

# Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA)

LM-PI-UP-PN12-2015

## MONITOREO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO VIRILLA RUTA NACIONAL No. 32

Preparado por:  
Unidad de Puentes



San José, Costa Rica  
22 de abril de 2015



Documento generado con base en el Art. 6 de la Ley 8114 y lo señalado  
Reglamento al Art. 6 de la precitada ley, publicado mediante decreto  
DE-37016-MOPT.



Laboratorio Nacional de  
Materiales y Modelos Estructurales



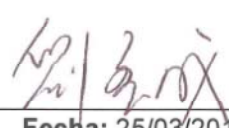
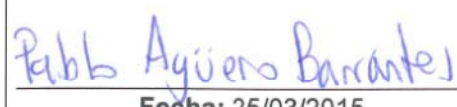
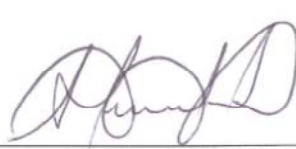
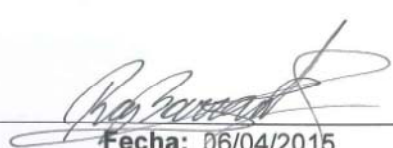
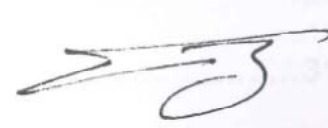
**PROGRAMA DE  
INFRAESTRUCTURA DEL  
TRANSPORTE**



Laboratorio Nacional de  
Materiales y Modelos Estructurales



PROGRAMA DE  
INFRAESTRUCTURA DEL  
TRANSPORTE

<b>1. Informe:</b> LM-PI-UP-PN12-2015		<b>2. Copia No.</b> 1
<b>3. Título y subtítulo:</b> MONITOREO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO VIRILLA RUTA NACIONAL No. 32		<b>4. Fecha del Informe</b> 22 de abril de 2015
<b>5. Organización y dirección</b>  Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales Universidad de Costa Rica, Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, San Pedro de Montes de Oca, Costa Rica Tel: (506) 2511-2500 / Fax: (506) 2511-4440		
<b>6. Notas complementarias</b>  Ninguna		
<b>7. Resumen</b>  Este informe de monitoreo y análisis estructural del puente sobre el Río Virilla, en la Ruta Nacional No.32, es un producto del programa de monitoreo en sitio de estructuras de puentes de la Unidad de Puentes del PITRA - LanammeUCR para evaluar la condición estructural de puentes ubicados a lo largo de la Red Vial Nacional, en el marco de las competencias asignadas mediante el artículo 6 de la ley 8114.		
<b>8. Palabras clave</b> Puentes, Ruta Nacional 32, Río Virilla, Monitoreo.	<b>9. Nivel de seguridad:</b> Ninguno	<b>10. Núm. de páginas</b> 90
<b>11. Inspección e informe por:</b> Ing. Yi Cheng Liu Kuan Unidad de Puentes  Fecha: 25/03/2015	<b>12. Inspección y revisión por:</b> Ing. Pablo Agüero Barrantes Unidad de Puentes  Fecha: 25/03/2015	
<b>13. Revisado por:</b> Lic. Miguel Chacón Alvarado Asesor Legal LanammeUCR  Fecha: 20/04/2015	<b>14. Revisado por:</b> Ing. Roy Barrantes Jiménez Coordinador Unidad de Puentes  Fecha: 06/04/2015	<b>15. Aprobado por:</b> Ing. Luis Guillermo Loria Salazar, Ph.D. Coordinador General PITRA  Fecha: 14/04/2015



Laboratorio Nacional de  
Materiales y Modelos Estructurales



**PROGRAMA DE  
INFRAESTRUCTURA DEL  
TRANSPORTE**

Página intencionalmente dejada en blanco

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>7</b>
<b>2. OBJETIVOS.....</b>	<b>8</b>
<b>3. ALCANCE DEL INFORME.....</b>	<b>8</b>
<b>5. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>10</b>
<b>5.1. ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL .....</b>	<b>10</b>
<b>5.2. ENFOQUES Y FRECUENCIA DE MONITOREO .....</b>	<b>11</b>
<b>5.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES.....</b>	<b>12</b>
<b>5.4. MÉTODO DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS .....</b>	<b>13</b>
<b>5.5. DEFORMACIÓN POR FLUJO PLÁSTICO EN ESTRUCTURAS TIPO CAJÓN.....</b>	<b>18</b>
<b>5.6. AGRIETAMIENTO Y LÍMITES DE DEFORMACIÓN EN ESTRUCTURAS TIPO CAJÓN.....</b>	<b>19</b>
<b>6. ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DISPONIBLE .....</b>	<b>20</b>
<b>4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....</b>	<b>21</b>
<b>7. MÉTODO EXPERIMENTAL .....</b>	<b>26</b>
<b>8. RESULTADOS EXPERIMENTALES.....</b>	<b>31</b>
<b>9. MODELO ANALÍTICO .....</b>	<b>40</b>

<b>9.1.    </b>	<b><i>MODELOS ANALÍTICOS DE SAP2000</i></b> .....	<b>42</b>
<b>9.2.    </b>	<b><i>MODELO ANALÍTICO CON ABAQUS</i></b> .....	<b>52</b>
<b>10.    </b>	<b>COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS Y AJUSTE DEL MODELO ANALÍTICO</b> .....	<b>58</b>
<b>10.1.    </b>	<b><i>COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS</i></b> .....	<b>58</b>
<b>10.2.    </b>	<b><i>AJUSTE DEL MODELO ANALÍTICO PARA LA ESTIMACIÓN DEL GRADO DE LA PÉRDIDA DE RIGIDEZ</i></b> .....	<b>65</b>
<b>11.    </b>	<b>DETERMINACION DE LA DEGRADACION DE LA ESTRUCTURA</b>	<b>75</b>
<b>12.    </b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	<b>85</b>
<b>13.    </b>	<b>REFERENCIAS</b> .....	<b>88</b>

## 1. INTRODUCCIÓN

Durante la etapa de operación de una obra de infraestructura civil se requiere de la inspección periódica, trabajos de mantenimiento y hacer las reparaciones necesarias en casos que se detecten deterioro o daños en sus elementos. Dichas actividades garantizan el buen funcionamiento, seguridad e integridad a lo largo de la vida útil de la obra civil.

Las labores de inspección de puentes inician a un nivel básico de inspección visual. La Unidad de Puentes del PITRA-LanammeUCR ha realizado fiscalización de estructuras de puentes incluyendo inspección visual desde el año 2010, con base en el Manual de Inspección de puentes del MOPT. Si los hallazgos de la inspección visual evidencian posibles daños o deterioro de la estructura se pueden recomendar análisis e inspecciones más detalladas, las cuales se comprenden tradicionalmente como las pruebas de carga estática y dinámica sobre el puente. Para la ejecución de estas pruebas tradicionales es necesaria la interrupción del tránsito.

De la urgente necesidad de contar con métodos y técnicas para la evaluación, monitoreo y detección de daños en puentes, durante los últimos 20 años y alrededor del mundo, ha surgido un área sumamente activa de investigación denominada “Monitoreo de Salud Estructural” (Structural Health Monitoring, SHM por las siglas en inglés), en la que se ha desarrollado e implementado novedosas técnicas para dichos propósitos. La Unidad de Puentes del PITRA-LanammeUCR ha desarrollado e implementado, en nuestro país, una metodología de monitoreo basada en vibraciones, la cual puede considerarse como una versión avanzada de pruebas dinámicas tradicionales, que permite detectar daño mediante cambios en los parámetros dinámicos de la estructura.

Este informe de monitoreo y evaluación estructural del puente sobre el Río Virilla, en la Ruta Nacional No.32, es un producto del programa de monitoreo de puentes en sitio de la Unidad de Puentes del PITRA - LanammeUCR para evaluar la condición estructural de puentes ubicados a lo largo de la Red Vial Nacional, en el marco de las competencias asignadas

Informe No. LM-PI-UP-PN12-2015	Fecha de emisión: 22 de abril de 2015	Página 7 de 90
--------------------------------	---------------------------------------	----------------

mediante el artículo 6 de la ley 8114. El monitoreo estructural se realizó los días 7 de enero y 12 de febrero del 2015.

## **2. OBJETIVOS**

- a) Monitorear el puente con acelerómetros que registren vibraciones ambientales del puente inducidas por el tránsito vehicular. Las aceleraciones son registradas de forma sincronizada por un sistema de adquisición para su posterior análisis.
- b) Identificar los parámetros modales operacionales de la estructura utilizando los datos obtenidos en el campo y métodos estocásticos de sub-espacios.
- c) Modelar el puente con base en la información de los planos de diseño originales utilizando programas de análisis con el método de los elementos finitos.
- d) Comparar los resultados obtenidos analíticamente con los resultados experimentales.
- e) Con base en los resultados identificar posibles daños en la estructura.
- f) Proporcionar recomendaciones generales para mantenimiento y/o reparación.

## **3. ALCANCE DEL INFORME**

Como un aporte a la declaratoria de interés público y nacional manifestada en La Gaceta N° 49 del miércoles 11 de marzo del 2015 (N° 38811- MOPT) denominada "Duplicación del puente sobre el río Virilla en la ruta nacional N° 32" el LanammeUCR remite este informe para que sea considerado por el Poder Ejecutivo en todos sus alcances.

El monitoreo se realizó en la superestructura continua tipo viga cajón de tres tramos (superestructura No.2) debido a la deformación vertical observada en el tramo 3. No fueron monitoreadas las 4 superestructuras tipo viga simplemente apoyada (superestructuras No. 1, 3, 4 y 5).

Informe No. LM-PI-UP-PN12-2015	Fecha de emisión: 22 de abril de 2015	Página 8 de 90
--------------------------------	---------------------------------------	----------------



Este informe de monitoreo estructural presenta los resultados obtenidos del análisis modal experimental y las comparaciones con los resultados analíticos del modelo de elementos finitos del puente, y las estimaciones del grado de daño basadas en el ajuste del modelo analítico contra el modelo experimental, las cuales podría servir de base para la toma de decisiones en cuanto al planeamiento y futuro diseño de rehabilitación del puente.

Los registros de aceleración obtenidos corresponden a vibraciones ambientales, es decir, respuestas del puente ante cargas vehiculares operacionales aleatorias. La cantidad de formas modales operacionales que se puede identificar con los datos experimentales está limitada al comportamiento inducido por la carga vehicular en el periodo de tiempo que se realiza el muestreo de los datos.

El modelaje de la estructura con el método de los elementos finitos se realizó con base en los planos de diseño. No se dispuso de documentos del proceso constructivo ni de los planos como se construyó la obra (planos “as built”).

Para efectos del análisis realizado no se evaluó el efecto de la fatiga en los materiales debido a ciclos de carga en el rango elástico del material.

Para el análisis se utilizó la carga HL-93, sin embargo debe tenerse en cuenta que esta carga es para fines de diseño y las cargas reales que el puente experimenta pueden ser excedidas, dado que la ruta No. 32 presenta un alto porcentaje de vehículos pesados y no cuenta con estaciones de pesaje para regular el peso de los camiones que circulan sobre ella. Debido a lo anterior es necesario realizar otros tipos de estudio como la medición de la deformación dinámica debido a la carga viva vehicular.

## 5. MARCO TEÓRICO

El área de Monitoreo de Salud Estructural comprende la implementación e instalación, en forma temporal o permanente, de una amplia gama de tecnologías y sensores novedosos en puentes y la utilización de diferentes técnicas de procesamiento de señales, identificación de sistemas y modelos numéricos para determinar el estado de “salud” de las estructuras a partir de los datos recolectados in situ.

### 5.1. Análisis modal operacional

La metodología utilizada por la Unidad de Puentes del LanammeUCR se denomina “Monitoreo de Salud Estructural Basado en Vibraciones”, la cual también es conocida como análisis modal operacional. Ésta consiste en la extracción e identificación de los parámetros dinámicos del puente, los cuales comprenden: las frecuencias naturales de vibración, el amortiguamiento y las formas modales operacionales del puente, a partir de las señales vibratorias recolectadas simultáneamente por múltiples sensores de vibración. En nuestro caso particular se utiliza acelerómetros colocados a lo largo del puente.

Cualquier variación en las propiedades mecánicas de la estructura induce cambios en los parámetros dinámicos mencionados. Cambios en las propiedades del puente, como aumento de la masa por sobrecapas de asfalto o variaciones en la rigidez de los elementos estructurales debido a deformaciones en el rango inelástico, afectan el comportamiento dinámico de la estructura y se reflejarían mediante cambios en parámetros dinámicos.

Si existe una buena resolución espacial en cuanto a la distribución de sensores, y si el método de procesamiento de señales e identificación de parámetros dinámicos es lo suficientemente robusto como para extraer todos estos cambios a partir de las señales de vibración captadas, el monitoreo de la salud estructural y la identificación de daños sería factible midiendo únicamente las vibraciones de la estructura [ref. 2].

Se define las formas modales operacionales de una estructura como las obtenidas a partir de las vibraciones inducidas por cargas ambientales. En el caso de estructuras de puentes vehiculares las vibraciones ambientales más frecuentes son las inducidas por la carga vehicular y la carga de viento.

En las estructuras comunes de concreto reforzado, los aceros de refuerzo en tensión actúan de forma pasiva ante las cargas operacionales y empiezan a tomar carga hasta que la sección transversal haya agrietado, lo cual se puede entender como una pérdida de sección o de inercia efectiva en condiciones de servicio. En el caso de un puente de concreto postensado como el de puente sobre Río Virilla en Ruta 32, los cables de postensión son tensados previo a la entrada a operación y son anclados comprimiendo el concreto, de forma que trabajan de forma activa y toman cargas sin necesidad de agrietamiento de la sección de concreto, hecho que brindan mayores capacidades de carga y evita la formación de grietas mejorando la durabilidad del puente [ref. 16]. Sin embargo, los puentes de concreto postensado también podrían sufrir de problemas de pérdida de postensión debido al encogimiento y flujo plástico de concreto y relajación de acero [ref. 16], lo cual se evidencia de la deflexión vertical que se presenta en el tramo central del puente en estudio.

Dependiendo del grado de la pérdida de postensión, la sección transversal podría agrietarse para poder resistir las cargas impuestas, lo que implica una mayor curvatura de la sección, menor momento de inercia efectiva y por ende, menor rigidez. En términos de la estática, estos hechos se traduciría en una mayor deflexión en el puente; pero en términos de la dinámica de estructuras, resultaría en la reducción de las frecuencias naturales de vibración y cambios en las formas modales operaciones por la reducción de rigidez en zonas específicas del puente.

## 5.2. Enfoques y frecuencia de monitoreo

En el caso de puentes nuevos, lo ideal es realizar un monitoreo y análisis modal una vez concluida la construcción de la obra, para obtener un marco de referencia. Posteriormente,

Informe No. LM-PI-UP-PN12-2015	Fecha de emisión: 22 de abril de 2015	Página 11 de 90
--------------------------------	---------------------------------------	-----------------

realizar monitoreos periódicos dependiendo de la importancia de la obra (por ejemplo, cada 2 años). Cambios importantes entre los parámetros modales obtenidos en el monitoreo del estado inicial y cualquier monitoreo posterior son indicativo de daño probable.

Lo anterior también es recomendable para puentes que han sido reforzados o rehabilitados, para generar un registro histórico de la estructura reforzada. También se podría realizar un monitoreo antes del inicio de las obras de rehabilitación para evaluar el efecto de los trabajos de reforzamiento.

En el caso de puentes existentes que no se cuenta con el monitoreo inicial después de finalizar la construcción la única forma para poder evaluar el estado de puente y estimar su grado de deterioro es comparar con un modelo estructural analítico. La modelación con elementos finitos es generada con base en la información disponible del puente como planos y especificaciones, y el modelo resultante es considerado como la condición ideal y “sana” del puente.

Sin embargo, el método de los elementos finitos es un método numérico y acarrea por sí mismo errores de modelado. Por esta razón, diferentes niveles de refinamiento del modelo analítico deben ser examinados, y realizarse un estudio de sensibilidad y convergencia en cuanto a los parámetros modales analíticos para tomar en cuenta el nivel de incertidumbre incurrido en este método.

En todos los casos anteriores (puente nuevo, reforzado o existente) se recomienda realizar un monitoreo cada vez que la estructura se vea sometida a un evento extremo significativo como un sismo o una crecida del río.

### 5.3. Filosofía de diseño de estructuras sismorresistentes

Se debe recordar que con el propósito de reducir costos constructivos las normas de diseño aceptan que la estructura pueda sufrir daño (exceder el rango elástico) para ciertos niveles

de desempeño. Un ejemplo es el Código Sísmico de Costa Rica, que desde la versión 2002 clasifica las edificaciones según su uso e importancia con niveles de desempeño y demandas sísmicas [ref. 18]. Los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes de Costa Rica también establecen en la sección 1.3 diferentes objetivos de desempeño en función de la importancia de la estructura [ref. 19].

La sección 1.1 de los Lineamientos establece que:

*“El diseño sismorresistente es un diseño gobernado por desplazamientos y deformaciones internas, pues ese es el efecto que induce la acción sísmica sobre la estructura. Se toleran deformaciones internas que excedan el rango elástico de los materiales, siempre que en el diseño de los elementos y componentes se tomen las medidas necesarias para evitar pérdidas sensibles en su resistencia que puedan afectar la integridad y estabilidad de la estructura, así como su capacidad de resistir cargas como sistema.”*

Lo anterior implica que se espera que una estructura debidamente conceptualizada y diseñada permanezca en el rango elástico ante la acción de cargas de servicio y se espera daño (sin colapso) ante cierto nivel de cargas.

#### 5.4. Método de Identificación de Sistemas

Para la correcta identificación de los parámetros dinámicos del puente, es necesaria la utilización de una técnica de identificación. Como los parámetros dinámicos son obtenidos a partir de múltiples registros de señales de vibración, recolectados por un sistema de adquisición de datos que sincroniza los registros simultáneos de aceleración, la técnica de identificación debe ser robusta y capaz de discriminar las señales de ruido e interferencias presentes en los registros.

El método de Identificación Estocástica del Subespacio (Stochastic Subspace Identification, SSI por sus siglas en inglés) es un método de identificación de sistemas lineales en el

Informe No. LM-PI-UP-PN12-2015	Fecha de emisión: 22 de abril de 2015	Página 13 de 90
--------------------------------	---------------------------------------	-----------------

dominio del tiempo que ha ganado territorio en el ámbito de ingeniería civil por su robustez y eficacia. El método cuenta con una base matemática rigurosa y experiencias exitosas de su aplicación a diferentes tipos de obras de infraestructura civil que se puede encontrar en numerosas publicaciones técnicas internacionales [refs. 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12].

El Método Estocástico Subespacial parte desde la ecuación de movimiento de un sistema dinámico invariante en el tiempo:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{C}_2\dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{q}(t) = \mathbf{F}(t) = \mathbf{L}\mathbf{u}(t) \quad (2.1)$$

donde  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}_2$  and  $\mathbf{K} \in \mathfrak{R}^{n \times n}$  son las matrices de masa, amortiguamiento y de rigidez respectivamente. Además

$\mathbf{q}(t) \in \mathfrak{R}^n$  es el vector de desplazamiento en tiempo continuo.

$\dot{\mathbf{q}}(t)$  es el vector de velocidad.

$\ddot{\mathbf{q}}(t)$  es el vector de aceleración con la misma dimensión que el vector de desplazamiento.

$\mathbf{F}(t) \in \mathfrak{R}^n$  es el vector de la excitación externa.

$\mathbf{L} \in \mathfrak{R}^{n \times m}$  es la matriz de ubicación de entradas de excitación externa al sistema.

$\mathbf{u}(t) \in \mathfrak{R}^m$  es el vector que describe m entradas como función del tiempo t.

n es el número de los grados de libertad y m es el número de entradas.

La ecuación (2.1) puede ser discretizada en el tiempo y luego de una serie de manipulaciones matemáticas con la hipótesis de que al sistema no se le puede conocer las excitaciones de entrada pero que estas pueden ser asumidas como ruido blanco, se puede llegar al modelo conocido como “el Modelo Estocástico de Espacio de Estados en Tiempos Discretos”:

$$\mathbf{x}_{k+1} = \mathbf{A}\mathbf{x}_k + \mathbf{w}_k$$

$$\mathbf{y}_k = \mathbf{C}\mathbf{x}_k + \mathbf{v}_k$$

Donde  $\mathbf{x}_k = \mathbf{x}(k\Delta t) = [\mathbf{q}_k^T \quad \dot{\mathbf{q}}_k^T]^T$  es el vector del estado discreto que contiene los desplazamientos y velocidades muestreados (discretos) en el punto  $k$ , y  $\Delta t$  es el intervalo de tiempo en el muestreo.  $\mathbf{y}_k \in \mathfrak{R}^l$  representa las  $l$  mediciones discretas (es decir,  $l$  sensores) de salida del sistema.  $\mathbf{A}$  es la matriz del sistema,  $\mathbf{C}$  es la matriz de observación en tiempos discretos, y  $\mathbf{w}_k \in \mathfrak{R}^{2n \times 1}$  y  $\mathbf{v}_k \in \mathfrak{R}^{l \times 1}$  son asumidos como un ruido espacialmente blanco de media cero. La relación que hay entre la matriz  $\mathbf{A}$  en tiempos discretos y las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la ecuación del movimiento en tiempo continuo es la siguiente:

$$\mathbf{A} = e^{\mathbf{A}_c \Delta t}, \quad \mathbf{A}_c = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}_2 \end{bmatrix} \in \mathfrak{R}^{2n \times 2n}$$

donde  $\mathbf{I}$  es la matriz de identidad.

La matriz de observación  $\mathbf{C}$  en el caso de que sólo hay mediciones de aceleración y después de la conversión a tiempos discretos se define de la siguiente manera:

$$\mathbf{C} = (-\mathbf{C}_a \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} \quad -\mathbf{C}_a \mathbf{M}^{-1} \mathbf{C}_2) \in \mathfrak{R}^{l \times 2n}$$

donde  $\mathbf{C}_a \in \mathfrak{R}^{l \times n}$  es la matriz de ubicación de los sensores de aceleración sobre los grados de libertad de la estructura en vibración.

Del análisis de valores propios (eigenvalores) de la matriz  $\mathbf{A}$  se puede extraer la información de las frecuencias naturales de vibración así como los amortiguamientos de los modos

excitados durante las mediciones; mientras que de la matriz de observación  $C$  multiplicada por los vectores propios (eigenvectores) de la matriz  $A$  se obtendrá la forma modal operacional observada en los puntos de medición. Por esta razón, mientras mayores puntos de medición haya, más resolución espacial se dispone de la forma modal operacional experimental.

El método de Identificación de subespacios estocásticos que se llamará SSI de ahora en adelante, consiste en un algoritmo numérico de varios pasos que permite extraer de las múltiples mediciones simultáneas las matrices  $A$  y  $C$ , y luego de ellos, los parámetros modales de interés. El método SSI conducido por covarianzas (SSI-COV) es el método aplicado para el análisis de este puente y se ilustra en el diagrama de flujo de la figura 1.

Como SSI-COV es un método numérico basado en descomposición matricial, en el proceso se podría generar polos numéricos complejos y se podría encontrar también modos debido a señales de ruido en los registros, así como, aquellos correspondientes a modos no bien excitados o modos transitorios. La herramienta usada comúnmente para discriminar los polos físicos de los polos espurios se denomina el diagrama de estabilización. Se puede encontrar un estudio a fondo del uso de esta herramienta en la referencia [ref. 13].

El método SSI-COV junto con la implementación de diagrama de estabilización es programado en MATLAB y ha sido utilizado en diversos trabajos de investigación, tal como en el análisis modal operacional de la torre de televisión de cantón de 600 m de altura [refs. 4, 14], como en un puente de arco [ref. 6].



