shore 60

5.2 Posicionamiento de los sensores

La estructura se dividió en 2 partes de igual dimensión a partir del eje del camino. Teniendo una longitud de 32 metros, se decidió proponer 3 equidistancias para la ubicación para los sensores en cada sentido de circulación. La ubicación de los puntos de medición quedó como se muestra en la Figura 40.

- Considerando que el ancho de la banqueta es de 1.15 m, el primer punto se colocó a 0.575m del inicio de la misma.
- A partir de la mitad de la calzada se midieron los 0.575m que se habían reducido de la banqueta. La longitud de la calzada en cada sentido es de 4.55m.
- Los siguientes puntos fueron colocados a partir de la mitad de los 4.55m restantes intermedios entre la banqueta y la mitad de calzada, que al dividirse entre 2 los puntos quedaron a 2.275m respectivamente.

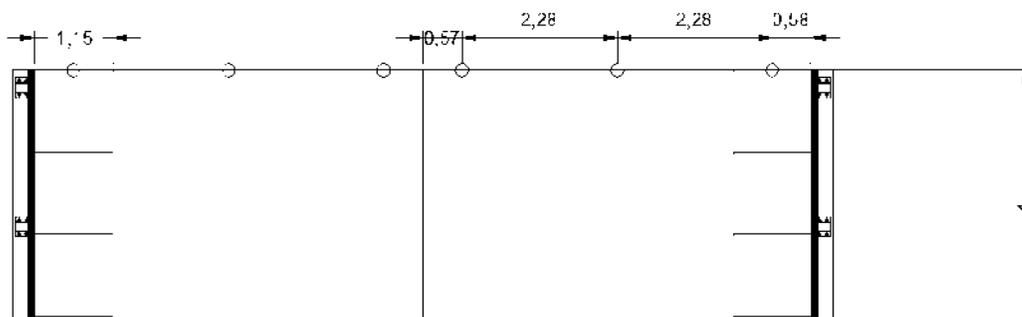


Figura 40. Selección de los primeros puntos del tablero.

El mismo esquema de ubicación de sensores se utilizó para el otro sentido de la calzada. Teniendo la longitud del puente aproximadamente de 32m, se procedió a realizar una suficiente cantidad de mediciones, cambiando longitudinalmente el arreglo de sensores anterior a cada 4 m de separación centro a centro, teniendo un total de 9 posiciones a lo largo de toda la estructura en cada sentido de circulación. (Figura 41).

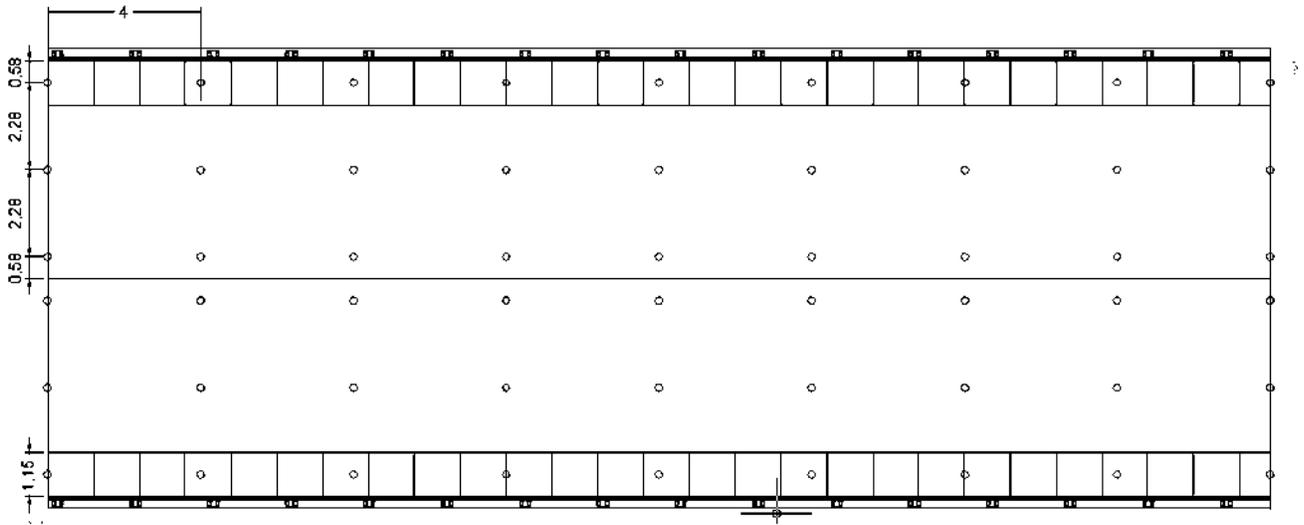


Figura 41. Distribución de los nodos para medir las vibraciones

El esquema de medición adoptado busca recoger una cantidad de información suficiente que permita estimar de mejor manera las propiedades dinámicas de la estructura, lo anterior de cara a establecer un primer referente del comportamiento dinámico de este tipo de puentes a partir de mediciones de vibración detallada.

5.3 Equipo empleado

El equipo utilizado para obtener los datos de vibraciones ambientales fue un acelerógrafo K2 marca Kinemetrics de 12 canales. (Tabla 1). Un sensor triaxial EpiSensor ES-T (Tabla 1) el cual incluye 3 canales de los 12 que se emplearon, (este sensor permaneció fijo durante las mediciones y fue colocado al centro del claro del puente), además de 9 sensores EpiSensors ES-U2 (Tabla 1) individuales para cada dirección (x,y,z) montados sobre 3 placas de aluminio de $\frac{3}{4}$ de pulgada de espesor (figura 42), las cuales conformaron el arreglo (Figura 41) que se desplazó a lo largo del puente.



Figura 42. Placas de aluminio con sensores uniaxiales ES-U2

Considerando las características de los habitantes de la zona se decidió realizar el estudio por la mañana. Antes de conectar los equipos se procedió en localizar los puntos logísticamente definidos, esto se logró mediante mediciones directas e identificadas por medio de gis o marcador como se muestra en la Figura 43.



Figura 43. Marcas sobre el tablero del puente (color amarillo)

Además se ubicó sobre la estructura el punto de referencia sobre el que se colocó el sensor triaxial, (Figura 44) encargado de interpolar los datos a partir de las mediciones que se van a tomar sobre el puente. La localización de este sensor fue sobre la banqueta, con una distancia de 18m a partir del inicio del puente para evitar problemas con las mediciones que están a cada 4 m respectivamente (Figura 45).

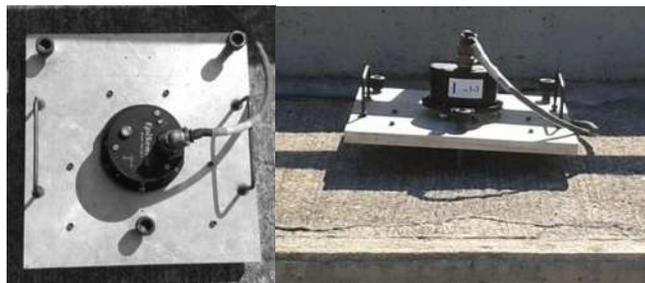


Figura 44. Sensor triaxial ES-T colocado sobre la placa de aluminio.

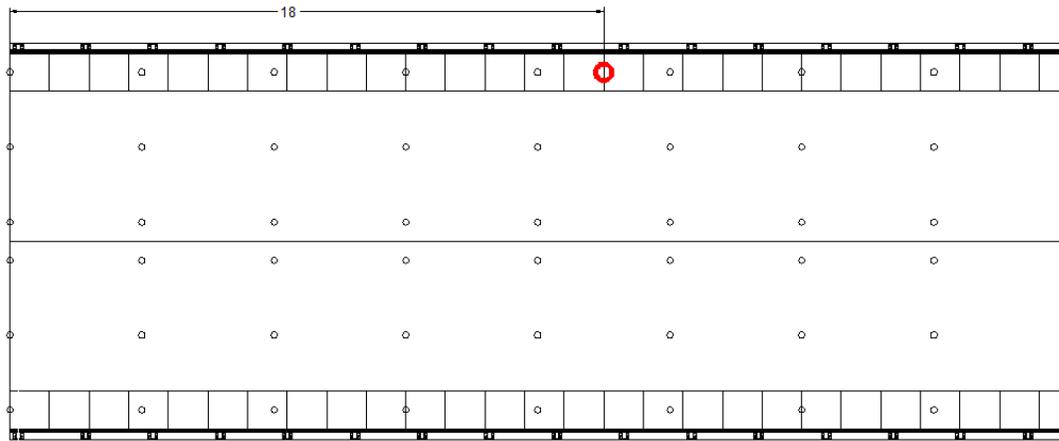


Figura 45. Colocación del sensor triaxial en la banqueta a una distancia de 18m.

Se conectó todo el equipo en un sitio estable por comodidad las mediciones realizadas fueron de 90 segundos de duración. Las placas se colocaron unos minutos al sol para que los sensores se adaptaran a la temperatura (Figura 46).



Figura 46. Conexión de los sensores sobre las placas.

Se realizaron dos mediciones diferentes en cada punto para de esta manera contar con mayores opciones al momento de procesar y evaluar los resultados. Las placas y sensores fueron acomodados como muestra la Figura 47.

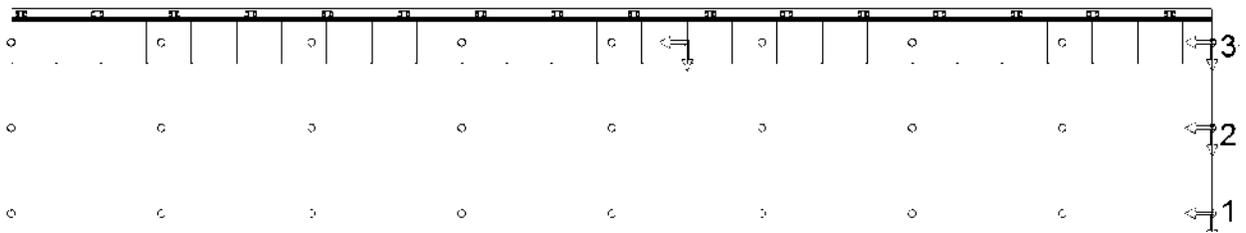


Figura 47. Configuraciones de las placas sobre la losa del puente

La configuración inicial de la medición fue de la siguiente manera:

- Placa 1 canales 4,5,6
- Placa 2 canales 7,8,9
- Placa 3 canales 10,11,12

La placa 1 fue colocada al centro de la calzada del puente, después la placa 2, y por último la placa 3 en el centro de la banqueta (Figura 48).

