



UNIVERSIDAD MICHOCANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“SALUD ESTRUCTURAL EN PUENTES
MEDIANTE MEDICIONES DE VIBRACIÓN
AMBIENTAL”

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE
ESTRUCTURAS

PRESENTA:

Ing. URIEL GALVÁN CARRILLO

DIRECTOR DE TESIS:

Dr. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN, AGOSTO DEL 2016



Resumen

Se realiza un estudio de salud estructural en tres puentes nuevos de concreto presforzado mediante el análisis de vibración ambiental. Se llevan a cabo varias campañas de medición de vibración ambiental a lo largo de un año. Se inicia con los puentes nuevos y se termina con mediciones en condiciones de operación regular. Se emplea la técnica de descomposición en el dominio de la frecuencia para realizar la identificación de las propiedades dinámicas de los puentes. Estas propiedades se monitorean para determinar sus variaciones en los diferentes escenarios y considerar estos parámetros como medida de la salud estructural. Como resultado, se analiza la evolución de las propiedades dinámicas de los puentes en el periodo de análisis de las estructuras.

Palabras clave: puentes, vibración ambiental, salud estructural, daño estructural, descomposición en el dominio de la frecuencia.

Abstract

A study of the structural health of three new prestressed concrete bridges is performed by using ambient vibration measurements. A campaign of ambient vibration measurements during one year is conducted. The study starts with the new bridges and ends with measurements in condition of regular operations. The decomposition technique in the frequency domain is employed for identifying the dynamic properties of the bridges. These properties are monitored to determine variations in the different scenarios and these parameters are considered as a measurement of structural health. As a result, the evolution of the dynamic properties in the period of analysis of the structures is analyzed.

Keywords: Bridges, ambient vibration measurements, structural health, structural damage, frequency domain decomposition.

A mi madre, por brindarme tanto

Agradecimientos

Es merecido reconocer y agradecer a las personas que me acompañaron en este tramo de mi formación profesional y humana.

Primeramente agradecer a mi motor, mi familia, son ellos quienes me motivan a convertirme en un mejor ser humano; a mi madre por estar siempre a mi lado, y a mi hermana y hermanos, mis amigos de tiempo completo, por brindarme confianza y fortaleza siempre que lo necesito.

Agradezco al doctor José Manuel por todo su apoyo y dirección en este trabajo de investigación, por su orientación acertada así como su paciencia. Además, y tal vez más importante, por su calidez humana; por ser un ejemplo.

A mis amigos, compañeros de maestría, Rodrigo, Andrés Eduardo y Carlos Iván, gracias por acompañarme en esas largas, pero productivas, noches de trabajo; por convertir esta etapa de mi vida en algo memorable.

Gracias a los doctores Manuel, Jorge Ignacio, Bertha Alejandra y Hugo por compartir conmigo su valioso conocimiento. Gracias especiales al doctor Guillermo por todas sus atenciones durante las campañas de medición. Es necesario agradecer también al maestro Heriberto que más que su alumno me trato como compañero. Finalmente, y por supuesto, al maestro Rafael Rojas, por él es, en gran medida, que ingresé al programa de maestría.

Gracias al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por el apoyo otorgado como beca para realizar mis estudios de maestría.

Introducción

Objetivo

Determinar la salud estructural actual y su evolución en el tiempo de un grupo de puentes representativos de la red carretera nacional, mediante mediciones periódicas de vibración ambiental.

Hipótesis

El daño estructural de puentes puede ser determinado mediante la correlación de las propiedades dinámicas, obtenidas mediante análisis modal operacional, entre dos diferentes escenarios de daño.

Justificación

Los puentes son estructuras de gran importancia para la economía de cualquier país. En México, la red carretera es el principal medio para el transporte de cargas y pasajeros. Para el año 2013, se contabilizaron 8,265 puentes en la red carretera nacional (SCT, 2013). Por la importancia de este tipo de estructuras, se deben realizar los trabajos de prevención, conservación y rehabilitación, pertinentes para garantizar la seguridad al usuario y una alta calidad en el servicio. En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) es la institución encargada de administrar y conservar la red carretera nacional. En este sentido, dentro de las pocas actividades que la SCT realiza, y no en todos los puentes, están las inspecciones visuales periódicas, trabajo costoso y que demanda una gran cantidad de tiempo. Los resultados de las inspecciones visuales no son más que reportes de lo que el evaluador identifica a simple vista, estos reportes proporcionan muy poca información, cualquier tipo de daño interno es imperceptible.

Por estos motivos, y principalmente por la necesidad de conocer el estado estructural de puentes, es necesario aplicar metodologías de evaluación de la salud y detección de daño estructural, tales que permitan determinar el estado y/o la presencia de daño aun cuando éste no sea visible, éstas metodologías son conocidas como técnicas de monitoreo de salud estructural.

Descripción por capítulos

En el *primer capítulo* se presentan los antecedentes de las aplicaciones de las mediciones de vibración ambiental para el monitoreo de salud estructural, así como algunos conceptos relacionados a la variación de la respuesta dinámica de estructuras en mediciones periódicas.

El *segundo capítulo* se aborda los instrumentos comúnmente empleados en las mediciones de salud estructural. Se describe el sistema de medición de vibración ambiental empleado en el estudio, acelerómetros y el control de adquisición de datos.

En el *tercer capítulo* se comentan de manera somera las diferentes técnicas de identificación de sistemas tanto paramétricas como no paramétricas; así mismo, se describe a detalle la técnica de descomposición en el dominio de la frecuencia.

En el *cuarto capítulo* se describen los puentes estudiados y los trabajos realizados. Se presenta a detalle la geometría de los puentes, los materiales que los constituyen y condiciones de apoyo. Dentro de los trabajos realizados, se presenta los arreglos de sensores en los tableros, identificación de sistemas mediante descomposición en el dominio de la frecuencia y, finalmente, consideraciones generales para el modelado de los puentes en elemento finito.

En el *quinto capítulo* se analizan los resultados del análisis modal operacional, se comparan propiedades dinámicas entre mediciones para cada uno de los puentes y finalmente se analizan las variaciones presentes así como sus posibles causas.

Contenido

Resumen.....	iii
Abstract	iii
Agradecimientos	v
Introducción	vi
I. Estado del conocimiento de mediciones para determinar la salud de estructuras.....	3
I.1. Mediciones de vibración ambiental	3
I.2. Monitoreo de salud estructural	4
I.3. Variación de propiedades dinámicas por efecto de la temperatura	4
I.4. Daño estructural.....	5
I.4.1. Clasificación de daño estructural	5
I.4.2. Métodos de detección de daño	6
I.4.3. Problemas de los métodos globales de MSE.....	6
II. Instrumentación para monitoreo de salud estructural.....	7
II.1. Acelerómetros.....	7
II.1.1. EpiSensor ES-T	8
II.1.2. EpiSensor ES-U2	8
II.2. Control de adquisición de datos.....	9
II.2.1. Grabadora digital K2.....	9
III. Técnicas de identificación de sistemas	11
III.1. No paramétricas.....	11
III.1.1. Descomposición en el dominio de la frecuencia.....	11
IV. Puentes en estudio y descripción de los trabajos realizados.....	13
IV.1. Puentes en estudio.....	13
IV.1.1. Puente La Central	14
IV.1.2. Puente Pedregal	21
IV.1.3. Puente El Lago	28
IV.2. Campañas de mediciones de vibración ambiental.....	34
IV.2.1. Puente La Central	35
IV.2.2. Puente Pedregal	38
IV.2.3. Puente El Lago	41
IV.3. Análisis Modal Operacional, programa ARTeMIS Modal	44

IV.3.1.	Definición de modelos.....	44
IV.3.2.	Identificación de sistemas.....	44
IV.4.	Modelos de Elemento Finito	44
V.	Análisis de los resultados	50
V.1.	Análisis modal operacional	51
V.1.1.	Puente La Central	51
V.1.2.	Puente Pedregal	54
V.1.3.	Puente El Lago	56
V.2.	Análisis modal mediante MEF.....	60
V.3.	Análisis de variaciones	66
	Conclusiones	68
	Bibliografía	70

Lista de figuras

Figura IV.1 Localización puentes en estudio	13
Figura IV.2 Puente La Central	14
Figura IV.3 Planta puente La Central	16
Figura IV.4 Perfil puente La central cuerpo derecho	17
Figura IV.5 Pila No. 2 puente La Central	18
Figura IV.6 Caballete No. 1 puente La Central	19
Figura IV.7 Sección transversal puente La Central	20
Figura IV.8 Apoyo de neopreno puente La Central	20
Figura IV.9 Puente Pedregal	21
Figura IV.10 Planta puente Pedregal	24
Figura IV.11 Perfil puente Pedregal cuerpo derecho	25
Figura IV.12 Pila No. 5 puente Pedregal	26
Figura IV.13 Caballete No. 1 puente Pedregal	27
Figura IV.14 Sección trasversal puente Pedregal	27
Figura IV.15 Apoyo de Neopreno puente Pedregal	28
Figura IV.16 Puente El Lago	28
Figura IV.17 Planta puente El Lago	31
Figura IV.18 Perfil puente El Lago cuerpo izquierdo	32
Figura IV.19 Pila No. 2 puente El Lago	33
Figura IV.20 Sección transversal puente El Lago	34
Figura IV.21 Apoyos de neopreno puente El Lago	34
Figura IV.22 Campañas de medición de VA en puente La Central: a) CENOV14, b) CEDIC14 y c) CENOV15	36
Figura IV.23 Medición de VA CENOV14	37
Figura IV.24 Medición de VA CEDIC14	38
Figura IV.25 Medición de VA CENOV15	38
Figura IV.26 Campañas de medición de VA en puente Pedregal: a) PEENE15, b) PENOV15	39
Figura IV.27 Medición de VA PEENE15	40
Figura IV.28 Medición de VA PENOV15	40
Figura IV.29 Campañas de medición de VA en puente El Lago: a) LAENE15, b) LAFEB15 y c) LANOV15 ...	42
Figura IV.30 Medición de VA LAENE15	42
Figura IV.31 Medición de VA LAFEB15	43
Figura IV.32 Medición de VA LANOV15	43
Figura IV.33 Elementos finitos en caballete 1 del puente La Central	46
Figura IV.34 Modelo de EF puente La Central	48
Figura IV.35 Modelo de EF puente EL Pedregal	49
Figura IV.36 Modelo de EF puente El Lago	49
Figura V.1 Formas modales puente La Central AMO	51
Figura V.2 Comparativa de periodos respecto a CENOV14 puente La Central AMO.... ¡Error! Marcador no definido.	
Figura V.3 Formas modales puente Pedregal AMO	55
Figura V.4 Comparativa de periodos respecto a PEENE15 puente Pedregal AMO	56
Figura V.5 Formas modales puente El Lago AMO	57
Figura V.6 Comparativa de periodos respecto a LAENE15 puente El Lago L1 AMO	58

Figura V.7 Comparativa de periodos puente El Lago L1 AMO	60
Figura V.8 Formas modales puente La Central MEF	61
Figura V.9 Comparativa de periodos respecto a CENOV14 puente La Central MEF.....	62
Figura V.10 Formas modales puente Pedregal MEF	63
Figura V.11 Comparativa de periodos respecto a PEENE15 puente Pedregal MEF	64
Figura V.12 Formas modales puente El Lago MEF	64
Figura V.13 Comparativa de periodos respecto a LAENE15 puente El Lago L1 MEF	65
Figura V.14 comparativa de periodos respecto a LAENE15 puente El Lago L2 MEF.....	66

Lista de tablas

Tabla IV.1 Materiales puente La Central	14
Tabla IV.2 Aturas de pilas y caballetes puente La Central.....	20
Tabla IV.3 Materiales puente Pedregal	22
Tabla IV.4 Altura de pilas y caballetes puente Pedregal	23
Tabla IV.5 Materiales puente El Lago	29
Tabla IV.6 Altura de pilas puente El Lago	30
Tabla IV.7 Campañas de mediciones de VA puente La Central.....	35
Tabla IV.8 Campañas de mediciones de VA puente Pedregal.....	39
Tabla IV.9 Campañas de mediciones de VA puente El Lago	41
Tabla IV.10 Rigideces apoyos de neopreno	48
Tabla V.1 Frecuencias modales puente La Central AMO	¡Error! Marcador no definido.
Tabla V.2 Periodos y comparativa puente La Central AMO	53
Tabla V.3 Frecuencias modales puente Pedregal AMO	55
Tabla V.4 Periodos y comparativa puente Pedregal AMO	55
Tabla V.5 Frecuencias modales puente El Lago L1 AMO.....	57
Tabla V.6 Periodos y comparativa puente El Lago L1 AMO	58
Tabla V.7 Frecuencias modales puente El Lago L2 AMO.....	59
Tabla V.8 Periodos y comparativa puente EL Lago L2 AMO	59
Tabla V.9 Periodos y comparativa puente La Central MEF	62
Tabla V.10 Periodos y comparativa puente Pedregal MEF	63
Tabla V.11 Periodos y comparativa puente El Lago L1 MEF	65
Tabla V.12 periodos y comparativa puente El Lago L2 MEF	65

I. Estado del conocimiento de mediciones para determinar la salud de estructuras

I.1. Mediciones de vibración ambiental

En ingeniería civil, la vibración es la respuesta de una estructura ante una excitación. Es el tipo de fuente de excitación el que define el tipo de vibración, Vibración Forzada (VF) y Vibración Ambiental (VA). En la VF un actuador mecánico es el que se encarga de producir la vibración a la estructura; mientras que en la VA, las vibraciones provienen de fuentes naturales como el viento, tráfico y pequeños sismos. Más información en Ivanovic et al. (2000), Cantieni (2004) y, Wenzel y Furtner (2006).

Una de las ventajas más importantes de la VA es el hecho de no requerir, a diferencia de la VF, una fuente de excitación artificial, por ésta razón, este tipo de pruebas resultan más económicas. Además dado que, en el caso de puentes, una de las fuentes de excitación es el tráfico, no es necesario cerrar el puente a la circulación, definiendo así a la VA como el tipo ideal para estructuras como los puentes.

En el presente trabajo, por brindar la información necesaria, se mide en el puente la respuesta ante vibración ambiental; conjunción del tráfico, de la acción del viento y condiciones ambientales.

Es en 1977 que se publica el primer trabajo de vibración ambiental que involucra puentes (Afdel-Ghaffar, A. M. y Housner, 1977), y a partir de esta fecha se han publicado numerosos trabajos, un resumen bibliográfico exhaustivo se puede consultar en Ivanovic et al. (2000).

I.2. Monitoreo de salud estructural

El monitoreo de salud estructural (MSE) es un proceso que envuelve la observación de una estructura mediante mediciones periódicas de respuesta dinámica medidas por un arreglo de sensores, la extracción de parámetros sensibles a la vibración (análisis modal) y el empleo de técnicas que permitan conocer el estado de la estructura (métodos de detección de daño).

Gastineau et al. (2009) definen el MSE, después del análisis de varias definiciones, como monitoreo en tiempo real de una estructura en servicio mediante un arreglo de sensores para recolectar datos que pueden ser usados para representar cambios en la condición de la estructura a lo largo del tiempo. Se deben usar algoritmos para procesar la información, si es posible, para la localización del daño, clasificación y evaluación del mismo, así como estimación de la vida residual.

El principio básico de los métodos de MSE basados en vibraciones es que los cambios en las propiedades modales son producto del daño en la estructura. Cambios en las propiedades físicas como: masa, amortiguamiento y rigidez de una estructura; provocarán cambios en las propiedades modales (frecuencias naturales, formas modales y factores de amortiguamiento).

Por ende, el daño puede ser evaluado mediante el análisis de los cambios en los parámetros modales de la estructura. Este tipo de técnicas de análisis son conocidas como técnicas no destructivas.

I.3. Variación de propiedades dinámicas por efecto de la temperatura

Si no se remueven los efectos ambientales, las frecuencias no pueden ser usadas para detectar daño, para este caso es mejor emplear las formas modales. Para niveles de ruido promedio las formas modales son el parámetro ideal para la detección de daño. Deraemaeker et al (2008).

En un análisis modal operacional, además de las condiciones ambientales, viento, temperatura y humedad, la masa del tráfico vehicular también puede inducir cambios importantes en las propiedades dinámicas de una estructura. Kim et al (1999) estudió un puente de tres claros de 46 metros simplemente apoyados y encontró variaciones en las

frecuencias de vibrar de hasta un 5% para cuando prevalecía el tráfico pesado sobre el puente.

La temperatura impacta directamente en las condiciones de frontera y en las propiedades de los materiales. Peeters y De Roeck (2001) monitorearon un puente durante un año y crearon modelos que describen la variación de las frecuencias naturales como función de la temperatura,

I.4. Daño estructural

Farrar y Sohn () definen el daño estructural como cambios en las propiedades de los materiales y/o geometría de la estructura, incluyendo cambios en las condiciones de frontera y de conectividad, que negativamente afectan el comportamiento de la misma.

Soyos y Feng (2010), Orceso (2011), Santos et al. (2013), Döhler et al. (2014) y Ventura et al. (2014) realizaron diversas investigaciones sobre la detección de daño en puentes.

Döhler et al. (2014) hacen un monitoreo de un puente de concreto presforzado (S101). Se aplican dos condiciones de daño, muy considerables. El primero, un corte en la base de una de las cuatro columnas de apoyo. El segundo, se cortan los tendones de presfuerzo de una de las vigas. El método empleado para la detección de daño es MAC. El daño que se induce es sustancial.

I.4.1. Clasificación de daño estructural

Rytter (1933) clasifica el daño en cuatro niveles, según el grado de conocimiento del mismo, como a continuación se enlistan:

- Nivel I. Detección
- Nivel II. Localización
- Nivel III. Severidad
- Nivel IV. Diagnóstico de la vida útil

Para clasificar un daño como nivel IV implica que antes se detectó, se localizó y se determinó su severidad.

I.4.2. Métodos de detección de daño

Los métodos para la detección de daño se clasifican en dos principalmente, locales y globales. Los métodos globales proporcionan información del comportamiento de la estructura en su conjunto. Mientras que los locales son métodos que se aplican cuando se conoce la vecindad del daño, éstos permiten conocer la ubicación y severidad del daño. Es común emplear, primeramente, métodos de detección global, y una vez determinada la presencia del daño usar métodos locales para establecer la ubicación y evaluar la severidad del mismo. Con los métodos globales es posible identificar daño en un nivel I según la escala de Rytter.

I.4.3. Problemas de los métodos globales de MSE

Chang et al. (2003) menciona que los métodos de monitoreo estructural basados en los cambios de las propiedades dinámicas pueden determinar la presencia de daño con éxito cuando éste es sustancial (pérdida de un elemento principal). Sin embargo, cuando el escenario de daño es pequeño los métodos no tienen la capacidad para identificar el daño. Daño en la estructura por agrietamiento del concreto, fluencia del acero y deterioro típico de los materiales resulta en pequeños cambios en las propiedades dinámicas.

La premisa de que los cambios en las propiedades dinámicas de la estructura indican la presencia de daño se ve comprometida por el hecho de que cambios de temperatura, humedad y otros factores ambientales también producen cambios en las propiedades dinámicas. Así, para conocer cuáles de los cambios en las propiedades corresponden a daño, es necesario, también, conocer los cambios correspondientes a los demás factores que afectan los registros de vibración.

II. Instrumentación para monitoreo de salud estructural

Los instrumentos para monitorear salud estructural dependen directamente del tipo de monitoreo: a corto, mediano o largo plazo; de la escala: local, por miembro o global; así como del parámetro a monitorear: aceleración, curvatura, desplazamientos, o incluso cargas.

El parámetro o medida para caracterizar la respuesta dinámica de un puente es la aceleración (tasa de cambio de velocidad en un punto respecto al tiempo). Existe una amplia variedad de sensores para medir la aceleración (acelerómetros) en el mercado, cuyas principales variantes son las escalas de registro, ancho de banda, así como el o los voltajes de salida.