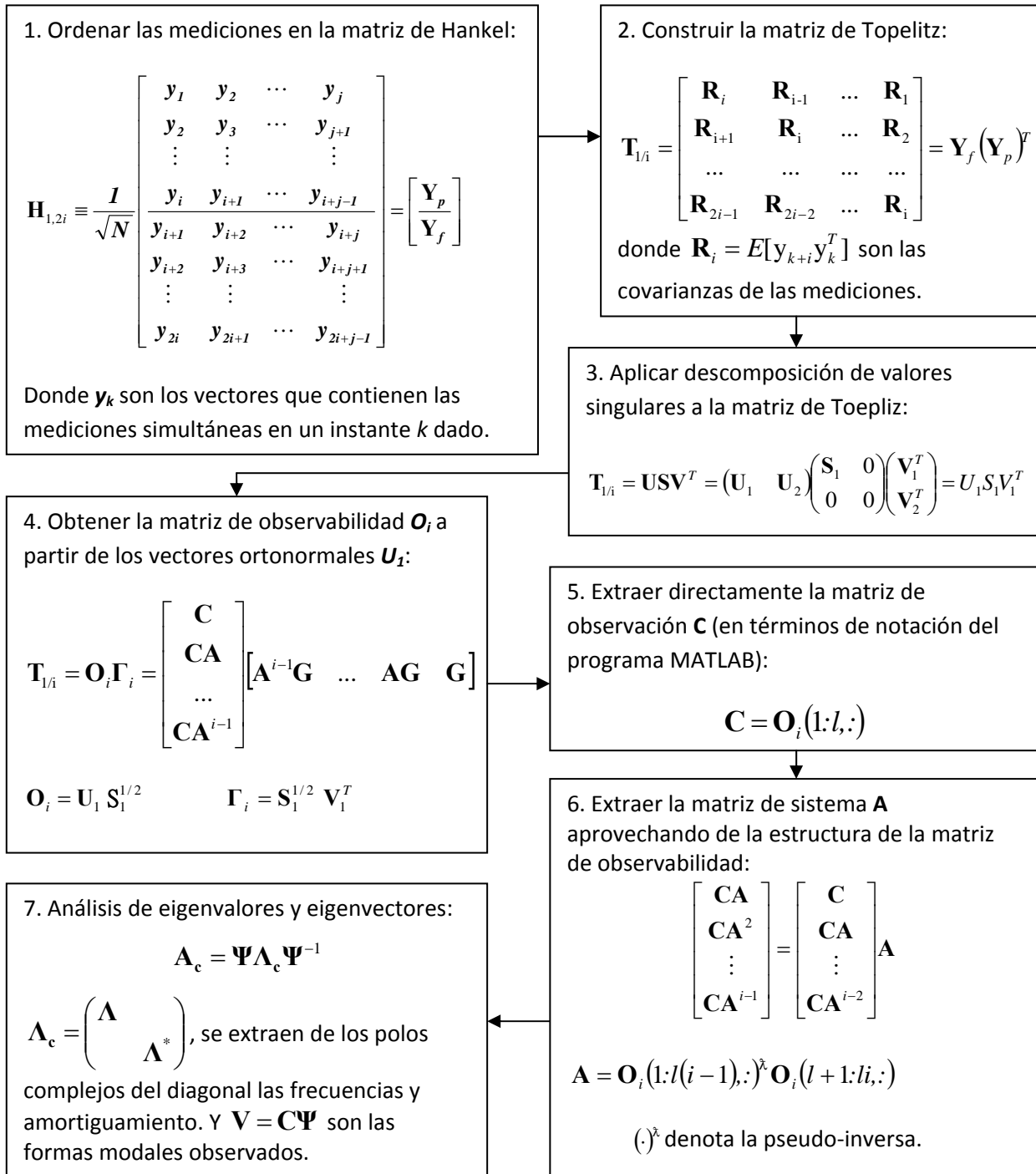


Figura 1. Diagrama de flujo del método SSI-COV

Tanto las frecuencias naturales y las formas modales experimentales obtenidas con SSI-COV podrían servir de indicadores para cuantificar el daño, el primero de la severidad del daño y el segundo su ubicación, cuando pueden ser comparados con una referencia. Además, cualquier anomalía en las formas modales experimentales puede señalar directamente zonas de daño sin necesidad de una referencia. Para la comparación de formas modales, se utiliza el “criterio de aseguramiento modal” (Modal Assurance Criterion, MAC por sus siglas en inglés), que en palabras sencillas mide el grado de correlación que hay entre dos vectores de formas modales:

$$MAC(u, v) = \frac{|u^T \cdot v|^2}{(u^T \cdot u)(v^T \cdot v)} \quad (2.2)$$

donde  $u$  es el vector de forma modal experimental y  $v$  es el analítico.

##### 5.5. Deformación por flujo plástico en estructuras tipo cajón

Los puentes tipo cajón de concreto construidos segmentalmente en doble voladizo son una solución eficiente para salvar luces de hasta 300 metros de longitud [ref. 17]. Este tipo de estructuras presentan el problema de las deformaciones permanentes debido a los efectos dependientes del tiempo en el concreto, como el flujo plástico. El flujo plástico es un incremento en la deformación de un elemento sometido a un esfuerzo constante.

La carga dominante en este tipo de puentes es el peso propio del concreto estructural, por lo que el esfuerzo debido al peso propio es el principal responsable de las deformaciones en este tipo de puentes.

La deformación debido al flujo plástico para un concreto particular es difícil de estimar a menos de que se cuente con resultados de pruebas de laboratorio. Ante la ausencia de resultados experimentales se utilizan métodos aproximados para estimar las deformaciones por flujo plástico.

Para estimar la variación del módulo de elasticidad del concreto se utiliza [Collins, Mitchell]

$$E_{c,eff} = \frac{E_{ci}}{1 + \phi(t, t_i)} \quad (2.3)$$

$E_{c,eff}$  es el módulo de elasticidad efectivo en el tiempo  $t$

$E_{ci}$  es el módulo de elasticidad en el tiempo  $t_i$

$t_i$  es el tiempo en días cuando se aplicó el esfuerzo constante

$\phi(t, t_i)$  es el coeficiente de flujo plástico

$$\phi(t, t_i) = 3.5k_c k_f \left( 1.58 - \frac{H}{120} \right) t_i^{-0.118} \frac{(t - t_i)^{0.6}}{10 + (t - t_i)^{0.6}}$$

$k_c$  es el factor por el efecto de la razón de volumen/superficie

$k_f$  es el factor del efecto de la resistencia del concreto

$$k_f = \frac{1}{0.67 + (f'_c / 62)} (MPa)$$

$H$  es el porcentaje de humedad relativa.

La ecuación (2.3) permite cuantificar un módulo de elasticidad inicial equivalente para tomar en cuenta el efecto del flujo plástico en concreto sometido a un esfuerzo sostenido durante largo plazo, en el caso de los puentes tipo cajón la carga dominante es el peso propio de la estructura de concreto.

### 5.6. Agrietamiento y límites de deformación en estructuras tipo cajón

En la sección 2.5.2 de la Especificación de Diseño AASHTO LRFD 2012 se establece los criterios de diseño para condiciones de servicio. En la sección 2.5.2.6.2 se establece un límite de deformación vertical de  $L/800$  para cargas vehiculares en general. En la sección C2.5.2.6.1 se indica que las deformaciones inducidas por carga de servicio pueden causar deterioro de la superficie de rodamiento y agrietamiento local en los tableros de concreto.

Estos criterios se utilizarán para el análisis del puente utilizando los modelos estructurales ajustados con base en los resultados experimentales.

## 6. ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DISPONIBLE

Como antecedente de inspección del puente sobre el río Virilla se cuenta con la información de la inspección visual del puente presentada en el informe de fiscalización LM-PI-UP-PN06-2014 “Inspección del Puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 32” presentado por la Unidad de Puentes del PITRA-LanammeUCR en abril del 2014 [ref. 3]. En dicho informe se concluye que el estado del puente es DEFICIENTE y una de las principales razones es la deformación observada en el tramo 3 (ver figura 2) de la superestructura tipo viga cajón (superestructura No.2 en figura 4b). Una de las recomendaciones del informe es realizar una evaluación estructural detallada de las vigas del puente, prestando atención a la superestructura No.2 debido a la deformación vertical observada.



**Figura 2.** Deformación vertical del tramo 3. Arriba visto desde el norte, abajo vista desde el sur

Se cuenta con los planos del diseño original con fecha de marzo de 1975. Los planos consisten en un juego de 27 láminas en total con los detalles constructivos los elementos estructurales del puente. No se cuenta con documentos relacionados con el proceso constructivo de la estructura ni con los planos como se construyó la obra (planos “as built”).

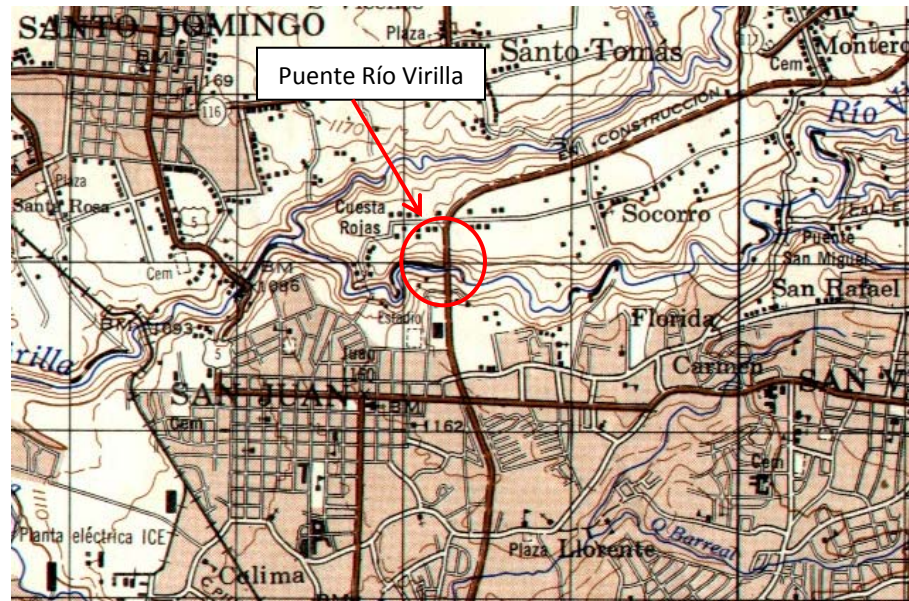
También se cuenta con los planos y especificaciones de diseño de una rehabilitación estructural del puente con fecha de agosto del 2004. Dicha información fue remitida a la Unidad de Puentes mediante oficio DCO 22-141-0407 de la Dirección de Conservación de Vías del CONAVI. Los planos y especificaciones son producto de la Licitación Pública No.052-2002 del CONAVI: “diseño de las Obras de Rehabilitación del Puente Sobre el Río Virilla en Ruta Nacional N°32”. De los documentos se infiere que los objetivos de la rehabilitación es eliminar la deformación vertical del tramo 3 y adecuar la estructura a una carga de diseño HS-20+25%.

En el informe LM-PI-UP-02-2013 “Monitoreo y evaluación estructural de puentes utilizando un sistema de Instrumentación Inalámbrico” preparado por la Unidad de Puentes del PITRA-Lanamme UCR se presentó una propuesta de investigación para desarrollar un sistema portátil de monitoreo en sitio para estructuras de puentes [ref. 2].

#### **4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA**

El puente monitoreado se ubica en la Ruta Nacional No.32 y cruza el Río Virilla. Desde el punto de vista administrativo, se ubica en el distrito de San Juan, del cantón de Tibás, en la provincia de San José. Sus coordenadas, en el sistema geográfico de ubicación, corresponden con: 9°58'07,57"N de latitud y 84°04'25,33"O de longitud. La figura 3 muestra la ubicación geográfica del puente en la hoja cartográfica ABRA 1:50 000.





**Figura 3.** Ubicación del puente en la hoja cartográfica ABRA 1:50 000.

La Tabla No. 1 resume las características básicas del puente y las figuras 4 y 5 presentan dos de las vistas principales del puente, la vista a lo largo de la línea de centro y una vista lateral respectivamente. La figura 6 muestra la identificación utilizada en este informe cuando se hace referencia a ciertos elementos del puente, la cual también coincide con la que se utiliza en los planos.

**Tabla No. 1.** Características básicas del puente.

<b>Geometría</b>	Tipo de estructura	Puente
	Longitud total (m)	287,5
	Ancho total (m)	10,95
	Ancho de calzada (m)	8,55
	Número de tramos	7
	Alineación del puente	Recta
	Número de carriles	2 (uno por sentido)
<b>Superestructura</b>	Número de superestructuras	5
	Tipo de superestructura (elementos principales)	Superestructuras 1,3,4,y 5 , tipo viga con vigas principales tipo I de concreto preesforzado Superestructura 2, tipo cajón de concreto preesforzado
	Tipo de tablero	Losa de concreto reforzado sobre vigas I de concreto preesforzado. Losa de concreto que forma parte de la viga cajón
<b>Apoyos</b>	Tipo de apoyo en bastiones	Bastiones 1 y 2 : apoyo fijo
	Tipo de apoyo en pilas	Pilas 1, 4, 5 y 6: no se tuvo acceso visual al apoyo. No se cuenta con planos constructivos de los apoyos. Pilas 2 y 3: apoyo inicial rígido, apoyo final rígido
<b>Subestructura</b>	Número de elementos	Bastiones: 2 Pilas: 6
	Tipo de bastiones	Bastiones 1 y 2 , tipo voladizo de concreto reforzado
	Tipo de pilas	Pilas 1, 2, 3 y 4 , tipo muro de concreto reforzado Pilas 5 y 6 , tipo columna de concreto reforzado
	Tipo de cimentación	Todos los bastiones y pilas: tipo placa de concreto reforzado
<b>Diseño y construcción</b>	Especificación de diseño original	AASHO 1969 (planos 1975)
	Carga viva de diseño original	HS-20-44 (planos 1975)
	Especificación utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	AASHTO 1996 y AASHTO LRFD 1997 (planos agosto 2004, no se ha construido)
	Carga viva de diseño utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	HS-20+25% (planos agosto 2004, no se ha construido)

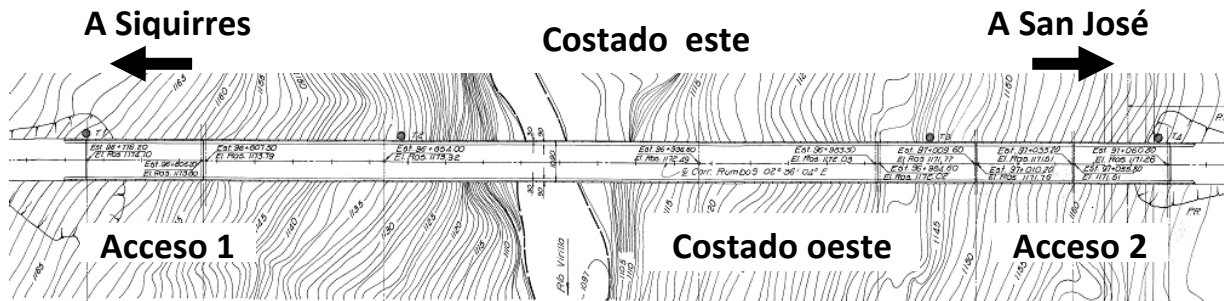


**Figura 4.** Vista a lo largo de la línea de centro desde el acceso sur.

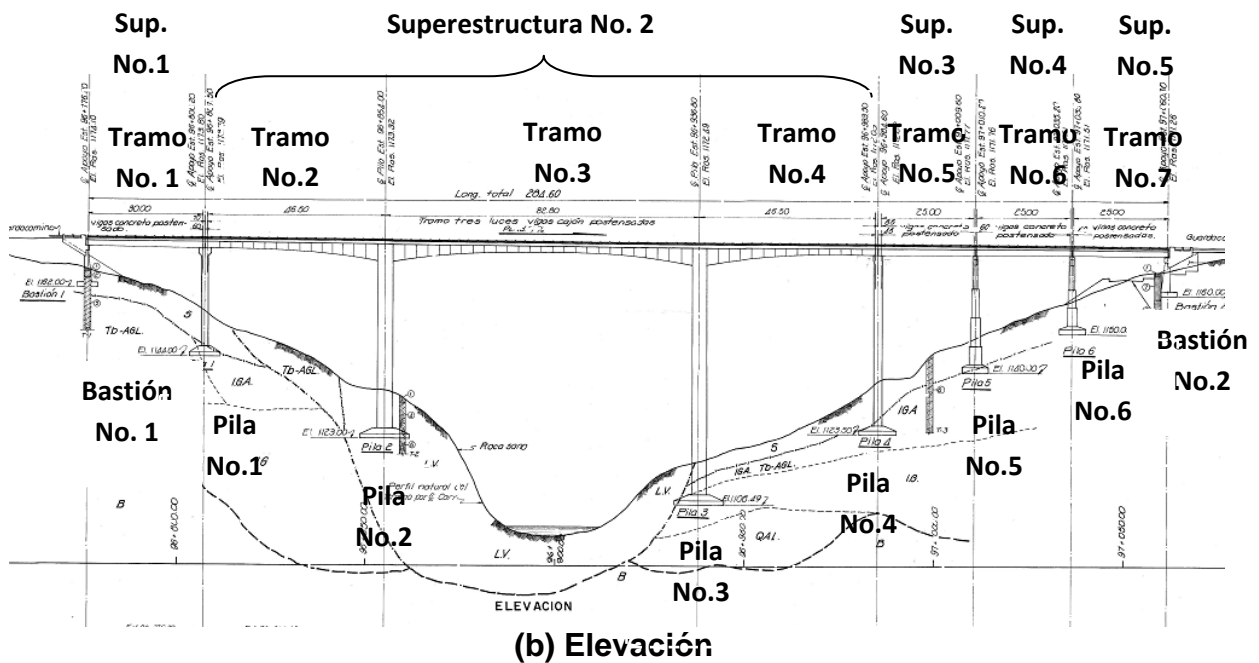


**Figura 5.** Vista lateral del costado oeste.





(a) Vista en planta



(b) Elevación

Figura 6. Identificación utilizada para el puente sobre el Río Virilla.

## 7. MÉTODO EXPERIMENTAL

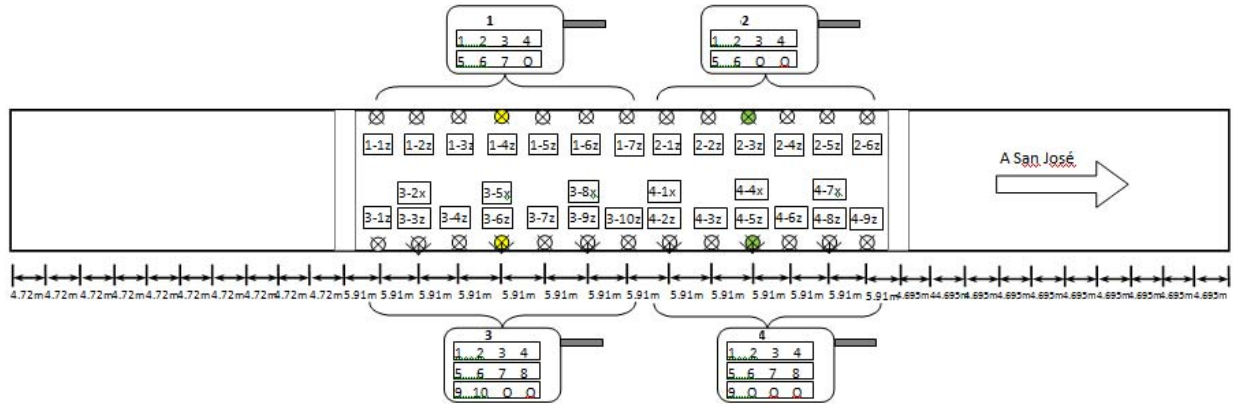
A continuación se describirá de manera general el método experimental utilizado.

Se obtienen registros de aceleración inducida por las cargas operacionales del puente en las direcciones vertical y transversal del puente, en la figura 7 se presenta la colocación de sensores en las aceras del puente. Debido a la longitud del puente y a la cantidad limitada de sensores disponibles se debió realizar el monitoreo en tres etapas. En la sección 8 se indican las consideraciones especiales que se deben tomar cuando el monitoreo se realiza en tramos.



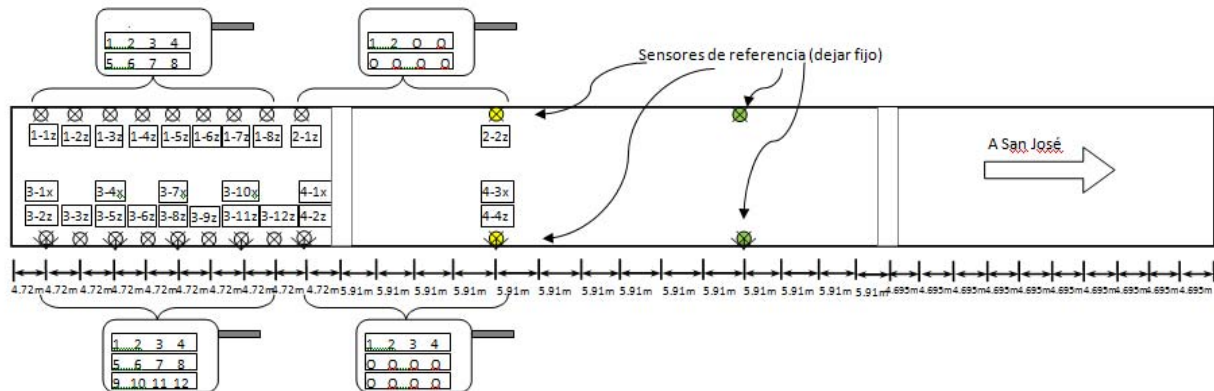
**Figura 7.** Colocación de sensores en las aceras del puente.

En la figura 8 se presenta la distribución de sensores de aceleración utilizada en el tramo 3 (central), en este caso se capturaron registros en el sentido vertical en 26 puntos del puente y en el sentido transversal en 6 puntos del puente.



**Figura 8.** Distribución de sensores sobre el tramo No. 3

En la figura 9 se presenta la distribución de sensores de aceleración utilizada en el tramo No. 2 (norte), se capturaron registros en el sentido vertical en 18 puntos del puente y en el sentido transversal 5 puntos del puente. La configuración del tramo 4 (sur) es simétrica con respecto al centro de la luz del tramo 3 (central) a la mostrada en la figura 9.

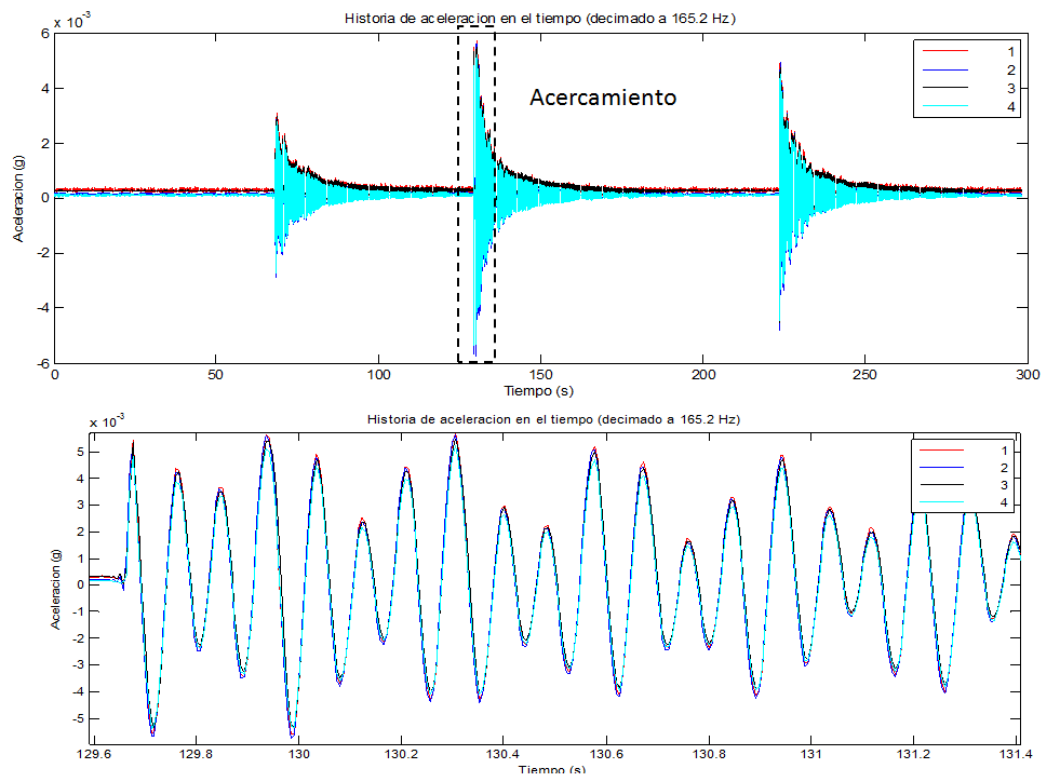


**Figura 9.** Distribución de sensores en el tramo No. 2 (norte).

El sistema de adquisición de datos utilizado es un sistema portátil diseñado para monitoreo y evaluación de puentes basado en vibraciones, que consiste en 4 maletas que contienen en cada una de ellas una unidad de adquisición de datos con procesador en tiempo real, con

sus módulo de GPS y de vibración, fuente de poder, y un nodo de señal inalámbrica para la comunicación entre el nodo de usuario y cada maleta.