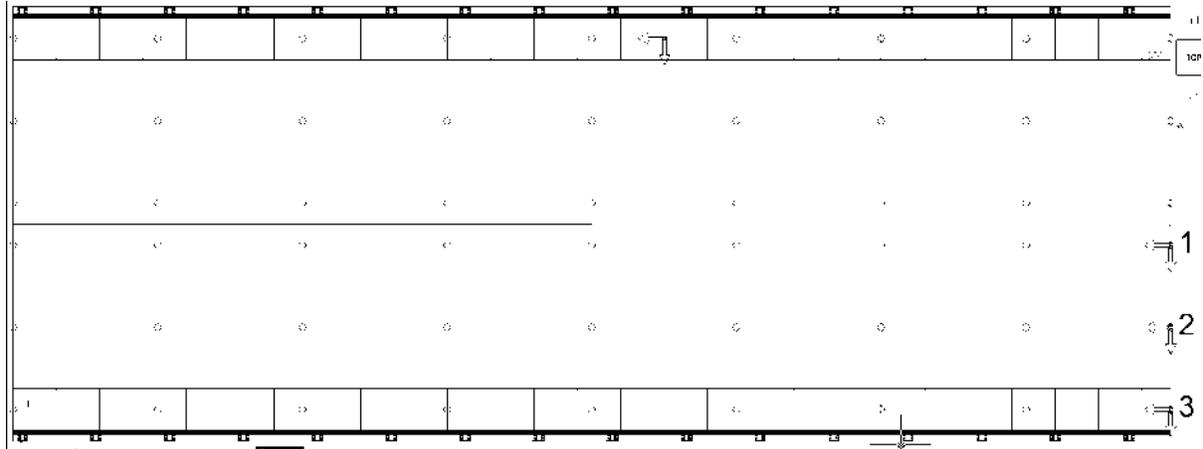


Figura 48. Colocación de los sensores sobre la mitad restante del puente.

Las mediciones sobre la otra mitad del puente se hicieron de igual manera, empezando en el extremo final del mismo de derecha a izquierda. Figura 49.



Figura 49. Medición del segundo carril de circulación.

5.4 Procesamiento de las señales

Los eventos tienen una nomenclatura numérica para poder facilitar su ubicación y orden. La extensión de los archivos es .EVT ya que son registros de eventos los cuales solo pueden ser procesados en programas especiales, los cuales transforman la señal obtenida en campo que se miden en voltaje. La transformación consiste en obtener aceleraciones a partir de datos de voltaje, para lo cual se empleó el software SMA (Strong Motion Analysis) de Kinematics.

Para el procesamiento de la señal se introdujeron los eventos manera individual generando diferentes resultados para cada uno. La obtención de los datos tiene una secuencia que consiste en adquirir un archivo final con la extensión .V2, el cual será utilizado posteriormente. El programa SMA obtiene las siguientes características de acuerdo la opción que se requiera, mostrada a continuación:

- Aceleración no corregida (. V1 archivos)
- Aceleración, velocidad y desplazamientos correctos (. V2 archivos)
- Espectros de Fourier y espectros de respuesta (. V3 archivos)

La Figura 50 muestra las aceleraciones de los 12 canales para el evento 3 de la primera medición.

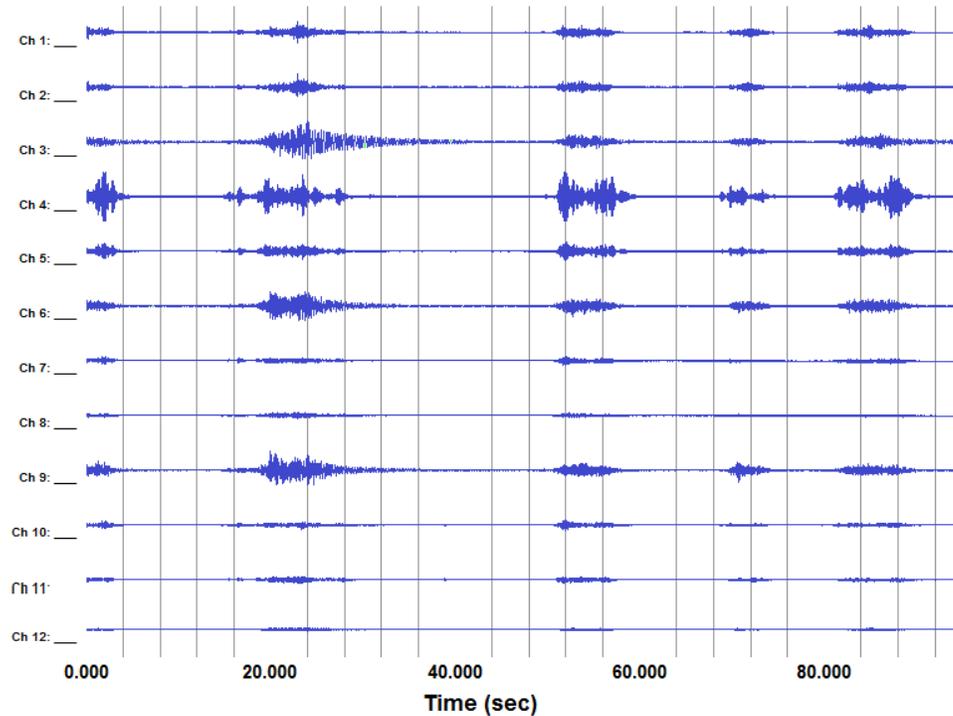


Figura 50. Aceleraciones para los 12 canales, software SMA.

Después de tener las aceleraciones separadas se procedió en armar un archivo único para cada evento, separando los canales que tienen una dirección en común:

- Dirección longitudinal canal 1, 4, 7, 10
- Dirección transversal canal 2, 5, 8, 11
- Dirección vertical canal 3, 6, 9, 12

Por lo tanto de los 12 archivos existentes para cada evento se crearon 3 archivos finales, los cuales determinaban las direcciones mencionadas anteriormente (longitudinales, transversales, verticales), que consisten en las configuraciones que finalmente utilizara el software ARTeMIS; en la Figura 51 se muestra un ejemplo de las aceleraciones en dirección longitudinal para el evento1.

Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda
0.0100	-0.0080	-0.0080	-0.016	
0.0140	0.0010	-0.0020	-0.01	
0.0200	0.0120	0.0060	0.002	
0.0190	0.0160	0.0140	0.014	
0.0110	0.0120	0.0180	0.021	
0.0000	0.0080	0.0180	0.019	
-0.0110	0.0110	0.0140	0.009	
-0.0210	0.0150	0.0040	-0.003	
-0.0300	0.0130	-0.0070	-0.014	
-0.0350	0.0060	-0.0150	-0.021	
-0.0300	-0.0010	-0.0170	-0.024	
-0.0160	-0.0080	-0.0170	-0.024	
0.0010	-0.0190	-0.0200	-0.022	
0.0120	-0.0340	-0.0250	-0.018	
0.0180	-0.0460	-0.0260	-0.014	
0.0190	-0.0420	-0.0170	-0.007	
0.0170	0.0250	0.0030	0.003	

Figura 51. Aceleraciones para 4 canales empleados en el análisis, dirección Z.

Teniendo las configuraciones ordenadas y nombradas correctamente de cada evento, se procede a colocarlas en una carpeta que será destinada al programa ARTEMIS, donde se ubicarán los archivos de texto finales. Se crearon archivos de texto que configuran la superficie de la estructura o características geométricas, determinando nodos, líneas, superficies, etc, teniendo un orden adecuado para la buena lectura del archivo de texto en el programa, y agregando al final las configuraciones que se desean incluir en el análisis.

Cabe hacer notar que se debe tener cuidado al momento de determinar los canales correspondientes en cada dirección, así como en el número de archivo que corresponde a esa ubicación en el plano original, (Figura 52).

Para las direcciones restantes solo se cambiarían los nombres de los archivos que aparecen en las configuraciones con su respectiva dirección y el canal correspondiente.

```

PUENTE MISION SAN DIEGO
Sensores en dirección vertical
Mediciones rc 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 1s, 2

Header
Puente Mision San Diego II

T
0.005

Nodes
1      0      0      0
2      0      1.138  0
3      0      2.275  0
4      0      3.413  0
5      0      4.55   0

Lines
1      2
2      3
3      4
4      5
5      6

Surfaces
1      2      11
2      11     12
11     12     21
12     21     22
21     22     31
22     31     32

Setups
Configuracion 1_1
rc2z.txt
91     0      0      1      0.000001  cm/s2  Acceleration  Transducer 3
1      0      0      1      0.000001  cm/s2  Acceleration  Transducer 6
3      0      0      1      0.000001  cm/s2  Acceleration  Transducer 9
5      0      0      1      0.000001  cm/s2  Acceleration  Transducer 12
Configuracion 1_2
rc4z.txt
91     0      0      1      0.000001  cm/s2  Acceleration  Transducer 3
11     0      0      1      0.000001  cm/s2  Acceleration  Transducer 6
13     0      0      1      0.000001  cm/s2  Acceleration  Transducer 9
15     0      0      1      0.000001  cm/s2  Acceleration  Transducer 12

```

Figura 52. Ejemplo de archivo para la dirección vertical,

que será introducido en el programa ARTeMIS.

Como se mencionó anteriormente cada medición consistió en obtener 2 eventos o historia de aceleraciones, para identificar los mejores datos se recurrió a la opción de graficarlos, no obstante ambos archivos se encuentran en perfecto estado, la intención de generar graficas es determinar los eventos que tengan mejor parecido y su comportamiento sea lo más aproximado a la vibración ambiental (ver Figura 53 y 54).