II.1. Acelerómetros

Estos sensores miden la aceleración en un instante de tiempo dado, pueden muestrear a tasas muy altas para producir registros de aceleración en el tiempo de alta resolución. Los acelerómetros son empleados ampliamente cuando se tienen que medir fenómenos dinámicos como la vibración ambiental.

A continuación se describen dos de los sensores más versátiles y que fueron empleados para las mediciones de vibración ambiental durante el monitoreo de los puentes estudiados., el EpiSensor ES-T y el EpiSensor ES-U2.

II.1.1. EpiSensor ES-T

El EpiSensor ES-T (figura Figura II.1) consta de tres módulos de acelerómetros, montados ortogonalmente en un contenedor. Este tipo de sensor tiene las características seleccionables de la tabla Tabla II.1.

Tabla II.1 Características EpiSensor ES-T

<i>Característica</i>	<i>Rango o valores</i>
Escalas de registro	De ± 0.25 a ± 4 g
Ancho de banda	De DC a 200 Hz
Salida	± 10 V, ± 25 V single-ended ± 20 V differential



Figura II.1 EpiSensor ES-T

II.1.2. EpiSensor ES-U2

El EpiSensor ES-U2 (figura Figura II.2) es un acelerómetro uniaxial con las características seleccionables de la tabla Tabla II.2.

Tabla II.2 Características EpiSensor ES-U2

<i>Característica</i>	<i>Rango o valores</i>
Escalas de registro	De ± 0.25 a ± 4 g
Ancho de banda	De DC a 200 Hz
Salida	± 2.5 V, ± 10 V single-ended ± 5 V, ± 20 V differential



Figura II.2 EpiSensor ES-U2

II.2. Control de adquisición de datos

Un sistema de monitoreo de salud estructural a base de acelerómetros incluye: los acelerómetros propiamente y una unidad (o control) de adquisición de datos.

II.2.1. Grabadora digital K2

La unidad K2, de la marca Kinemetrics, es una grabadora digital de hasta 12 canales.

Entre sus principales aplicaciones se encuentran el monitoreo de salud estructural y su uso en redes sísmicas (locales o regionales).

Tabla II.3 Características grabadora digital K2

<i>Característica</i>	<i>Rango o valores</i>
Voltage	10.5 V a 15 V
Canales	Hasta 12



Figura II.3 Grabadora digital K2

III. Técnicas de identificación de sistemas

III.1. No paramétricas

El proceso en esencia descompone o expande una señal en términos de funciones seno y cosenos de diferentes frecuencias cuya suma corresponde a la señal original, es decir, es capaz de distinguir las diferentes componentes de frecuencia de la señal y sus respectivas amplitudes.

III.1.1. Descomposición en el dominio de la frecuencia

La idea de la técnica de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD) es realizar una descomposición aproximada de la respuesta del sistema en un conjunto de sistemas de un grado de libertad independientes (SDOF), uno por cada modo.

La descomposición se realiza simplemente mediante la descomposición de cada una de las matrices de densidad espectral.

La técnica FDD involucra principalmente los siguientes pasos:

1. Estimar matrices de densidad espectral de los datos registrados en series de tiempo.
2. Realizar la descomposición de valor singular de las matrices de densidad espectral.

3. Si se dispone de varias mediciones, sacar un promedio de los primeros valores singulares de todas las mediciones, después de los segundos y así sucesivamente.
4. Seleccionar picos en los valores singulares promedios.
5. Opcionalmente, si se cuenta con varios registros, inspeccionar los valores singulares de cada una de las mediciones y modificar la posición de los picos seleccionados si es necesario.

IV. Puentes en estudio y descripción de los trabajos realizados

IV.1. Puentes en estudio

El presente trabajo abarca el estudio de tres puentes localizados en el periférico Paseo de la República de la ciudad de Morelia, Michoacán, Figura IV.1. Tales puentes pertenecen al proyecto de modernización del periférico de Morelia. Los puentes son de concreto presforzado, cuentan con superestructuras a base de travesaños AASHTO.



Figura IV.1 Localización puentes en estudio

Los puentes en estudio son La Central, con cinco claros; Pedregal, con cinco claros; y El Lago con 7 claros.

IV.1.1. Puente La Central

El puente La Central (Figura IV.2) se localiza en el libramiento de Morelia entre el tramo salida a Quiroga – salida a Salamanca , km 21 + 300; frente a la terminal de autobuses de Morelia y del estadio Morelos, ver Figura IV.1. Consta de dos cuerpos, uno por sentido (Figura IV.3). Se estudian los dos primeros claros del cuerpo derecho con dirección Quiroga-Salamanca(Figura IV.4). En adelante, en el puente La Central se hará referencia al cuerpo y claros en estudio.



Figura IV.2 Puente La Central

Materiales

Los materiales que integran la estructura se resumen en la Tabla IV.1.

Tabla IV.1 Materiales puente La Central

<i>Elemento de la estructura</i>	<i>f'c (kg/cm²)</i>
Losa y diafragmas	250
Trabes AASHTO	400
Columnas y cabezales en pilas y caballetes	250

Geometría

Se trata de un puente regular en planta con cinco claros, tres intermedios de 30.64 metros y dos extremos de 30.32 metros, apoyados sobre cuatro pilas tipo marco, y en cada extremo un caballete (Figura IV.3).

Las condiciones de frontera de la losa del tablero son continuo entre el primer y el segundo claro, simplemente apoyado el tercer claro y continuo entre el cuarto y quinto claro. En la Figura IV.3 se observan las juntas de dilatación de la superestructura.

La superestructura del puente está conformada por nueve traveses AASHTO IV, una losa de concreto hidráulico de 20 centímetros de espesor y una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor. En la Figura IV.7 se presenta la sección transversal del puente. Las traveses de la superestructura son rigidizadas lateralmente mediante cuatro diafragmas de concreto de dimensiones 1.15 x 0.3 metros: dos intermedios a los tercios del claro y en los extremos del mismo. El ancho total del puente es de 12.3 metros.

La superestructura descansa en la subestructura mediante apoyos de neopreno, uno por cada extremo de traveses AASHTO. Los apoyos son integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60° de dimensiones 30 x 40 x 4.1 centímetros, Figura IV.8. A su vez, los apoyos de neopreno van colocados sobre bancos de concreto de 0.84 x 0.8 y 1.1 x 80 centímetros, en caballetes y pilas respectivamente.

La subestructura se forma con pilas tipo marco y caballetes. Se tienen cuatro pilas de longitudes variables (Figura IV.4), resumidas en la

Tabla IV.2, cada una con tres columnas cuadradas de 1.2 metros, y un cabezal de 1.2 x 1.5 metros (Figura IV.5). Los caballetes están conformados por cuatro columnas circulares de 1.2 metros de diámetro ligadas por un cabezal de dimensiones 1.2 x 1.4 metros (

Figura IV.6).

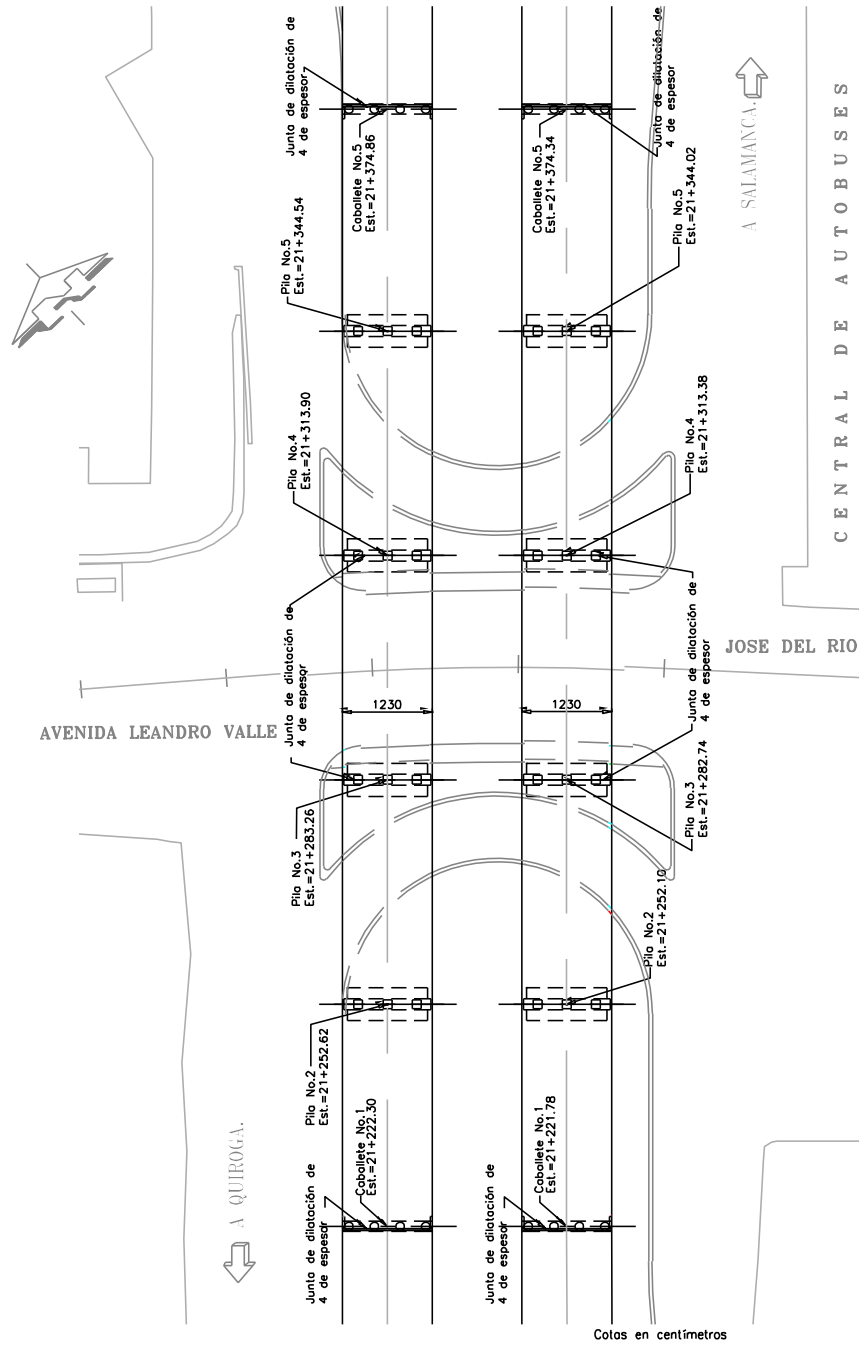


Figura IV.3 Planta puente La Central

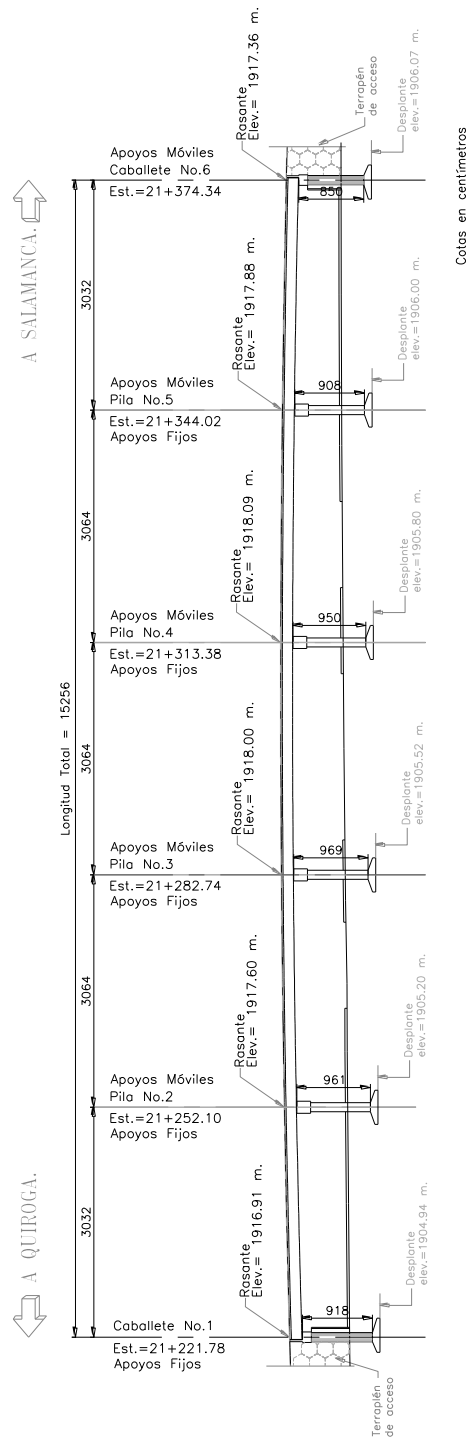


Figura IV.4 Perfil puente La central cuerpo derecho

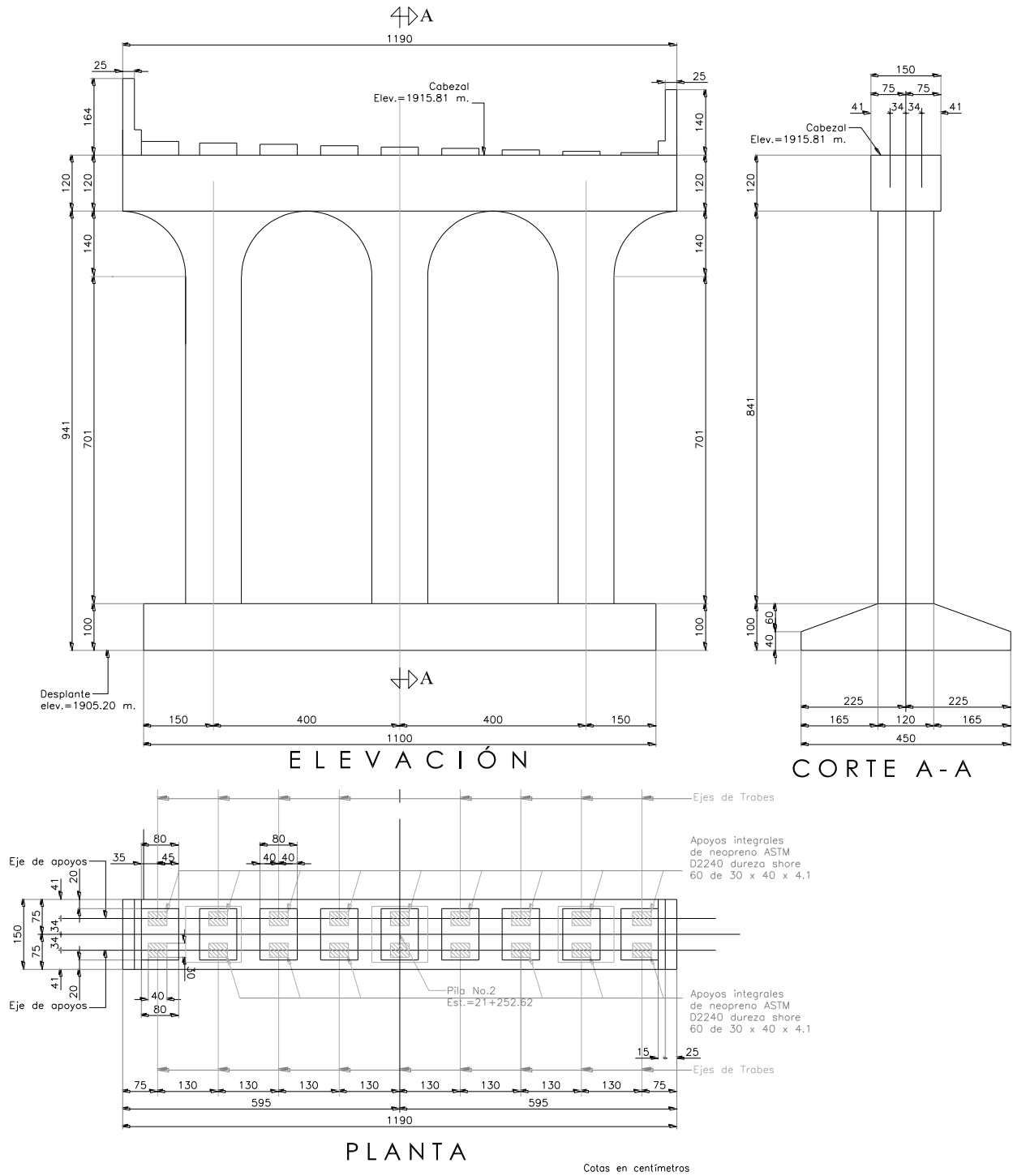


Figura IV.5 Pila No. 2 puente La Central

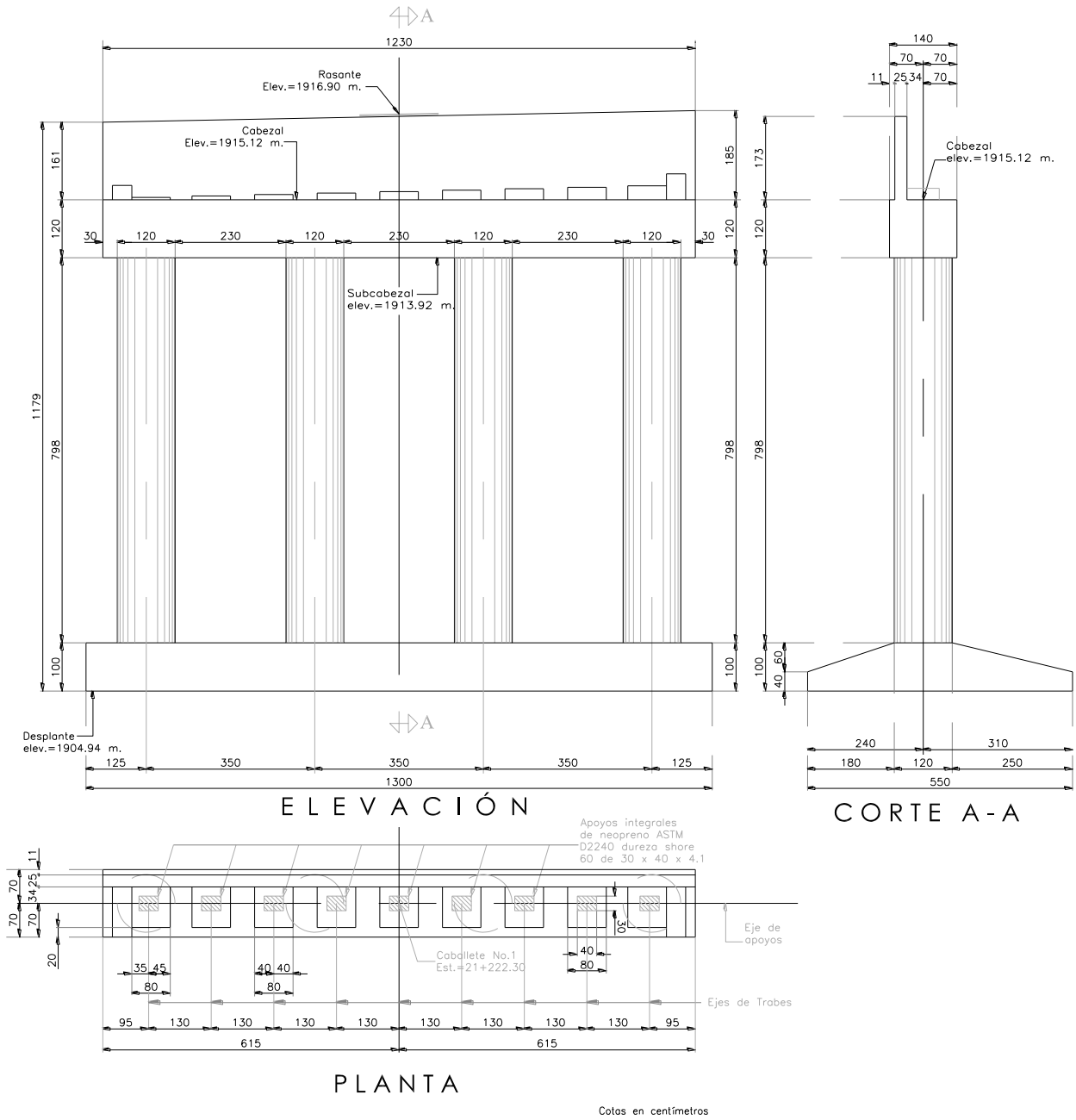


Figura IV.6 Caballete No. 1 puente La Central

Tabla IV.2 Aturas de pilas y caballetes puente La Central

<i>Elemento de subestructura</i>	<i>Altura (m)</i>
Caballete No. 1	9.18
Pila No. 2	9.61
Pila No. 3	9.69
Pila No. 4	9.50
Pila No. 5	9.08
Caballete No. 6	8.50