Las unidades de adquisición de datos se comunican de forma inalámbrica con el nodo de usuario, mientras que los sensores lo hacen de forma alámbrica. Los datos capturados por las unidades de adquisición de datos son sincronizados por GPS, y el algoritmo de adquisición de datos y sincronización fue implementado y verificado previamente por el equipo investigador. La sincronización de los datos es esencial para poder implementar correctamente el método SSI, en la figura 10 se presenta un ejemplo de sincronización de datos de cuatro sensores de aceleración instalados en una estructura en oscilación libre en laboratorio para propósitos de validación del sistema.



**Figura 10.** Registros de aceleración sincronizados.



La captura de datos se realiza por periodos de 40 minutos y divididos en bloques de 5 minutos para cada una de las tres configuraciones con el tránsito en operación (ver figura 11). La tasa de muestreo en campo es de 1652.89 Hz, y los datos obtenidos en campo son llevados a la oficina para su análisis, donde se obtienen las frecuencias y formas modales operacionales de la estructura. **Los datos adquiridos deben ser revisados en forma exhaustiva canal por canal y pasar por filtros para estar en el rango de frecuencias que favorecen la identificación de los modos de vibración del puente. En caso de puentes con daños (comportándose ya en el rango inelástico, por lo tanto, no es lineal el sistema), técnicas más avanzadas de pre-procesamiento puede ser requeridas para descartar señales debido a la no-linealidad de la estructura.**

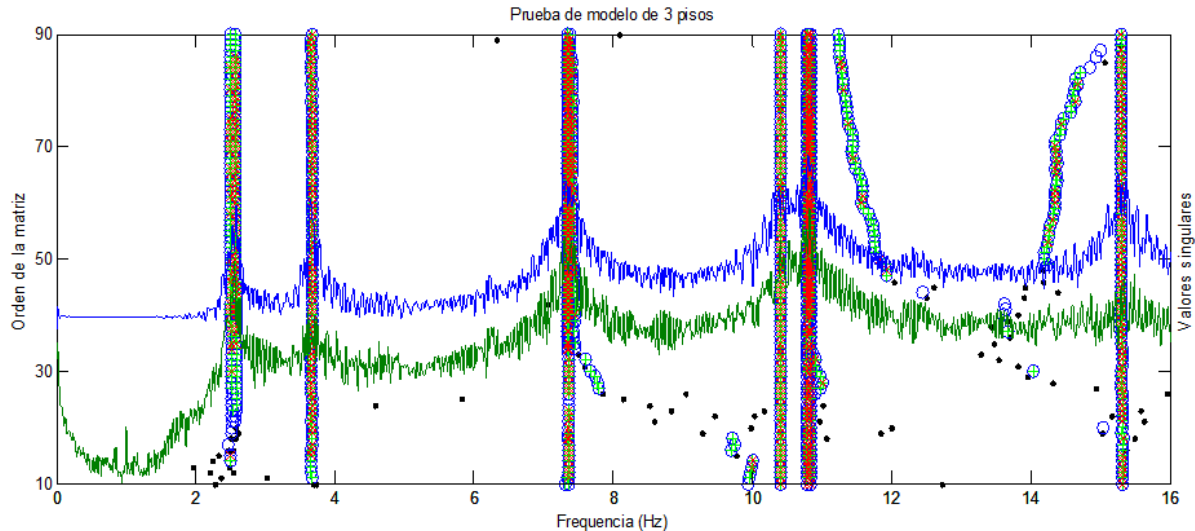


**Figura 11.** Vista de superestructura con equipos en las aceras. Nótese que el monitoreo no interrumpe el tránsito de vehículos.

Las frecuencias naturales de la estructura son determinadas a partir del diagrama de estabilización como el mostrado en la figura 12, el cual corresponde a la estructura sencilla

utilizada en laboratorio (modelo de 3 pisos) para la validación de sistema de adquisición de datos. Únicamente aquellos modos (parámetros modales) que se estabilizan conforme aumenta el orden de la matriz de Toeplitz se tomarán en cuenta, caso contrario podría tratarse de modos transitorios o modos no bien excitados de los que no se obtendrá buena calidad y certeza en su identificación.

Además, en el fondo y superpuesto al diagrama de estabilización de la figura 12 se encuentra el resultado del método de “Descomposición en el Dominio de Frecuencias” (Frequency Domain Decomposition, FDD por sus siglas en inglés), el cual similarmente es un método de subespacios en el dominio de frecuencias que consiste en aplicar Descomposición de Valores Singulares de la matriz de densidad espectral cruzada. Los dos primeros valores singulares de la matriz descompuesta (representados con líneas azul y verde) son graficados en conjunto con el diagrama de estabilización permitiendo así visualizar todavía mejor las señales adquiridas y sus componentes armónicos.



**Figura 12.** Diagrama de estabilización de frecuencias de una estructura sencilla.

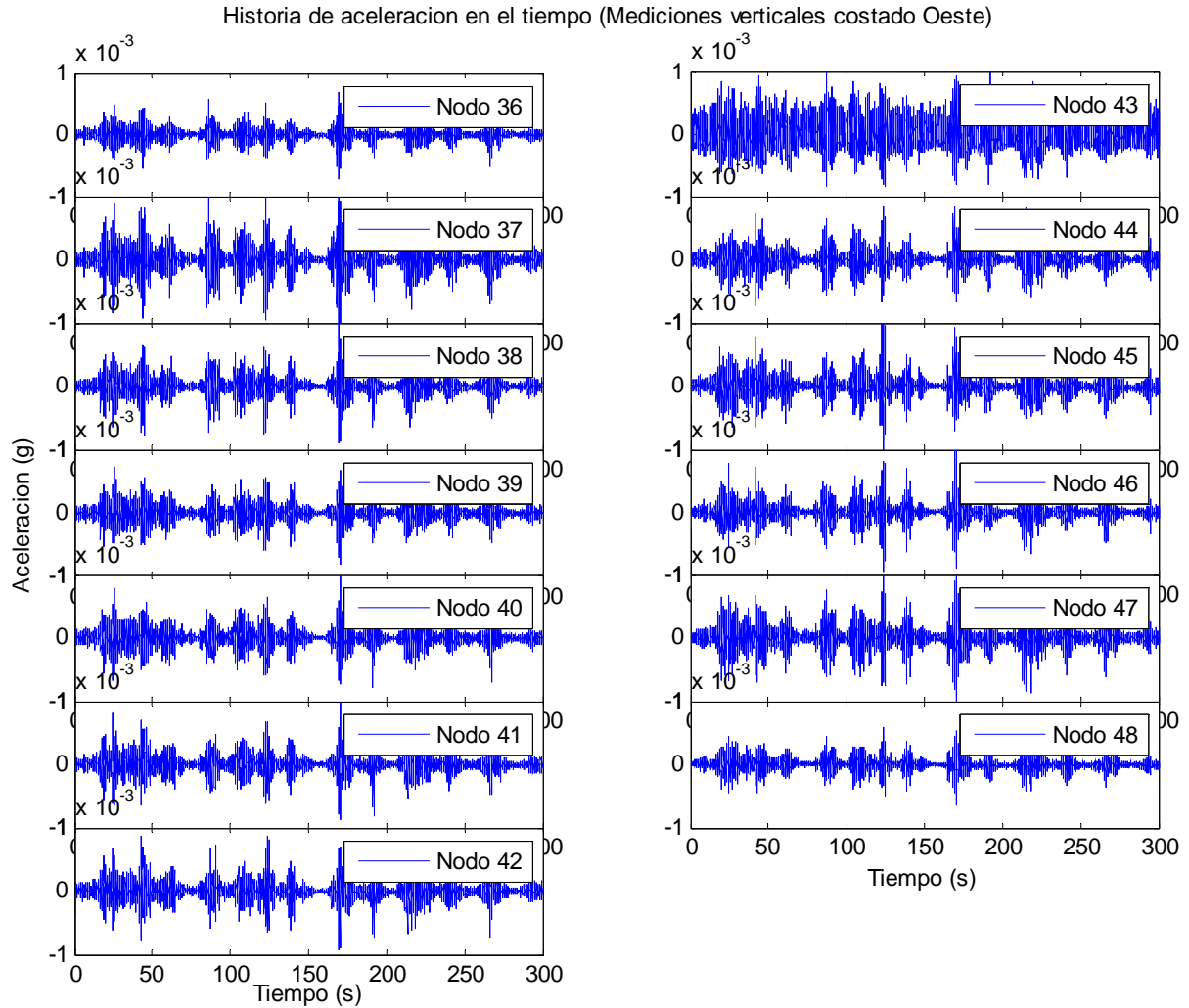
Dado que no se cuenta con mediciones experimentales del puente recién construido o en su estado “sano”, se tiene que tomar al modelo analítico elástico de los elementos finitos construido siguiendo la geometría y especificación de los planos de construcción como

condición ideal para confrontar con los resultados experimentales, y de esta forma localizar y cuantificar el daño. Sin embargo, el método de los elementos finitos también podría acarrear error de modelado. Por esto se construye el modelo de los elementos finitos usando los programas de análisis estructural SAP2000 y ABAQUS, y empleando diferentes elementos y niveles de detalle (densidad de la malla) para tomar en cuenta la incertidumbre asociado al modelado.

Una vez construido el modelo analítico, se procede a hacer análisis modal del modelo y comparar los resultados analíticos con las frecuencias y formas modales experimentales. Si se obtienen diferencias significativas entre los resultados experimentales y analíticos más allá del nivel de incertidumbre del modelado con elemento finito, es indicativo de daño en la estructura. Para determinar la pérdida en la rigidez de la estructura se debe “ajustar” manualmente el modelo de elementos finitos mediante la introducción de factores de reducción de la rigidez en diferentes regiones, hasta lograr minimizar el error que hay entre el modelo experimental y el modelo analítico. Este ajuste se realiza basado en criterios de análisis estructural que permiten ubicar las zonas de mayor demanda de esfuerzos y por lo tanto, más propensos a daño. Finalmente, estos factores de reducción serían los indicadores del grado de daño que ha sufrido la estructura.

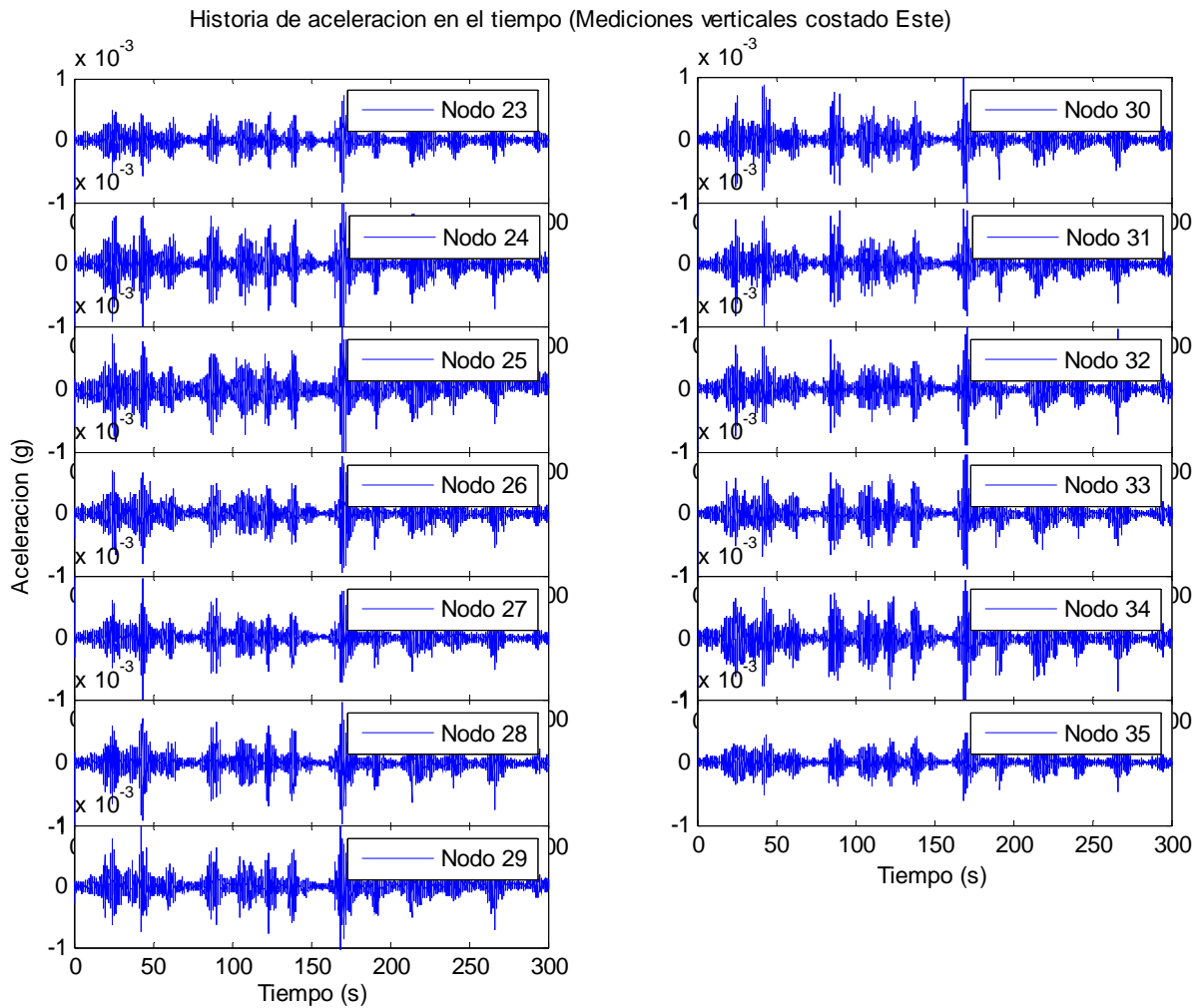
## 8. RESULTADOS EXPERIMENTALES

En las figuras 13, 14 y 15 se muestra un bloque de registros de aceleración recolectados en el tramo 3 por un periodo de 5 minutos, por sensores ubicados en costado Oeste, Este, y por los que registran aceleración horizontal respectivamente. Los datos han sido decimados a una tasa de muestreo de 41.3223 Hz porque interesa únicamente aquellos componentes de frecuencias relativamente bajas de donde se pueden extraer la información modal del puente. Los datos del Nodo 43 fueron descartados por presencia de ruido indeseado en la señal. La definición de nodos se presenta en la figura 16.

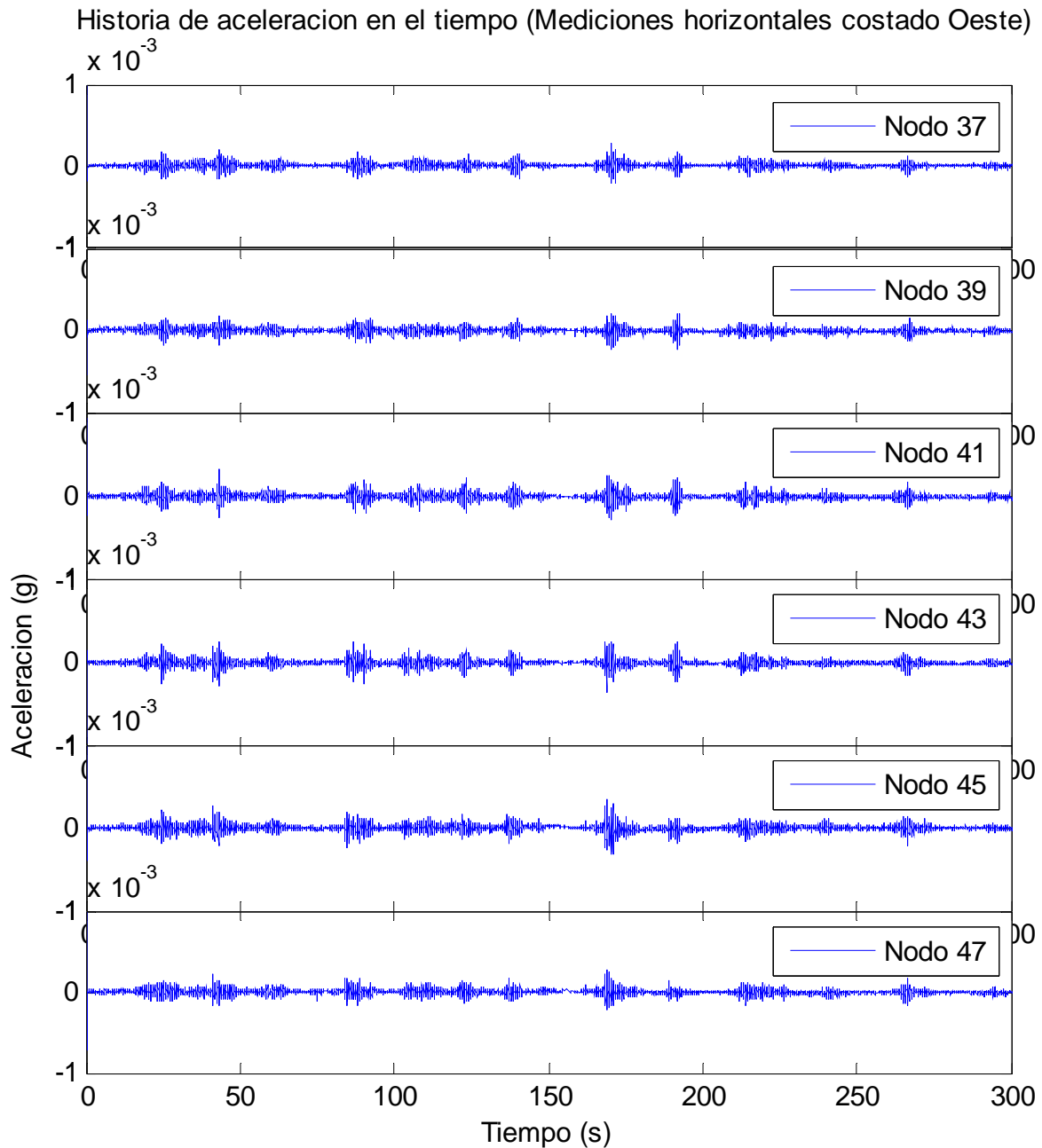


**Figura 13.** Aceleraciones verticales registradas del costado Oeste, tramo No. 3.

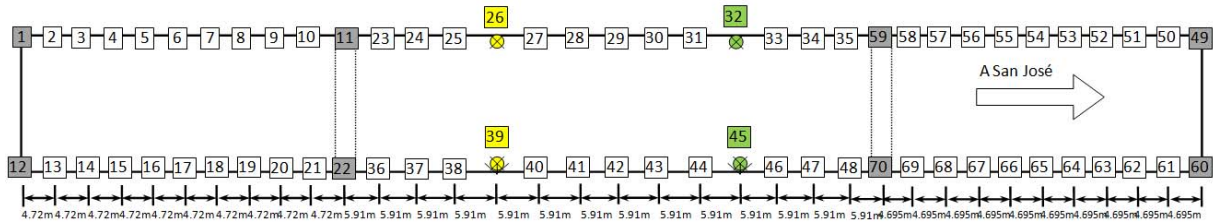




**Figura 14.** Aceleraciones verticales registradas del costado Este, tramo No. 3.



**Figura 15.** Aceleraciones horizontales registradas del costado Oeste, tramo No. 3.

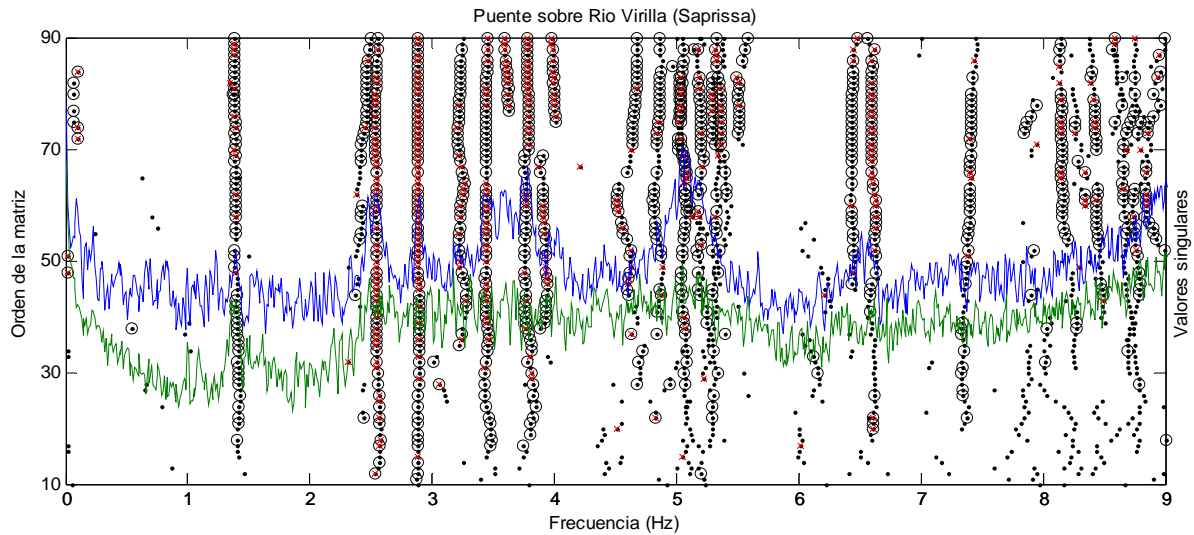


**Figura 16.** Definición de nodos.

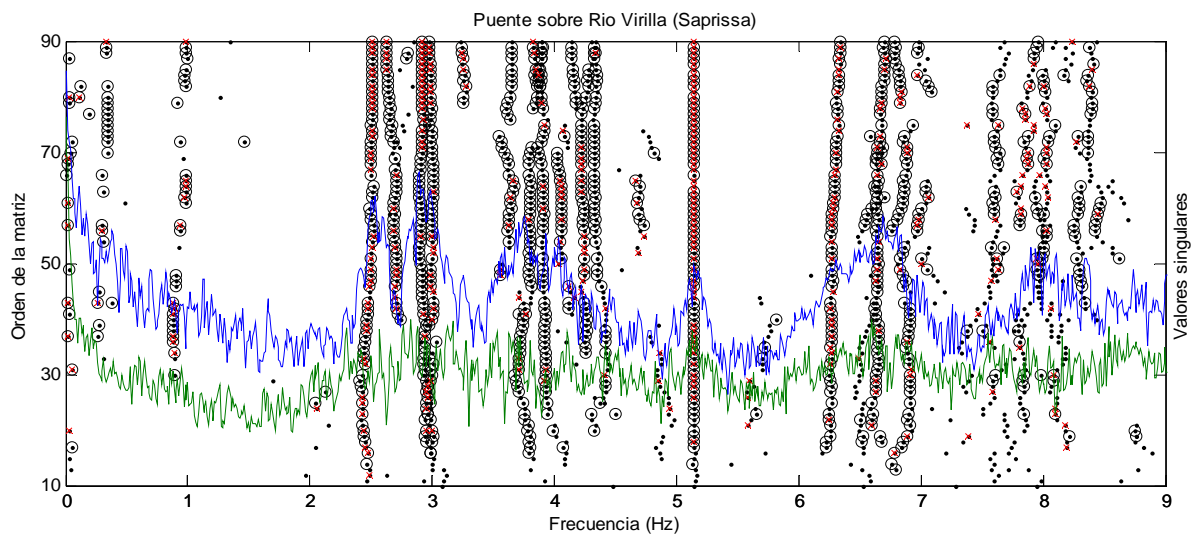
Cada bloque de 5 minutos de medición es utilizado como entrada para el método SSI-COV. En la figura 17 se presenta el diagrama de estabilización resultado del análisis para el primer bloque de datos de tramo 3, con una disminución de la frecuencia de muestreo hasta 18.3655 Hz para facilitar la identificación de frecuencias bajas, y el orden del sistema a identificar se definió como 70.

El criterio de estabilización utilizado para el análisis de la superestructura tipo cajón del puente sobre río Virilla (Ruta 32) es que se considera estable en cuanto a frecuencias si existe menos de 1% de diferencia entre las calculadas por la orden de matriz  $n-1$  y por la orden  $n$ , en cuanto a formas modales 3%, y con respecto a amortiguamiento 5%. Un punto negro en el diagrama indica modos con frecuencia estable; un círculo negro indica forma modal estable; y una cruz roja indica que el amortiguamiento también es estable.