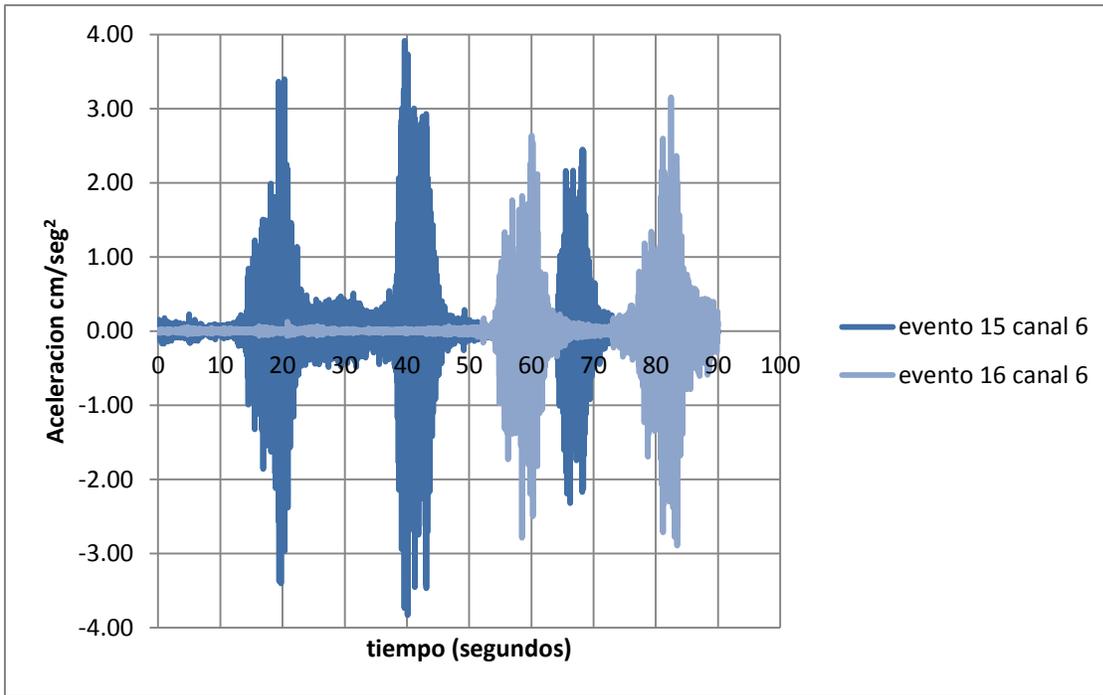


Figura 53. Comparación de señal entre 2 eventos medidos en el mismo sitio.

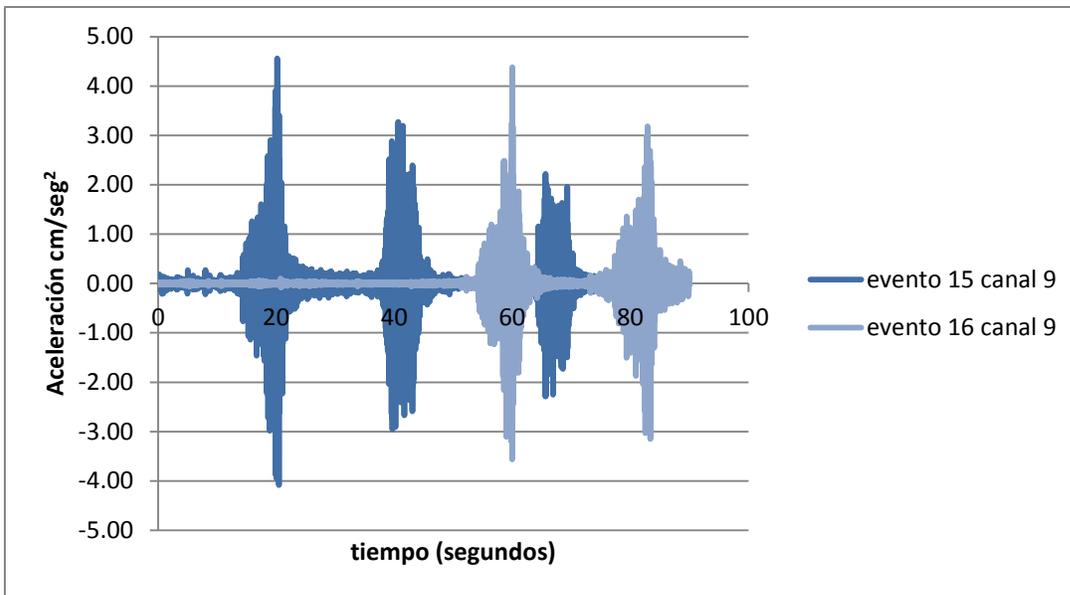


Figura 54. Comparación de señales entre 2 eventos medidos en el mismo sitio.

Durante la medición tuvimos la presencia de algunos coches que lograron excitar ligeramente la estructura del puente. En la Figura 53 y 54 se muestra una comparación entre los eventos 15 y 16 para la medición número 8 del primer tramo, que corresponden al canal 6 y canal 9.

Teniendo graficados todos los eventos se dispuso en seleccionar los que presentaran mejor historial, esta selección se consideró en los picos y amplitudes que presentaban las gráficas.

De igual manera al momento de ensamblar el archivo de texto que se utilizó para detectar las formas modales se consideró el número de evento en la configuración correspondiente, para lograr así apreciar de mejor manera las formas modales de la estructura en el programa ARTEMIS.

Teniendo presente lo anterior se procedió en crear varios modelos del puente, variando cantidad de líneas, superficies, nodos; de esta manera se logró encontrar las líneas que tenían un dominio en la forma modal. Para tener un modelo más estético se procedió en unir esas líneas y sus respectivas superficies para así apreciar de mejor manera los modos de vibrar.

5.5 Visualización de los datos

Teniendo los archivos de texto de configuraciones y geometría, se procede a dar inicio con la representación visual de la cantidad de datos ordenados.

Al momento de iniciar el programa ARTeMIS ofrecerá 2 opciones, en una de las cuales seleccionaremos SVS archivo configurado, ya que anteriormente habíamos creado nuestro archivo con las características que necesitamos. Se elige esta opción porque es identificación modal de la vibración estructural (Structural Vibration Solutions).

Se procede en tomar el archivo que incluye la geometría de la estructura, ya sea dirección longitudinal, dirección transversal, dirección vertical. Apareciendo una ventana similar a la mostrada en la Figura 55.

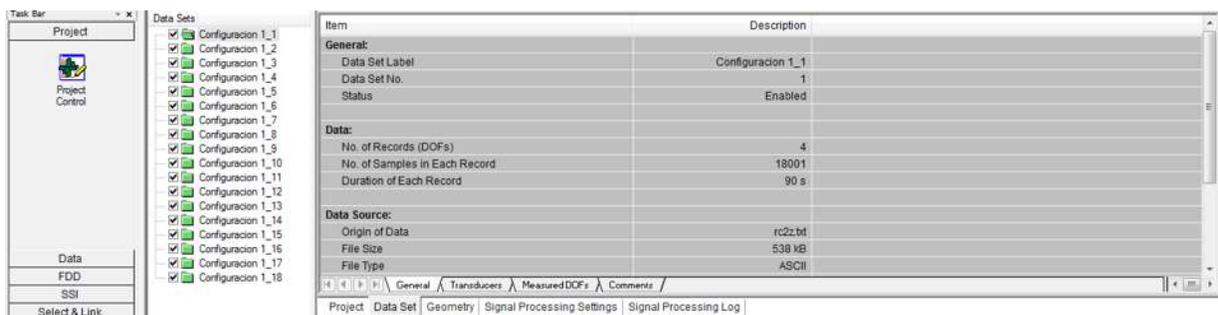


Figura 55. Ventana principal del software ARTeMIS.

En estas se muestran las características que habíamos incluido anteriormente, cantidad de nodos, superficies, líneas, comentarios, relación de los nodos al momento de detectar formas modales. Además de opciones donde se muestran las configuraciones empleadas en el análisis, los canales utilizados en cada configuración, etc.

Para apreciar el modelo geométrico del puente se selecciona la pestaña Geometry (Figura 56), la cual muestra un bosquejo de la estructura, con la geometría original de la estructura de acuerdo a la configuración tomada en campo respecto a las mediciones y el orden que se sugirió.

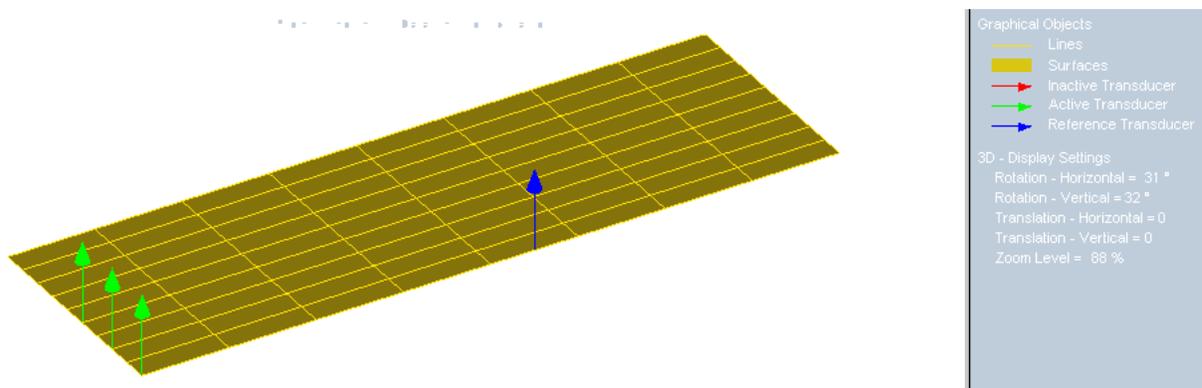


Figura 56. Geometría del tablero con las configuraciones medidas en campo.

En la figura 56 se aprecia claramente la superficie de la losa de concreto, los nodos, superficies, etc, incluyendo ahora la colocación de las placas y sensores a través del

punte (color verde). En este caso corresponde a la configuración 1, ya que están colocados en el evento 1, dirección vertical, destacando el EpiSensor ES-U2 fijo colocado casi al centro del claro del puente (color azul).

En la Figura 57 se muestra otra configuración, pero con correspondencia al evento 7 con la configuración 4, y el sensor triaxial que permanece fijo.

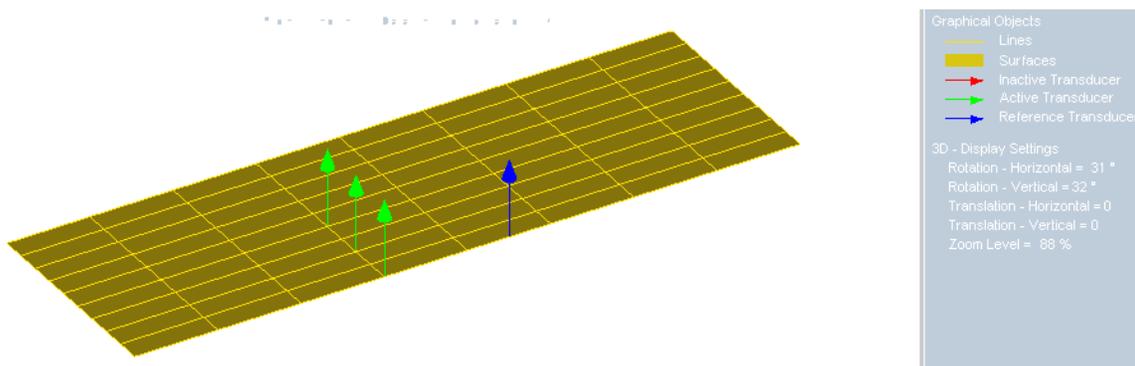


Figura 57. Geometría del tablero con diferente configuración colocada a 1/3 del claro del puente.