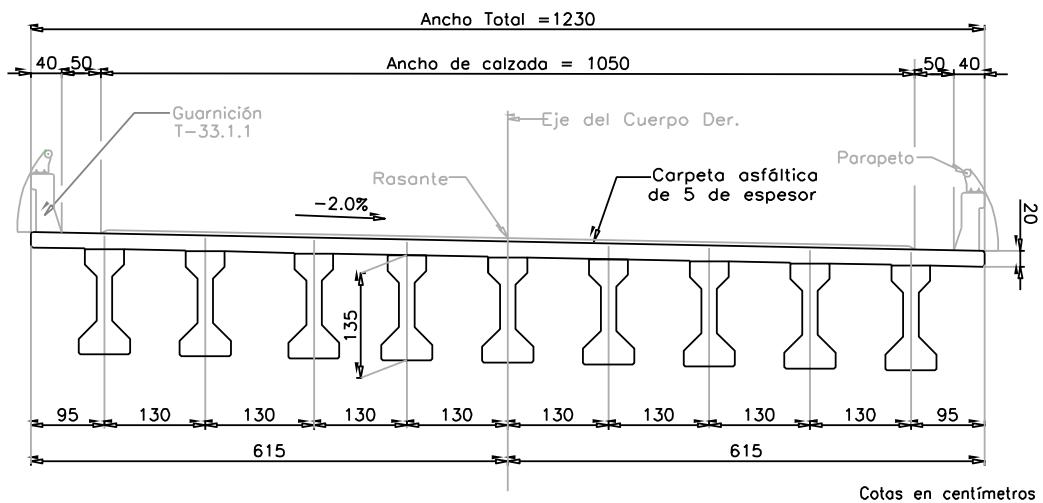


Figura IV.7 Sección transversal puente La Central

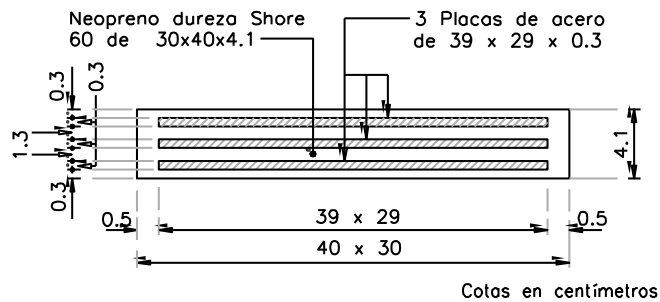


Figura IV.8 Apoyo de neopreno puente La Central

IV.1.2. Puente Pedregal

El puente Pedregal (Figura IV.9) se localiza en el libramiento de Morelia entre el tramo salida a Quiroga – salida a Salamanca, km 22 + 060 y cruza la avenida Pedregal (Figura IV.1). Se compone de dos cuerpos similares, uno en cada sentido (Figura IV.10). La sección del puente en estudio son los dos primeros claros del cuerpo derecho, sentido Quiroga-Salamanca (Figura IV.11). En adelante, se usará puente Pedregal para hacer referencia al cuerpo, y claros en estudio.



Figura IV.9 Puente Pedregal

Materiales

Los materiales que constituyen los elementos del puente Pedregal se resumen en la Tabla IV.3.

Tabla IV.3 Materiales puente Pedregal

<i>Elemento de la estructura</i>	<i>f'c (kg/cm²)</i>
Losa y diafragmas	250
Trabes AASHTO	400
Columnas y cabezales en pilas y caballetes	250

Geometría

El puente consta de cinco claros, tres intermedios de 30.84 metros y dos extremos de 30.42 metros (Figura IV.10). Se apoya sobre cuatro pilas tipo marco y dos caballetes, uno en cada extremo. El puente presenta un esviaje derecho de 39° 33' 35".

Las condiciones de frontera en el tablero de la superestructura son continuo entre el primer y el segundo claro, simplemente apoyado el tercer claro y continuo entre el cuarto y quinto claro, ver localización de juntas de dilatación de la losa de concreto en la Figura IV.10.

La superestructura del puente la conforman nueve trabes AASHTO tipo IV, una losa de concreto hidráulico de 20 centímetros y una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor, ver Figura IV.14 para mayor detalle de la sección transversal del puente. Las trabes son ligadas y rigidizadas lateralmente por cuatro diafragmas de concreto de dimensiones 1.15 x 0.3 metros localizados en los tercios y extremos de cada claro. El ancho total del puente es de 12.3 metros.

Cada extremo de las trabes AASHTO descansa sobre apoyos de neopreno colocados sobre el cabezal. Los apoyos son integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60° de dimensiones 30 x 40 x 4.1 centímetros (Figura IV.15).

La subestructura se forma con pilas tipo marco y caballetes, ambos con cimentaciones profundas, como se observa en la Figura IV.11. Las cuatro pilas tienen longitudes variables, resumidas en la Tabla IV.4, cada una con cuatro columnas cuadradas de 1.2 m y, uniendo las columnas, un cabezal de 1.2 x 1.5 metros, ver Figura IV.12 (pila No. 5). Los caballetes están conformados por cinco columnas circulares de 1.2 metros de diámetro ligadas por un cabezal de dimensiones 1.2 x 1.4 metros, en la Figura IV.13 se presenta a detalle el caballete no. 1.

Tabla IV.4 Altura de pilas y caballetes puente Pedregal

<i>Elemento de subestructura</i>	<i>Altura (m)</i>
Caballete No. 1	4.31
Pila No. 2	8.24
Pila No. 3	7.72
Pila No. 4	7.42
Pila No. 5	7.33
Caballete No. 6	4.31

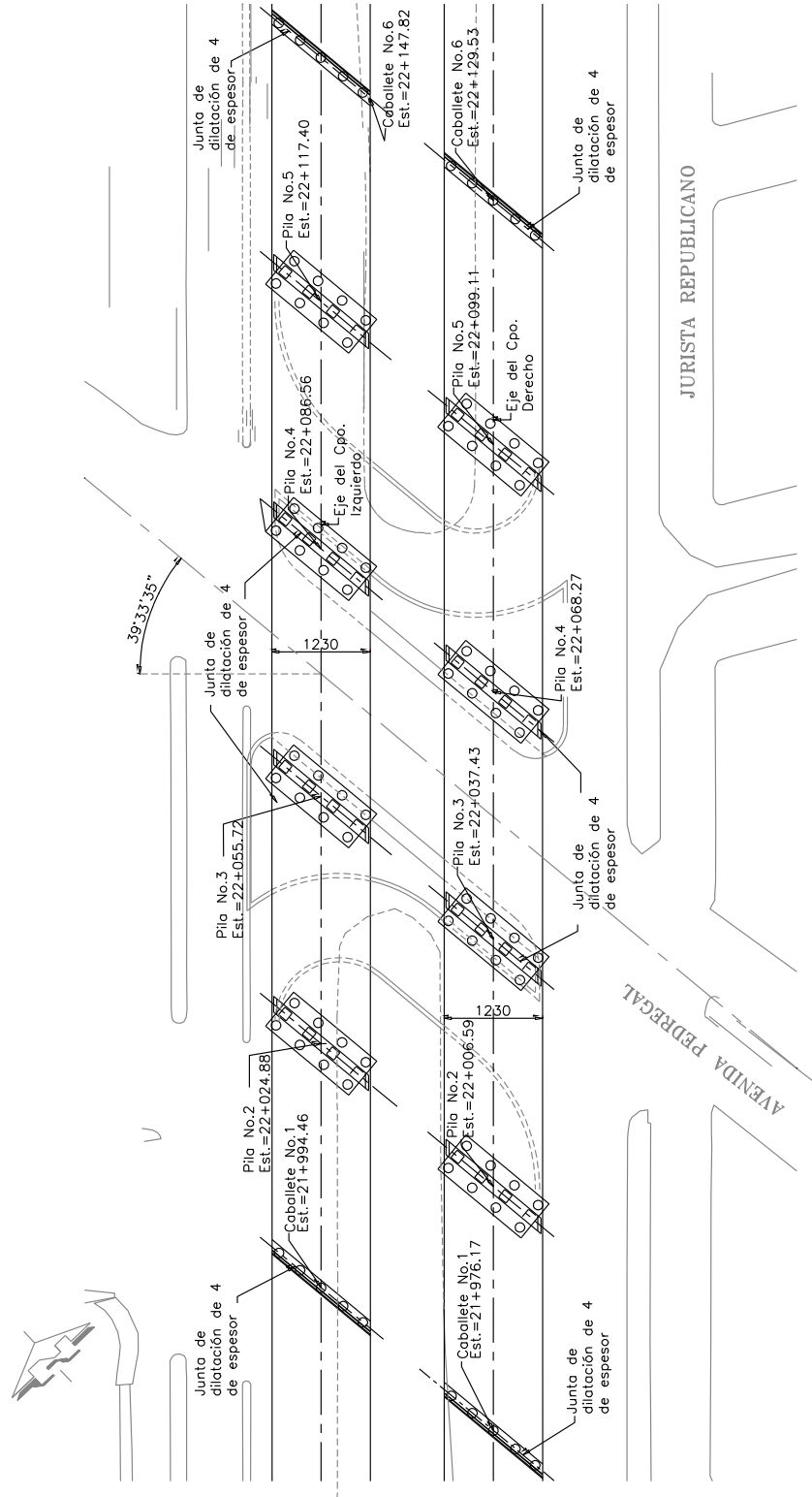


Figura IV.10 Planta puente Pedregal

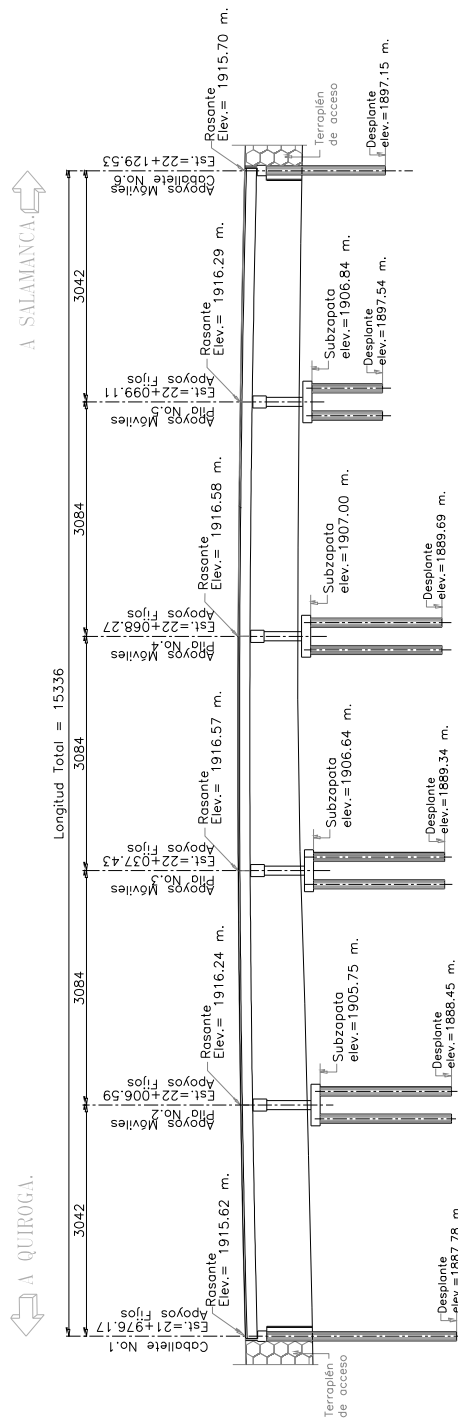


Figura IV.11 Perfil puente Pedregal cuerpo derecho

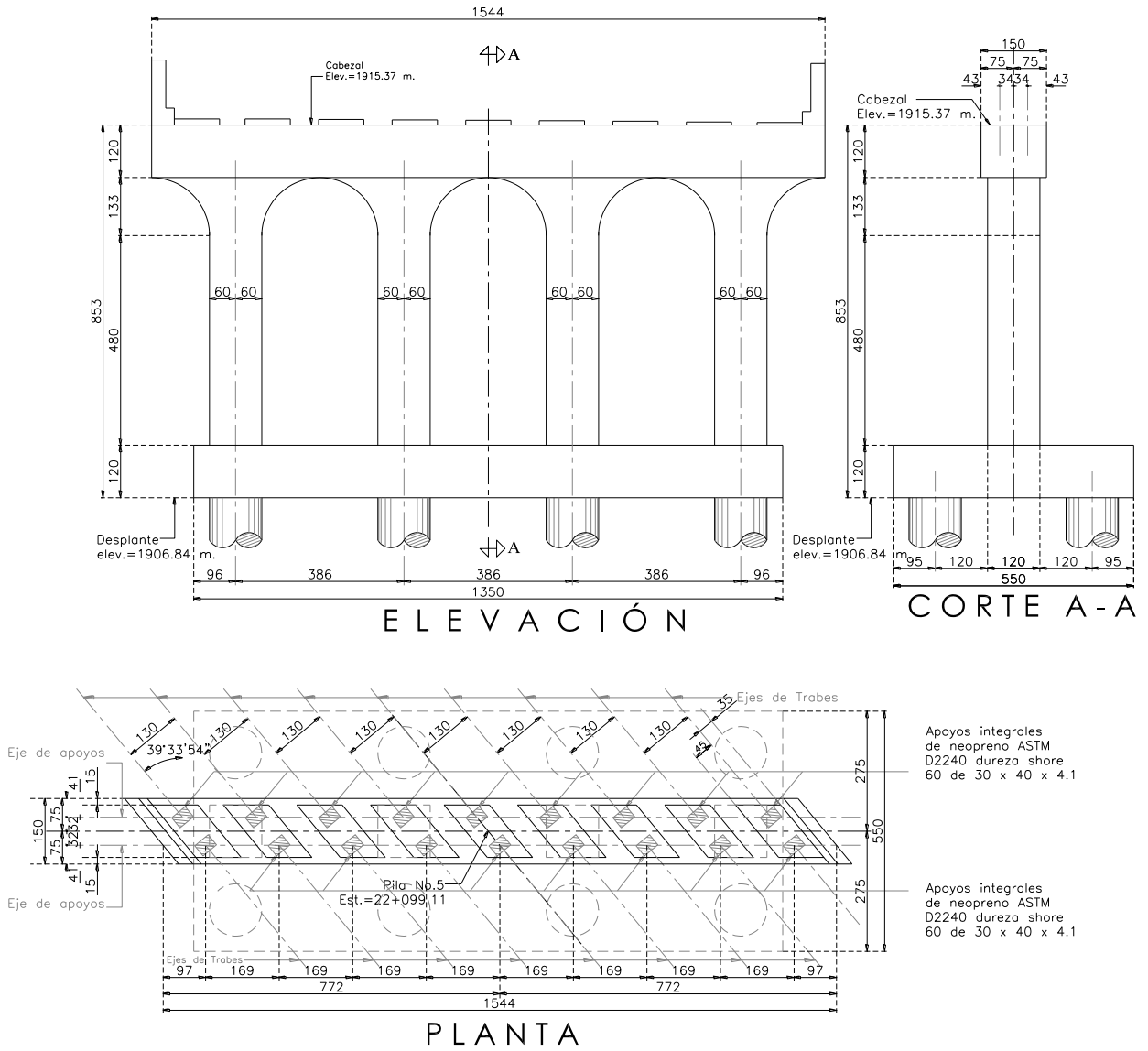


Figura IV.12 Pila No. 5 puente Pedregal

IV. Puentes en estudio y descripción de los trabajos realizados

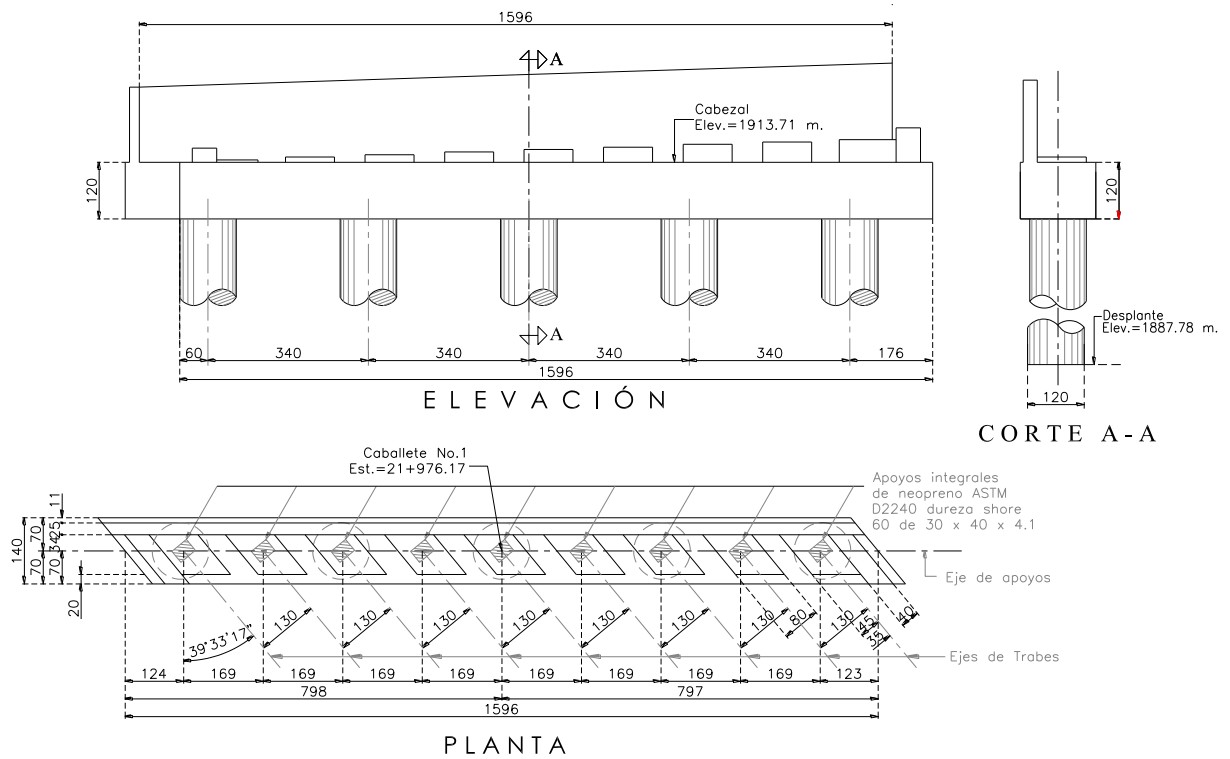


Figura IV.13 Caballete No. 1 puente Pedregal

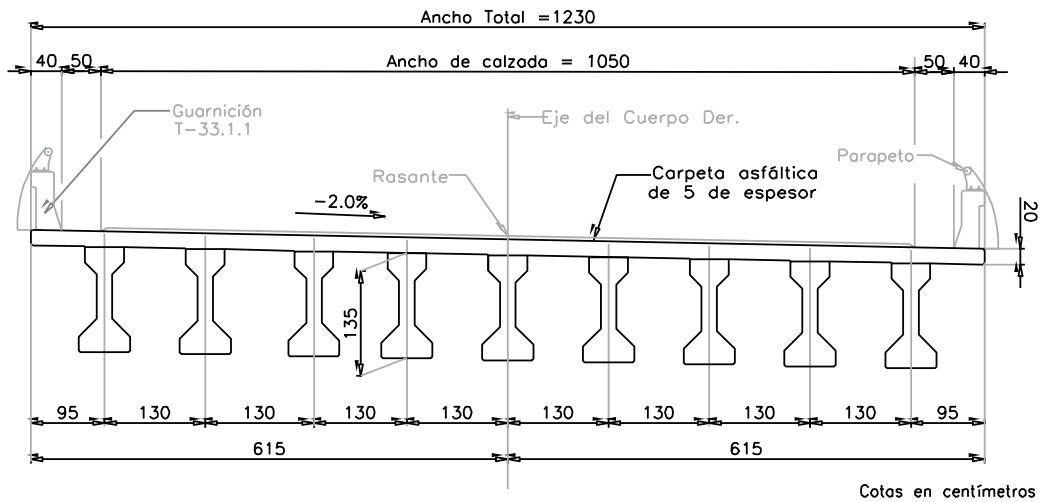


Figura IV.14 Sección transversal puente Pedregal

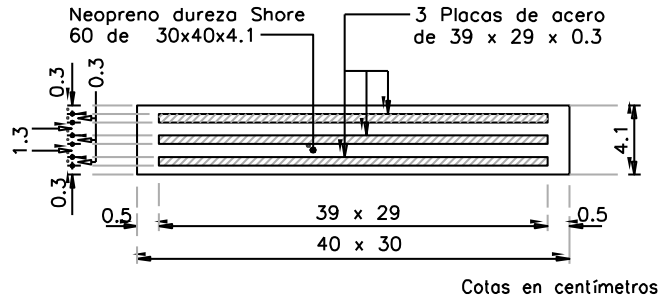


Figura IV.15 Apoyo de Neopreno puente Pedregal

IV.1.3. Puente El Lago

El puente El Lago (Figura IV.16) se localiza en el libramiento de Morelia entre el tramo salida a Quiroga – salida a Salamanca, km 23 + 460, frente a la colonia El Lago (Figura IV.1). Consta de dos cuerpos, uno por sentido de circulación (Figura IV.17). El estudio se centra en los últimos dos claros del cuerpo con sentido Salamanca-Quiroga (cuerpo izquierdo), Figura IV.18. En adelante, se usará puente El Lago para hacer referencia al cuerpo, y claros en estudio.