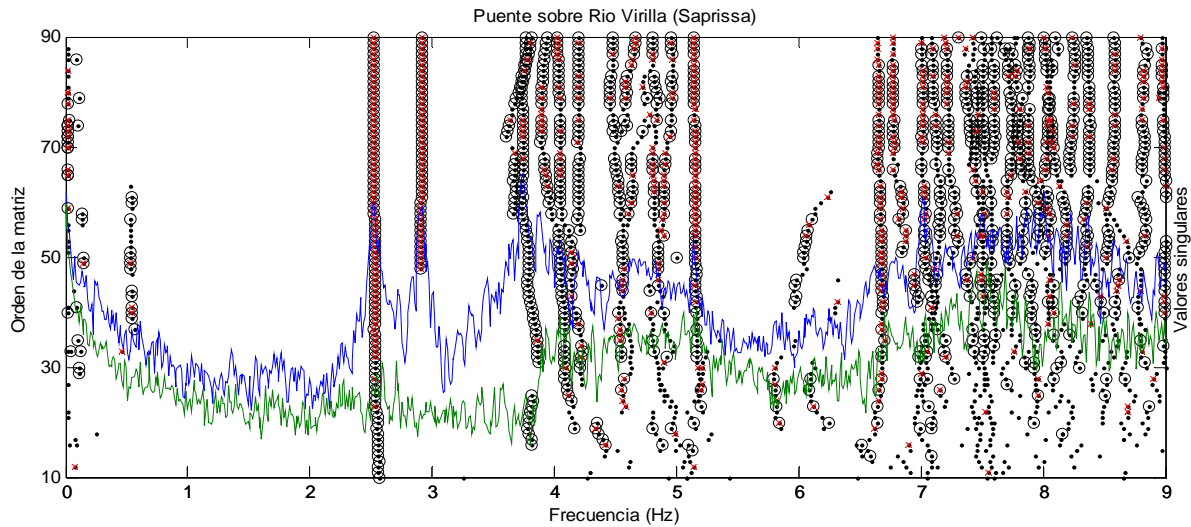
En la figura 18 muestra el diagrama de estabilización del segundo bloque de tramo No. 2 (norte), y en la figura 19 el del tramo No. 4 (sur). Se puede notar que el modo de flexión vertical fundamental (1.37 Hz) sólo aparece en el diagrama del tramo 3, mientras que este ausente en los otros dos tramos. También se puede observar que no todos los modos son excitados al mismo tiempo por las vibraciones ambientales, y dado que los bloques de datos fueron tomados en diferentes tiempos para los distintos tramos, en los diagramas de estabilización se pueden observar modos que fueron identificados en todos los diagramas pero también hay modos que sólo son registrados en alguno de los tres diagramas.



**Figura 17.** Diagrama de estabilización para mediciones de tramo No. 3.



**Figura 18.** Diagrama de estabilización para mediciones de tramo No. 2.



**Figura 19.** Diagrama de estabilización para mediciones de tramo No. 4.

Fuera de los polos que son muy estables en los tres parámetros modales (frecuencia, amortiguamiento y forma modal), y después de una revisión exhaustiva de las formas modales de los diversos polos que son estables en menor grado y que se encuentran alrededor de los polos estables, se da cuenta que se tratan de los mismos modos de vibración sólo que varían levemente en sus frecuencias y formas modales. Esto se debe a que en los bloques de datos de 5 minutos hay presencia de no-linealidad en los modos, lo cual SSI lo identifica como modos distintos porque hay variación en frecuencia y forma modal debido a la no-linealidad.. Además, también existen pequeñas variaciones de las formas modales y frecuencias al comparar los resultados de los tres bloques de datos. Este fenómeno es común en estructuras de concreto reforzado porque el comportamiento no es lineal debido a que el concreto reforzado es un material compuesto y el acero de refuerzo empieza a trabajar hasta que se supere la capacidad a tracción del concreto.

SSI es un método para sistemas lineales, cuando la frecuencia de un modo de vibración es levemente variante en el tiempo, saldrían dos o más polos muy cercanos en frecuencia como algo linealmente equivalente a esta señal no lineal, y contarían con formas modales muy similares entre ellos.

Debido al hecho de que no todos modos son excitados en un lapso de tiempo dado, se debe revisar todos los bloques de datos obtenidos en campo y discriminar los modos de acuerdo con sus frecuencias y formas modales, de forma que se puede obtener un rango de valores de frecuencias naturales obtenidas para un mismo modo. En la Tabla No. 2 se resume las frecuencias naturales identificadas.

**Tabla No. 2.** Resumen de las formas modales operacionales identificadas.

MODO	Frecuencia (Hz)			Cantidad de datos
	Mínimo (Hz)	Promedio (Hz)	Máximo (Hz)	
1er flexión vertical	1.370	<b>1.372</b>	1.375	2
2do flexión vertical	2.375	<b>2.509</b>	2.620	17
3er flexión vertical	2.877	<b>2.936</b>	3.075	18
4to flexión vertical	3.409	<b>3.446</b>	3.486	5
5to flexión vertical	3.582	<b>3.744</b>	3.903	24
6to flexión vertical	3.942	<b>4.072</b>	4.280	17
1er torsión tramo No. 3	4.863	<b>5.084</b>	5.178	19
1er torsión tramo No. 2	5.611	<b>5.719</b>	5.917	6
3er flexión vertical tramo No. 3 y 1er torsión tramo No. 2	6.238	<b>6.531</b>	6.794	18
1er torsión tramos No. 2 y 4	7.004	<b>7.027</b>	7.072	3
2do flexión vertical tramo No. 2	8.598	<b>8.663</b>	8.699	3
2do flexión vertical tramo No. 2 y 4	8.771	<b>8.786</b>	8.794	3

En la figura 20 se presenta las formas modales experimentales correspondientes a los diferentes modos de vibración, las cuales se construyen uniendo las formas modales identificadas de cada uno de los tres tramos mediante la escala que ofrecen los sensores de referencia.

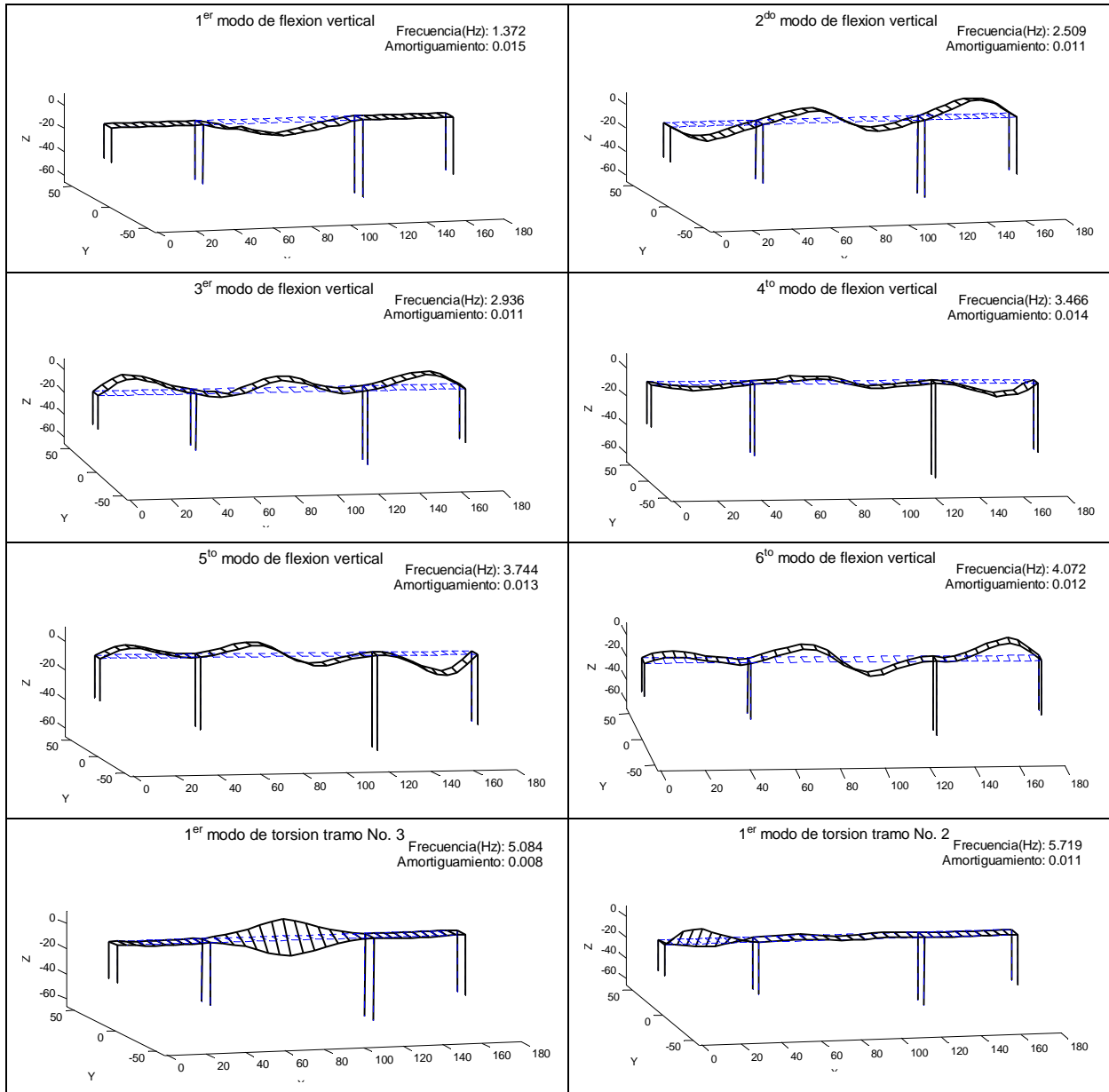
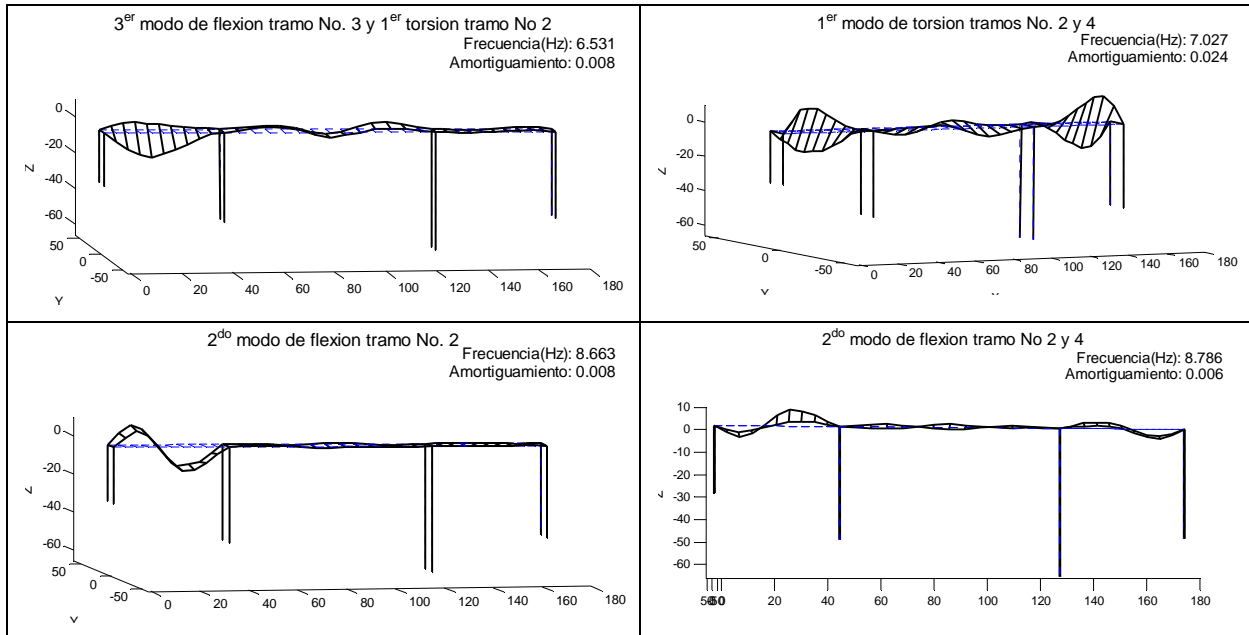


Figura 20. Formas modales experimentales identificados.





**Figura 20 (continuación).** Formas modales experimentales identificados.

Cabe señalar aquí que las coordenadas de las formas modales experimentales de los nodos son extraídas directamente de los registros de aceleración por el método SSI-COV, no se basa en análisis con modelos analíticos, por lo tanto son uno de los resultados más importantes para la detección de daño.

A continuación se presentarán los resultados analíticos obtenidos, los estudios de sensibilidad en cuanto a la variación de masa y de convergencia para su validación, para al final, compararse con los resultados experimentales para la detección y cuantificación de daño.

## 9. MODELO ANALÍTICO

Con el fin de corroborar el nivel de confianza que se puede alcanzar con la utilización del método del elemento finito, se comparó los resultados de los parámetros modales obtenidos experimentalmente con los resultados obtenidos con base en modelos analíticos de la estructura. **Esto se realizó con diferentes niveles de refinamiento de la malla y tipos de**



**elementos finitos.** Los modelos fueron construidos utilizando el programa de análisis estructural SAP2000 y el programa general de elemento finito Abaqus.

Es importante indicar que se despreció el aporte a la rigidez (aumento en momento de inercia de la sección transversal) de la carpeta asfáltica, únicamente se tomó en cuenta la masa de la misma para el análisis modal. En todos los modelos se despreció el aporte del acero de postensión y de refuerzo al momento de inercia de la sección. En los modelos de SAP2000 se despreció el aporte del concreto de la barrera vehicular. Por todas estas razones, se esperaría que las frecuencias naturales ideales del puente en su estado “sano” sean levemente mayores a las de modelo analítico. En la tabla No. 3 se resume las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el modelado de la estructura para el análisis modal con modelos analíticos (ver distribución en la figura 26).

**Tabla No. 3.** Resumen de las propiedades mecánicas de los materiales.

Material	Elemento	Resistencia a compresión a los 28 días $f'c$ (MPa)	Peso unitario ( $kg/m^3$ )	Módulo de elasticidad E (MPa)*	Módulo de Poisson $\nu$
Concreto	Pila inferior	25	2400	23500	0.2
Concreto	Pila superior	30	2400	25700	0.2
Concreto	Viga cajón	35	2400	27800	0.2
Asfalto	Sup. Rodam.	-	2500	-	-

\*Calculado según lo especificado en el reglamento para concreto reforzado ACI-318

De las salidas del análisis modal de los programas podrían haber modos en sentido longitudinal (en eje x), modos en sentido transversal o lateral, modos verticales (de flexión) de la superestructura, modos torsionales, y también modos locales que abundan en el modelo de elementos finitos de Abaqus cuando el grado de refinamiento de la malla aumenta.

Para propósitos de la evaluación de la capacidad de carga y grado de deterioro de la superestructura, se utilizan los resultados de los modos verticales y torsionales donde se puede extraer información para ser comparada con los resultados experimentales. El caso de los modos laterales o longitudinales sería de interés para la evaluación de la respuesta

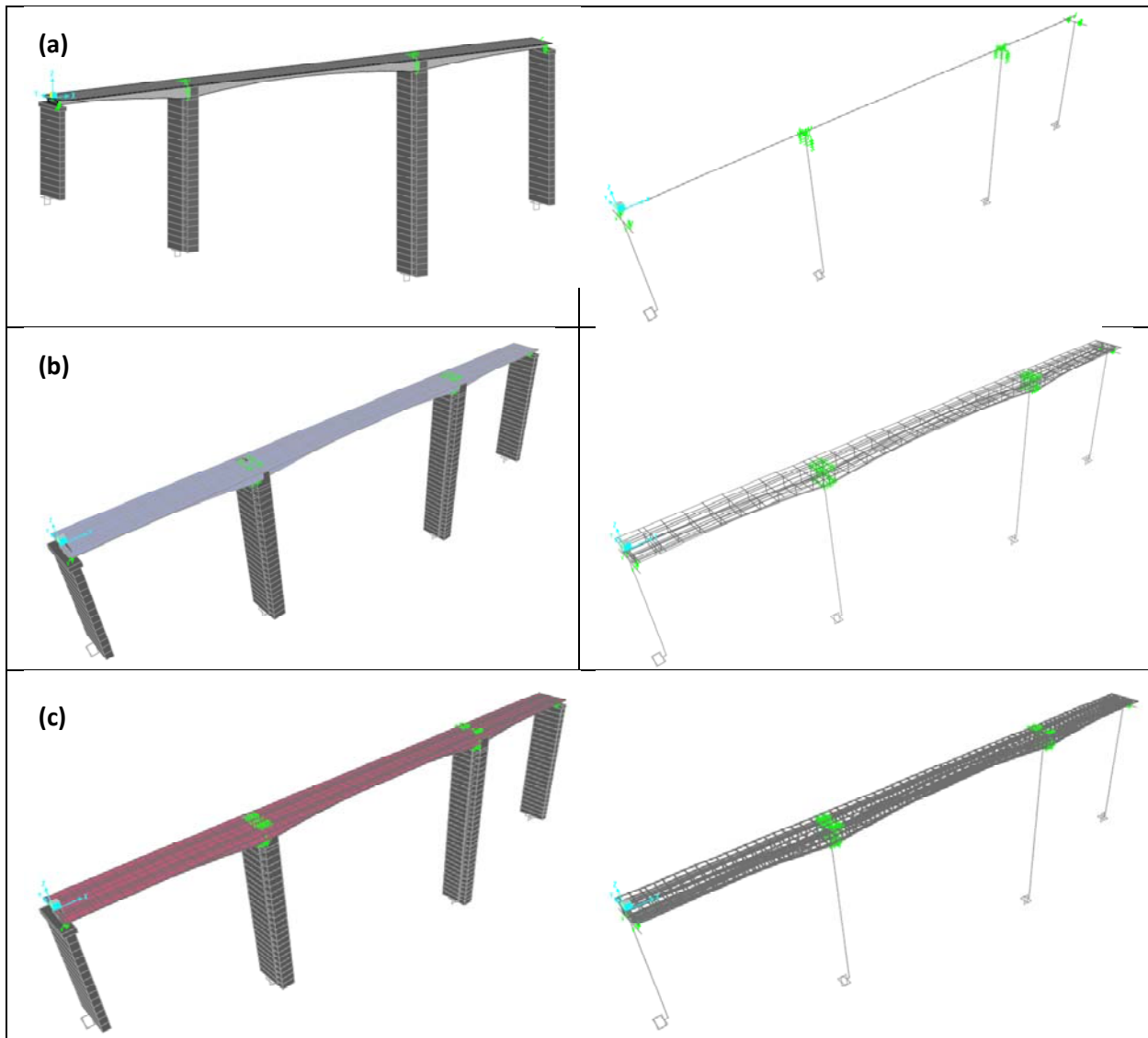
del puente ante cargas laterales como movimientos sísmicos. La evaluación de modos locales no es factible porque no se cuenta con una cantidad de sensores suficiente para identificar experimentalmente modos locales y distinguirlos de los modos globales.

### 9.1. Modelos analíticos de SAP2000

El programa SAP2000 mediante el módulo de puentes permite generar y discretizar la superestructura con la definición de una serie de parámetros de la sección transversal, variación del peralte y espesor de las losas, y la geometría de la misma, además, también permite diferentes niveles de detalle como modelar la superestructura como una viga espinal, utilizando elementos tipo “cascarón” (“shell” en inglés) y con elementos tipo “sólido” (“Solid” en inglés que consiste básicamente en elementos tetraédricos). La subestructura es posible modelarla únicamente con elementos tipo “marco” (“frame” en inglés). En la figura 21 se presenta los diferentes modelos analíticos construidos con el programa SAP2000.

Debido a que el programa SAP2000 sólo permite modelar la subestructura con elementos tipo “marco”, se debe utilizar vínculos infinitamente rígidos (restricciones multipunto o “constraints” en inglés) para modelar la conexión entre el nodo superior de las pilas y los múltiples nodos de la superestructura. Estas zonas de intersección son físicamente de 4 metros (ancho de la pila) por aproximadamente 4 metros (altura de la viga). La utilización de las restricciones multipunto implica que los nodos del modelo en la zona de intersección se desplazaran como un cuerpo rígido. Esta técnica de modelación aumenta la rigidez de la zona, y por lo tanto, se espera que las frecuencias naturales sean mayores que las frecuencias obtenidas con el modelo construido con el programa Abaqus, el cual modela con elementos tetraédricos esta zona de conexión (ver figura 28).

La masa para el análisis modal de la estructura se basa en el peso propio de los elementos de concreto y la masa de la sobrecapa asfáltica suponiendo que ésta es uniforme a lo ancho de la calzada.



**Figura 21.** Diferentes niveles de detalle del modelo de elementos finitos de SAP2000: a) modelo viga espinal, b) modelo con elementos cascarón, c) modelo con elementos sólidos.

Para estudiar el efecto de la densidad de la malla en los parámetros modales analíticos, se elaboraron varios modelos variando la dimensión máxima de los elementos finitos (la densidad de la malla aumenta al disminuir el tamaño de los elementos finitos). Los

resultados de este estudio de convergencia se muestran en las tablas No. 4, 5 y 6. En la figura 22 se muestra el caso de la convergencia de las frecuencias naturales de seis modos de oscilación con el aumento de en la densidad de la malla para modelo con elementos tipo “sólidos”.

**Tabla No. 4.** Estudio de convergencia en frecuencias naturales del modelo viga espinal.

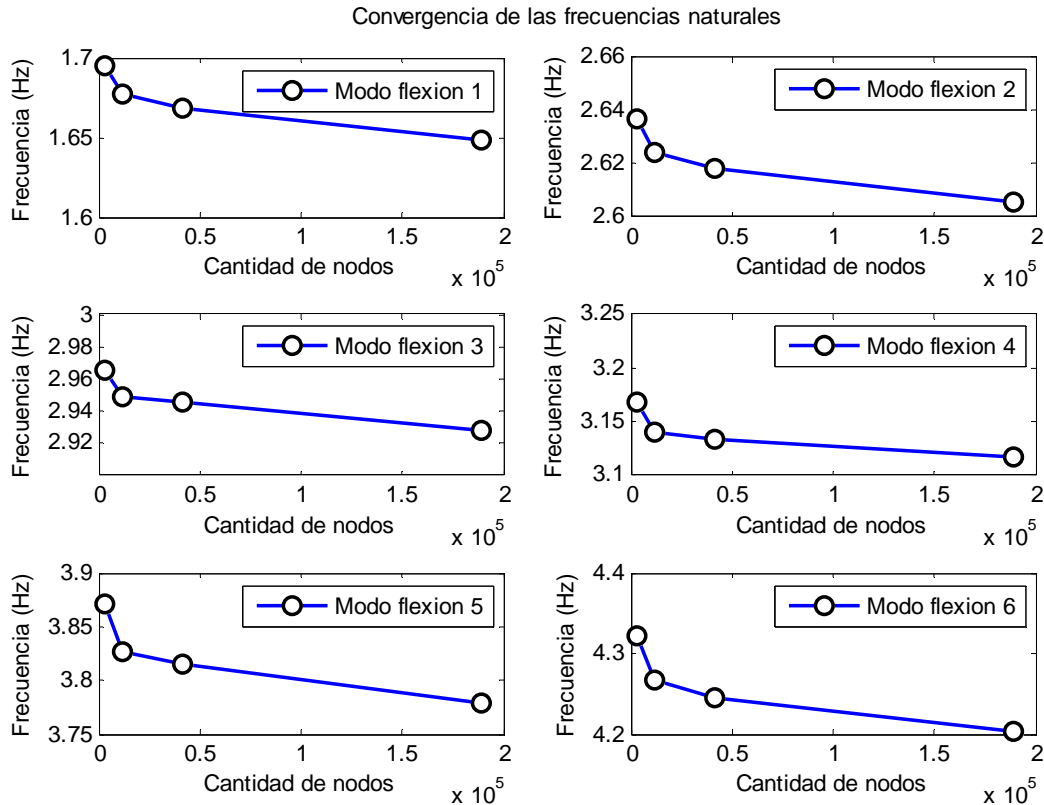
Modo	Longitud máxima de los elementos tipo “marco”			Porcentaje de error con respecto a una malla más refinada		
	4.5 m	3 m	1.6 m	4.5 m	3 m	1.6 m
Modo 1	1.73866	1.72285	1.72227	0.92	0.03	-
Modo 2	2.69268	2.66749	2.66671	0.94	0.03	-
Modo 2(1)	3.00186	2.97979	2.98133	0.74	-0.05	-
Modo 3	3.24361	3.21618	3.21592	0.85	0.01	-
Modo 5	3.96301	3.93176	3.93192	0.79	0.00	-
Modo 6	4.44606	4.40257	4.40022	0.99	0.05	-