5.6 Identificación de los modos

Para identificar los modos de vibrar de la estructura se procede en obtener la matriz de densidad espectral para cada configuración ya antes mencionada, donde el software ARTEMIS hace un promedio de todas las configuraciones y grafica solo una; para lograr esto se selecciona la opción de FDD, teniendo como resultado lo mostrado en la Figura 58.

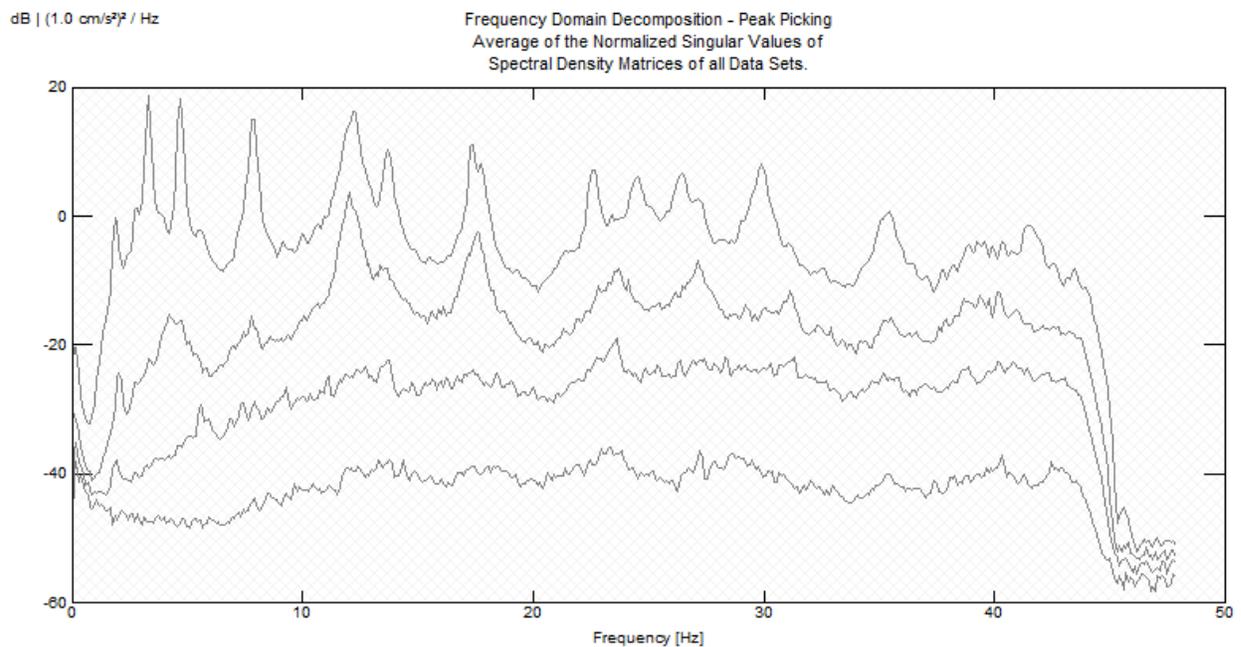


Figura 58. Matriz de densidad espectral para la dirección vertical.

En la Figura 58 se muestra la descomposición de los valores singulares, donde se pueden detectar de manera más rápida las frecuencias dominantes. Se puede notar claramente los picos que predominan la señal, indicando éstos los modos que presenta la estructura en ese rango de frecuencias. Para nuestro tema de tesis nos enfocaremos en los primeros tres modos de vibrar de la estructura. En la Figura 59

se muestran las frecuencias obtenidas, a partir de los pasos ya descrito con anterioridad en el capítulo 3.

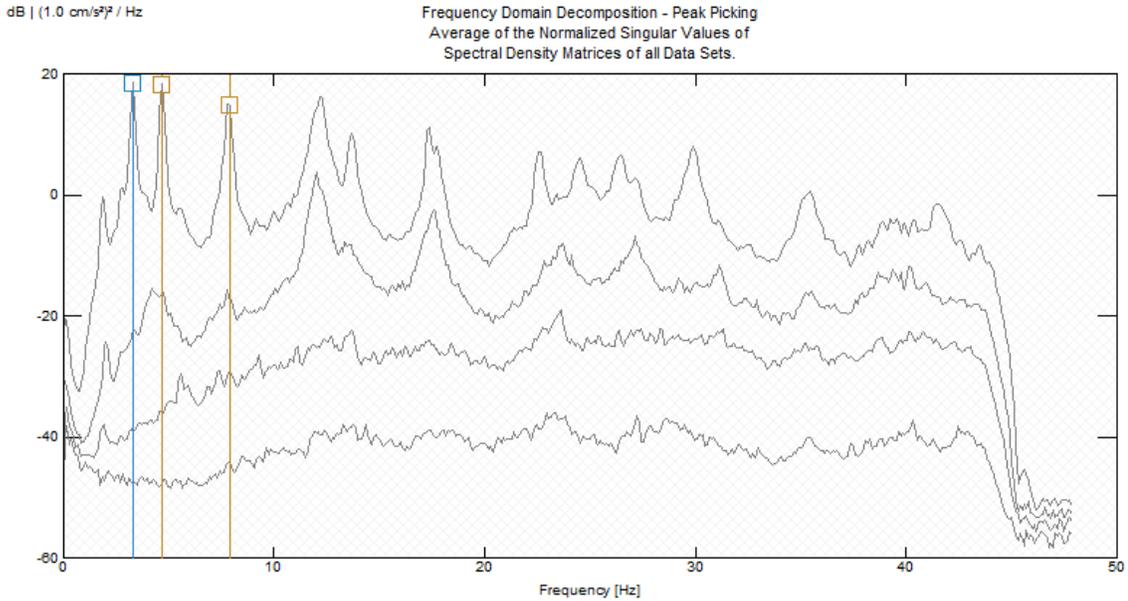


Figura 59. Obtención de las frecuencias.

Las frecuencias que se obtuvieron tienen los valores mostrados en la tabla 9. Para observar la forma modal de la estructura de manera gráfica se procedió en seleccionar la pestaña de animación. Teniendo como resultado lo mostrado en las siguientes Figuras 60, 61, 62.

Mode	Frecuencia [Hz]
Mode 1	3.32
Mode 2	4.688
Mode 3	7.813

Tabla 9. Frecuencias obtenidas en el programa ARTeMIS.

Los resultados muestran 3 diferentes valores de frecuencias, para la frecuencia más pequeña con valor de 3.32 Hz se presenta un primer modo longitudinal. En la Figura 60 se muestran diferentes perspectivas del modelo analítico obtenido en ARTeMIS.

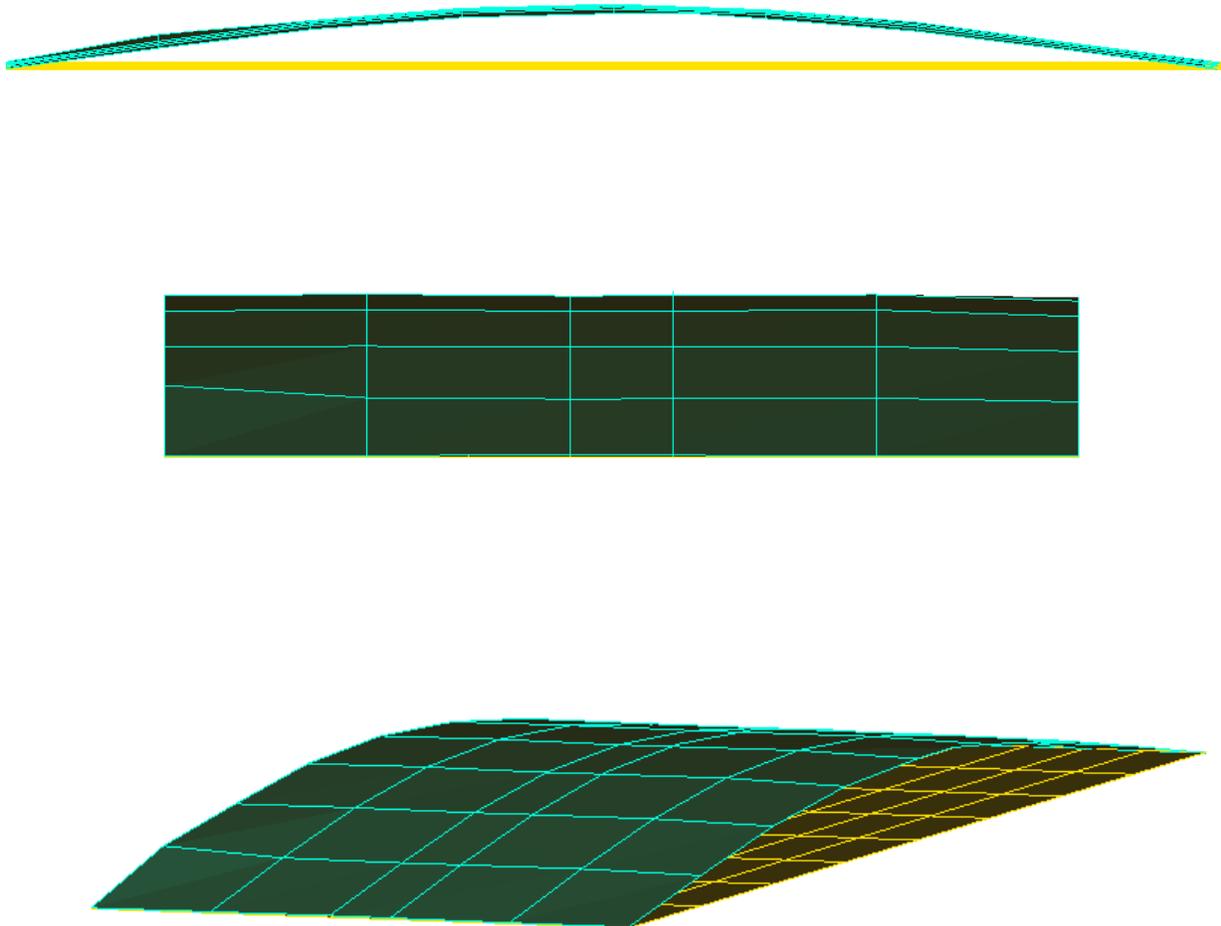


Figura 60. Primer modo de vibración.