Figura IV.16 Puente El Lago

Materiales

Los materiales empleados en los elementos del puente El Lago se resumen en la Tabla IV.5.

Tabla IV.5 Materiales puente El Lago

<i>Elemento de la estructura</i>	<i>f'c (kg/cm²)</i>
Losa y diafragmas	250
Trabes AASHTO	400
Columnas y cabezales en pilas y caballetes	250

Geometría

El puente consta de un total de siete claros, cinco intermedios de 33.03 metros y dos extremos de 32.51 metros, Figura IV.10; apoyados sobre seis pilas tipo marco y dos estribos a los extremos. El puente presenta un esviaje izquierdo de 30° 00' 00".

La condición de frontera en el tablero de la superestructura es simplemente apoyado en todos los claros. Como se representa en la Figura IV.17, se localizan juntas de dilatación de la losa en cada uno de los apoyos, pilas y estribos.

La superestructura del puente está integrada por nueve trabes AASHTO tipo IV, una losa de concreto hidráulico de 20 centímetros y una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor (Figura IV.20). Las trabes son rigidizadas lateralmente mediante cuatro diafragmas de concreto; dos intermedios de dimensiones 0.57 x 0.35 y dos extremos de 0.92 x 0.35. El ancho total del puente es de 12.3 metros.

Las trabes AASHTO descansan sobre apoyos de neopreno localizados sobre los cabezales. Los apoyos son integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60° de dimensiones 20 x 30 x 4.1 centímetros para todos los apoyos localizados sobre las pilas y de 20 x 30 x 5.7 centímetros sobre los estribos (Figura IV.21).

La subestructura se compone de pilas tipo marco y estribos. Las seis pilas que integran el puente (Figura IV.18), tienen longitudes variables resumidas en la Tabla IV.6. Cada

una de ellas con tres columnas cuadradas de 1.5 metros, y un cabezal de 1.1 x 1.5 metros uniendo las columnas, en la Figura IV.19 se presenta como ejemplo la pila No. 2.

Tabla IV.6 Altura de pilas puente El Lago

<i>Elemento de subestructura</i>	<i>Altura (m)</i>
Estribo No. 1	0.00
Pila No. 2	6.90
Pila No. 3	7.20
Pila No. 4	7.30
Pila No. 5	7.10
Pila No. 6	7.10
Pila No. 7	6.90
Estribo No. 6	0.00

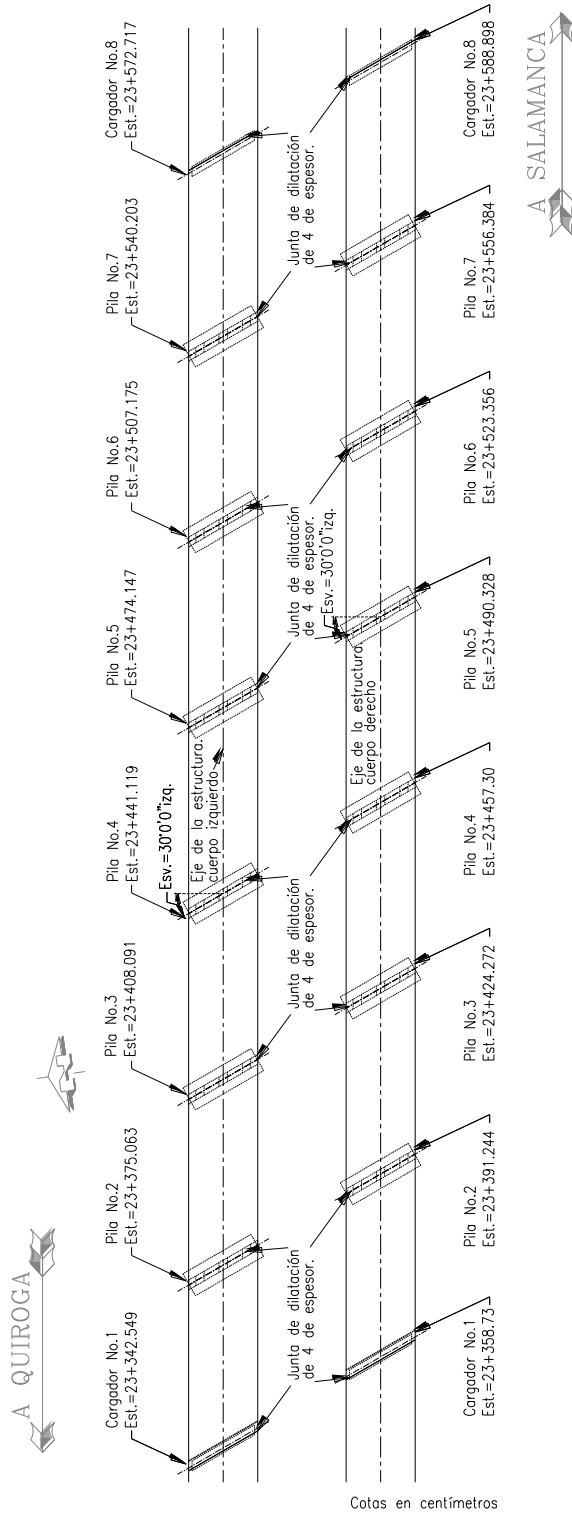


Figura IV.17 Planta puente El Lago

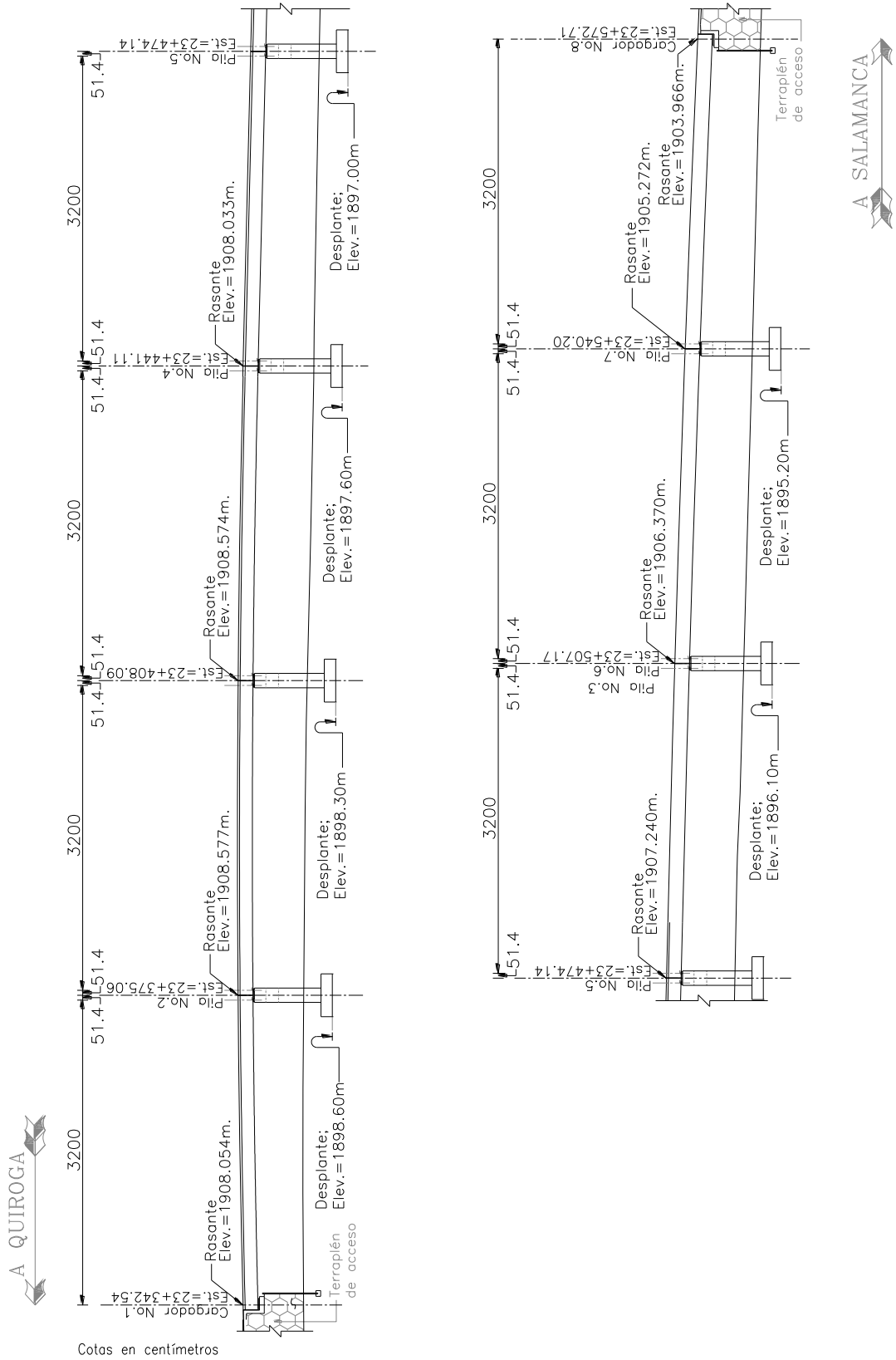


Figura IV.18 Perfil puente El Lago cuerpo izquierdo

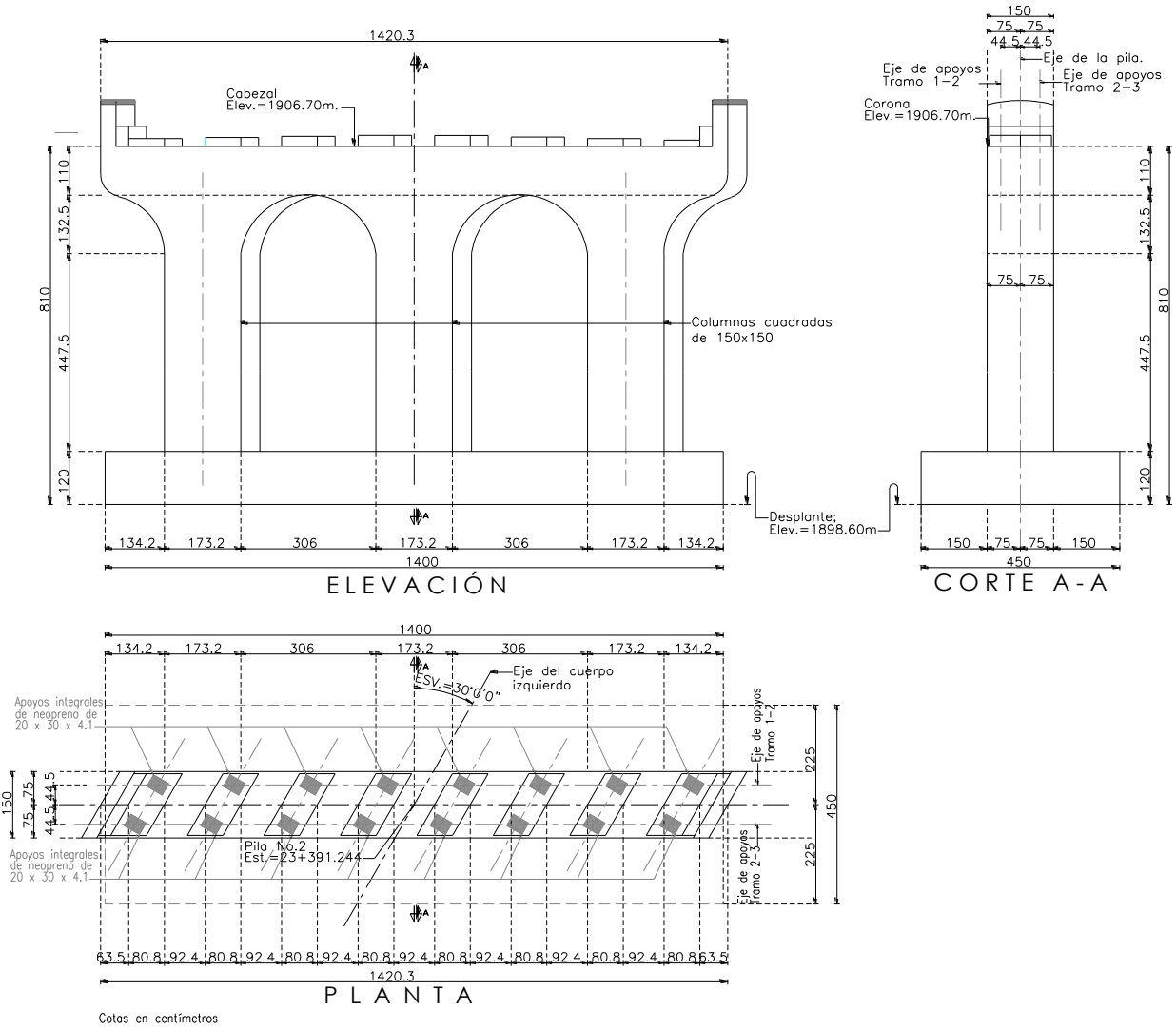


Figura IV.19 Pila No. 2 puente El Lago

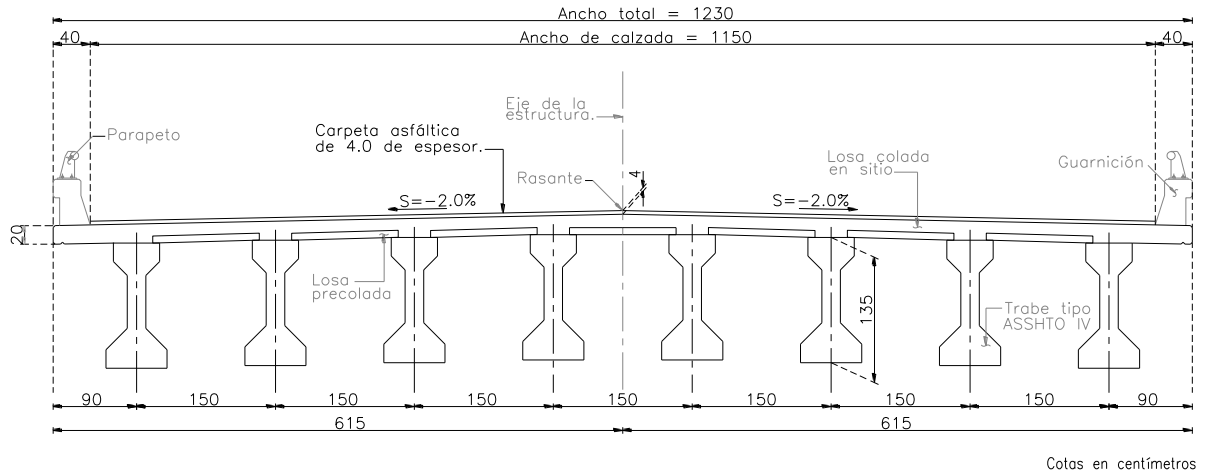


Figura IV.20 Sección transversal puente El Lago

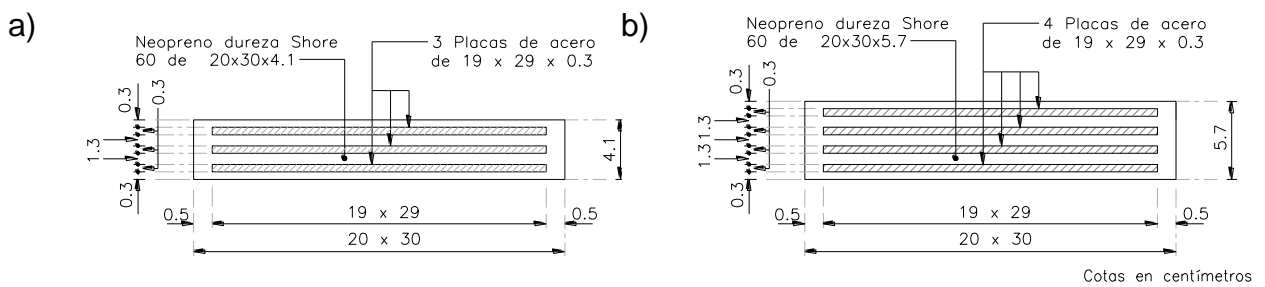


Figura IV.21 Apoyos de neopreno puente El Lago

IV.2. Campañas de mediciones de vibración ambiental

Se realizaron varias campañas de medición de vibración ambiental (VA) durante aproximadamente un año de monitoreo en los tres puentes. Las primeras mediciones se realizaron entre noviembre y diciembre del año 2014, cuando todavía estaban los puentes cerrados al tráfico vehicular, y las últimas en diciembre del año 2015, estando en operación. En las siguientes secciones se describe a detalle y de manera gráfica la configuración de los sensores en las mediciones de cada estructura.

En cada campaña de medición se emplearon entre tres y cuatro de acelerómetros; de estos, uno o dos sensores triaxiales y dos juegos de sensores uniaxiales. Para realizar un barrido en los puntos de interés de la estructura se estableció un sensor como fijo y el resto como móviles; el sensor fijo es usado como referencia en la técnica de identificación de sistemas.

La distribución de los sensores en el tablero del puente se realizó siguiendo un criterio de regularidad y, transversalmente, evitando quedar dentro de la zona del volado de la losa. En casi todos los claros se colocaron sensores a los cuartos de claros, en una o tres líneas longitudinales. Desafortunadamente, en algunas de las mediciones realizadas con tres líneas longitudinales se presentó un error de calibración en uno de los sensores por lo que los registros de una de estas líneas fueron descartados.

IV.2.1. Puente La Central

En el puente La Central se realizaron tres mediciones de VA resumidas en la Tabla IV.7. La primera se realizó el 15 de noviembre del año 2014 (CENOV14), cuando la estructura no contaba todavía con carpeta asfáltica. Una segunda medición de VA se llevó a cabo el día 12 de diciembre del año 2014 (CEDIC14) cuando la calzada tenía carpeta asfáltica en sólo dos terceras partes de su ancho total. Una última medición se llevó a cabo el 30 de noviembre del año 2015 (CENOV15), para entonces el puente estaba en condiciones normales de operación.