**Tabla No. 5.** Estudio de convergencia en frecuencias naturales del modelo con elementos “cascarón”.

Modo	Modo	Longitud máxima de los lados de los elementos tipo “cascarón”			
		4.5 m	3 m	1.6 m	1 m
Modos de flexión	Modo 1	1.68409	1.67391	1.66345	1.66185
	Modo 2	2.62329	2.61522	2.60666	2.6042
	Modo 2(1)	2.95422	2.94651	2.93852	2.93823
	Modo 3	3.1485	3.12949	3.11628	3.11856
	Modo 5	3.86004	3.83133	3.80676	3.8074
	Modo 6	4.30777	4.26349	4.22955	4.2262
Modos de torsión	1er modo tramo No. 3	5.9549	5.94766	5.99471	6.0247
	1er Modo tramo No. 2 y 4	7.88445	7.85643	7.93808	7.96929
Modo de flexión	2do modo tramo No. 2 y 4	8.90513	8.85778	8.82846	8.82335
Cantidad de nodos		748	1244	2948	5534

**Tabla No. 6.** Estudio de convergencia en frecuencias naturales del modelo con elementos “sólidos”.

Modo	Modo	Longitud máxima de los lados de los elementos “sólidos”			
		3 m	1 m	0.5 m	0.25 m
Modos de flexión	Modo 1	1.69483	1.67695	1.66834	1.64869
	Modo 2	2.63674	2.62425	2.61821	2.60575
	Modo 2(1)	2.96508	2.94924	2.94519	2.92774
	Modo 3	3.16811	3.14066	3.13435	3.1178
	Modo 5	3.87127	3.82737	3.81441	3.7787
	Modo 6	4.32188	4.26655	4.2445	4.2029
Modos de torsión	1er modo tramo No. 3	6.18976	6.18226	6.17357	6.1563
	1er Modo tramo No. 2 y 4	8.34909	8.33314	8.29261	8.2468
Modo de flexión	2do modo tramo No. 2 y 4	9.23226	9.07643	9.04628	8.9561
Cantidad de nodos		2926	12134	41246	189212



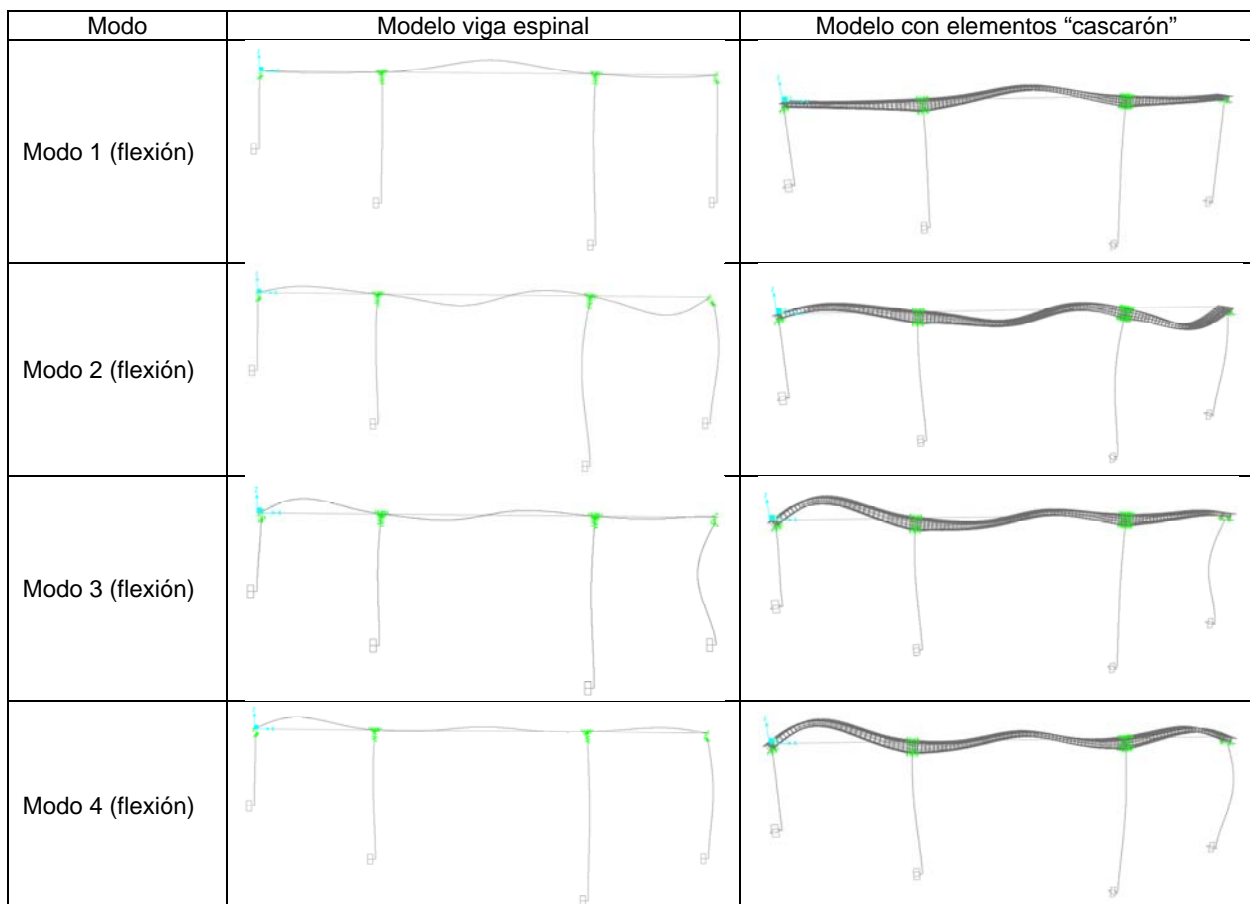
**Figura 22.** Convergencia de los modos de flexión para el modelo con elementos “sólidos”.

Debido a que la salida del análisis modal de los modelos analíticos abarca todos los tipos de modos (flexión, torsión, laterales y locales), se adopta la nomenclatura de los modos experimentales que se identificaron en campo para la numeración de los modos analíticos correspondientes en este informe.

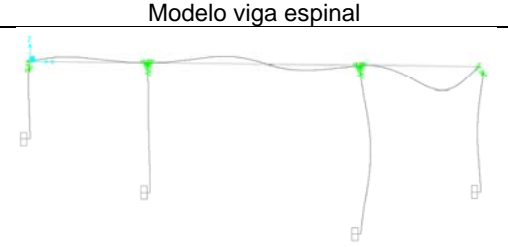
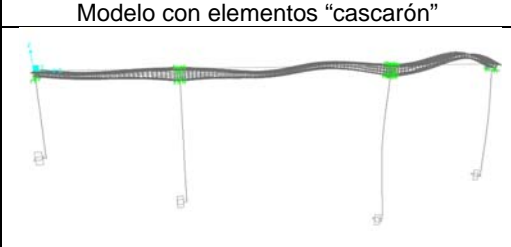
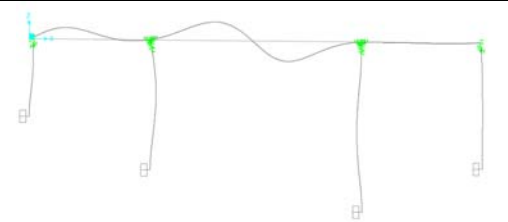
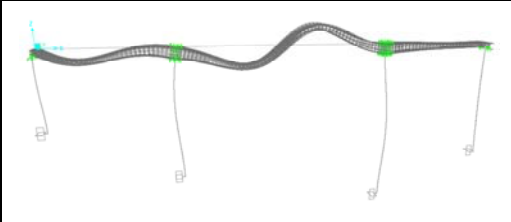
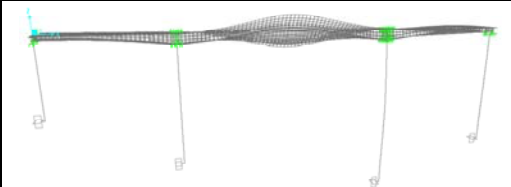
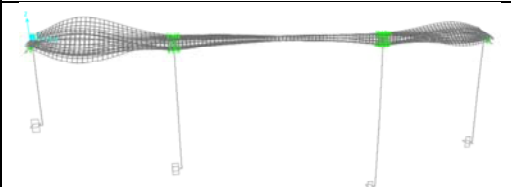

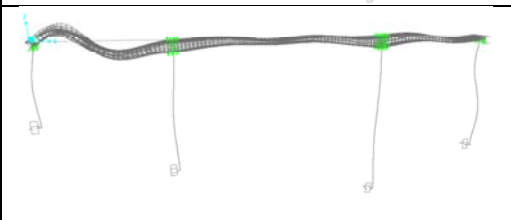
Es importante indicar que los modos experimentales son los modos reales de la estructura y que las diferencias con respecto a los modos analíticos dependen de varios factores incluyendo el nivel y extensión de posible daño en la estructura. En el caso de SAP2000, la mayoría de los modos concordaron bastante bien en sus formas modales, a excepción del modo 2(1) que es un modo con una forma modal similar al de modo 2 experimental, pero que no se encontró en las mediciones de campo; y por el contrario, el modo 4 experimental no

aparece en los resultados analíticos de SAP2000, por lo que no se puede encontrar en las tablas los resultados para modo 4.

Del estudio de convergencia se puede concluir que conforme aumenta el grado de refinamiento de la malla de elementos finitos los valores de las frecuencias también sufren una disminución hasta converger. La frecuencia más baja del modo fundamental (Modo 1), por ejemplo, se obtienen con el mayor grado de refinamiento (longitud máxima de los elementos finitos de 0.25 m) en el modelo con elementos “sólidos”, 1.6487 Hz. En la figura 23 se muestra ejemplos de modos obtenidos analíticamente.



**Figura 23.** Ejemplos de formas modales generadas por SAP2000.

Modo	Modelo viga espinal	Modelo con elementos "casarón"
Modo 5 (flexión)		
Modo 6 (flexión)		
1er Modo torsión	Modo espinal no revela modos de torsión porque el modelo no calcula momentos de inercia de masa torsional.	
1er Modo torsión tramo No. 2 y 4	Modo espinal no revela modos de torsión porque el modelo no calcula momentos de inercia de masa torsional.	
2do modo flexión tramo No. 2		

**Figura 23 (continuación).** Ejemplos de formas modales generadas por SAP2000.

Una de las propiedades mecánicas de la estructura que podría afectar a los parámetros modales es la masa de la sobrecapa asfáltica. Al no conocer con certeza el espesor de la misma, se realizó un estudio de sensibilidad sobre la influencia de esta incertidumbre sobre los parámetros modales, con el nivel de refinamiento de la malla que permite una longitud máxima de 4.5 m en los elementos para agilizar el proceso de cómputo. Dado que los resultados modales del modelo con elementos "casarón" prácticamente no hay diferencia a



los de elementos “sólido”, se utilizó únicamente modelos viga espinal y con elementos “cascarón”. Los resultados se presentan en las tablas No. 7 y 8.

**Tabla No. 7.** Estudio de sensibilidad de variación de frecuencias naturales del modelo viga espinal con la variación del espesor de la sobrecapa asfáltica.

	Espesor de la sobre capa (cm)	0	2.5	3.6	5	7.5	10
	Sobrecarga equivalente (kg/m <sup>2</sup> )	0	62.5	90	125	187.5	250
	Modo	Frecuencias naturales					
Modos de flexión	Modo 1	1.8151	1.7757	1.7591	1.7387	1.7037	1.6709
	Modo 2	2.7558	2.7244	2.7105	2.6927	2.6609	2.6293
	Modo 2(1)	3.0346	3.0186	3.0114	3.0019	2.9831	2.9608
	Modo 3	3.3614	3.2995	3.2741	3.2436	3.1945	3.1531
	Modo 5	4.0758	4.0178	3.9933	3.963	3.9108	3.8607
	Modo 6	4.6017	4.5208	4.4871	4.4461	4.3773	4.3141
Modos de torsión	1er modo tramo No. 3	-	-	-	-	-	-
	1er modo tramo No. 2 y 4	-	-	-	-	-	-
Modo de flexión	2do modo tramo No. 2	10.022	9.8447	9.7703	9.6788	9.5238	9.3797

**Tabla No. 8.** Estudio de sensibilidad de variación de frecuencias naturales del modelo de elementos cascarón con la variación del espesor de la sobrecapa asfáltica.

	Espesor de la sobre capa (cm)	0	2.5	3.6	5	7.5	10
	Sobrecarga equivalente (kg/cm <sup>2</sup> )	0	62.5	90	125	187.5	250
	Modo	Frecuencias naturales					
Modos de flexión	Modo 1	1.7742	1.7293	1.7106	1.6876	1.6486	1.6123
	Modo 2	2.7155	2.677	2.6593	2.6379	2.5983	2.5595
	Modo 2(1)	3.0089	2.9854	2.9751	2.9609	2.9313	2.8948
	Modo 3	3.2861	3.2159	3.1881	3.1569	3.1111	3.0738
	Modo 5	4.0157	3.9479	3.9203	3.8841	3.8235	3.7644
	Modo 6	4.482	4.3902	4.3532	4.3086	4.2358	4.1709
Modos de torsión	1er modo tramo No. 3	6.2198	6.1077	6.0519	5.9767	5.835	5.6927
	1er modo tramo No. 2 y 4	8.3537	8.1284	8.033	7.9148	7.7131	7.5228
Modo de flexión	2do modo tramo No. 2	9.4722	9.2663	9.1837	9.0923	8.8428	8.6939

Con el estudio de sensibilidad de los modelos con elementos finitos elaborados con SAP2000 se analiza el efecto de la densidad de la malla, tipos de elementos finitos y contribución de la sobrecapa asfáltica a la masa, se puede observar en las tablas No. 7 y 8 que la diferencias entre valores de la frecuencias naturales es mayor en modos de frecuencias más altas (modos más altos). Por ejemplo, el 2do modo de flexión del tramo No. 2 presenta una disminución en la frecuencia de 0.5724Hz debido al aumento de la masa de

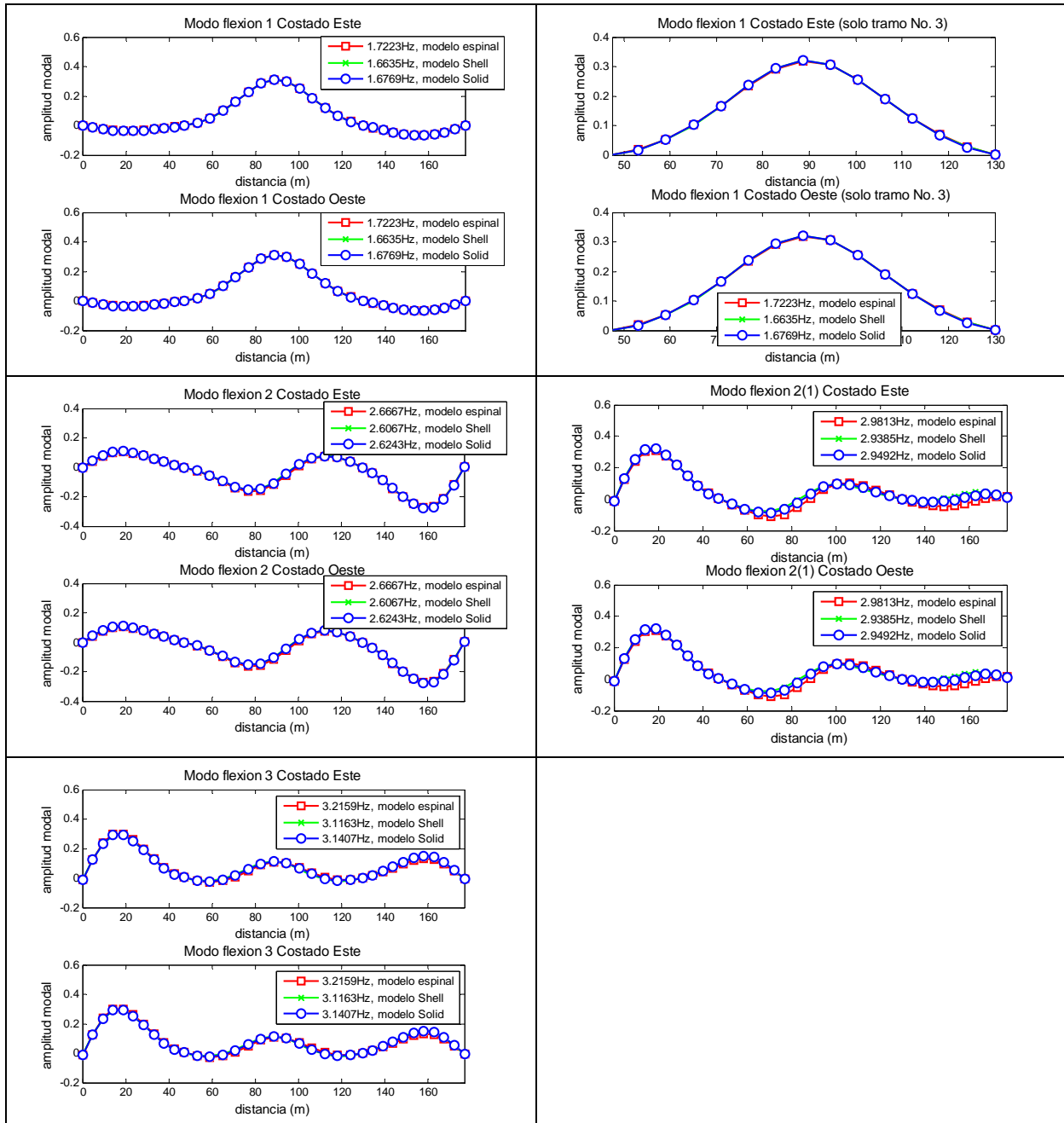


la carpeta asfáltica, al incrementar el espesor de 2.5 cm a 10 cm, la disminución correspondiente para el 1er modo de torsión de los tramos No. 2 y 4 es de 0.6052Hz. Mientras que para los modos más bajos, las frecuencias son casi insensibles a la variación de estos parámetros, las diferencias se encuentran en el rango de 0.1 a 0.2 Hz. Por otro lado, las diferencias en las frecuencias naturales causadas por el aumento en la densidad de la malla de elementos finitos es mucho menor que las causadas por la variación de masa, estas andan en el orden de 0.2 Hz para modos más altos, y para los modos es menor que 0.1 Hz.

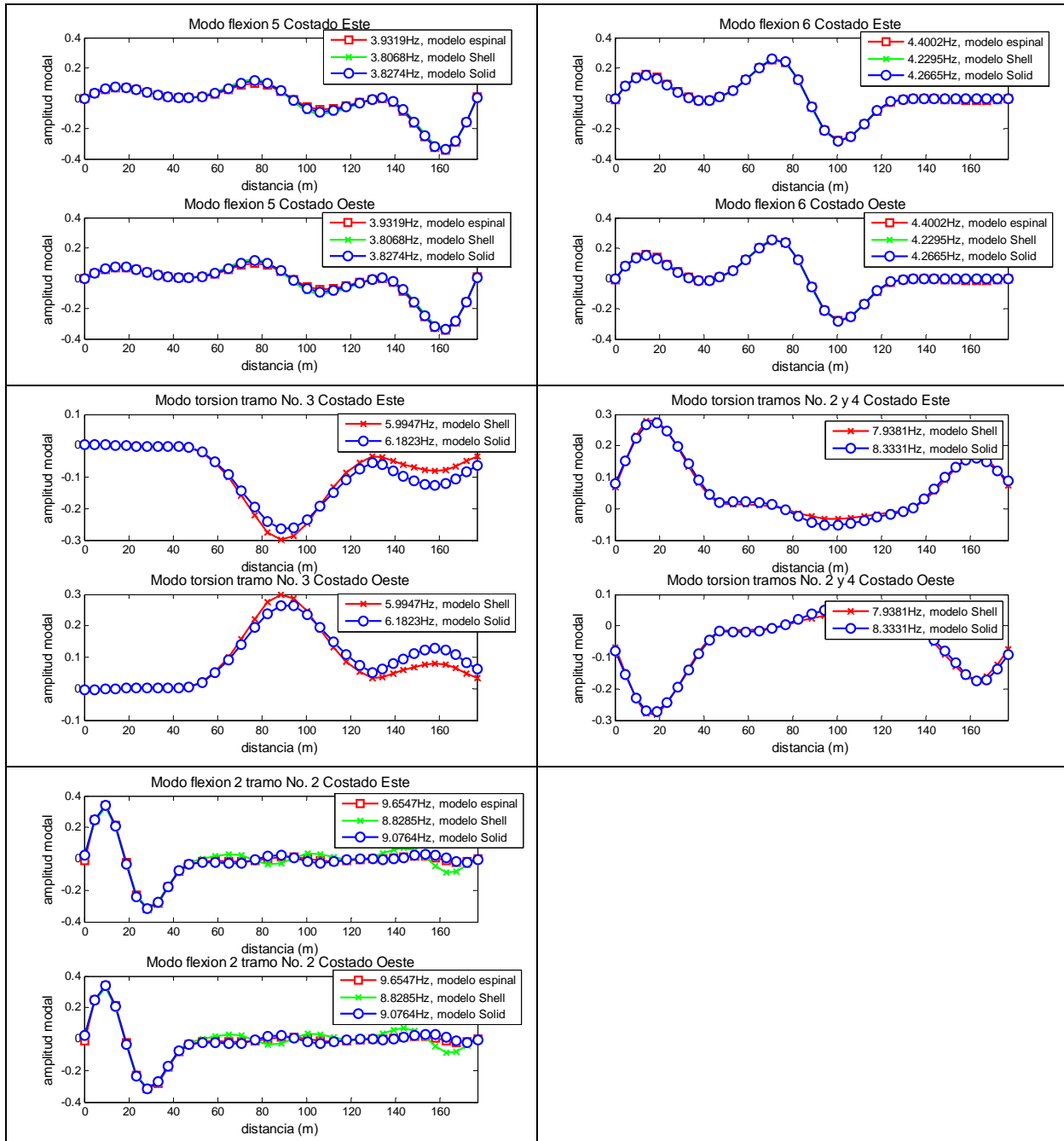
Es importante notar aquí que, aún con 10 cm de espesor de capa asfáltica, las frecuencias naturales de los modos verticales flexionales del modelo de SAP2000 son mayores que las frecuencias experimentales, lo cual implica que la rigidez del puente cuando fue monitoreado es menor que la rigidez ideal.

Aunque la carpeta asfáltica de diseño especificado en los planos de construcción es de 3.6 cm de espesor, se utilizará 5 cm de espesor para los siguientes estudios comparativos considerando la práctica común en Costa Rica de colocar nuevas capas de asfalto sin eliminar la capa existente.

En cuanto a las formas modales, las diferencias causadas por los cambios en los parámetros mencionados de refinamiento y masa de carpeta asfáltica son despreciables. En la figura 24 se presenta una comparación entre las formas modales obtenidas con modelos de diferentes elementos. La carpeta asfáltica es de 5 cm, y la longitud máxima de los elementos es de 1.6 m para los modelos de viga espinal y de elementos tipo “casarón”, mientras para el modelo con elementos “sólidos” la dimensión máxima es de 1 metro. Se puede ver que exceptuando en el modo de torsión, prácticamente no hay ninguna variación entre las formas modales entre modelos con diferentes elementos finitos.



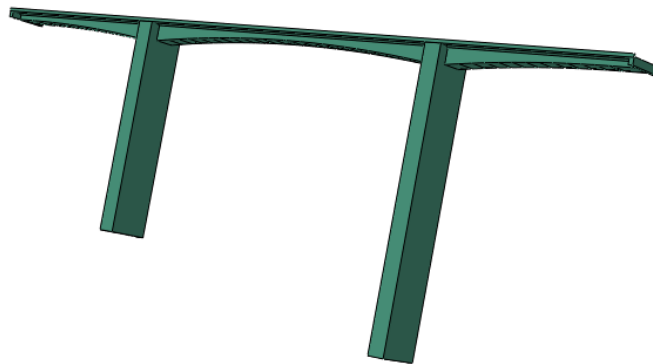
**Figura 24.** Comparación de las formas modales entre modelos de diferente nivel de detalle de SAP2000.



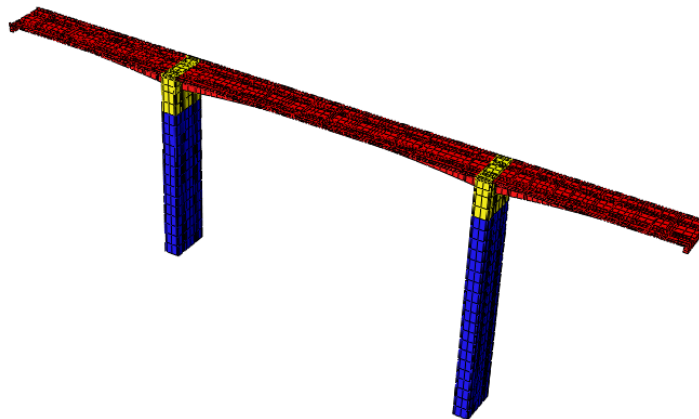
**Figura 24 (continuación).** Comparación de las formas modales entre modelos de diferente nivel de detalle de SAP2000.