Para el segundo valor de la frecuencia obtenida tenemos un primer modo transversal con un valor de 4.688 Hz. En la Figura 61 se muestran diferentes perspectivas del modelo analítico proyectado en ARTeMIS.

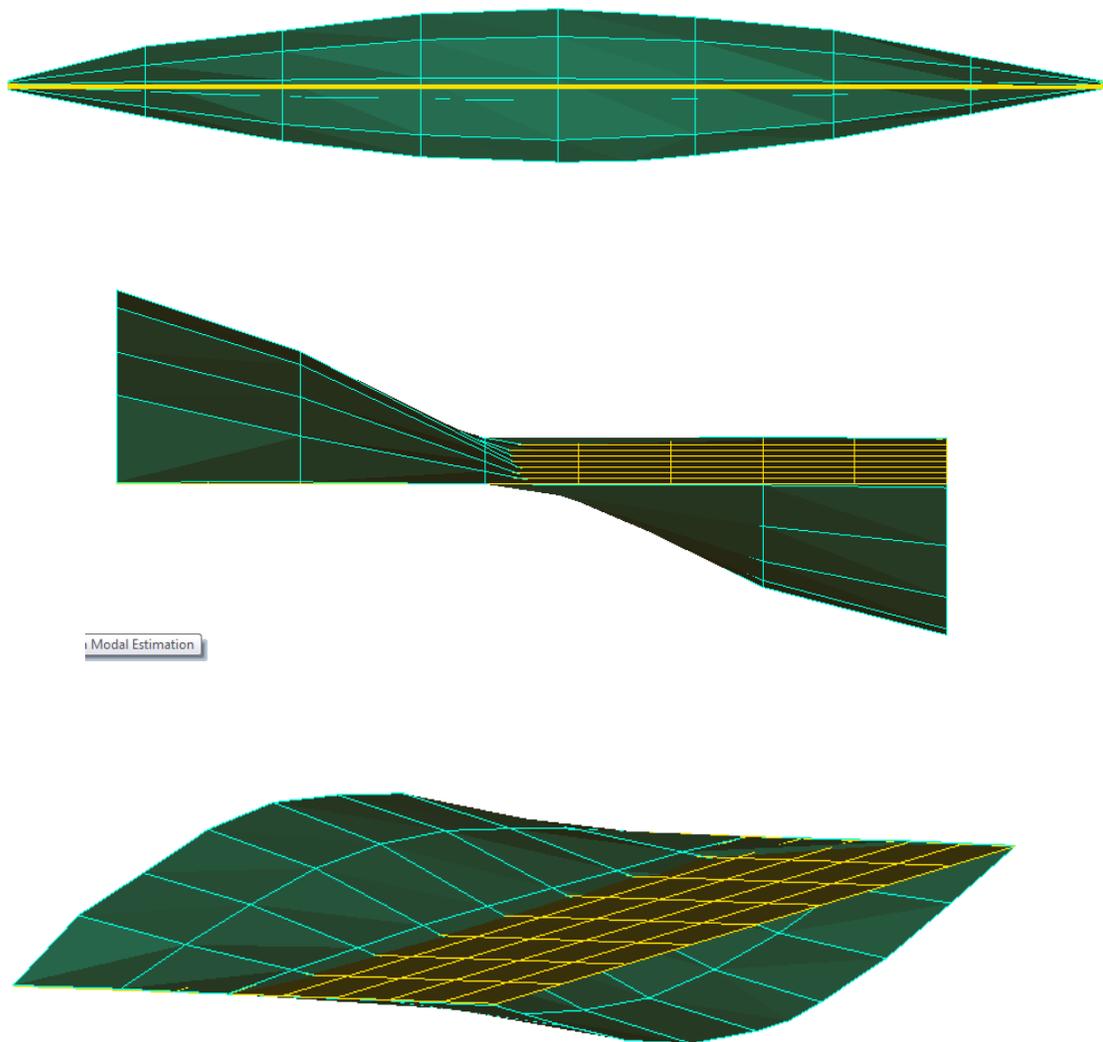


Figura 61. Segundo modo de vibración.

Para el último valor detectado y tercer modo de vibración se presentó un segundo modo transversal con una frecuencia de 7.813 Hz. En la Figura 62 se muestran diferentes perspectivas del modelo analítico obtenido en ARTeMIS.

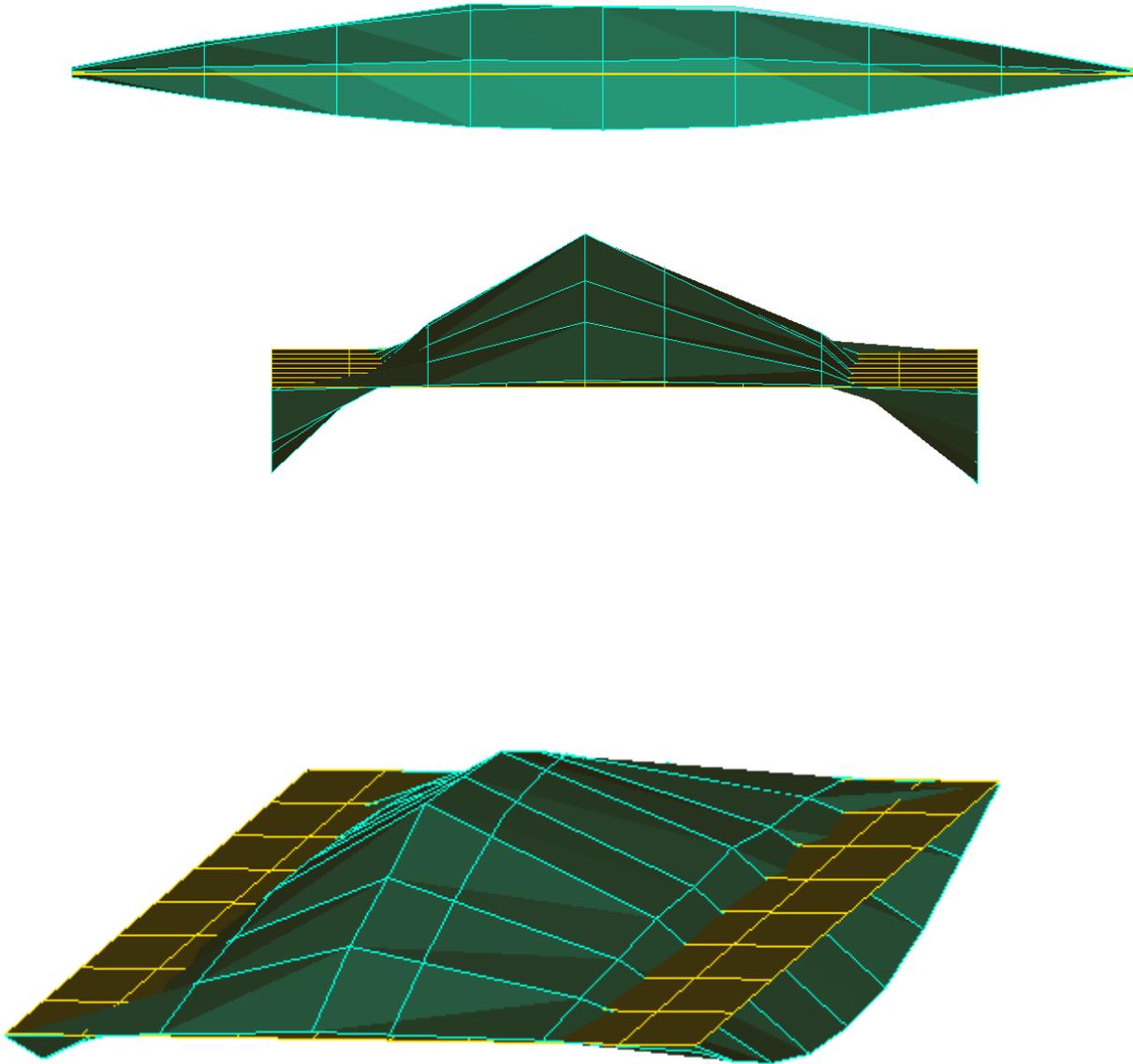


Figura 62. Tercer modo de vibración.

Como se muestra en las Figuras las formas modales predominan en la sección más débil, que en este análisis fue la sección transversal, ya que en dos de tres frecuencias detectadas las deflexiones ocurren en esta dirección.

Los resultados arrojados por el programa ARTeMIS (14) indican una buena detección de las formas modales de la estructura, como se había mencionado anteriormente solo nos interesaremos en las tres primeras formas de vibrar ya que fueron las frecuencias más fáciles de detectar mediante este análisis en la matriz de densidad espectral.

Por lo que ahora solo queda comparar con el modelo matemático creado en el programa SAP2000 [19], considerando propiedades mecánicas que se calibraran para obtener un buen ajuste modal.

VI. CONSTRUCCION Y ANALISIS DEL MODELO NUMERICO

El programa utilizado como herramienta fue el SAP2000 en el cual se diseñó el puente de acuerdo con las medidas reales y características de las secciones que lo conforman tales como alturas, áreas, etc. Se seleccionó este programa por la característica de poder diseñar los apoyos de neopreno. Además de poder involucrar de mejor forma características propias de este tipo de estructuras.

Las vigas fueron diseñadas con elementos Frame especificando la sección de la viga SEPSA con un módulo de elasticidad de 450 kg/cm^2 , por las características que presenta el concreto utilizado en secciones presforzadas. La relación de Poisson se encuentra en el rango de 0.15 y 0.20 para concreto empleado en elementos pretensados, que en este caso se considera por las vigas que se utilizaron en la construcción del puente (SEPSA). En la Tabla 10 y 11 se muestra un resumen de resistencias y caracterizas geométricas de viga cajón.

Peralte (cm)	85.0	115.0	135.0	150.0	170.0
Área (cm^2)	5,142.7	5,737.7	6,095.5	6,367.0	6,734.0
Inercia (cm^4)	5,905,294.0	10,541,098.0	15,669,164.0	20,306,424.0	27,602,737.0
y1 (cm)	51.6	69.2	80.6	89.1	100.3
y2 (cm)	33.4	45.8	54.4	60.9	69.7
Wo (kg/m)	1.2	1.4	1.5	1.5	1.6

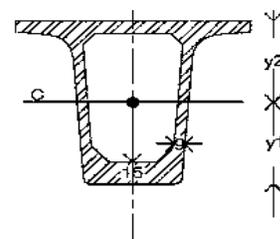


Tabla 10. Características de las vigas cajón SEPSA

Resistencia $F'c$ (kg/cm^2)	$E = 14,000\sqrt{f'c}$	$E = 11,000\sqrt{f'c}$
300	242487	190526
350	261916	205791
400	280000	220000
450	296985	233345
500	313050	245967

Tabla 11. Módulos de elasticidad para diferentes $f'c$ de concretos SEPSA.