Tabla IV.7 Campañas de mediciones de VA puente La Central

<i>Nombre</i>	<i>Fecha de medición</i>	<i>Tiempo de registro seg.</i>	<i>Condición</i>
CENOV14	15 de noviembre del 2014	300	sin carpeta asfáltica
CEDIC14	12 de diciembre del 2014	300	con carpeta asfáltica en 2/3 de calzada
CENOV15	30 de noviembre del 2015	600	en operación

La medición CENOV14 fue la de mayor densidad en registros de VA. La Figura IV.22 a) muestra la distribución de los sensores. En la siguiente medición, CEDIC14, el número de puntos medidos se redujo a la mitad, como se muestra en la Figura IV.22 b). En la última medición, CEDIC15, dado que el puente estaba en operación, sólo fue posible tender una línea de sensores distribuidos longitudinalmente a los cuartos de claro y transversalmente se procuró evitar caer dentro de la longitud del volado de losa.

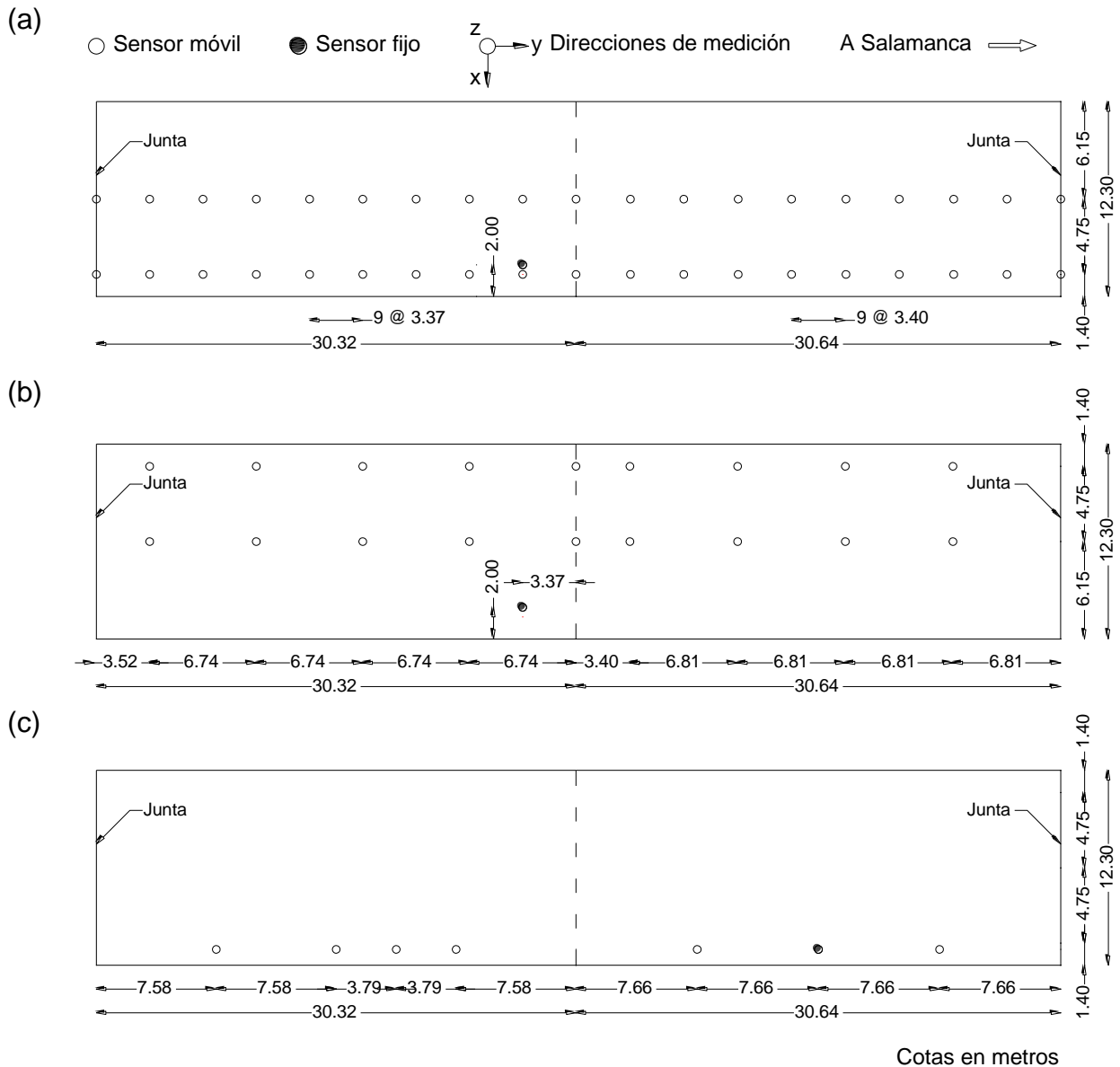


Figura IV.22 Campañas de medición de VA en puente La Central: a) CENOV14, b) CEDIC14 y c) CENOV15

En las Figura IV.23, Figura IV.24 y Figura IV.25 se muestra el proceso de medición de vibración ambiental: posicionamiento, nivelación y calibración de los sensores, así como del control de los registros.



Figura IV.23 Medición de VA CENOV14



Figura IV.24 Medición de VA CEDIC14



Figura IV.25 Medición de VA CENOV15

IV.2.2. Puente Pedregal

En el puente Pedregal se realizaron dos mediciones de VA (Tabla IV.8). La primera se llevó a cabo el día 12 de enero del año 2015 (PEENE15), el puente no tenía carpeta

asfáltica. La segunda medición se realizó el día 30 de noviembre del año 2015 cuando el puente estaba en operación.

Tabla IV.8 Campañas de mediciones de VA puente Pedregal

Nombre	Fecha de medición	Tiempo de registro seg.	Condición
PEENE15	12 de enero del 2015	300	sin carpeta asfáltica
PENOV14	30 de noviembre del 2015	600	en operación

La distribución de los sensores en el tablero, para ambas mediciones, se presenta en la Figura IV.26, transversalmente los sensores se alinearon con el esviaje del puente. Resultaron dos líneas con sensores a los cuartos del claro para PEENE15 y únicamente una línea con sensores a los cuartos intermedios del claro (no en los extremos ni sobre la pila) para PENOV15.

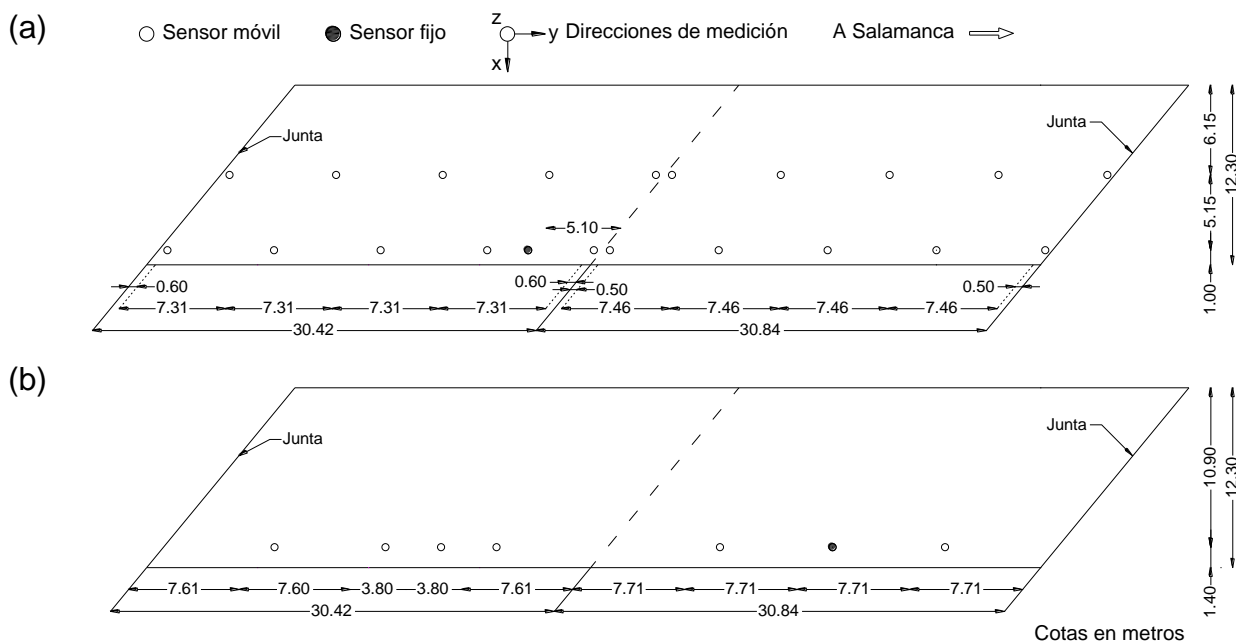


Figura IV.26 Campañas de medición de VA en puente Pedregal: a) PEENE15, b) PENOV15

En la Figura IV.27 y Figura IV.28 se muestran imágenes del trabajo realizado durante las mediciones de VA.



Figura IV.27 Medición de VA PEENE15



Figura IV.28 Medición de VA PENOV15

IV.2.3. Puente El Lago

Se llevaron a cabo tres mediciones de VA en el puente el Lago. La primera se realizó el 10 de enero del 2015 (LAENE15), en esta fecha el puente no contaba con la carpeta asfáltica. La segunda medición se realizó el día 20 de febrero del 2015 (LAFEB15), para entonces el puente estaba terminado, pero no en operación. El puente se midió por última vez el 30 de noviembre del 2015 (LANOV15) cuando se encontraba en operación. Estas mediciones se resumen en la Tabla IV.9.

Tabla IV.9 Campañas de mediciones de VA puente El Lago

<i>Nombre</i>	<i>Fecha de medición</i>	<i>Tiempo de registro seg.</i>	<i>Condición</i>
LAENE15	10 de enero del 2015	300	sin carpeta asfáltica
LAFEB15	20 de febrero del 2015	600	terminado, no en operación
LANOV15	30 de noviembre del 2015	600	en operación

Dado que las condiciones de frontera definen los claros como simplemente apoyados, su estudio se hizo de manera separada, definiendo los claros como uno y dos (L1 y L2). En la Figura IV.29 se presenta la distribución de los sensores seguida sobre el tablero del puente para cada una de las mediciones. En la medición LANOV15 no fue necesario establecer un sensor como fijo ya que con los cuatro disponibles bastó para abarcar los puntos de interés en cada uno de los claros.

En las Figura IV.30, Figura IV.31, y Figura IV.32 se observan algunos los trabajos de campo realizados en cada una de las tres mediciones.

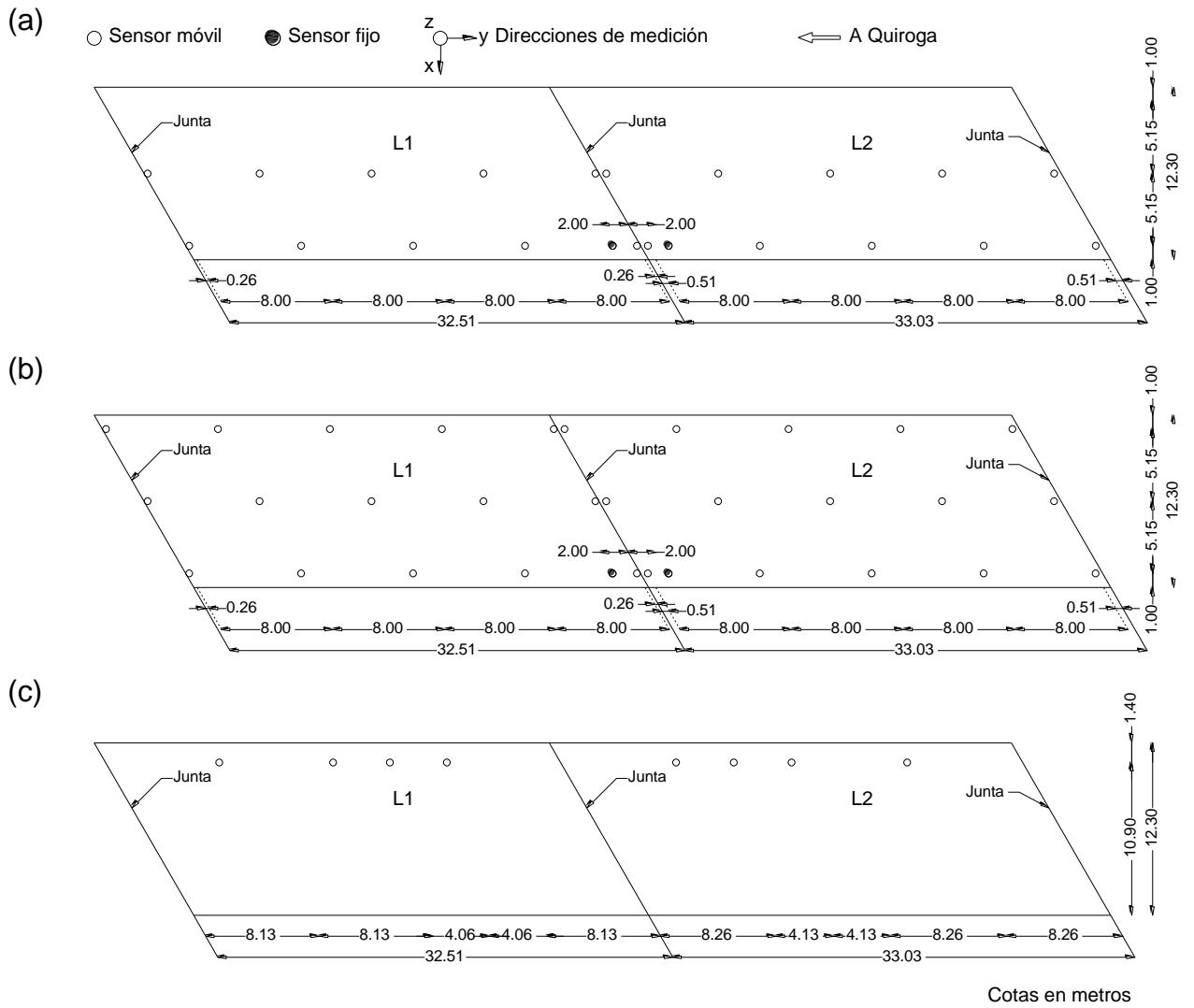


Figura IV.29 Campañas de medición de VA en puente El Lago: a) LAENE15, b) LAFEB15 y c) LANOV15



Figura IV.30 Medición de VA LAENE15



Figura IV.31 Medición de VA LAFEB15



Figura IV.32 Medición de VA LANOV15

IV.3. Análisis Modal Operacional, programa ARTeMIS Modal

A continuación se describe el proceso para realizar Análisis Modal Operacional (AMO) de tres puentes nuevos, construidos en el periférico de la ciudad de Morelia, con el objetivo de identificar sus propiedades dinámicas.

IV.3.1. Definición de modelos

Geometría

El elemento básico es el nodo, éste se define con tres coordenadas; mediante dos nodos se puede definir una línea y con tres nodos se define una superficie

Manejo de mediciones

Dentro del programa es posible

Asignación de grados de libertad

Archivo de entrada

IV.3.2. Identificación de sistemas

IV.4. Modelos de Elemento Finito

Los modelos de elemento finito (EF) se realizaron empleando el programa comercial SAP 2000 v18. En cada modelo se representa de la manera más cercana a las condiciones reales, las propiedades geométricas, de frontera y de materiales de la estructura.

Se realizaron tantos modelos de cada puente como condiciones diferentes presentaban, por ejemplo: para el puente la central se realizaron tres modelos diferentes donde la variante entre ellos fue la correspondiente masa adicional como resultado de la carpeta asfáltica.

Aunque con vibración ambiental sólo se estudian dos claros en cada uno de los tres puentes, en los modelos de EF se consideraron estructuras completas para considerar la interacción de todos los claros en el comportamiento global.

Tipos de elementos finitos en el modelado

Los elementos empleados para el modelado de cada estructura fueron barras (frame), áreas (Shell) y resortes (link).

- Un elemento barra posee una formulación, tridimensional, viga-columna que incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial, y deformaciones biaxiales por cortante. Fueron modelados con barras: columnas y cabezales de pilas y caballetes, trabes AASHTO y diafragmas.
- El elemento área empleado tiene una formulación que combina el comportamiento de membrana con placa a flexión. Para desprestigiar las deformaciones transversales por cortante se consideran los elementos área como placas delgadas (thin-plate). La losa de concreto fue modelada como un elemento área.
- Los resortes empleados son del tipo lineal. Los apoyos de neopreno son representados por resortes en los cuales se definieron las rigideces laterales y vertical, según la constitución del apoyo y la geometría del mismo.

Consideraciones generales

Para dimensionar los elementos finitos en el caso del tipo área se procuró una relación de aspecto próxima a la unidad, resultando elementos finitos con área menor a 1.5 m^2 . De manera análoga, en el caso de los elementos barra, para las trabes AASHTO se dividió el elemento en 30 segmentos de longitud aproximada a un metro; y para los elementos que integran la subestructura el objetivo fue lograr relaciones de aspecto próximas a la unidad.

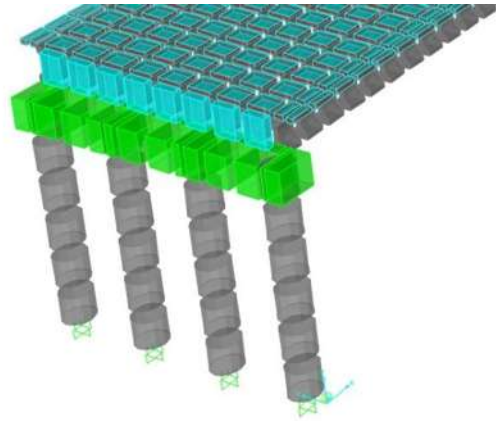


Figura IV.33 Elementos finitos en caballete 1 del puente La Central

Se acepta que el parapeto y guarnición, y carpeta asfáltica no proporcionan una rigidez importante en el comportamiento global de la estructura por lo que dichos elementos fueron modelados únicamente como masas adicionales

Para el modelado de la subestructura en la definición de las alturas de columnas tanto en caballetes como pilas, se consideró que el apoyo está localizado en la parte superior de la zapata continua. Estas alturas se encuentran en las Tabla IV.4, Tabla IV.4 y Tabla IV.6 de los apartados de geometría de los puentes en la sección IV.1.

Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales adoptadas en el modelado corresponden a las presentadas en las Tabla IV.1, Tabla IV.3 y Tabla IV.5, para la obtención del módulo de elasticidad de cada material se empleó la Ec. IV-1 que corresponde a *concretos clase I*.

$$E = 14000\sqrt{f'_c} \quad (\text{NTC-C 2004 1.5.1.4}) \quad \text{Ec. IV-1}$$

Donde:

f'_c resistencia a la compresión simple del concreto

Apoyos de neopreno

Las rigideces, laterales y vertical de los apoyos de neopreno (Tabla IV.10) se determinaron según las propiedades geométricas de los mismos presentadas en la sección IV.1, y obtenidas mediante las ecuaciones IV-2 y IV-3:

$$k_l = \frac{GA_b}{T_r} \quad \text{Ec. IV-2}$$

$$k_v = \frac{E_c A_b}{T_r} \quad \text{Ec. IV-3}$$

donde:

G	módulo de cortante
A_b	área de neopreno adherida a las placas
T_r	espesor total del neopreno
E_c	módulo de compresión del neopreno

$$E_c = E(1 + 2kS^2) \quad \text{Ec. IV-4}$$

donde:

E	módulo de elasticidad
S	factor de forma del apoyo
k	constante del material

$$S = \frac{LB}{2t_i(L + B)} \quad \text{Ec. IV-5}$$

donde:

L, B	largo y ancho del apoyo
t_i	espesor de una capa de neopreno

Para un neopreno de dureza 60 las propiedades son:

- Módulo de elasticidad $E = 45.36 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de cortante $G = 10.81 \text{ kg/cm}^2$
- Constante del material $k = 0.57$

- Módulo de Bulk $K = 11722.73 \text{ kg/cm}^2$

Tabla IV.10 Rigideces apoyos de neopreno

<i>Puente</i>	<i>Dimensiones cm</i>	<i>KI ton/m</i>	<i>Kv ton/m</i>
La Central	30 x 40 x 4.1	381.90	81059.53
Pedregal	30 x 40 x 4.1	381.90	81059.53
El Lago	20 x 30 x 4.1	186.05	19748.71
El Lago	20 x 30 x 5.7	132.30	14043.53

Modelos de los puentes

En las Figura IV.34, Figura IV.35 y Figura IV.36 se presentan vistas en perspectiva de cada uno de los puentes modelados.