## 9.2. Modelo analítico con Abaqus

Se elaboró un modelo analítico con elementos finitos del puente de la superestructura No. 2 del puente sobre el río Virilla con el programa de análisis con elemento finito Abaqus. En la figura 25 se presenta la geometría del modelo analítico. Las dimensiones y propiedades de diseño de los materiales (ver tabla No. 3) se basan en los planos de diseño de 1975. En la figura 26 se presenta las distintas regiones con los materiales especificados en los planos de diseño.



**Figura 25.** Geometría del modelo de elementos finitos.

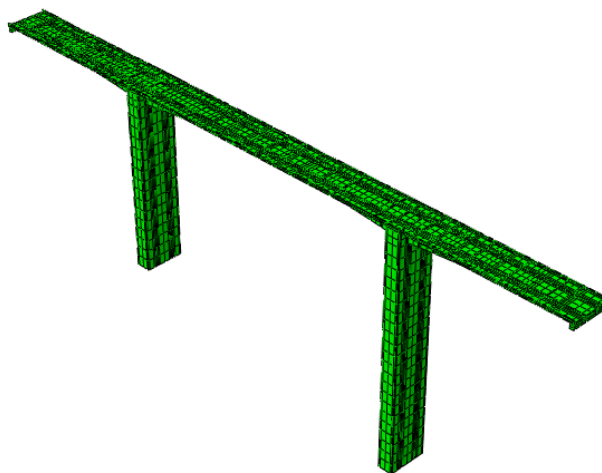


**Figura 26.** Materiales del modelo.

Debido a que las pilas del puente son de diferente longitud (la pila 2, ubicada al norte es de menor longitud, ver figura 6) no fue posible recurrir a los principios de simetría y se modeló la estructura completa. El modelo es tridimensional y utiliza elementos finitos tetraédricos principalmente.

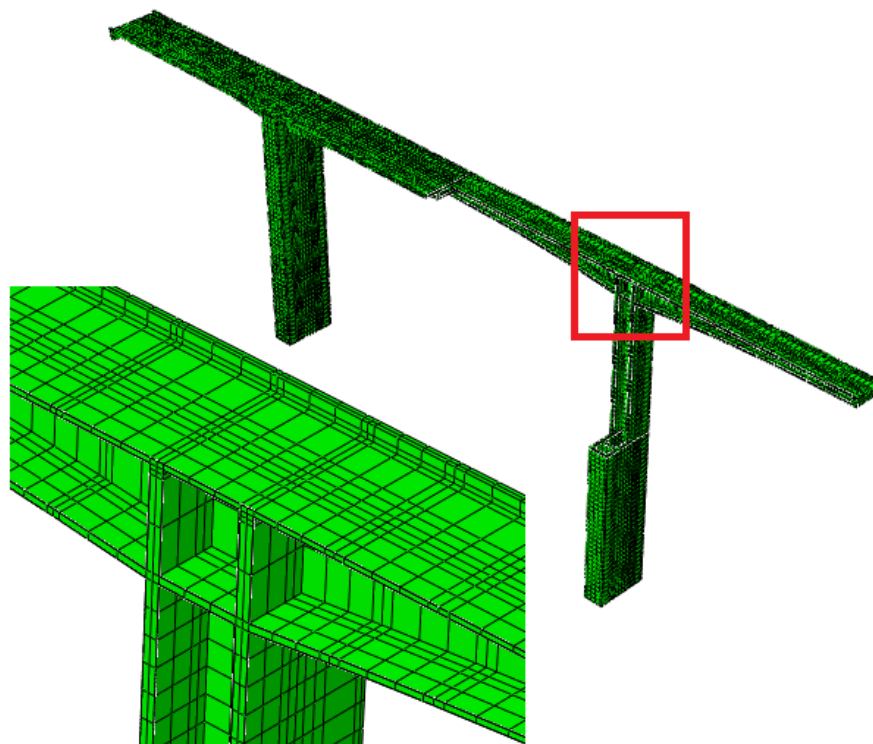
Las condiciones de apoyo fueron simplificadas y se supuso que las pilas presentan empotramiento en la base, utilizando apoyos fijos en todos los nodos de la base. En el caso de los apoyos en los extremos de los tramos 2 y 4 se utilizó apoyos fijos.

Las cargas consideradas en el análisis modal son el peso propio de la estructura y el peso de la carpeta asfáltica y las aceras. En el caso de la carpeta asfáltica se utilizó un espesor de 10 centímetros. En la figura 27 se presenta el mallado del modelo. El modelo presenta 13380 elementos, 21248 nodos y más de sesenta mil grados de libertad.



**Figura 27.** Mallado del modelo.

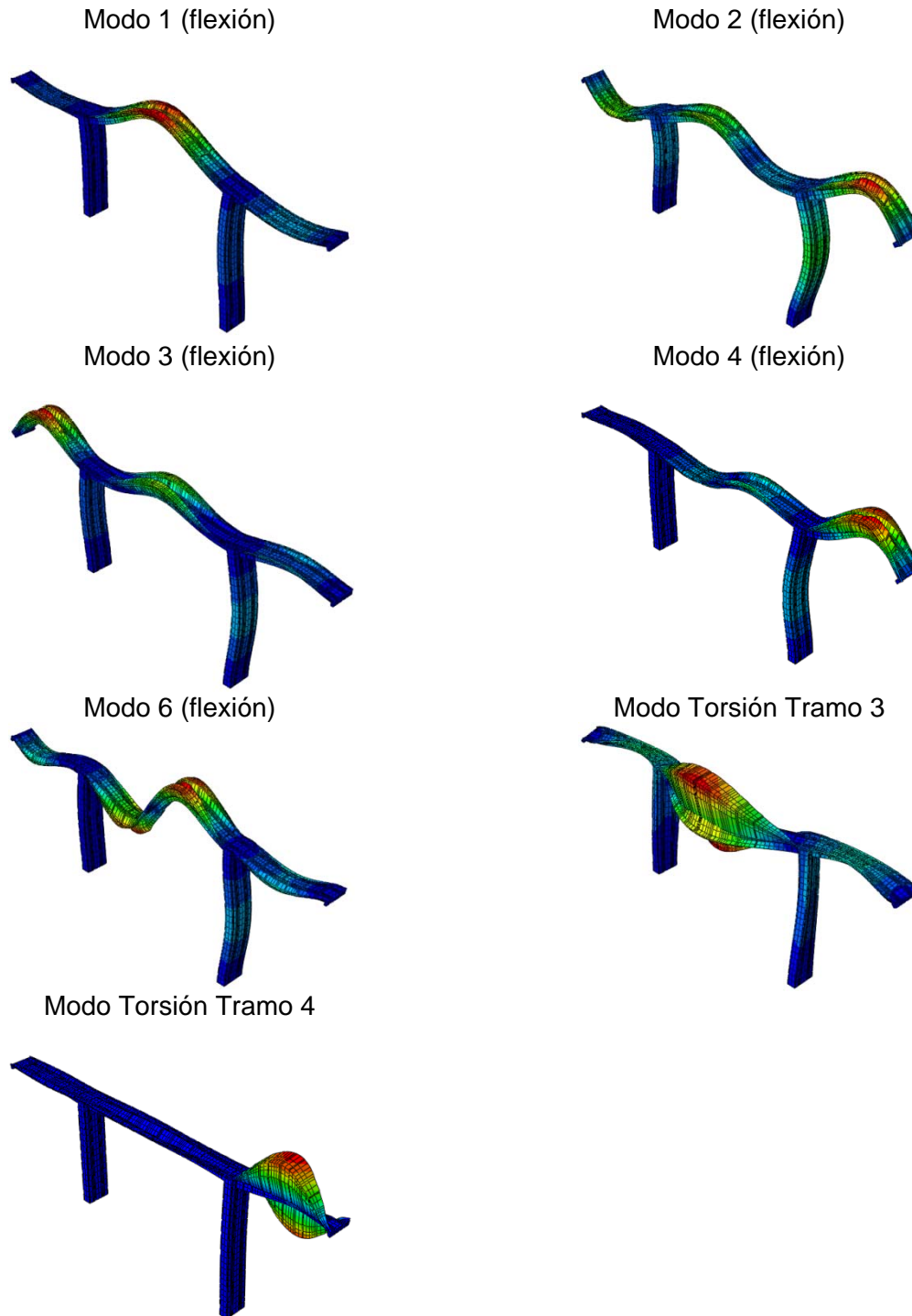
El programa Abaqus permite modelar la geometría real de las intersecciones entre las pilas y la viga cajón. En la figura 28 se presenta un detalle interno de la intersección entre la viga cajón y la pila 3 (sur). Se debe recordar que en el caso de los modelos elaborados con SAP se recurrió a restricciones multipunto para modelar dicha intersección.



**Figura 28.** Detalle de la intersección de la pila con la viga tipo cajón en el modelo de Abaqus.

En la figura 29 se presentan las deformadas correspondientes a los modos de oscilación que se asemejan a los modos identificados experimentalmente. De igual forma se obtuvieron otros modos de oscilación que fueron comparados con los modos de oscilación operacionales identificados experimentalmente presentados en la figura 23.





**Figura 29.** Modos de oscilación del modelo tridimensional de Abaqus.

Debido a que en este trabajo lo que se necesita es el análisis dinámico de la estructura y no los esfuerzos en los elementos, cuando se utiliza una malla densa en el modelo de Abaqus, los modos locales de vibración empiezan a tomar mucho peso y dificulta la labor de escogencia de modos; además, los valores de MAC (el grado de correlación) entre las formas modales experimentales y las analíticas, en este caso de Abaqus, se reducen cada vez más con la reducción del tamaño de la malla, lo que implica que, en cierta forma, una malla excesivamente fina en los elementos finitos no podría reflejar bien la condición dinámica del puente real. Por esta razón, se escoge el tamaño de malla con longitud máxima de 2.8 m para los análisis posteriores ya que este nivel de detalle en elementos finitos de Abaqus obtuvo el mayor grado de correlación (MAC) entre las formas modales analíticas de Abaqus y las formas modales experimentales. Estas frecuencias se presentan en la Tabla No. 8.

**Tabla No. 8.** Las frecuencias naturales obtenidas por el análisis modal en Abaqus.

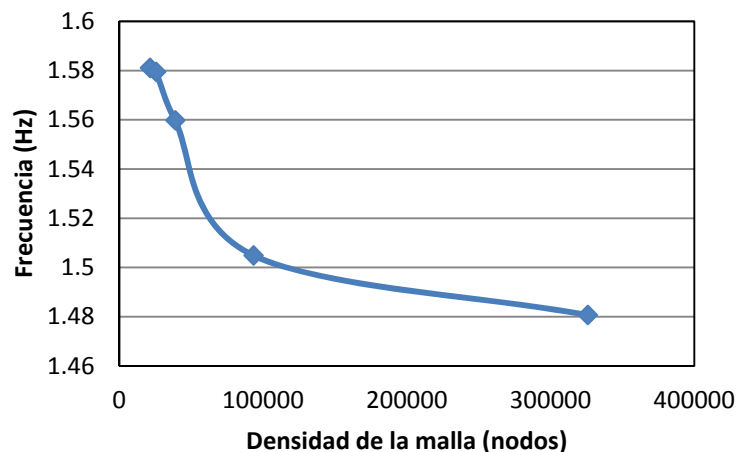
Modo (denominado según modos experimentales)	Frecuencia (Hz)
Modo 1 (flexión vertical)	1.58112
Modo 2 (flexión vertical)	2.39317
Modo 3 (flexión vertical)	3.12863
Modo 4 (flexión vertical)	3.67884
Modo 5 (flexión vertical)	-
Modo 6 (flexión vertical)	3.942
1er torsión tramo No. 3	4.09255
1er torsión tramo No. 2	5.38239

En la tabla No. 9 se presenta un estudio de convergencia de las frecuencias naturales mostrando los primeros tres modos, a manera de ejemplo, del modelo con el aumento del grado de refinamiento de la malla.

**Tabla No. 9.** Estudio de convergencia en frecuencias naturales del modelo de Abaqus

		Longitud máxima de los elementos finitos				
Modo		2.8 m	1.5 m	1.0 m	0.5	0.25 m
Modos de flexión	Modo 1	1.5811	1.5795	1.5598	1.5049	1.4807
	Modo 2	2.3932	2.3908	2.3464	2.2296	2.1527
	Modo 3	3.1286	3.1256	2.9931	2.7813	2.6948
Cantidad de nodos		21248	25464	38852	93314	325828

El modo fundamental, tal como se aprecia en su apariencia, es propiamente el primer modo de flexión del tramo No. 3, y también es el modo más importante. Aquí es importante notar que, analíticamente, por más fina que sea la malla en Abaqus, la frecuencia del modo fundamental ya se está convergiendo. Al ser mayor la frecuencia fundamental analítica que la experimental, es indicio de que la rigidez actual del puente ha disminuido con respecto a la condición ideal. El porcentaje de reducción de rigidez necesaria para igualar las frecuencias analíticas a experimentales determinaría la degradación que ha sufrido la superestructura. En la figura 30 muestra de manera de ejemplo la convergencia de este modo fundamental.



**Figura 30.** Estudio de convergencia del modo fundamental.

## 10. COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS Y AJUSTE DEL MODELO ANALÍTICO

En esta sección se presentará la comparación de los resultados experimentales de la identificación de los modos de oscilación operacionales con los modos de oscilación analíticos obtenidos con los diferentes modelos elaborados con los programas SAP2000 y Abaqus. Posteriormente se presentará el ajuste realizado a los modelos analíticos ideales para estimar la degradación de la estructura.

### 10.1. Comparación de resultados experimentales y analíticos

En la tabla No. 10 se presenta la comparación entre las frecuencias naturales analíticas de diferentes modelos de elementos finitos, tomando en cuenta las frecuencias máximas y mínimas que se encontró en los diferentes modelos de SAP2000 debido a la variación del grado de refinamiento de malla y a la variación de masa de capa asfáltica (espesor mínimo de 5 cm). Las frecuencias de Abaqus serán las obtenidas con la malla de 2.8 m debido a las razones previamente explicadas.

**Tabla No. 10.** Comparación de las frecuencias máximas y mínimas de cada modelo analítico

Modos (denominado según modos experimentales)		Frecuencias naturales SAP2000 (Hz)						Frecuencias naturales Abaqus (Hz)
		Viga espinal		Elementos cascarón		Elementos sólido		
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	
Flexión vertical	Modo 1	1.6709	<b>1.7223</b>	1.6123	1.6876	1.6487	1.6948	<b>1.5811</b>
	Modo 2	2.6293	<b>2.6667</b>	2.5595	2.6379	2.6058	2.6367	<b>2.3932</b>
	Modo 2(1)	2.9608	<b>2.9813</b>	<b>2.8948</b>	2.9609	2.9277	2.9651	-
	Modo 3	3.1531	<b>3.2159</b>	3.0738	3.1569	3.1178	3.1681	<b>3.1286</b>
	Modo 4	-	-	-	-	-	-	<b>3.6788</b>
	Modo 5	3.8607	<b>3.9319</b>	<b>3.7644</b>	3.8841	3.7787	3.8713	-
	Modo 6	4.3141	<b>4.4002</b>	4.1709	4.3086	4.2029	4.3219	<b>3.9420</b>
Torsión	Modo 1 tramo No. 3	-	-	5.6927	5.9767	6.1563	<b>6.1898</b>	<b>4.0926</b>
	Modo 1 tramo No. 2	-	-	-	-	-	-	<b>5.3824</b>
	Modo 1 tramo No. 2 y 4	-	-	<b>7.5228</b>	7.9148	8.2468	<b>8.3491</b>	-
Flexión vertical	Modo 2 tramo No. 2	9.3797	<b>9.6788</b>	<b>8.6939</b>	9.0923	8.9561	9.2323	-

Analizando la tabla de comparación de frecuencias máximas y mínimas de cada modelo, las frecuencias del modelo de elementos finitos de Abaqus son las más bajas, por lo tanto, estas pueden considerarse como la cota inferior de las frecuencias analíticas mientras que las del modelo de viga espinal, que son las más altas para los mismos modos, la cota superior. Por otro lado, se presenta en la tabla No. 11 la comparación del rango de frecuencias analíticas con las frecuencias naturales experimentales que también cuenta un rango de variación para cada modo.

**Tabla No. 11.** Comparación del rango de frecuencias de los modelos analíticos con el de frecuencias experimentales

Modos (denominado según modos experimentales)		Frecuencias analíticas (Hz)		Frecuencias experimentales (Hz)	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Flexión vertical	Modo 1	1.5811	1.7223	1.370	1.375
	Modo 2	2.3932	2.6667	2.375	2.620
	Modo 2(1)	2.8948	2.9813	-	-
	Modo 3	3.1286	3.2159	2.877	3.075
	Modo 4	3.6788	-	3.409	3.486
	Modo 5	3.7644	3.9319	3.582	3.903
	Modo 6	3.9420	4.4002	3.942	4.280
Torsión	Modo 1 tramo No. 3	4.0926	6.1898	4.863	5.178
	Modo 1 tramo No. 2	5.3824	-	5.611	5.917
	Modo 1 tramo No. 2 y 4	7.5228	8.3491	7.004	7.072
Flexión vertical	Modo 2 tramo No. 2	8.6939	9.6788	8.598	8.699

En la figura 31 se presenta la comparación entre las formas modales experimentales y las que fueron obtenidas con el modelo analítico de Abaqus y el modelo viga espinal de SAP2000, dado que estos dos modelos analíticos acotan el rango de variación que pueden tener los modos analíticos. La longitud máxima de la malla es de 1.6 m y para los modelos de viga espinal y 2.8 m para el modelo de Abaqus. El espesor de capa asfáltica es asumida como 5 cm para el modelo de viga espinal (pues, es la cota máxima), mientras que 10 cm de capa es asignada al modelo de Abaqus. Dado que experimental y analíticamente las amplitudes de la forma modal en sentido transversal y longitudinal del puente son despreciables, la comparación y el cálculo de la correlación entre las formas modales (MAC) se basa en las formas modales normalizadas únicamente en el sentido vertical.

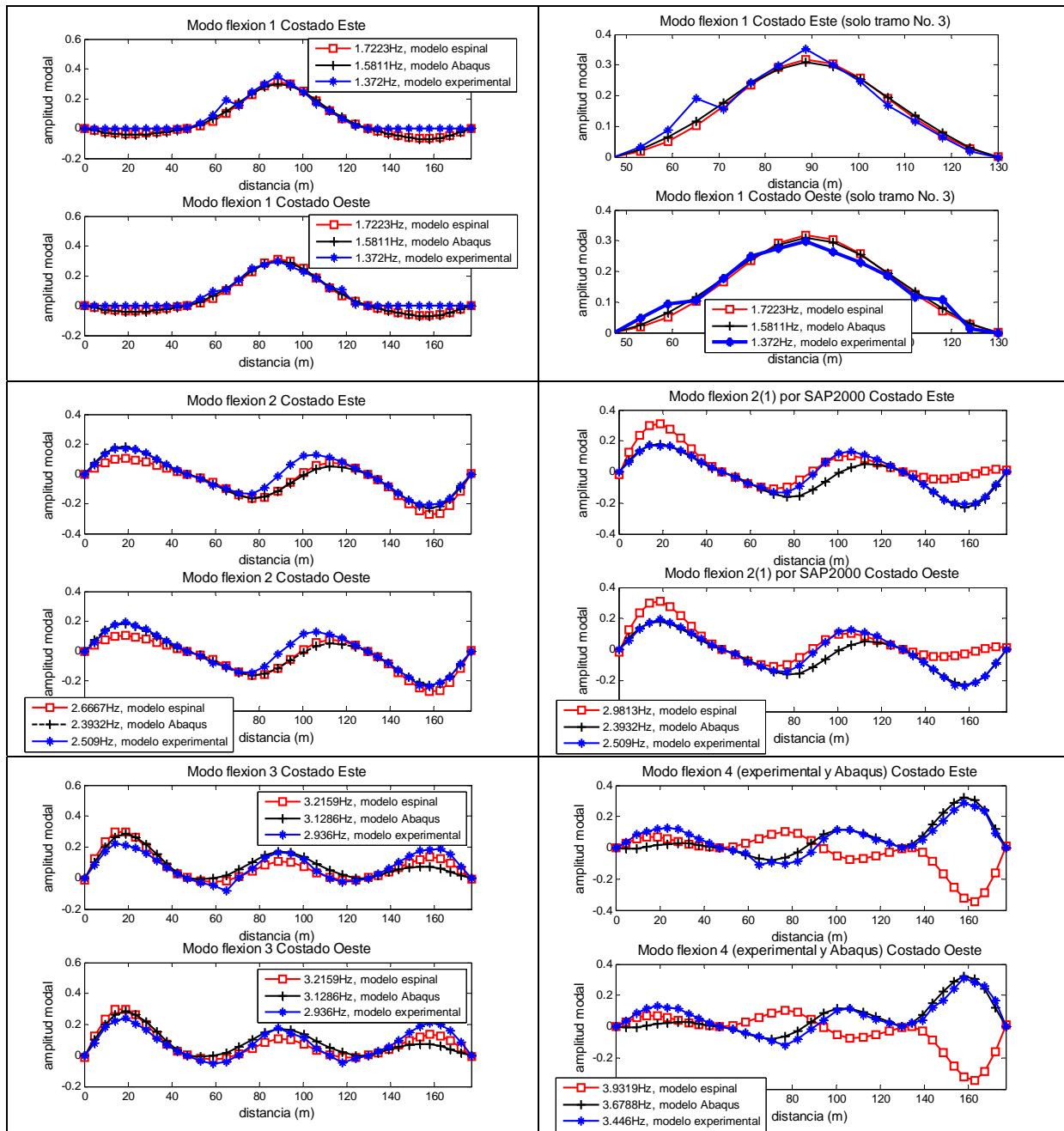
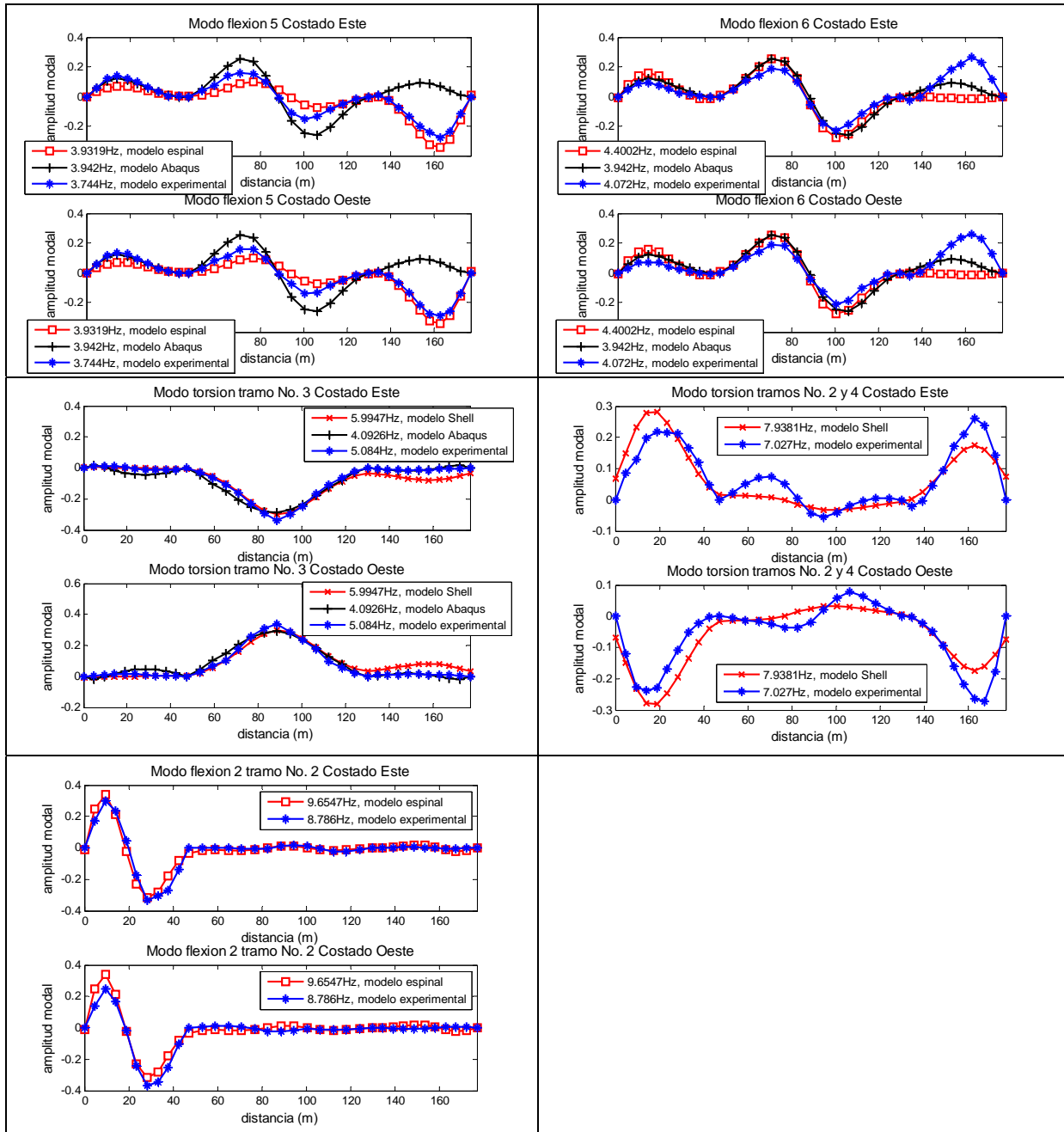


Figura 31. Comparación de las formas modales entre modelos analíticos y experimentales.