Por lo tanto las resistencias para concreto presforzado se encuentra en el rango $F'c = 300 \text{ kg/cm}^2 - 500 \text{ kg/cm}^2$.

Estos datos se consideran para tener mayor aproximación al momento de diseñar los modelos matemáticos, asignando las características del material lo más preciso que se pueda. Las características de la losa fueron diseñadas con elementos Shell thin con su respectivo espesor y un módulo de elasticidad de 350 kg/cm^2 . Los apoyos que conectan la subestructura con la superestructura se diseñaron como tipo link con sus respectivas características de rigidez horizontal y vertical, considerando dos tipos de apoyos, fijos y móviles; los cuales fueron conectados con apoyos simples que representaban la continuidad con el estribo de concreto de la subestructura. En la Figura 63 se muestra el modelo matemático realizado en SAP con las características antes mencionadas.

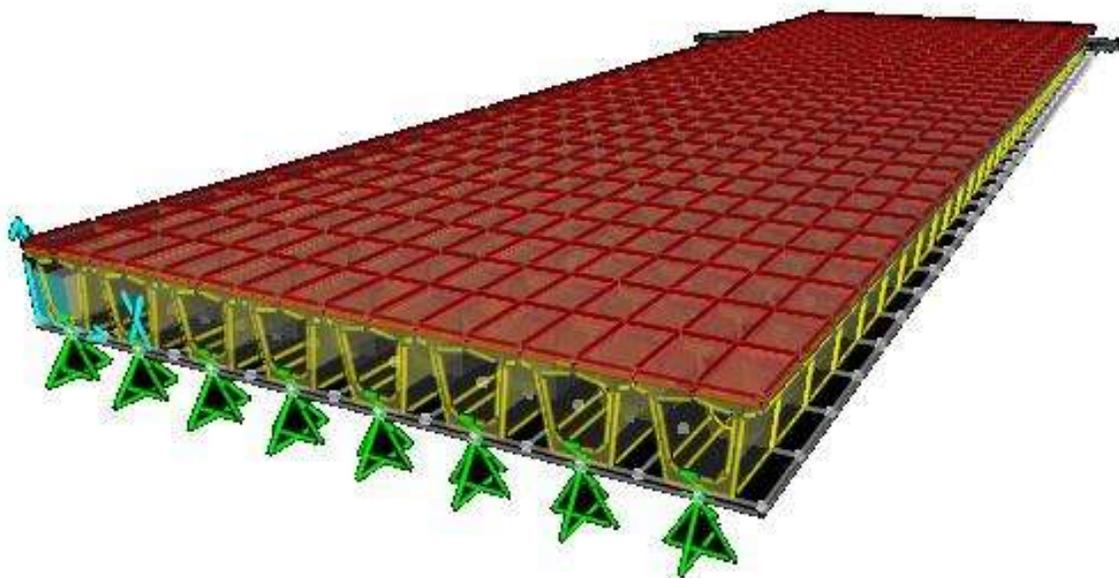


Figura 63. Modelo general del puente Misión San Diego.

Al realizar el modelo analítico se tuvo la intención de generar diferentes modelos con características variables, desde espesores de los neoprenos, rigideces de los elementos, módulos de elasticidad de los materiales, etc. Interesándonos por las tres primeras formas modales que son las que se detectaron en campo con los sensores, teniendo los siguientes resultados mostrados en los próximos modelos donde al final se muestra una comparación entre todos los modelos, concluyendo lo mostrado en la Figura 68 y 69 respectivamente.

Modelo 1

Este modelo está conformado por 8 vigas diseñadas tipo cajón con un concreto $f'c = 450kg/cm^2$, la losa del puente se consideró de un espesor de 20 cm y un $f'c = 350kg/cm^2$, para este primer modelo solamente se consideraron apoyos simples sustituyendo los apoyos de neopreno (figura 64), logrando de esta manera obtener los valores más críticos que puede presentar la estructura, para lo cual solamente se determinaron las tres primeras formas modales, obteniendo los resultados mostrados en la tabla 12.

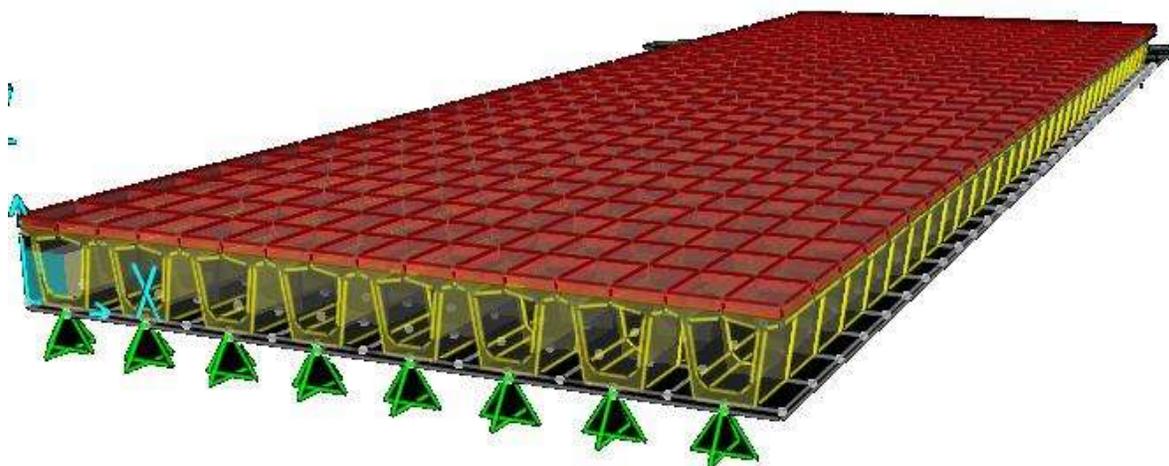


Figura 64. Modelo analítico 1 del Puente Misión San Diego.

Donde los resultados son los mostrados en la tabla 11, comparando con los valores obtenidos de frecuencias experimentales obtenidas en la tabla 8, se puede comprobar que los valores obtenidos de las frecuencias de la estructura se alejan de los valores experimentales indicando que la estructura está en un estado menos rígido comparando con el modelo de apoyos fijos.

	Frecuencia (Hz)	Periodo
1 ^{er} Modo	3.51	0.285
2 ^{do} Modo	3.83	0.261
3 ^{er} Modo	5.59	0.179

Tabla 12. Frecuencias obtenidas en el programa CSI SAP 2000 v15 para modelo 1.

Teniendo como resultado la particularidad de que se invirtieron las formas de vibrar de la estructura, ya que la primera forma modal experimental obtenida es similar a la segunda forma modal obtenida de la Figura 64. Por lo tanto la rigidez de los apoyos logra crear este fenómeno de invertir el orden de las formas de vibrar, que para este caso y tema de tesis no tienen ningún efecto.

Modelo 2

En este modelo se consideran las condiciones más críticas para la estructura que son restringir las 6 direcciones posibles del apoyo, esto es logrado mediante empotramientos perfectos donde existen los neoprenos, de esta manera se obtienen las condiciones más rígidas de la estructura para después ser comparadas con las obtenidas experimentalmente.

Las características geométricas son iguales que el modelo 1 en la Figura 64 con la diferencia de la modificación en los apoyos, teniendo como resultado lo mostrado en la tabla 13.

	Frecuencia (Hz)	Periodo
1 ^{er} Modo	5.17	0.193
2 ^{do} Modo	5.39	0.186
3 ^{er} Modo	6.18	0.162

Tabla 13. Frecuencias obtenidas en el programa CSI SAP 2000 v15 para modelo 2.

Por lo tanto este diseño se desprecia y se procede en agregar la contribución de los apoyos de neopreno que será para el Modelo3.

Modelo 3

Este modelo presenta las mismas características que el Modelo 1, con la diferencia de incluir las propiedades de los apoyos de neopreno para las 8 vigas, en este caso se consideraran los apoyos de las mismas características para ambos extremos 5.7 cm (Figura 15), ya que solo se tuvo la oportunidad de apreciar la parte inicial del puente. Esto quiere decir mismo espesor, área, módulo de cortante, valorando un neopreno de dureza shore 60. (Figura 65).

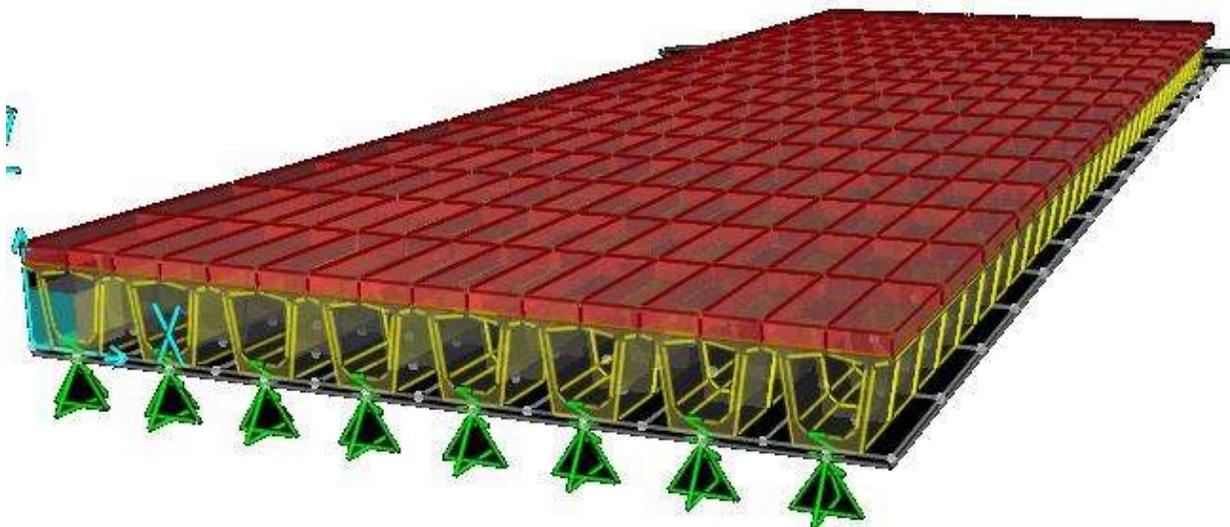


Figura 65. Modelo analítico 3 del Puente Misión San Diego.