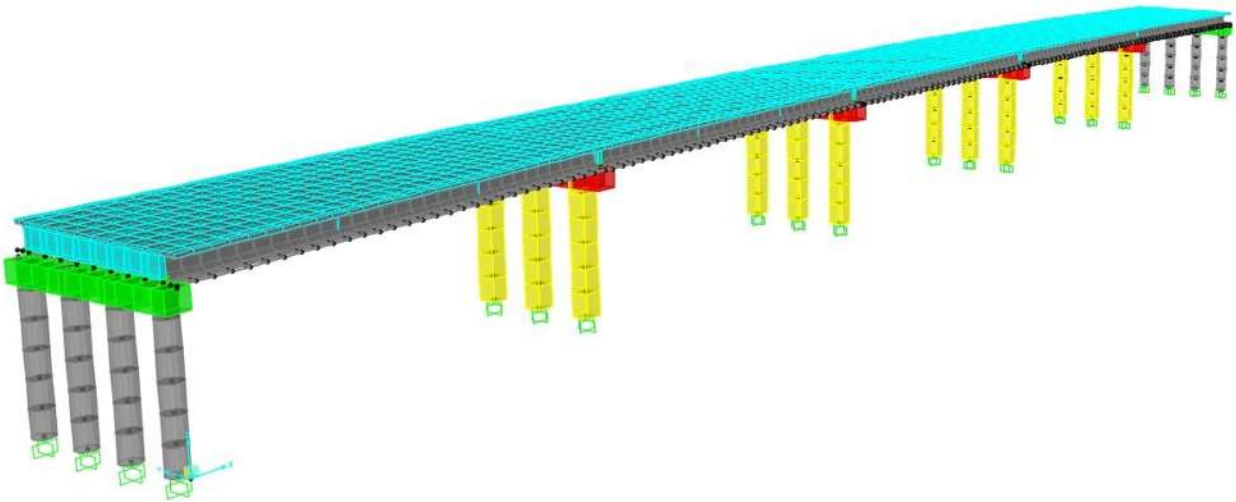


Figura IV.34 Modelo de EF puente La Central

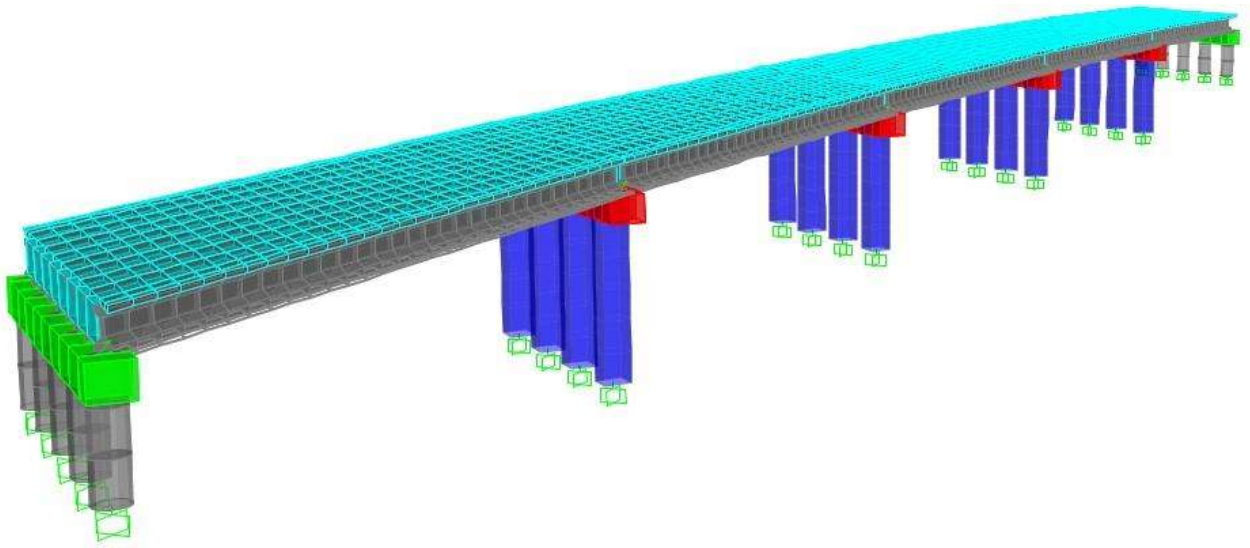


Figura IV.35 Modelo de EF puente Pedregal

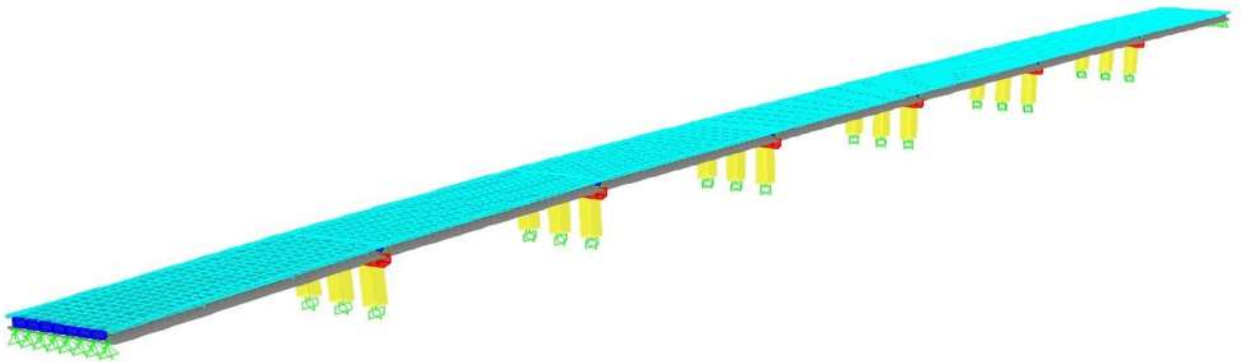


Figura IV.36 Modelo de EF puente El Lago

V. Análisis de los resultados

Se realizó análisis modal operacional (AMO) de cada uno de los puentes y para cada medición de vibración ambiental (VA).

Para la identificación de sistemas, en el AMO, se empleó la técnica de descomposición en el dominio de la frecuencia, FDD por sus siglas en inglés, por la simplicidad de ésta y por proporcionar como resultados la información requerida para este trabajo. Para la validación de las identificaciones se empleó el parámetro denominado *complejo*, éste permitió estimar la calidad de cada identificación; valores próximos a cero indican una buena calidad de la estimación y mala conforme se alejan del mismo.

Se realizó análisis modal mediante modelos de elemento finito (MEF) para cuantificar el efecto que la variación de masa (con o sin carpeta asfáltica en tablero) tiene sobre los resultados modales, así como para fines de comparación y validación en el AMO. En estos modelos se intentan representar las condiciones de frontera, geométricas y de materiales de cada medición de VA.

A continuación se presentan y se analizan los resultados de las identificaciones de sistemas en cada uno de los puentes. Primeramente se analizan y se comparan los resultados del AMO para cada medición y de manera consecutiva se comentan los resultados de los MEF. Al final se hacen algunos comentarios referentes a las variaciones de las propiedades dinámicas de los puentes.

V.1. Análisis modal operacional

V.1.1. Puente La Central

En las mediciones CENOV14 y CEDIC14 se identificaron, con éxito y de calidad, seis formas modales (Figura V.1); cinco de traslación vertical y una de traslación longitudinal, ésta correspondiente al movimiento de la subestructura. En la medición CENOV15, donde únicamente se colocó una línea de sensores y, aunado a esto, no se colocaron sensores en la zona de apoyos (caballete y pilas), se encontraron cuatro formas modales verticales.

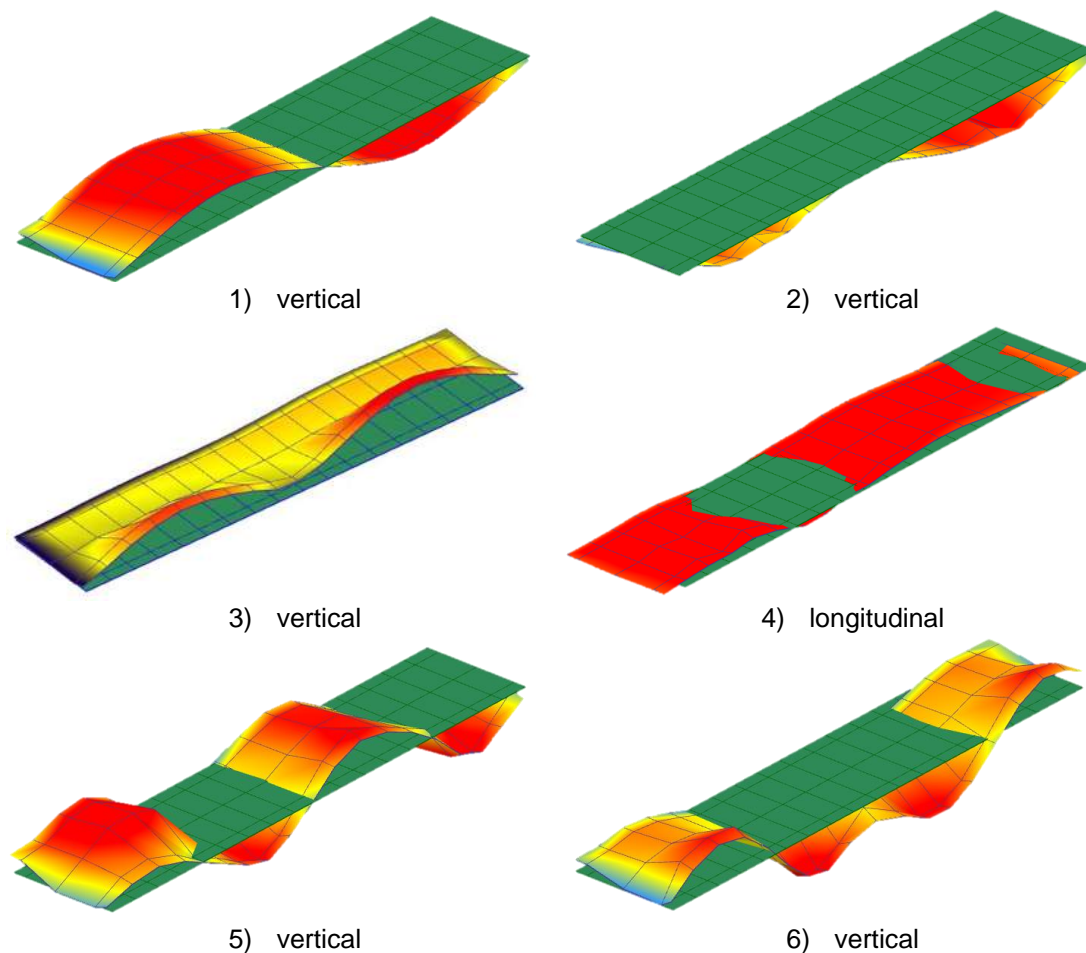


Figura V.1 Formas modales puente La Central AMO

En la Figura V.1 la forma modal se ve representada por la superficie con transición de colores entre rojo y amarillo, mientras el color verde representa la geometría no deformada.

En el modo número tres la forma modal da la impresión de tener movimiento únicamente en uno de los lados del puente, sin embargo el movimiento real involucra el desplazamiento del otro lado, pero en dirección contraria. Dicha impresión se debe a la configuración de los sensores en el puente, la imagen corresponde a la identificación con base en la medición CENOV14 donde no se contó con sensores en esa línea extrema del puente. El modo se verificó en movimiento y valor al del modelo de EF.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se resumen las identificaciones realizadas, se presenta la frecuencia de cada modo y su respectivo valor complejo. En total, sólo tres modos presentan un valor complejo mayor al 10%.

Tabla V.1 Frecuencias modales puente La Central AMO

<i>Modo</i>	<i>CENOV14</i>	<i>Complejo</i>	<i>CEDIC14</i>	<i>Complejo</i>	<i>CENOV15</i>	<i>Complejo</i>
	<i>Hz</i>	<i>%</i>	<i>Hz</i>	<i>%</i>	<i>Hz</i>	<i>%</i>
1	3.398	0.538	3.238	14.078	3.223	0.167
2	4.648	5.158	4.375	4.836	4.004	6.383
3	5.117	1.915	4.922	12.499		
4	7.305	2.600	6.484	5.698		
5	12.541	9.464	12.031	7.122	11.816	1.581
6	13.906	3.810	12.891	10.411	12.500	6.428

Los mismos resultados de las identificaciones, pero en términos de periodo se presentan en la Tabla V.2. Adicionalmente, en la tabla, se presenta una comparativa de los resultados modales; en las últimas dos columnas se busca conocer la variación de los periodos de las mediciones CEDIC14 y CENOV15 respecto a CENOV14.

Tabla V.2 Periodos y comparativa puente La Central AMO

<i>Modo</i>	<i>CENOV14</i>	<i>CEDIC14</i>	<i>CENOV15</i>	<i>CEDIC14/</i>	<i>CENOV15/</i>
	<i>seg</i>	<i>seg</i>	<i>seg</i>	<i>CENOV14</i>	<i>CENOV14</i>
1	0.294	0.309	0.310	1.05	1.05
2	0.215	0.229	0.250	1.06	1.16
3	0.195	0.203	-	1.04	-
4	0.137	0.154	-	1.13	-
5	0.080	0.083	0.085	1.04	1.06
6	0.072	0.078	0.080	1.08	1.11

El valor del periodo del primer modo está entre 0.294 y 0.310 seg para las tres mediciones.

Son notorias las variaciones en términos de periodo entre los distintos escenarios o mediciones. En CEDIC14 se presentó un incremento general en los valores de periodo en los seis modos en comparación a CENOV14; los valores se incrementaron desde un 4% hasta un 13%, siendo este último el caso del modo de traslación longitudinal (4^{to} modo). Los incrementos de periodo continuaron en la identificación de CENOV15, alcanzando valores de hasta un 16% (2do modo vertical) mayor a los de CENOV15.

Los valores comparativos de los resultados presentados en la

Tabla V.2 se representan gráficamente en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** En este gráfico de barras resulta más fácil comparar las tres mediciones normalizadas con respecto a la medición CENOV14.

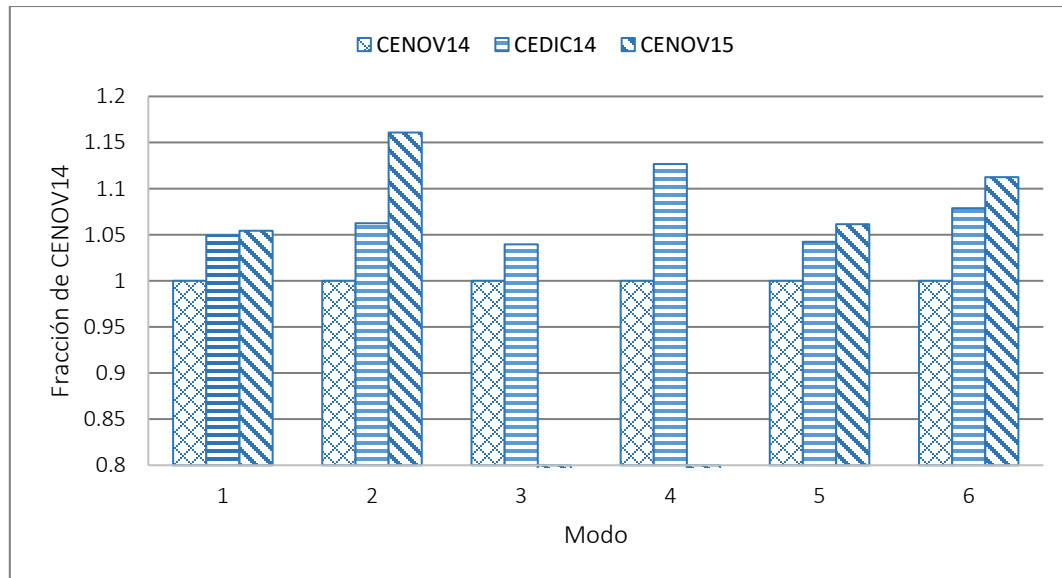


Figura V.2 Comparativa de periodos respecto a CENOV14 puente La Central AMO

En un lapso de tiempo de un mes, de CENOV14 a CEDIC14, todos los periodos se incrementaron en al menos un 4%. En poco más de un año, de CENOV14 a CEDCI15, al menos cinco de los seis modos identificados presentaron un incremento del 5%, tres de ellos superaron el 10%.

Las diferencias más importantes en el puente La Central entre las mediciones de VA de CENOV14 y CEDIC14, fueron la masa (carpeta asfáltica) y el paso de los primeros vehículos sobre el puente (maquinaria de construcción como camiones de volteo, finisher y rodillo).

V.1.2. Puente Pedregal

Con las dos mediciones de VA llevadas a cabo en el puente Pedregal, PEENE15 y PENOV15, se lograron identificar tres modos verticales del tablero (Figura V.1). La **¡Error! o se encuentra el origen de la referencia.** presenta los valores de las frecuencias modales identificadas en cada medición de VA, así como su respectivo valor complejo; en general, las mediciones son de buena calidad.

En la Tabla V.4 se presentan los resultados del AMO en términos de periodo. En la última columna de esta tabla se hace una comparación de los resultados de las dos mediciones, se presentan los valores de PENOV15 como fracción de PEENE15.

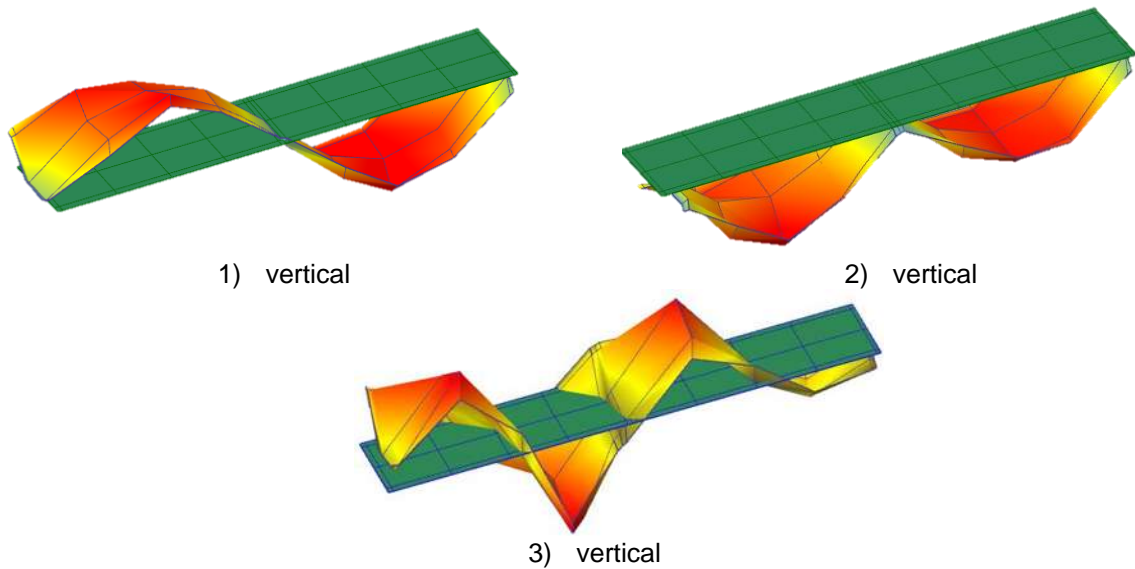


Figura V.3 Formas modales puente Pedregal AMO

Tabla V.3 Frecuencias modales puente Pedregal AMO

Modo	PEENE15	Complejo	PENOV15	Complejo
	Hz	%	Hz	%
1	3.345	1.192	3.174	2.171
2	3.906	10.439	3.809	5.162
3	12.012	9.924	12.158	7.370

Tabla V.4 Periodos y comparativa puente Pedregal AMO

Modo	PEENE15	PENOV15	PEENE15/ PENOV15
	seg	seg	
1	0.299	0.315	1.05
2	0.256	0.263	1.03
3	0.083	0.082	0.99

Las variaciones entre los periodos de PENOV15 respecto a PEENE15 alcanzan hasta un 5% (primer modo). Para el tercer modo, el periodo de PEDCI15 se ve reducido en un 1% respecto al PEENE15. Gráficamente, estas variaciones se muestran en la Figura V.4.