**Figura 31 (continuación).** Comparación de las formas modales entre modelos analíticos y experimentales.

La identificación de los diferentes modos analíticos y su correspondencia con los modos experimentales se basó en el cálculo del MAC entre las diferentes formas modales analíticas y experimentales y los resultados se presentan en las tablas No. 12 a 23.

**Tabla No. 12.** Matriz MAC del Modo 1 de flexión de los diferentes modelos (con tramos No. 2 y 4 sin datos en el modelo experimental)

Modelo	Viga espinal (SAP2000)	Cascarón (SAP2000)	Sólidos (SAP2000)	Abaqus	Experimental
Viga espinal (SAP2000)	1.000	1.000	1.000	0.999	0.961
Cascarón (SAP2000)	1.000	1.000	1.000	0.999	0.960
Sólidos (SAP2000)	1.000	1.000	1.000	0.999	0.961
Abaqus	0.999	0.999	0.999	1.000	0.959
Experimental	0.961	0.960	0.961	0.959	1.000

**Tabla No. 13.** Matriz MAC del Modo 1 de flexión (tramo No. 3) de los diferentes modelos

Modelo	Viga espinal (SAP2000)	Cascarón (SAP2000)	Sólidos (SAP2000)	Abaqus	Experimental
Viga espinal (SAP2000)	1.000	1.000	1.000	0.999	0.990
Cascarón (SAP2000)	1.000	1.000	1.000	0.999	0.990
Sólidos (SAP2000)	1.000	1.000	1.000	0.999	0.990
Abaqus	0.999	0.999	0.999	1.000	0.992
Experimental	0.990	0.990	0.990	0.992	1.000

**Tabla No. 14.** Matriz MAC del Modo 2 de flexión de los diferentes modelos

Modelo	Viga espinal (SAP2000)	Cascarón (SAP2000)	Sólidos (SAP2000)	Abaqus	Experimental
Viga espinal (SAP2000)	1.000	0.999	0.999	0.961	0.915
Cascarón (SAP2000)	0.999	1.000	1.000	0.963	0.930
Sólidos (SAP2000)	0.999	1.000	1.000	0.962	0.926
Abaqus	0.961	0.963	0.962	1.000	0.941
Experimental	0.915	0.930	0.926	0.941	1.000

**Tabla No. 15.** Matriz MAC del Modo 2(2) de flexión analítico con Modo 2 de flexión experimental y de Abaqus

Modelo	Viga espinal (SAP2000)	Cascarón (SAP2000)	Sólidos (SAP2000)	Abaqus	Experimental
Viga espinal (SAP2000)	1.000	0.974	0.988	0.687	0.751
Cascarón (SAP2000)	0.974	1.000	0.997	0.516	0.593
Sólidos (SAP2000)	0.988	0.997	1.000	0.578	0.651
Abaqus	0.687	0.516	0.578	1.000	0.941
Experimental	0.751	0.593	0.651	0.941	1.000

**Tabla No. 16.** Matriz MAC del Modo 3 de flexión de los diferentes modelos

Modelo	Viga espinal (SAP2000)	Cascarón (SAP2000)	Sólidos (SAP2000)	Abaqus	Experimental
Viga espinal (SAP2000)	1.000	0.996	0.998	0.950	0.941
Cascarón (SAP2000)	0.996	1.000	1.000	0.939	0.957
Sólidos (SAP2000)	0.998	1.000	1.000	0.942	0.954
Abaqus	0.950	0.939	0.942	1.000	0.889
Experimental	0.941	0.957	0.954	0.889	1.000

**Tabla No. 17.** Matriz MAC del Modo 4 de flexión de los diferentes modelos

Modelo	Abaqus	Experimental
Abaqus	1.000	0.922
Experimental	0.922	1.000

**Tabla No. 18.** Matriz MAC del Modo 5 de flexión de los diferentes modelos

Modelo	Viga espinal (SAP2000)	Cascarón (SAP2000)	Sólidos (SAP2000)	Abaqus	Experimental
Viga espinal (SAP2000)	1.000	0.993	0.998	0.107	0.931
Cascarón (SAP2000)	0.993	1.000	0.998	0.220	0.960
Sólidos (SAP2000)	0.998	0.998	1.000	0.163	0.946
Abaqus	0.107	0.220	0.163	1.000	0.418
Experimental	0.931	0.960	0.946	0.418	1.000

**Tabla No. 19.** Matriz MAC del Modo 6 de flexión de los diferentes modelos

Modelo	Viga espinal (SAP2000)	Cascarón (SAP2000)	Sólidos (SAP2000)	Abaqus	Experimental
Viga espinal (SAP2000)	1.000	0.997	0.999	0.941	0.681
Cascarón (SAP2000)	0.997	1.000	0.999	0.954	0.732
Sólidos (SAP2000)	0.999	0.999	1.000	0.948	0.704
Abaqus	0.941	0.954	0.948	1.000	0.835
Experimental	0.681	0.732	0.704	0.835	1.000

**Tabla No. 20.** Matriz MAC del Modo 1 de torsión tramo No. 3 de los diferentes modelos

Modelo	Cascarón (SAP2000)	Sólidos (SAP2000)	Abaqus	Experimental
Cascarón (SAP2000)	1.000	0.980	0.947	0.965
Sólidos (SAP2000)	0.980	1.000	0.878	0.894
Abaqus	0.947	0.878	1.000	0.983
Experimental	0.965	0.894	0.983	1.000

**Tabla No. 21.** Matriz MAC del Modo 1 de torsión tramo No. 2 de los diferentes modelos

Modelo	Abaqus	Experimental
Abaqus	1.000	0.930
Experimental	0.930	1.000

**Tabla No. 22.** Matriz MAC del Modo 1 de torsión tramo No. 2 y 4 de los diferentes modelos

Modelo	Cascarón (SAP2000)	Sólidos (SAP2000)	Experimental
Cascarón (SAP2000)	1.000	0.996	0.922
Sólidos (SAP2000)	0.996	1.000	0.919
Experimental	0.922	0.919	1.000

**Tabla No. 23.** Matriz MAC del Modo 2 de flexión tramo No. 2 de los diferentes modelos

Modelo	Viga espinal (SAP2000)	Cascarón (SAP2000)	Sólidos (SAP2000)	Experimental
Viga espinal (SAP2000)	1.000	0.965	0.996	0.961
Cascarón (SAP2000)	0.965	1.000	0.951	0.929
Sólidos (SAP2000)	0.996	0.951	1.000	0.952
Experimental	0.961	0.929	0.952	1.000

### 10.2. Ajuste del modelo analítico para la estimación del grado de la pérdida de rigidez

La estimación del grado de pérdida de rigidez se realiza basándose en la aplicación de factores de reducción a la rigidez a los elementos en diferentes zonas específicas donde se presentan mayor demanda de momentos flectores. Dado que el modelo de Abaqus es el modelo más flexible de todos los modelos analíticos, al poder reducir las frecuencias (aumentar la flexibilidad) hasta acercarse a los resultados experimentales, se obtendría el escenario más optimista de la degradación de la estructura; mientras que los factores de ajuste a la rigidez aplicados en el modelo de SAP2000 resulta en la estimación de daño en el escenario más pesimista, pues, es el modelo más rígido.

El proceso de aplicación de los factores de reducción de rigidez a los elementos de la estructura del puente es, de hecho, un problema de optimización que busca minimizar el error que hay entre las frecuencias naturales y las formas modales del modelo analítico y experimental. Este proceso es posible automatizarlo si se puede simplificar el modelo de elementos finitos reduciendo sus grados de libertad hasta que sean iguales a los del modelo experimental, lo cual no es posible en este caso, pues, la simplificación del modelo conllevará múltiples errores de simplificación del modelo, el hecho que se desea evitar porque la hipótesis de este trabajo es que el modelo analítico debe ser capaz de representar la condición ideal del puente y el error de modelado debe ser reducido al mínimo. Por esta limitación, el proceso de ajuste del modelo analítico debe ser realizado manualmente con un proceso de prueba y error hasta encontrar un modelo "óptimo". En la tabla No. 24 muestra el porcentaje de error entre las frecuencias analíticas y experimentales así como los valores de MAC antes de ajustar el modelo, y en la tabla No. 25 muestra el porcentaje de error y MAC después de ajuste.

**Tabla No. 24.** Comparación de resultados experimentales con modelos analíticos de viga espinal y Abaqus antes de aplicar factores de ajuste de rigidez.

Modo (denominado según la numeración experimental)	Frecuencias (Hz)							MAC de Formas modales	
	Experimental			Analítico				Modelo Viga espinal	Modelo Abaqus
	Mínimo (Hz)	Promedio (Hz)	Máximo (Hz)	Modelo Viga espinal	% Diferencia	Modelo Abaqus	% Diferencia		
1er flexión vertical	1.37	<b>1.372</b>	1.375	1.7223	20.34	1.5811	13.23	0.990	0.992
2do flexión vertical	2.375	<b>2.509</b>	2.62	2.6667	5.91	2.3932	-4.84	0.915	0.941
3er flexión vertical	2.877	<b>2.936</b>	3.075	3.2159	8.70	3.1286	6.16	0.941	0.889
4to flexión vertical	3.409	<b>3.446</b>	3.486	-	-	3.6788	6.33	-	0.922
5to flexión vertical	3.582	<b>3.744</b>	3.903	3.9319	4.78	-	-	0.931	-
6to flexión vertical	3.942	<b>4.072</b>	4.28	4.4002	7.46	3.9420	-3.30	0.681	0.835
1er torsión tramo No. 3	4.863	<b>5.084</b>	5.178	5.9947	15.19	4.0926	-24.23	0.965	0.983
1er torsión tramo No. 2	5.611	<b>5.719</b>	5.917	-	-	5.3824	-6.25	-	0.9304
1er torsión tramos No. 2 y 4	7.004	<b>7.027</b>	7.072	7.9381	11.48	-	-	0.922	-
2do flexión vertical tramo No. 2	8.598	<b>8.663</b>	8.699	9.6548	10.27	-	-	0.961	-

**Tabla No. 25.** Comparación de resultados experimentales con modelos analíticos ajustados.

Modo (denominado según la numeración experimental)	Frecuencias (Hz)							MAC de Formas modales	
	Experimental			Analítico				Viga espinal	Abaqus
	Mínimo (Hz)	Promedio (Hz)	Máximo (Hz)	SAP2000 Viga espinal	% Diferencia	Abaqus	% Diferencia		
1er flexión vertical	1.37	<b>1.372</b>	1.375	1.4241	3.66	1.42281	3.57	0.989	0.992
2do flexión vertical	2.375	<b>2.509</b>	2.62	2.5124	0.14	2.31657	-8.31	0.941	0.963
3er flexión vertical	2.877	<b>2.936</b>	3.075	3.0519	3.80	2.98671	1.70	0.891	0.899
4to flexión vertical	3.409	<b>3.446</b>	3.486	-	-	3.72279	7.44	-	0.795
5to flexión vertical	3.582	<b>3.744</b>	3.903	3.5249	-6.22	-	-	0.952	-
6to flexión vertical	3.942	<b>4.072</b>	4.28	3.8074	-6.95	-	-	0.955	-
2do flexión vertical tramo No. 2	8.598	<b>8.663</b>	8.699	9.1486	5.31	-	-	0.957	-

El modelo de viga espinal de SAP2000 además de brindar información sobre el grado de daño en el escenario más pesimista, es un modelo versátil para la aplicación de factores de reducción de rigidez por su simplicidad (modela la superestructura del puente como una viga con elementos de sección variable), por ende, es tomado como modelo base para las iteraciones necesarias hasta encontrar la distribución espacial de la degradación. La única desventaja del modelo de viga espinal es, por ser el modelo de elementos finitos modelos de masas concentradas, el programa no puede calcular el momento de inercia de masa por lo que no se puede obtener información de modos de torsión. Aunque el modo fundamental de



torsión es un modo muy importante en estructuras de puente, la variación en frecuencias analíticas debido a la diferencia de modelado es bastante significativa: aproximadamente hay una diferencia de 2.1 Hz entre la frecuencia analítica máxima y mínima (de 4.0926 Hz a 6.1898 Hz, ver tabla 11), mientras que la experimental oscila sólo entre 4.863 Hz y 5.178 Hz. Considerando el hecho de que el daño que se presenta en el puente es una deformación vertical en el tramo No. 3 probablemente debido a la pérdida de postensión, y por ende, aumento de curvatura por flexión, se tomará en cuenta únicamente los modos flexionales que se identificó en campo para el ajuste del modelo analítico, poniendo especial énfasis en el modo fundamental, y descartando la comparación de los modos torsionales. Por esta razón, sólo se observa en la tabla No. 25 la comparación de los modos de flexión.

El ajuste del modelo de Abaqus es mucho más complejo por ser un modelo de elementos tetraédricos. Por lo tanto, sólo se pudo tener como base la distribución de factores de reducción utilizada para el modelo viga espinal de SAP2000 para realizar dicho ajuste.

Se puede ver en la tabla No. 25 que el modelo viga espinal ajustado de SAP2000 alcanza a presentar un porcentaje de error aceptable en cuanto a los valores de las frecuencias: no es posible reducir más la frecuencia fundamental porque las frecuencias de modo 5 y 6 de flexión ya habían pasado levemente de la frecuencia mínima experimental; mientras que en el modelo de Abaqus con los mismos factores de reducción aplicados, tampoco es posible bajar más la frecuencia fundamental porque la frecuencia del modo 2 de flexión ya se encuentra más abajo de los límites. Los valores de MAC entre las formas modales del modelo espinal y del modelo experimental mejoraron o se mantuvieron en el mismo nivel en la mayoría, únicamente el modo 3 de flexión se redujo desde 0.941 a 0.891; mientras que los valores del MAC presentaron una disminución generalizada para el modelo de Abaqus porque se aplicó de una forma simplificada la reducción de rigidez en la superestructura, pues, lo que se desea obtener aquí con el modelo de Abaqus es sencillamente la cota superior que es el escenario más optimista, ya que la distribución espacial de daño ya fue obtenido en el modelo viga espinal de SAP2000.

El proceso iterativo de aplicación de factores de reducción de rigidez se muestra en la tabla 26. Para sintetizar la información, se muestran primero las iteraciones donde se obtuvo el grado de reducción que se debe aplicar para reducir las frecuencias analíticas hasta el nivel de las frecuencias experimentales; se omitirán las iteraciones intermedias donde en un largo proceso de prueba y error se investigaron múltiples configuraciones de distribución de daño, y se muestran las etapas finales donde se afina la distribución de daño hasta encontrar un MAC óptimo en las formas modales. Se puede apreciar en estas últimas iteraciones que los valores de MAC son bastante sensibles a los factores de reducción que se aplica en una zona y otra. Se ha buscado con todos los esfuerzos posibles subir el MAC del 3er modo de flexión en las últimas iteraciones para que sea mayor de 0.90, sin embargo, esto no fue posible.

**Tabla No. 26.** Resultados de frecuencias y MAC del proceso iterativo de ajuste de rigidez del modelo viga espinal

	Frecuencias						MAC					
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 5	Modo 6	Modo 2 tramo No. 2	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 5	Modo 6	Modo 2 tramo No. 2
Experimental	1.372	2.509	2.936	3.744	4.072	8.663	0.990	0.915	0.941	0.931	0.681	0.961
Iteración												
1	1.6083	2.6169	3.1748	3.8863	4.1434	-	-	-	-	-	-	-
2	1.5378	2.5884	3.1541	3.8342	4.0088	-	-	-	-	-	-	-
<b>3*</b>	<b>1.4556</b>	<b>2.5559</b>	<b>3.1327</b>	<b>3.713</b>	<b>3.9125</b>	<b>9.6239</b>	<b>0.988</b>	<b>0.922</b>	<b>0.914</b>	<b>0.940</b>	<b>0.948</b>	<b>0.963</b>
4	1.4092	2.5374	3.1213	3.624	3.8791	9.6083	0.988	0.924	0.913	0.905	0.868	0.871
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
5	1.4059	2.5227	3.0524	3.5557	3.839	9.3457	0.990	0.936	0.871	0.949	0.947	0.959
6	1.3961	2.5138	3.0437	3.4999	3.8126	9.3139	0.990	0.936	0.857	0.943	0.932	0.959
7	1.3979	2.5086	3.0192	3.4785	3.7936	9.151	0.990	0.959	0.804	0.945	0.939	0.955
8	1.4425	2.4999	3.0303	3.5063	3.8024	9.0011	0.988	0.962	0.864	0.941	0.916	0.952
9	1.4218	2.4848	3.0346	3.4548	3.7751	9.0644	0.988	0.951	0.865	0.941	0.909	0.955
<b>10**</b>	<b>1.4241</b>	<b>2.5124</b>	<b>3.0519</b>	<b>3.5249</b>	<b>3.8074</b>	<b>9.1486</b>	<b>0.989</b>	<b>0.941</b>	<b>0.891</b>	<b>0.952</b>	<b>0.955</b>	<b>0.957</b>
11	1.3912	2.5096	3.0487	3.4751	3.7859	9.1476	0.989	0.938	0.898	0.929	0.912	0.957
12	1.4144	2.5116	3.051	3.5102	3.8004	9.1483	0.989	0.940	0.893	0.945	0.943	0.957
13	1.4211	2.5126	3.0431	3.5186	3.8023	9.1081	0.989	0.943	0.884	0.948	0.948	0.957
14	1.4147	2.5136	3.0417	3.5217	3.8101	9.0988	0.989	0.942	0.876	0.948	0.948	0.957

Nota: el cálculo de MAC no se hizo en todas las pruebas sino en aquellas que ya las frecuencias se acercan a los valores de objetivo.

\*Este es el mejor resultado obtenido asignando un factor de reducción constante al tramo No. 3.

\*\*Este es el mejor resultado obtenido asignando un perfil de valores de reducción.

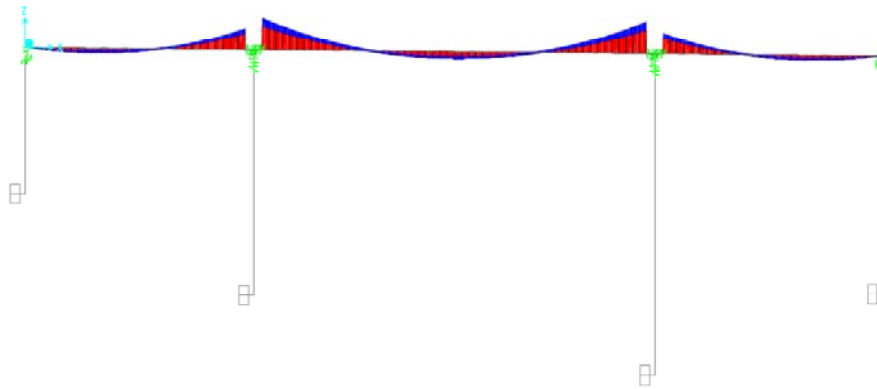
**Tabla No. 27.** Zonas y factores de reducción de rigidez asignados en el modelo viga espinal

Prueba	Tramo No. 2 (Norte)						Tramo No. 3 (Central)										Tramo No. 4 (Sur)						
	Mpos1	Mpos	Mpos2	Medio	Mneg1	Mneg	Mneg	Mneg1	Medio	C2	C1	C	C1	C2	Medio	Mneg1	Mneg	Mneg	Mneg1	Medio	Mpos2	Mpos	Mpos1
1	1	1	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
4	1	1	1	1	1	1	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	1	1	1	1	1	1
5	0.9	0.85	0.9	1	0.8	0.7	0.4	0.5	0.7	0.6	0.5	0.4	0.5	0.6	0.9	0.8	0.7	0.9	0.9	1	0.9	0.9	0.9
6	0.9	0.85	0.9	1	0.75	0.65	0.4	0.5	0.8	0.6	0.45	0.4	0.45	0.6	0.9	0.7	0.65	0.85	0.85	1	0.9	0.9	0.9
7	0.8	0.7	0.8	1	0.75	0.65	0.45	0.45	0.7	0.55	0.425	0.4	0.47 5	0.6	0.95	0.7	0.65	0.8	0.8	1	0.9	0.9	0.9
8	0.8	0.7	0.8	1	0.8	0.7	0.6	0.65	0.7	0.45	0.4	0.4	0.4	0.6	0.8	0.8	0.7	0.9	0.9	1	0.9	0.9	0.9
9	0.85	0.75	0.85	1	0.8	0.7	0.55	0.6	0.7	0.45	0.4	0.4	0.4	0.45	0.8	0.75	0.65	0.85	0.85	1	0.9	0.9	0.9
10	<b>0.9</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1</b>	<b>0.8</b>	<b>0.7</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.55</b>	<b>0.45</b>	<b>0.4</b>	<b>0.45</b>	<b>0.6</b>	<b>0.9</b>	<b>0.75</b>	<b>0.65</b>	<b>0.85</b>	<b>0.85</b>	<b>1</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>
11	0.9	0.8	0.9	1	0.8	0.7	0.5	0.6	0.7	0.55	0.45	0.4	0.45	0.6	0.9	0.6	0.5	0.85	0.85	1	0.9	0.9	0.9
12	0.9	0.8	0.9	1	0.8	0.7	0.5	0.6	0.7	0.55	0.45	0.4	0.45	0.6	0.9	0.7	0.6	0.85	0.85	1	0.9	0.9	0.9
13	0.9	0.8	0.9	1	0.75	0.75	0.55	0.55	0.7	0.55	0.45	0.4	0.45	0.6	0.9	0.65	0.65	0.85	0.85	1	0.9	0.9	0.9
14	0.9	0.8	0.9	1	0.77	0.73	0.48	0.57	0.7	0.57	0.47	0.4	0.47	0.6	0.9	0.72	0.63	0.85	0.88	1	0.9	0.9	0.9

**Tabla No. 28.** Ubicación de las zonas (distancias de norte a sur):

Tramo No. 2 (Norte)	Tramo No. 3 (Central)	Tramo No. 4 (Sur)			
Mpos1	5.0 m ~ 11.0 m	Mneg	48.95 m ~ 54.65 m	Mneg	131.75 m ~ 136.04 m
Mpos	11.0 m ~ 17.3 m	Mneg1	54.65 m ~ 59.08 m	Mneg1	136.04 m ~ 140.76 m
Mpos2	17.3 m ~ 22.0 m	Medio	59.08 m ~ 70.90 m	Medio	140.76 m ~ 156.50 m
Medio	22.0 m ~ 36.19 m	C2	70.90 m ~ 76.81 m	Mpos2	156.50 m ~ 161.22 m
Mneg1	36.19 m ~ 40.91 m	C1	76.81 m ~ 82.78 m	Mpos	161.22 m ~ 167.51 m
Mneg	40.91 m ~ 45.45 m	C	82.78 m ~ 94.54 m	Mpos1	167.51 m ~ 172.23 m
		C1	94.54 m ~ 100.45 m		
		C2	100.45 m ~ 106.36 m		
		Medio	106.36 m ~ 118.18 m		
		Mneg1	118.18 m ~ 122.61 m		
		Mneg	122.61 m ~ 128.25 m		

Del proceso realizado, la iteración 3 que consiste en una reducción de 60% de rigidez uniformemente repartido a lo largo de todo el tramo No. 3 (central), junto con la iteración 10 dieron los mejores resultados. Considerando el perfil de momento flector que está sometido el puente debido a las cargas en condición de servicio, el cual es el momento flector debido a carga muerta más el momento flector construido con la envolvente de las líneas de influencias de momento debido al vehículo de diseño HL-93, las zonas de daño fueron definidos basándose en el diagrama mostrado en la figura 32.