Teniendo como resultado lo mostrado en la tabla 14, donde los valores de las frecuencias se redujeron creando periodos más grandes, alejándonos de los valores experimentales de la tabla 8. Por lo tanto la contribución de los apoyos de neopreno añadidos al modelo lograron reducir en un % comparándose con los valores de la tabla 12, recordando que la dureza del neopreno fue grande y el espesor fue constante de 5.7cm para ambos extremos.

	Frecuencia (Hz)	Periodo		Frecuencia (Hz)	Periodo
1 ^{er} Modo	1.32	0.758	1 ^{er} Modo	1.75	0.571
2 ^{do} Modo	1.34	0.746	2 ^{do} Modo	1.77	0.565
3 ^{er} Modo	1.48	0.676	3 ^{er} Modo	2.1	0.476
	shore 60			shore 70	

Tabla 14. Frecuencias obtenidas en el programa CSI SAP 2000 v15 para modelo 3.

En este modelo las formas modales obtenidas en el modelo analítico si tuvieron un orden adecuado comparando con los modos de vibrar obtenidos experimentalmente. Obteniendo estas consideraciones se procederá en modificar las características de los apoyos y obtener el modelo 4.

Modelo 4

Este modelo incluye las mismas características que el modelo 2, con la única diferencia de variar las características de los neoprenos en un extremo, para esto se incluirán apoyos con 4.1cm (Figura 15) de altura variando por completo los valores obtenidos para apoyos de 5.7cm . Por lo tanto el modelo obtenido se aprecia como la Figura 65.

Los valores obtenidos se muestran en la tabla 15, donde se aprecia que los valores de las frecuencias se incrementaron en un 6% aproximadamente comparando con la tabla 14 pero no es suficiente para lograr igualar con las frecuencias experimentales, por lo que el modelo se debe refinar más y considerar detalles como el proceso constructivo de la losa y la banqueta.

	Frecuencia (Hz)	Periodo		Frecuencia (Hz)	Periodo
1 ^{er} Modo	1.4	0.714	1 ^{er} Modo	1.86	0.538
2 ^{do} Modo	1.42	0.704	2 ^{do} Modo	1.88	0.532
3 ^{er} Modo	1.61	0.621	3 ^{er} Modo	2.27	0.441
shore 60			shore 70		

Tabla 15. Frecuencias obtenidas en el programa CSI SAP 2000 v15 para modelo 4.

En este modelo se tiene una variación con la tercera forma modal comparada con la forma de vibrar experimental.

Modelo 5

Presenta las mismas características que el modelo 4, aunque se anexa las dimensiones de la banqueta en una proporción promedio, ya que las banquetas no son iguales para ambos extremos con una dimensión de 25 cm y están diseñadas con un concreto de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Figura 66.

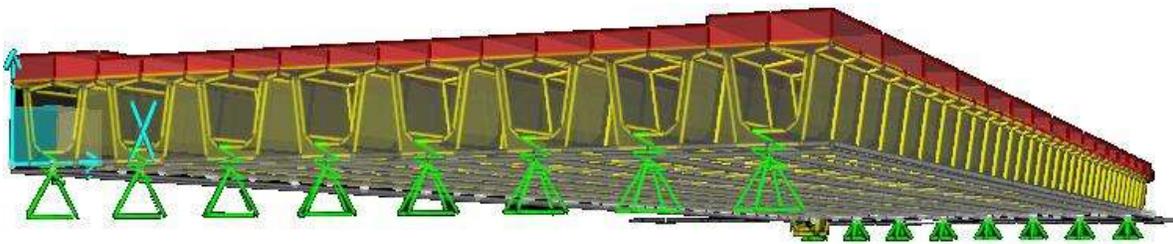


Figura 66. Modelo analítico 4 del Puente Misión San Diego.

Las frecuencias presentaron una disminución por la variación de masa que se originó a causa de agregar los pesos de los elementos banqueta. Ver tabla 16.

	Frecuencia (Hz)	Periodo		Frecuencia (Hz)	Periodo
1er Modo	1.3	0.769	1er Modo	1.8	0.556
2do Modo	1.35	0.741	2do Modo	1.83	0.546
3er Modo	1.51	0.662	3er Modo	2.13	0.469
shore 60			shore 70		

Tabla 16. Frecuencias obtenidas en el programa CSI SAP 2000 v15 para modelo 5.

De igual manera surge una variación con la primera y tercera forma modal comparada con la forma de vibrar experimental. Este modelo incluye características más precisas del puente real, por lo que ahora se procederá en definir pendientes en dirección transversal y longitudinal obteniendo el modelo 6.

Modelo 6

Para este prototipo se emplearon las mismas características del modelo 5, con la diferencia de agregar bombeos, pendientes del puente y restricciones a las banquetas por la continuidad en el proceso constructivo de los elementos. (Figura 67).

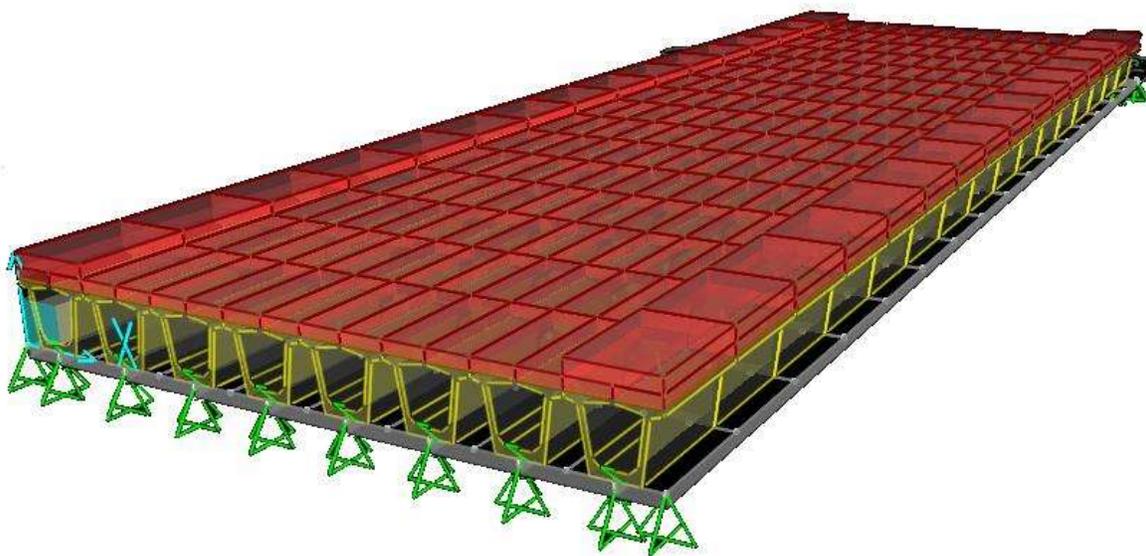


Figura 67. Modelo analítico 6 del Puente Misión San Diego.

Incluyendo restricciones en las esquinas del tablero de la losa por el proceso constructivo observado en campo. Obteniendo los resultados mostrados en la tabla 17.

	Frecuencia (Hz)	Periodo		Frecuencia (Hz)	Periodo
1 ^{er} Modo	2.04	0.490	1 ^{er} Modo	2.44	0.410
2 ^{do} Modo	2.29	0.437	2 ^{do} Modo	2.5	0.400
3 ^{er} Modo	3.66	0.273	3 ^{er} Modo	4.06	0.246
shore 60			shore 70		

Tabla 17. Frecuencias obtenidas en el programa CSI SAP 2000 v15 para modelo 5.

Los resultados muestran un incremento notorio en comparación de las tablas 14, 15 y 16, por consecuente el modelo analítico de la estructura requiere rigidizarse más, esto se puede lograr utilizando otra calidad de neopreno y/o cambiando la calidad de los materiales empleados en las vigas y losas. Por los resultados obtenidos en la tabla 17 el modelo se acerca en incrementos pequeños al resultado requerido. Un factor muy importante del diseño analítico es la idealización de éste ya que el proceso constructivo al parecer tiene sus deficiencias y no tiene parecido con lo que se proyecta.

En la Figura 68 y 69 se muestran un resumen de los valores obtenidos de los diferentes modelos para neopreno shore 60 y shore 70, donde se puede corroborar lo mencionado anteriormente, existe una deficiencia en el proceso constructivo ya que los valores máximos que puede tomar el modelo son los indicados como (apoyos empotrados) y los valores requeridos de las frecuencias experimentales se alejan de estos valores.