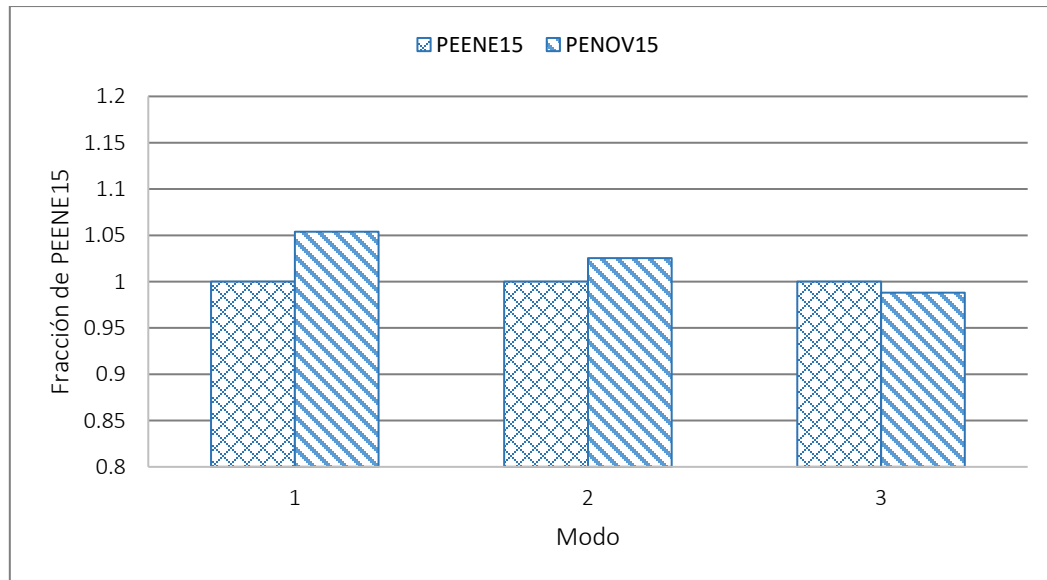


Figura V.4 Comparativa de periodos respecto a PEENE15 puente Pedregal AMO

Las diferencias en el puente entre las dos fechas de medición son la ausencia de carpeta asfáltica en PEENE15 y que para PENOV15 el puente se encontraba en condiciones de regular operación.

V.1.3. Puente El Lago

Dadas las condiciones de frontera del puente El Lago, simplemente apoyados los claros, los análisis se realizaron por claros separados (L1 y L2) en cada una de las tres mediciones: LAENE15, LAFEB15 y LANOV15.

Las configuraciones de las formas modales, independientemente del claro en cuestión (L1 o L2), se ilustran en la Figura V.5.

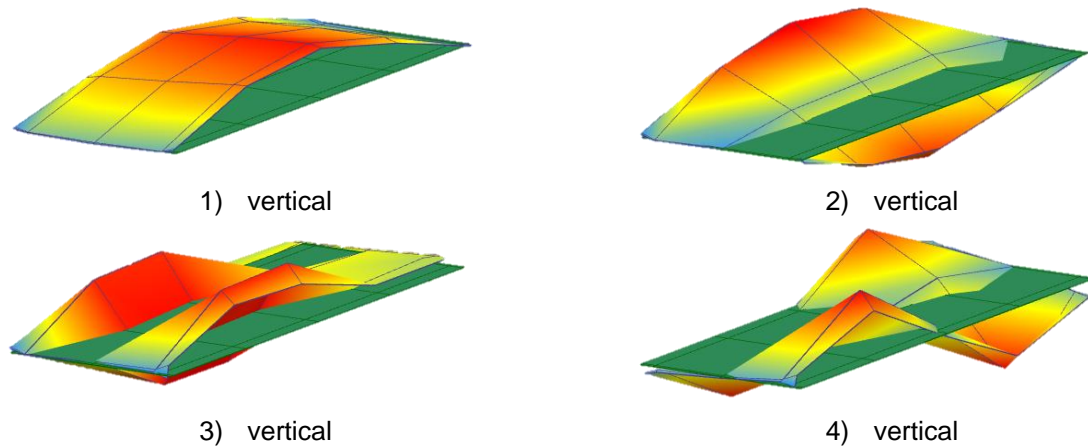


Figura V.5 Formas modales puente El Lago AMO

Claro No. 1 (L1)

En el primer claro (L1), en LAENE15 y LAFEB15 se logró una identificación de tres modos verticales: 1, 2 y 4 de los mostrados en la Figura V.5; para LANOV15 únicamente se identificaron los modos 1 y 4. Los valores de frecuencia y complejo de los tres análisis se resumen en la Tabla V.5.

Tabla V.5 Frecuencias modales puente El Lago L1 AMO

Modo	LAENE15	Complejo	LAFEB15	Complejo	LANOV15	Complejo
	Hz	%	Hz	%	Hz	%
1	3.086	0.968	3.008	2.284	2.969	0.280
2	3.672	6.289	3.516	7.937	-	-
4	12.031	12.810	11.133	10.669	11.055	0.426

Los resultados de los AMO's, pero en términos de periodo se presentan en la Tabla V.6. En las últimas dos columnas de esta tabla se realiza una comparación de los resultados modales presentando los valores de LAFEB15 y LANOV 15 como fracciones de LAENE15.

En un periodo de 10 meses, LAENE15 a LANOV15, se presentaron cambios en los periodos de los modos desde un 4% hasta un 9% (4to modo).

Tabla V.6 Periodos y comparativa puente El Lago L1 AMO

<i>Modo</i>	<i>LAENE15</i> <i>seg</i>	<i>LAFEB15</i> <i>seg</i>	<i>LANOV15</i> <i>seg</i>	<i>LAFEB15/</i> <i>LAENE15/</i>	<i>LANOV15/</i> <i>LAENE15/</i>
1	0.324	0.332	0.337	1.026	1.04
2	0.272	0.284	-	1.044	-
4	0.083	0.090	0.090	1.081	1.09

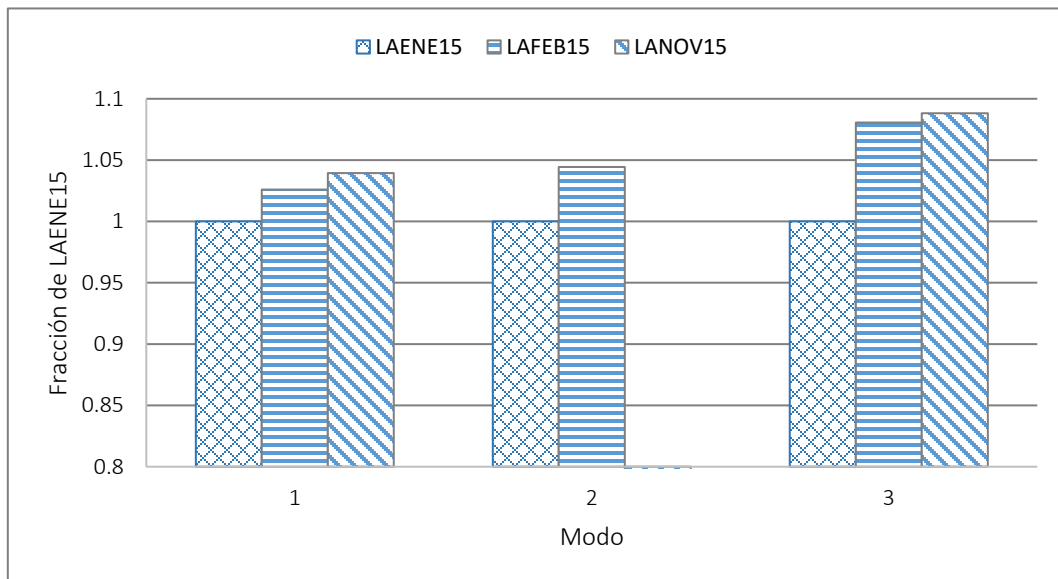


Figura V.6 Comparativa de periodos respecto a LAENE15 puente El Lago L1 AMO

Claro No.2 (L2)

De las tres mediciones de VA llevas a cabo en El Lago L2, se identificaron entre dos y tres modos por medición haciendo un total de cuatro modos verticales diferentes que se presentan en la Figura V.5. En la Tabla V.7 se muestran las frecuencias de los modos y el porcentaje complejo para cada una de las mediciones.

Tabla V.7 Frecuencias modales puente El Lago L2 AMO

<i>Modo</i>	<i>LAENE15</i>	<i>Complejo</i>	<i>LAFEB15</i>	<i>Complejo</i>	<i>LANOV15</i>	<i>Complejo</i>
	<i>Hz</i>	<i>%</i>	<i>Hz</i>	<i>%</i>	<i>Hz</i>	<i>%</i>
1	3.086	4.205	-	-	2.969	1.545
2	-	-	3.359	8.229	-	-
3	5.703	2.595	4.922	5.218	-	-
4	11.953	2.979	-	-	11.094	1.519

En la Tabla V.8 se presentan los resultados modales en términos de periodo. En las últimas dos columnas se comparan las mediciones LAFEB15 y LANOV15 con LAENE15 dando como resultado la variación de los periodos en porcentaje respecto a LAENE15. La misma comparación se ilustra en la Figura V.7.

En un tiempo de 10 meses, LAENE15 a LANOV15, se presentan variaciones desde un 4% hasta un 16% (3er modo). En el segundo modo no fue posible realizar alguna comparación dado que este modo sólo se identificó en una de las tres mediciones de VA (LAFEB15).

Tabla V.8 Periodos y comparativa puente EL Lago L2 AMO

<i>Modo</i>	<i>LAENE15</i>	<i>LAFEB15</i>	<i>LANOV15</i>	<i>LAFEB15/</i>	<i>LANOV15/</i>
	<i>seg</i>	<i>seg</i>	<i>seg</i>	<i>LAENE15/</i>	<i>LAENE15/</i>
1	0.324	-	0.337	-	1.04
2	-	0.298		-	-
3	0.175	0.203	-	1.16	-
4	0.084	-	0.090	-	1.08

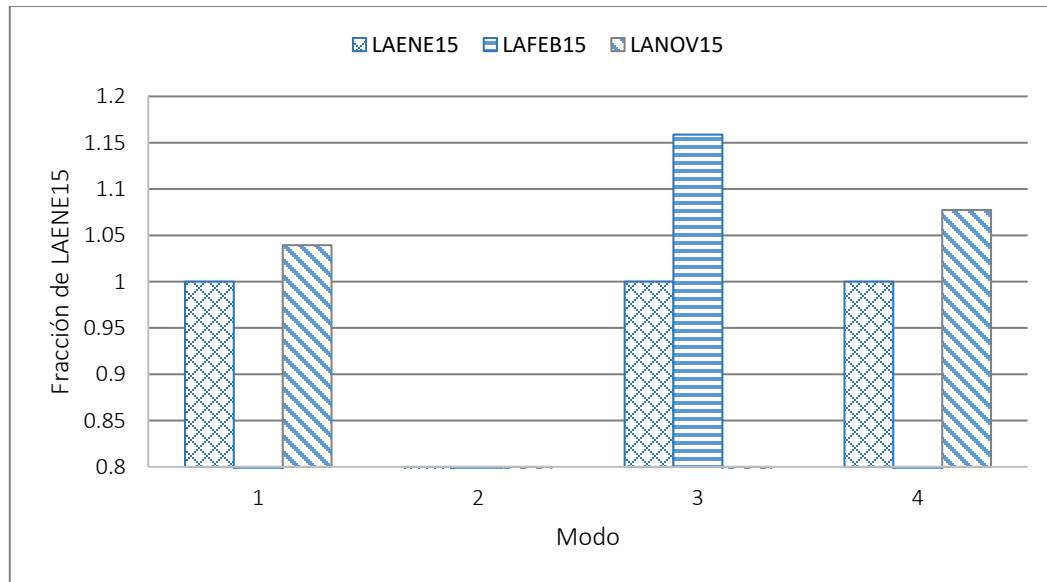


Figura V.7 Comparativa de periodos puente El Lago L1 AMO

En el puente El Lago, L1 y L2, las diferencias de las mediciones de la estructura entre las fechas de mediciones son: en LAENE15 el tablero no contaba con carpetas asfáltica; para LAFEB15 el puente estaba totalmente terminado, pero no en operación; y en LANOV15 el puente estaba en operación.

V.2. Análisis modal mediante MEF

En las Figura V.8, Figura V.10 y Figura V.12 se muestran las configuraciones de las formas modales obtenidas con MEF correspondientes a las encontradas y analizadas mediante AMO.

Los valores de periodos modales mostrados en las Tabla V.9, Tabla V.10, Tabla V.11 y Tabla V.12 no son tan cercanos a los obtenidos en el AMO, sin embargo, más allá de comparar los resultados de AMO con los de MEF, el objetivo es emplear los MEF como herramienta para conocer el efecto que la masa por carpeta asfáltica sobre el tablero tiene en los resultados modales.

A continuación se presentan los resultados modales de los diferentes escenarios para cada puente:

La central

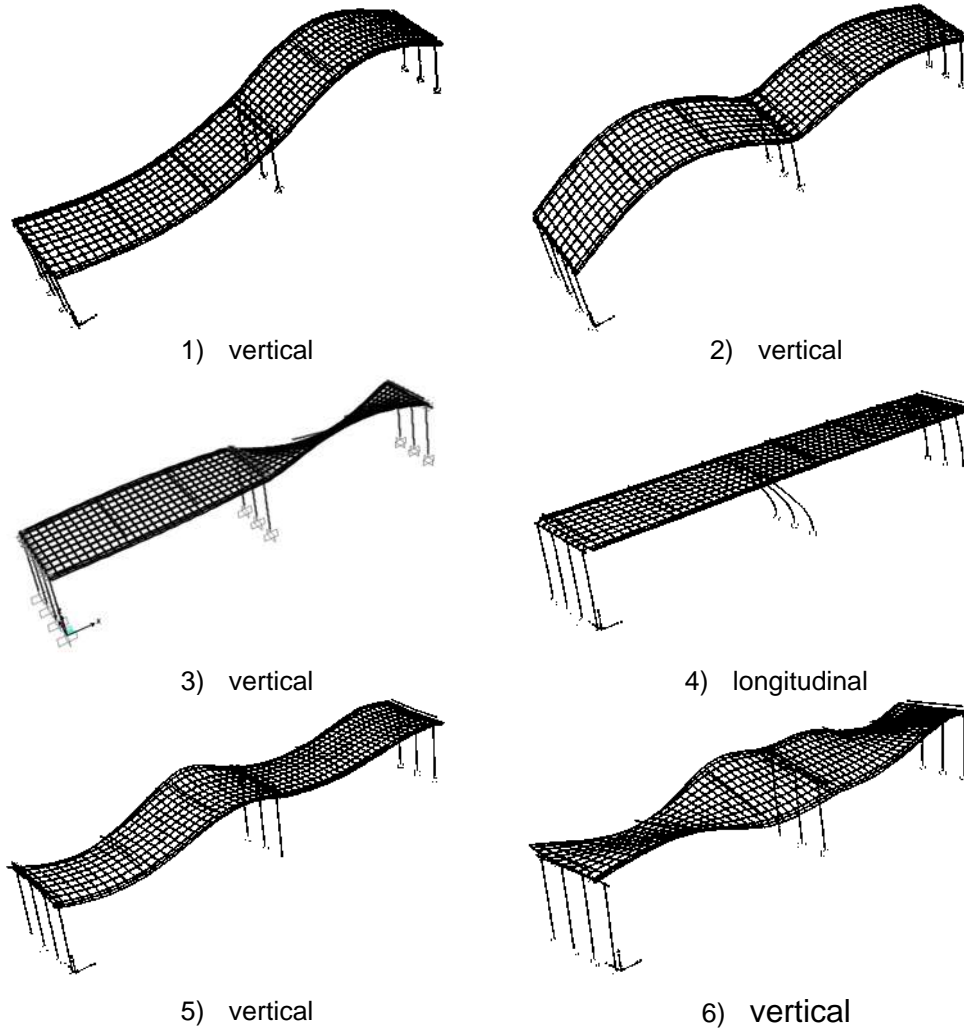


Figura V.8 Formas modales puente La Central MEF

Tabla V.9 Periodos y comparativa puente La Central MEF

<i>Modo</i>	<i>CENOV14</i>	<i>CEDIC14</i>	<i>CENOV15</i>	<i>CEDIC14/</i>	<i>CENOV15/</i>
	<i>seg</i>	<i>seg</i>	<i>seg</i>	<i>CENOV14</i>	<i>CENOV14</i>
1	0.350	0.359	0.362	1.03	1.03
2	0.343	0.351	0.354	1.02	1.03
3	0.284	0.289	0.293	1.02	1.03
4	0.162	0.162	0.162	1.00	1.00
5	0.096	0.098	0.098	1.02	1.02
6	0.090	0.091	0.092	1.01	1.02

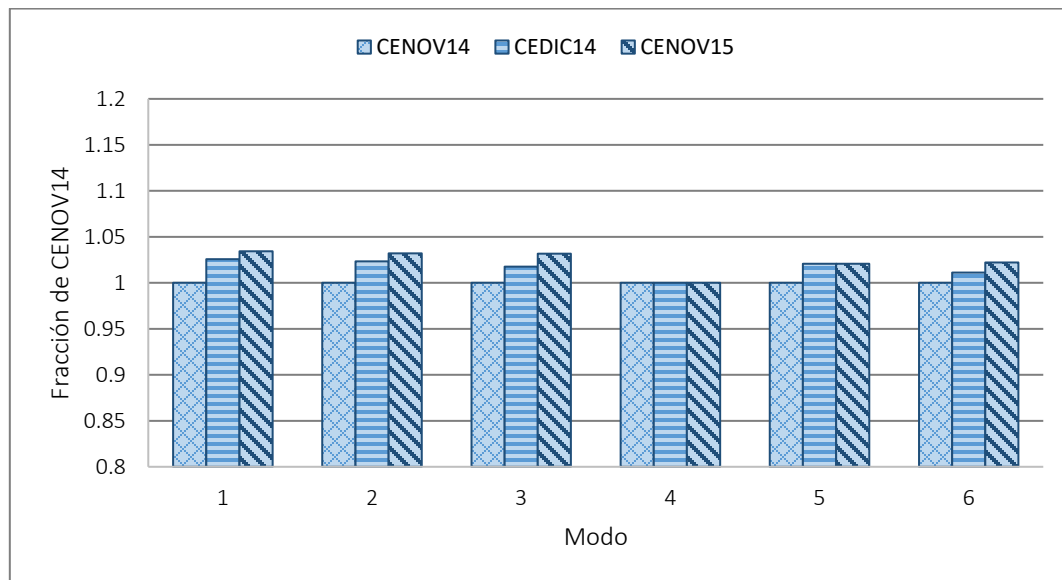


Figura V.9 Comparativa de periodos respecto a CENOV14 puente La Central MEF

La nula diferencia en los valores del modo longitudinal (4to modo) entre las tres mediciones se debe a que las diferencias de masa resultan insignificantes cuando se considera el cambio de masa, por la adición de carpeta asfáltica, en la estructura completa (superestructura y subestructura). En contraste, cuando se estudia el movimiento de la superestructura (modos verticales), la diferencia de masa al considerar sólo la superestructura es más importante.

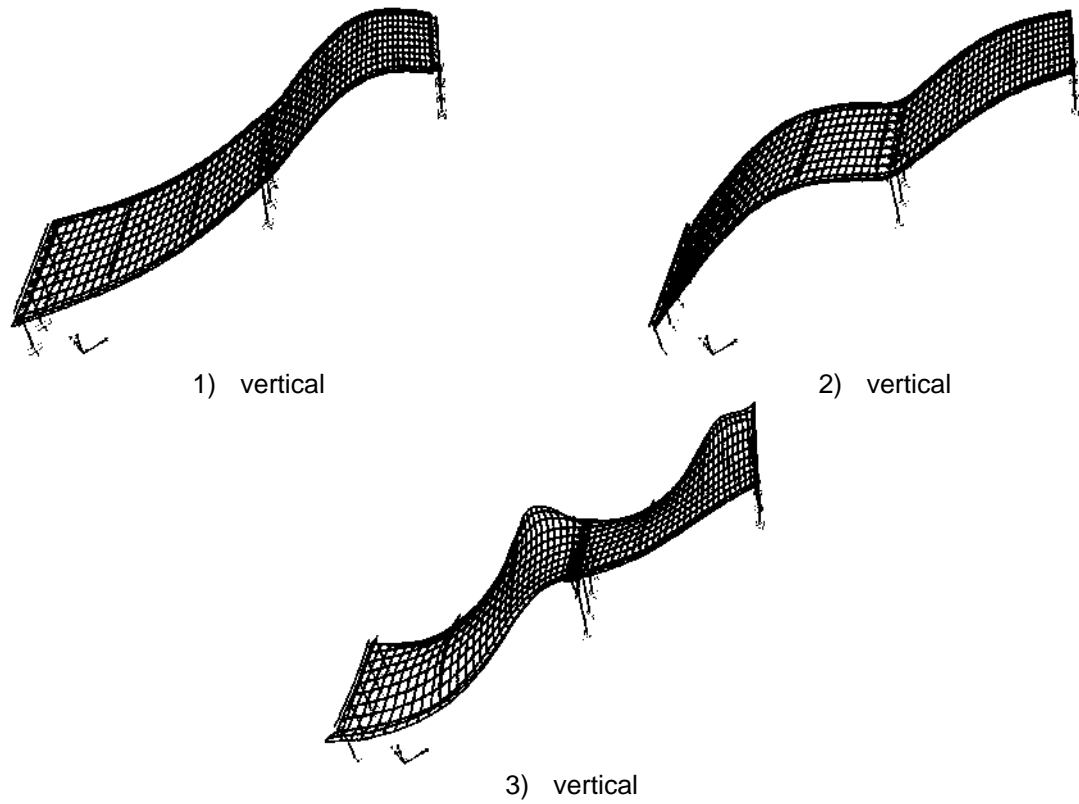
Pedregal

Figura V.10 Formas modales puente Pedregal MEF

Tabla V.10 Periodos y comparativa puente Pedregal MEF

<i>Modo</i>	<i>PEENE15</i> seg	<i>PENOV15</i> seg	<i>PEENE15/</i> <i>PENOV15</i>
1	0.349	0.361	1.03
2	0.335	0.346	1.03
3	0.100	0.102	1.02

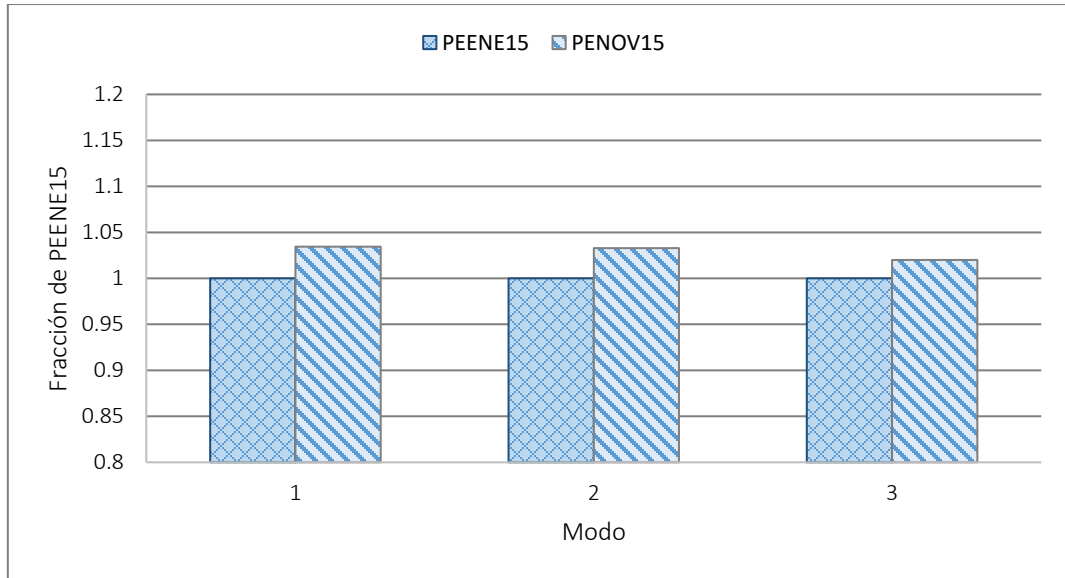


Figura V.11 Comparativa de periodos respecto a PEENE15 puente Pedregal MEF

El Lago

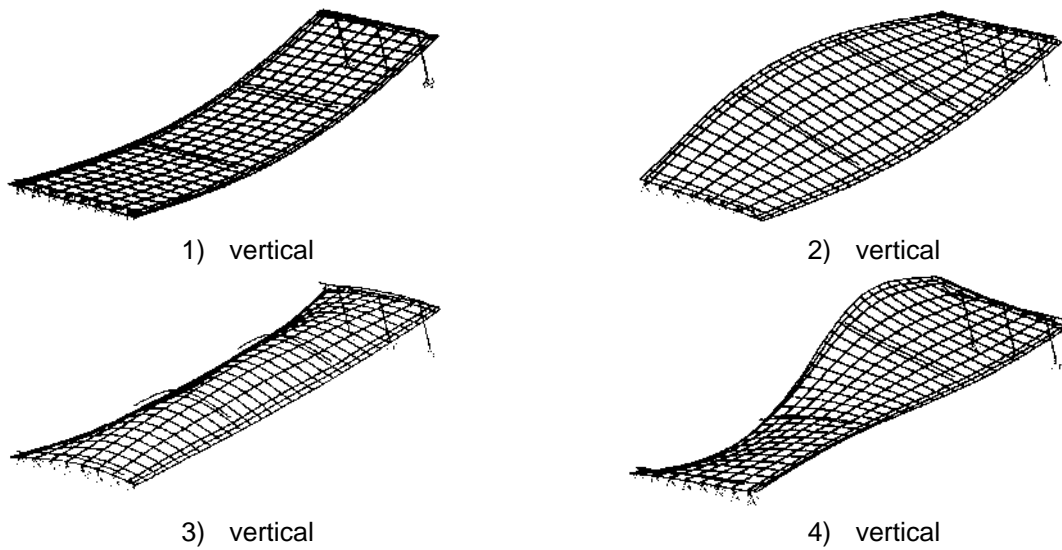


Figura V.12 Formas modales puente El Lago MEF

Tabla V.11 Periodos y comparativa puente El Lago L1 MEF

<i>Modo</i>	<i>LAENE15</i> seg	<i>LANOV15</i> seg	<i>LANOV15/</i> <i>LAENE15/</i>
1	0.407	0.420	1.03
2	0.337	0.346	1.03
4	0.134	0.138	1.03

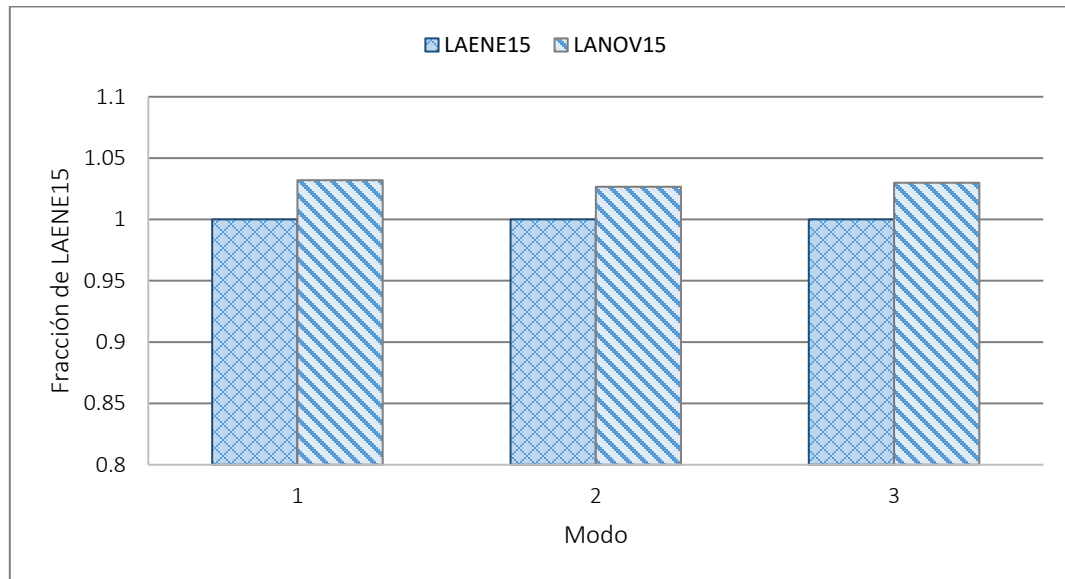


Figura V.13 Comparativa de periodos respecto a LAENE15 puente El Lago L1 MEF

Tabla V.12 periodos y comparativa puente El Lago L2 MEF

<i>Modo</i>	<i>LAENE15</i> seg	<i>LANOV15</i> seg	<i>LANOV15/</i> <i>LAENE15/</i>
1	0.423	0.436	1.03
2	0.358	0.367	1.03
3	0.158	0.162	1.03
4	0.151	0.155	1.03

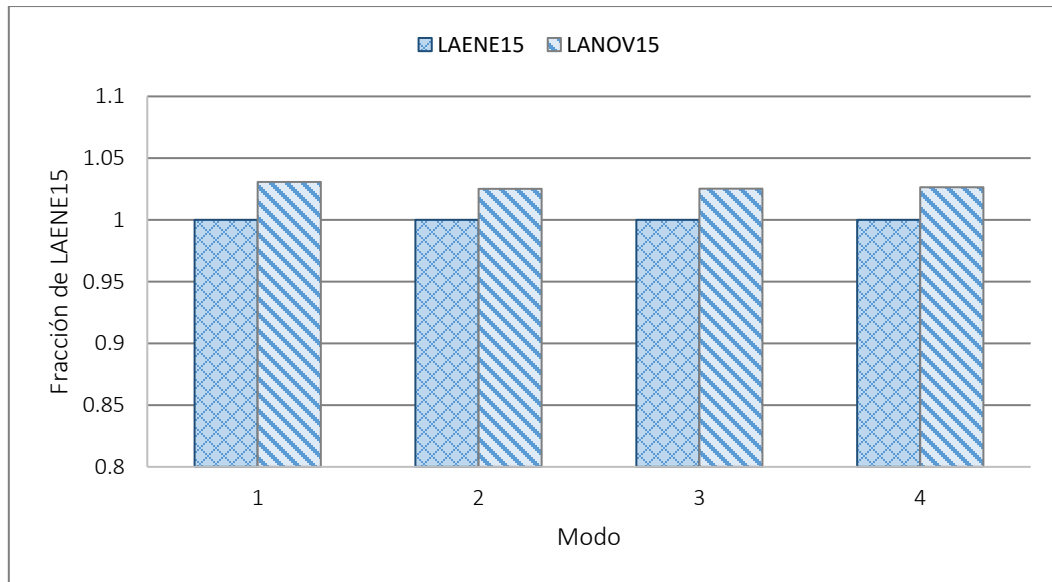


Figura V.14 comparativa de periodos respecto a LAENE15 puente El Lago L2 MEF

Efecto de la masa de la carpeta asfáltica

De las Figura V.9, Figura V.11, Figura V.13 y Figura V.14 se concluye que en los tres puentes estudiados con superestructuras similares, el efecto de adicionar masa por la colocación de carpeta asfáltica es un incremento uniforme de los periodos modales de entre el 2 y 3%. Este incremento en porcentaje no toma en cuenta ninguna otra variable, como lo podría ser el incremento o decremento de la rigidez de los elementos de la estructura ni modificaciones en las condiciones de frontera.

La masa por carpeta asfáltica representa alrededor de un 6% la de los tableros completos. Este 6% provocó una variación en las propiedades dinámicas entre un 2 y 3% en relación al caso de tablero sin carpeta asfáltica.

V.3. Análisis de variaciones

De acuerdo con los resultados anteriores, el puente de La Central tiene cambios en el intervalo del 8 al 13% (los mayores); en el Pedregal las variaciones se reducen, únicamente el 1er modo sigue presentando variaciones del 2 o 3%; finalmente, para El Lago los cambios son de hasta un 6%. De manera general, para el 1er modo de todos los puentes la variación se mantendría entre un 2 y 3%.

Las variaciones en las propiedades dinámicas más allá del efecto de las masas en el tablero, pueden deberse a distintos factores, los más importantes son: pérdida o ganancia de rigidez; cambios en las condiciones de frontera; y por condiciones meteorológicas, principalmente la temperatura.

Si se acepta que en la corta edad de los puentes, o poco tiempo de operación, no han sufrido cambios en sus condiciones de frontera así como que los gradientes de temperatura no tuvieron efectos importantes en las identificaciones de sistemas en cada medición, los cambios encontrados en los periodos modales se atribuirían a una pérdida de rigidez de la superestructura (tablero y traveses).

En un sistema en voladizo de un grado de libertad (S1GL) con masa concentrada en el extremo libre. Analizando el efecto de un cambio del 2% en periodo del primer modo, este cambio se vería traducido en una pérdida de rigidez del 4%. Análogamente, para un cambio del 5% se tendría una pérdida del 9%

Una pérdida de rigidez en el tablero está directamente relacionado con las propiedades geométricas de los elementos como lo es momento de inercia, así como también de resistencia de los materiales que constituyen los mismos elementos.

La inercia agrietada de un elemento de concreto se puede ver reducida hasta en un 50% (valor extremo) de la inercia gruesa.

En la superestructura de un puente la inercia es la resultante de la sección compuesta entre las traveses y la losa de concreto. Siendo las traveses, por disposición, las que presentarían los primeros agrietamientos.

Podría concluirse, conservadoramente, que las variaciones de las propiedades dinámicas en los puentes estudiados pueden deberse al agrietamiento que se presenta en las traveses de la superestructura debido al paso de los primeros vehículos pesados sobre el tablero.

Conclusiones

Con el objetivo de monitorear la salud estructural en puentes mediante el análisis de vibración ambiental se realizó un estudio de monitoreo en tres puentes durante un periodo de aproximadamente un año. Los trabajos se centraron en conocer la variación de las propiedades dinámicas de los puentes obtenidas del análisis de las mediciones periódicas de vibración ambiental.

Se trata de puentes de concreto presforzado y de longitud de claro media, típicos de la red carretera nacional, localizados en el periférico de la ciudad de Morelia.

Las primeras mediciones de vibración ambiental se realizaron en los puentes nuevos sin estar todavía abiertos al tráfico, y las últimas estando en operación regular.

De los trabajos y análisis realizados se desprenden las siguientes conclusiones:

- Es de vital importancia, de ser posible, realizar un modelo numérico de la estructura en estudio antes de realizar las mediciones experimentales. Esto permite conocer previamente y de manera aproximada el comportamiento de la misma, lo que ayuda a determinar la posición más adecuada de los sensores para la obtención de los registros de vibración ambiental.
- Aun en puentes catalogados como rígidos, la vibración ambiental resulta ser una opción muy viable para la determinación de propiedades dinámicas, principalmente por su disponibilidad (producto del viento y del tráfico) y considerando el bajo costo que se tiene al emplear esta fuente de excitación.
- Por su simplicidad y calidad de los resultados, la técnica de descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD) es una opción viable en la identificación de sistemas para puentes de concreto de longitud de claro media.

- La configuración de los sensores en la estructura está directamente relacionada con los resultados deseados; para estimar un significativo número de modos es necesario una distribución densa de sensores. No obstante, para identificar variaciones en las propiedades dinámicas en un cierto periodo, basta con un número mínimo de sensores colocados en posiciones estratégicas.
- La identificación de sistemas mediante AMO depende de la irregularidad de la estructura. Aun cuando los puentes son muy similares en geometría en planta, ancho total de calzada y longitud del claro, el número de modos encontrados fue menor en los puentes que presentan esviaje en planta. A mayor irregularidad mayor será el número de sensores necesarios para hacer una identificación adecuada.
- En los puentes estudiados, a reserva de realizar más estudios para conocer el efecto que un gradiente de temperatura tiene sobre las identificaciones de sistemas, las variaciones en las propiedades dinámicas resultado de analizar diferentes escenarios, es muy posible que se deban al agrietamiento y pérdida de rigidez de los elementos que integran la superestructura, producto del paso de los primeros vehículos pesados sobre el puente.

Bibliografía

Döhler, M., Hille, F., Mevel, L. y Rücker, W. (2014). Structural health monitoring with statistical methods during progressive damage test of S101 Bridge. *Engineering Structures*. No. 69: 183-193.b.

Ivanovic, S. S., Trifunac, M. D. y Todorovska, M. I. (2000). Ambient vibration tests of structures – a review. *ISET Journal of Earthquake Technology*. Vol. 407. No. 4: 165-197.

Wenzel, H. y Furtner, P. (2006). Damage detection and bridge classification by ambient vibration monitoring – application of BRIMOS at two stay cable bridges in China. *The Proceeding of 4th China – Japan – US Symposium on Structural Control and Monitoring*. Junio. Lugar

Ventura, E. C., Andersen, P., Mevel, L. y Döhler, M. (2014). Structural Health Monitoring of the Pitt river bridge in British Columbia, Canada. *WCSCM - 6th World Conference on Structural Control and Monitoring*. Junio. Lugar

Soyoz, S. y Feng, M. Q. (2010). Determination of concrete bridge ageing by structural Health monitoring. *Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-cycle Optimization*. Ed. Frangopol, Sauce & Kusko. London.

Gastineau, A., Johnson, T. y Schultz, A. (2009). *Bridge Health Monitoring and Inspections – A survey of Methods*. Minnesota Department of Transportation. St. Paul, Minnesota.

Farrar, C. R. y Sohn, H. (

Chang, P. C., Flatau, A. y Liu S. C. (2003). Review paper: Health monitoring of civil infrastructure. *Structural Health Monitoring*. No. 2: 257:267.

Santos, J. P., Crémona, C., Orcesi, D. y Silveira, P. (2013). Multivariate statistical analysis for early damage detection. *Engineering Structures*. No. 56: 273-285.

Li, Z. X., Chan, T. H. T. y Ko, J. M. (2001). Fatigue analysis and life prediction of bridges with structural health monitoring data – Part I: methodology and strategy. *International Journal of Fatigue*. No. 23: 45-53.

Li, Z. X., Chan, T. H. T. y Ko, J. M. (2001). Fatigue analysis and life prediction of bridges with structural health monitoring data – Part II: application. *International Journal of Fatigue*. No. 23: 55-64.

McCullan, J. J., Galchev, T., Peterson, R. L., Gordenker, R., Zhang, Y., Lynch, J. y Najafi, K. (2014). Long-term testing of vibration harvesting system for the structural health monitoring of bridges. *Sensors and Actuators A: Physical*. No. 217: 139-150.

Moschas, F. y Stiros, S. (2011). Measurement of the dynamic displacements of the modal frequencies of a short-span pedestrian bridge using GPS and an accelerometer. *Engineering Structures*. No. 33: 10-17.

Orcesi, A. D. y Frangopol, D. M. (2011). Optimization of bridge maintenance strategies based on structural health monitoring information. *Engineering Structures*. No. 33: 26-41.

Kulprapha, N. y Warnitchai, P. (2012). Structural health monitoring of continuous prestressed concrete bridge using ambient thermal responses. *Engineering Structures*. No. 40: 20-38.

Contreras, Z. M. y Valdés G. J. (2008). Análisis y comparación de técnicas de identificación de parámetros dinámicos en sistemas estructurales. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz, Veracruz.