Frecuencias obtenidas para Neopreno Shore 60

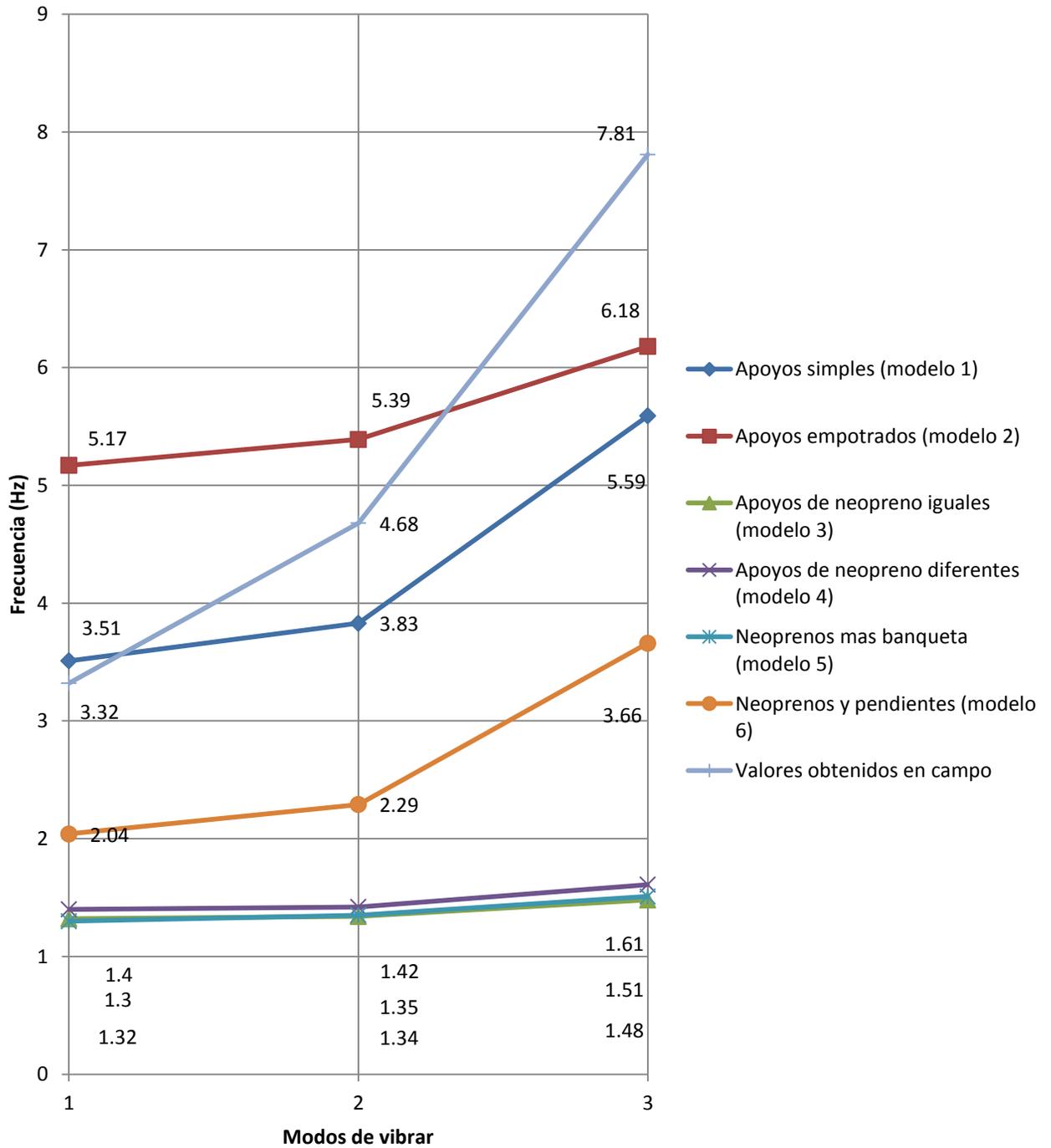


Figura 68. Comparación de los resultados obtenidos para un neopreno con dureza

Shore 60

Frecuencias obtenidas para Neopreno Shore 70

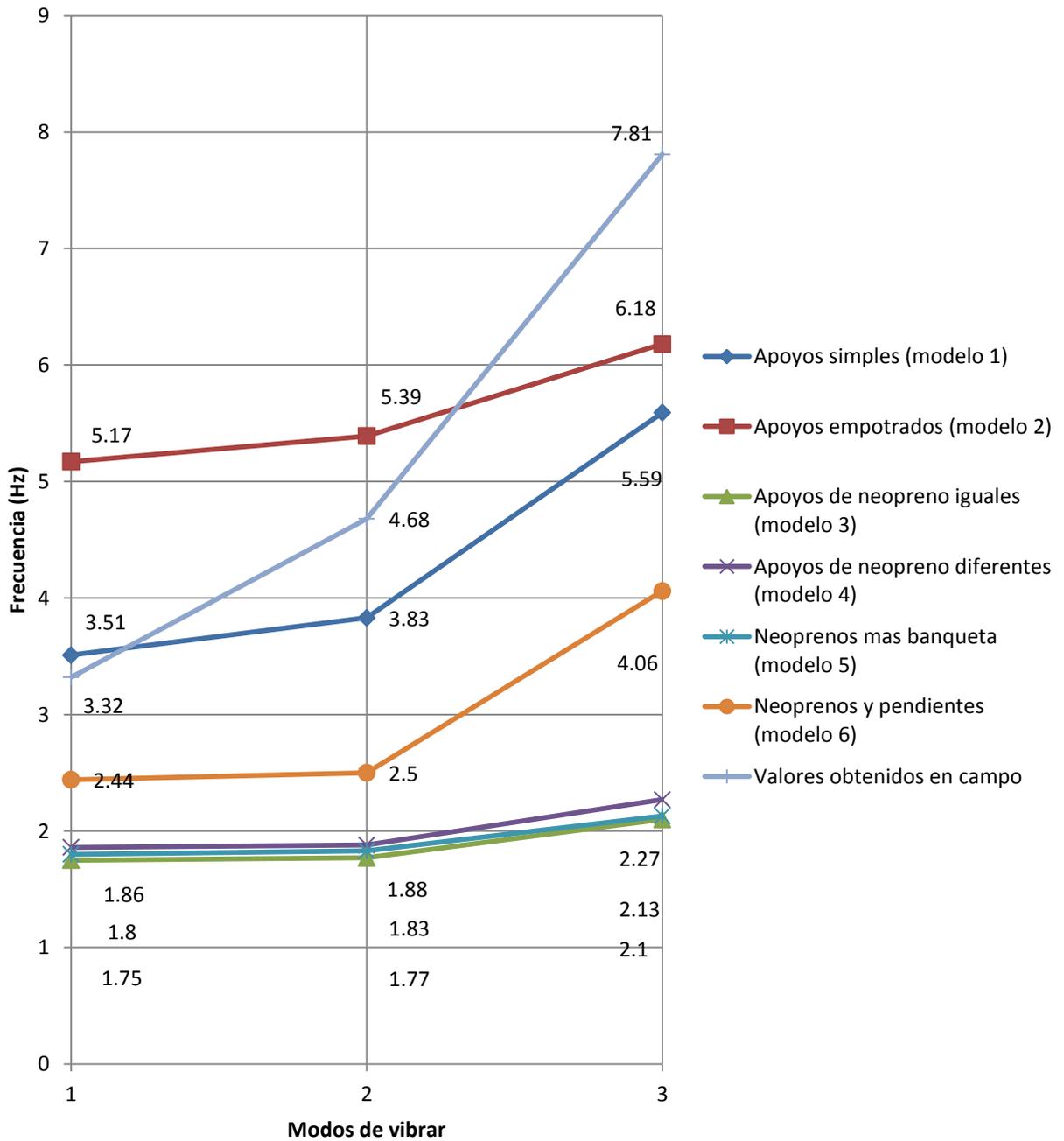


Figura 69. Comparación de los resultados obtenidos para un neopreno con dureza Shore 70

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La deficiencia en los procesos constructivos ha generado problemática entre lo que se ha proyectado y analizado contra lo que se construye. Descuidando aspectos importantes como son los apoyos.

Al parecer la estructura es estable, pero la idealización de un tablero simplemente apoyado y el involucrar las dimensiones reales obtenidas en campo y propiedades físicas de los elementos no brindó los resultados requeridos, existiendo una variación aproximadamente de 50% con las frecuencias experimentales. Por lo que el modelo analítico no representa un prototipo confiable, posiblemente puede ser ajustado y refinado para tener una aproximación más fiable de sus formas modales reales, en esta estructura en particular su comportamiento no depende directamente de la rigidez de los neoprenos, como se pudo comprobar con durezas más altas para neoprenos con shore 70 donde el módulo de rigidez a cortante es un % más grande que el shore 60 empleado en puentes tipo, los resultados indicaron falta de rigidez a la estructura ya que fueron deficientes al no tener igualdad en los valores de las frecuencias obtenidas experimentalmente.

El colocar apoyos empotrados en las vigas brindo la idea de rigidizar más la estructura ya que no era posible obtener los valores experimentales. De esta manera surgió la idea de restringir los movimientos de las banquetas para el modelo final de SAP2000.

Particularmente para esta estructura existen algunas restricciones en algunas direcciones capaces de brindar rigidez al elemento relacionadas directamente con el proceso constructivo, además puede ser factible involucrar propiedades físicas del fenómeno de pretensado que presentan la vigas cajón.

Además la configuración empleada para obtener las vibraciones ambientales fue aceptable, posiblemente la variación de los sensores sobre la estructura de manera irregular hubiese sido interesante pero la nomenclatura constante y regular que se optó fue suficiente para este trabajo de tesis.

VIII. REFERENCIAS

- [1] Felipe Magalhaes, Elsa Caetano, Álvaro Cunha, Olivier Flamand, Gérard Grillaud (2012) “Prueba de vibración libre y ambiental del viaducto de Millau, y evaluación de las estrategias alternativas de procesamiento”.
- [2] Filippo Ubertini, Carmelo Gentile, Annibale Luigi Mterazzi (2012) “Identificación modal automática en condiciones operacionales y su aplicación en los puentes”.
- [3] Manuel E. Ruiz Sandoval Hernández, Guillermo Martínez Ruiz, Rafael Rojas Rojas, Rosa Sánchez Ibarra, Enrique Omar Navarro Caballero, José Manuel Jara Guerrero, Alejandra Olmos Navarrete, Juan de la Cruz Tejeda Jácome (2012) “Caracterización de puentes carreteros”.
- [4] Rafael Rojas Rojas, José M. Jara Guerrero (2011) “Caracterización dinámica experimental de puentes carreteros de media longitud”.
- [5] José Juan Rincón Pasaye. “Descomposición del Dominio de la Frecuencia” FIE UMSNH
- [6] CSI - R Clough (1995). “Dynamics of Structures”.
- [7] Geosig. <http://www.geosig.com/GSR-18-id10363.html>
- [8] Kinemetrics Inc. <http://www.kinemetrics.com/p-163-Home.aspx>
- [9] José Manuel Jara Guerrero, Manuel Jara Díaz. “Peligro Sísmico Jara”

NORMA N CTR CAR 1 02 001/00. Mampostería de piedra.

NORMA N CTR CAR 1 02 007/01. Estructuras de Concreto Presforzado,

NORMA N PRY CAR 6 01 002/01. Características Generales de Proyecto.

<http://www.karaysa.com/products/pdf/apoyos-de-neopreno.pdf>

NORMAS N-CMT-2-08/04

Petros P. Xanthakos. “Theory and design of bridges”.

[10] Mario Paz (1992). “Dinámica Estructural, Teoría y cálculo”.

[11] Enrique Bazán (2011). Roberto Meli. “Diseño sísmico de edificios”

Tipo de señales

[12] Melissa Selik, Richard Baraniuk, Michael Haag, Ricardo von Borries. (2006).

“Clasificación y Propiedades de las Señales”

[13] Jimin He, Zhi-Fang Fu (2001). “*Modal Analysis*, Butterworth-Heinemann.”

[14] Software ARTeMIS Extractor, F1

Métodos aplicados

[15] http://www.svibs.com/solutions/what_is_oma.aspx

[16] Bertha A. Olmos, José M. Jara y Rafael Rojas. “Aplicación de técnicas de descomposición del tiempo para identificar las propiedades dinámicas de estructuras. Ciencia Nicolaita No 49. Diciembre 2007”

[17] Rune Brinker, Lingmi Zhang, Palle Andersen. “Identificación modal de la respuesta ambiental usando descomposición del dominio de la frecuencia”.

[18] Lingmi Zhang, Tong Wang, Yukio Tamura. “Descomposición Espacial de dominio de la frecuencia para analisis modal operacional.

[19] CSI. SAP2000 v15.

[20] SMA (Strong Motion Analisis) 2000

[21] GRUPO CONSTRUCTOR SEPSA <http://sepsacv.com/>