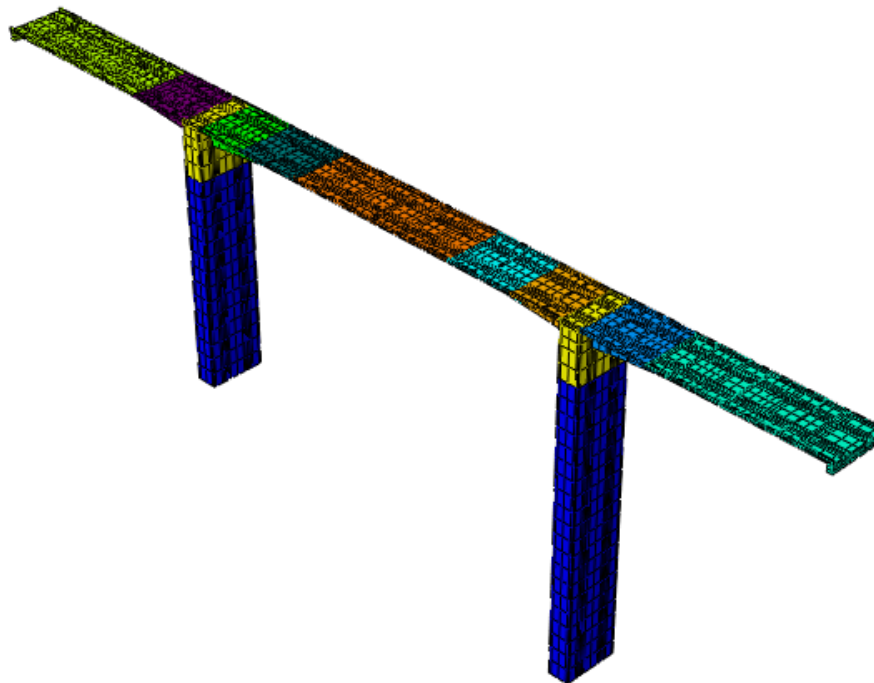


**Figura 32.** Diagrama de momento generado por SAP2000 por la combinación de carga muerta más carga impuesta por el vehículo de diseño HL-93.

Los resultados de las iteraciones 3 y 10 son aceptables, el escenario de daño planteado en la iteración 10 es más realista ya que toma las zonas de mayor demanda de momento flector, que en caso de que la postensión ha disminuido, estaría propenso a agrietarse para poder desarrollar su capacidad de resistir momento. Además, los resultados de la iteración 10 también ofrece el menor error comparando entre las frecuencias obtenidas en las iteraciones 3 y 10.

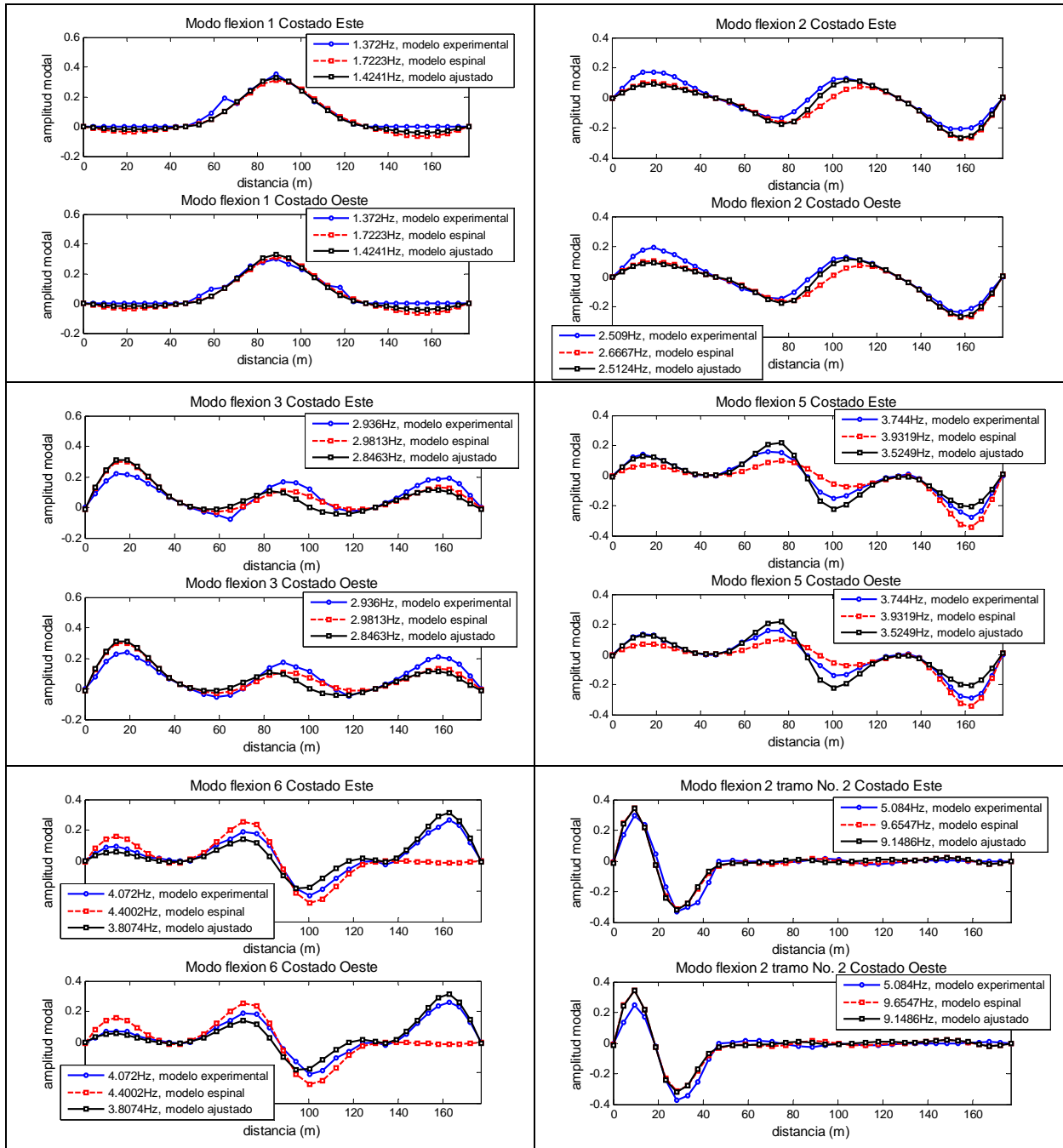
Con base en los resultados obtenidos con el modelo de viga espinal se procedió a modificar el modelo del programa Abaqus. En este caso se busca hallar una cota inferior de daño, por lo que no se procedió a realizar un nuevo proceso iterativo para obtener una mejora en los valores del MAC. El modelo de Abaqus es más complejo que el modelo de viga espinal por

lo que un proceso iterativo de prueba y error es impráctico. Se procedió a analizar la correlación de frecuencias y formas modales con los modos operacionales obtenidos experimentalmente. En la figura 33 se presenta el modelo ajustado donde se representa con diferentes colores las regiones de la superestructura con distintos factores de modificación de la rigidez.

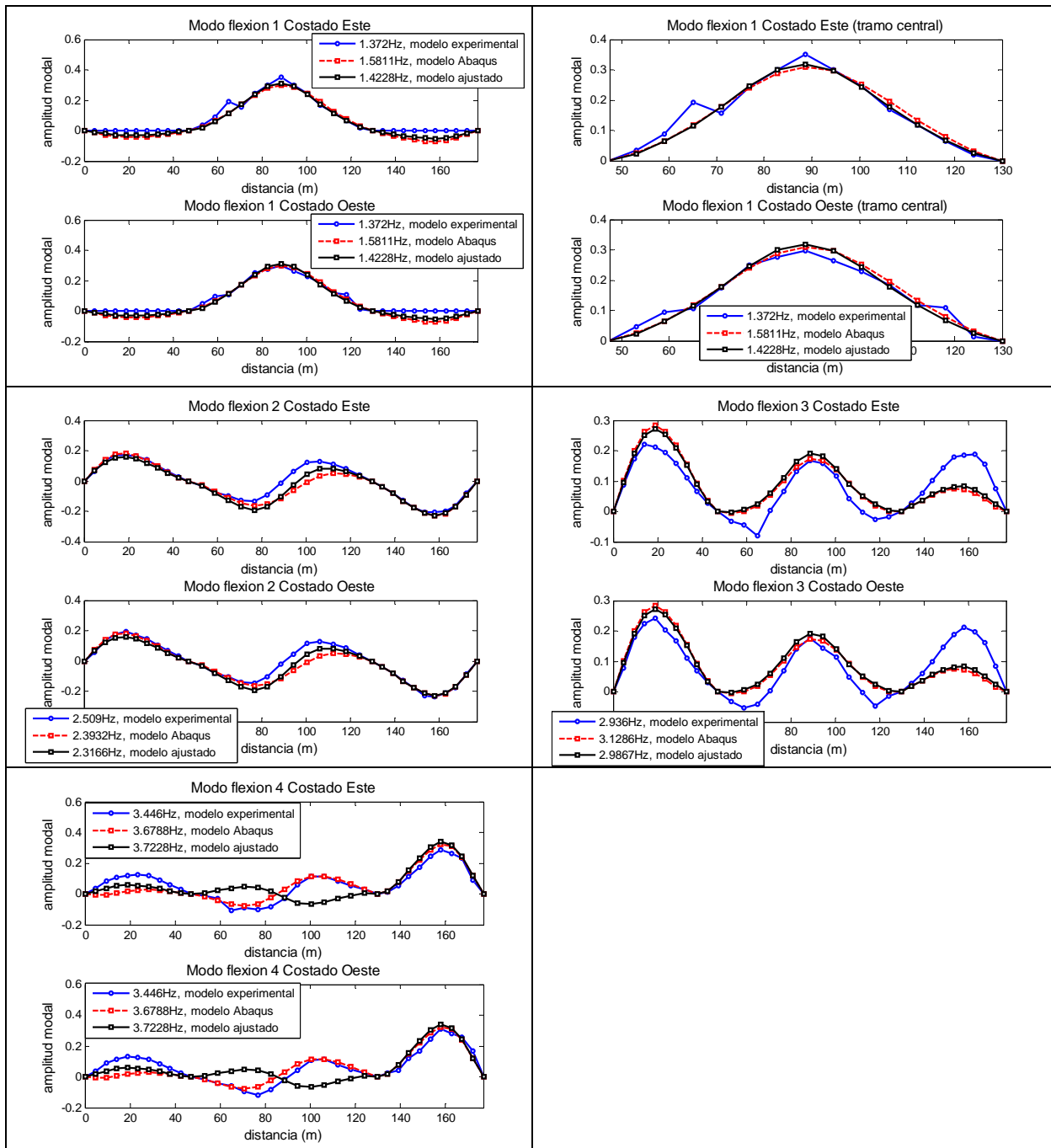


**Figura 33.** Modelo ajustado de Abaqus.

En la figura 34 se presentan las formas modales analíticas de SAP2000 y en la figura 35 las de Abaqus antes y después de ajustar el modelo y su comparación con las formas modales experimentales.



**Figura 34.** Comparación de las formas modales del modelo espinal antes y después del ajuste con las experimentales.

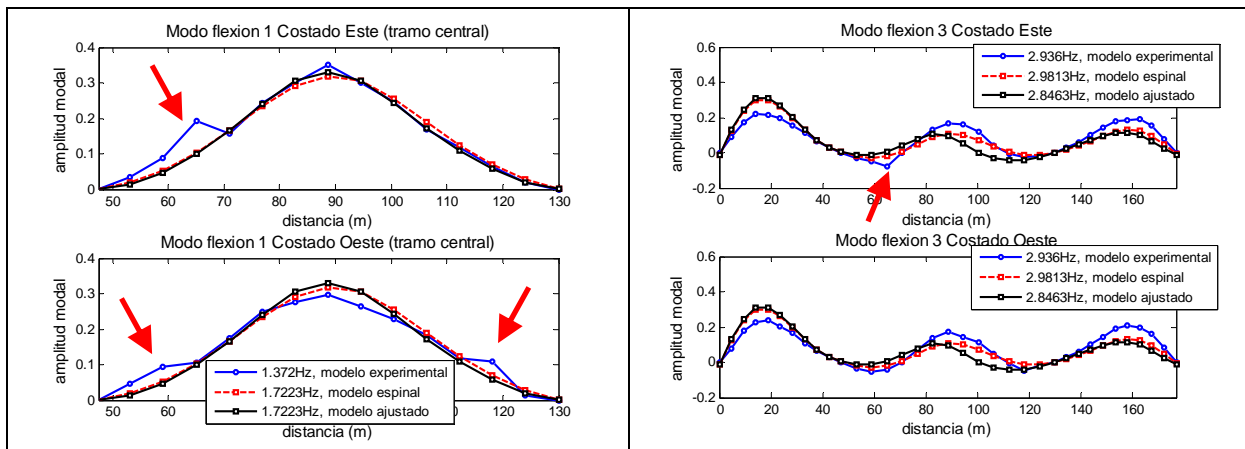


**Figura 35.** Comparación de las formas modales del modelo de Abaqus antes y después del ajuste con las experimentales.



Debido a que se utilizaron en el modelo de Abaqus los mismos factores de reducción de SAP2000 y se obtuvieron a resultados similares, implica que los factores de reducción de rigidez calculados con el modelo de SAP2000 serían el único escenario que se debe considerar.

Es importante notar que en las formas modales experimentales de modos 1 y 3 (flexión) se detectaron anomalías en la zona de momentos negativos del tramo No. 3 (central), donde hay un pico y un cambio de pendiente inusual en la forma modal, tal como se muestra en el acercamiento mostrado de la figura 36. Estos dos modos son modos simétricos, y este cambio de pendiente y la forma de un pico inusual en la zona de momento negativo es indicio de que en las regiones de momento negativo del tramo central existen posibles daños, posiblemente agrietamiento.

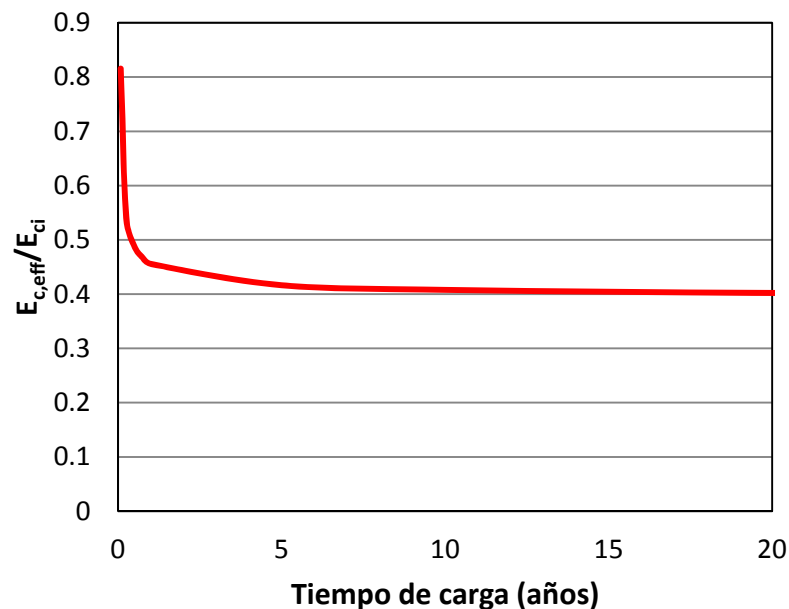


**Figura 36.** Anomalías en las formas modales experimentales en los modos 1 y 3 de flexión.

## 11. DETERMINACION DE LA DEGRADACION DE LA ESTRUCTURA

En secciones anteriores se indicó que los puentes tipo cajón presentan el problema de las deformaciones permanentes dependientes del tiempo, las cuales se desarrollan en un periodo de 10 a 15 años después de la construcción [ref. 16]. Aunque estas deformaciones no comprometan la capacidad de carga y estabilidad de la estructura pueden causar una sensación de inseguridad en el usuario, provocando pérdida de confianza.

En la figura 37 se presenta la aplicación de la ecuación (2.3) para el caso del puente sobre el río Virilla, según este método aproximado puede observar que el módulo de elasticidad equivalente del concreto de la viga tipo cajón presenta un valor 60% menor al módulo de elasticidad posterior a la remoción del encofrado. También se puede observar que el proceso de deformación por flujo plástico no continuará significativamente mientras el nivel de esfuerzos se mantenga.



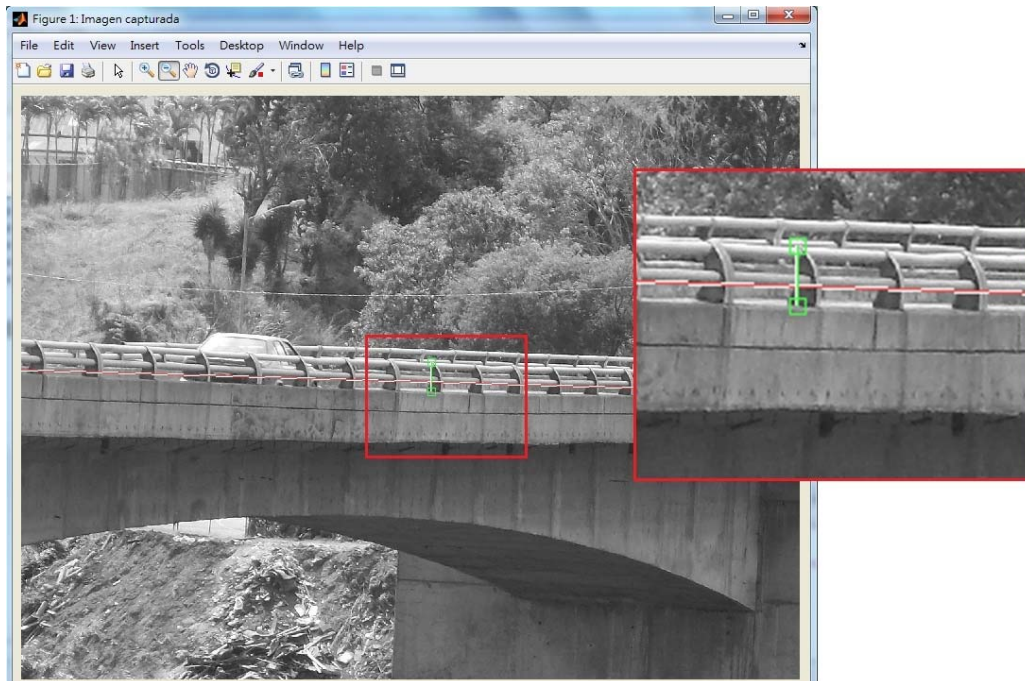
**Figura 37.** Estimación de la degradación del módulo de elasticidad en el concreto de la viga tipo cajón del puente sobre el río Virilla.

Para determinar la magnitud de la deformación permanente observada en el tramo 3 del puente sobre el río Virilla, se utilizó análisis de imagen. En la figura 38 se presenta la determinación de la deformación utilizando una fotografía tomada durante una inspección visual del puente. Dado que la altura de la baranda metálica es conocida y mide 500 mm, junto con la cantidad de pixeles que cuenta esta altura se puede obtener un factor de escala mm/píxel. Luego, se traza la línea recta de pila 2 a pila 3 que representaría la línea de deflexión cero, y sencillamente se mide la cantidad de pixeles que hay entre la línea de deflexión cero y la posición actual de la superestructura en el centro del puente, la que multiplicada por el factor de escala se puede obtener la deflexión real. Esto es posible porque el puente es rectilíneo, la deformación se da en el mismo plano y la altura de referencia para el cálculo de factor de escala se toma en la misma posición donde se mide la deflexión vertical. Este cálculo es realizado mediante el programa MATLAB, y el valor calculado de la deformación es de 156 mm, con una incertidumbre de  $\pm 6.5$  mm.

Para una estimación inicial del grado de daño, se procede a hacer una comparación rápida entre la deflexión estática analítica que calcula SAP2000 debido a carga muerta del puente con la deflexión experimental. Los resultados se muestran en la Tabla No. 29.

**Tabla No. 29.** Estimaciones analíticas de máxima deflexión en tramo No. 3

Modelo	Deflexión
Lineal elástico con <i>El original</i>	92.5 mm
Lineal elástico equivalente con rigidez reducida con los factores obtenidos en el ajuste del modelo analítico, $\alpha El$ .	149.9 mm
Límite de deformación especificado por AASTHO	98.5 mm



**Figura 38.** Determinación de la deformación del tramo 3 utilizando análisis de imagen.

Uno de los objetivos del preesfuerzo que se aplica en un puente postensado es evitar y controlar el agrietamiento de concreto ante las cargas operacionales, pues, el acero de refuerzo sin preesfuerzo empieza a trabajar hasta que el concreto, que resiste muy poca tensión, se agriete (son grietas muy diminutas casi imperceptibles). Sin embargo, de los resultados del análisis modal y ajuste del modelo analítico, se observa que los factores de reducción de rigidez  $EI$  llegarían hasta 0.5 de la rigidez original. Dado que el análisis modal es un análisis dinámico, el módulo de elasticidad en este caso, es el módulo original que actúan ante cargas dinámicas, pues, el módulo de elasticidad efectiva debido a flujo plástico (que es aproximadamente 40% del módulo original, según la figura 37) es para cargas estáticas sostenidas a largo plazo. Esto significa que el factor de 0.5 se aplicaría directamente en el momento de inercia de la sección transversal en zonas de momento negativo.

Revisando los resultados mostrados en la tabla No. 29, donde con un  $EI$  sin reducción, se obtiene una deflexión analítica de 92.5 mm, la cual es menor que la deflexión real. Esta se

Informe No. LM-PI-UP-PN12-2015	Fecha de emisión: 22 de abril de 2015	Página 77 de 90
--------------------------------	---------------------------------------	-----------------

calculó con un modelo analítico que no incluye los torones de postensión, pues, el hecho de incluirlos va a reducir aún más la deflexión analítica. De este análisis lineal elástico se concluye que ya no hay suficiente postensión capaz de mantener la sección transversal íntegra.

Una vez que la sección transversal de concreto se agrieta, el momento de inercia se reduce y el comportamiento sería no-lineal inelástico. Para conocer cuál es el nivel de postensión que existe todavía en el puente, con la ayuda del programa Xtract (el cual usa el modelo de Mander para concreto y modelo bilineal para el acero, y se basa en la compatibilidad de deformación y en equilibrio de la sección) se procede a hacer un análisis no lineal de la sección transversal, donde un diagrama momento-curvatura se puede generar tomando en cuenta el módulo de elasticidad reducido por flujo plástico ( $0.4E_c$ ) y diferentes niveles de postensión.

Con el modelo ajustado de SAP2000, es posible calcular la demanda del momento flector en la superestructura del puente en su estado actual. Los máximos de momento flector en zonas de momento negativo y positivo se muestran en la tabla No. 30. Se evaluaría el puente en su condición de servicios, con la combinación de cargas recomendado por AASHTO ( $1.0 \cdot \text{Carga Muerta} + 1.0 \cdot \text{Carga Viva}$ ), con la envolvente de carga viva determinada según las especificaciones de HL-93. Por otro lado, también se conoce que en la zona de momento negativo izquierdo, el momento de inercia de la sección está reducido en un 50% por los resultados del análisis dinámico.

**Tabla No. 30.** Estimaciones analíticas de de la demanda de momento flector

Ubicación	Momento negativo (izquierdo)	Momento positivo (centro)	Momento negativo (derecho)
Distancia desde inicio de tramo No. 2 (m)	48.95	87.13	128.25
Momento flector debido a carga muerta (kN-m)	-81339	12527	-89258
Momento flector debido a [ $1.0 \cdot \text{carga muerta} + 1.0 \cdot \text{carga viva}$ ] (kN-m)	-111015	18498	-121938

Dado que la integridad de las zonas de momento negativo es esencial para mantener la seguridad en los puentes tipo doble voladizo, se realizó el análisis del diagrama de momento-curvatura para una sección transversal ubicada en zona de momento negativo izquierdo, ya que en esta parte queda sólo un 50% de momento de inercia.

El criterio para hallar la postensión remanente sería: el diagrama de momento curvatura de la sección transversal ubicada en la zona de momento negativo izquierdo, con el nivel de postensión real remanente, debe satisfacer la condición tal que, bajo un momento flector negativo alrededor de 81339 kN-m, el momento de inercia debe quedar sólo 50% del original. Se usa aquí el momento flector negativo debido únicamente a carga muerta porque el momento generado por la carga viva es un efecto dinámico, mientras que la pérdida de postensión, reducción del módulo de elasticidad por flujo plástico y por ende, el aumento de curvatura es debido a una carga estática sostenida a largo plazo.

Según las especificaciones de los planos de construcción, los torones tienen un esfuerzo característico de deformación de 160 kg/mm<sup>2</sup> y cada uno cuenta con un área de 1130 mm<sup>2</sup>. El preesfuerzo inicial aplicado es de 144 kg/mm<sup>2</sup>, es decir, 90% del esfuerzo característico de deformación.

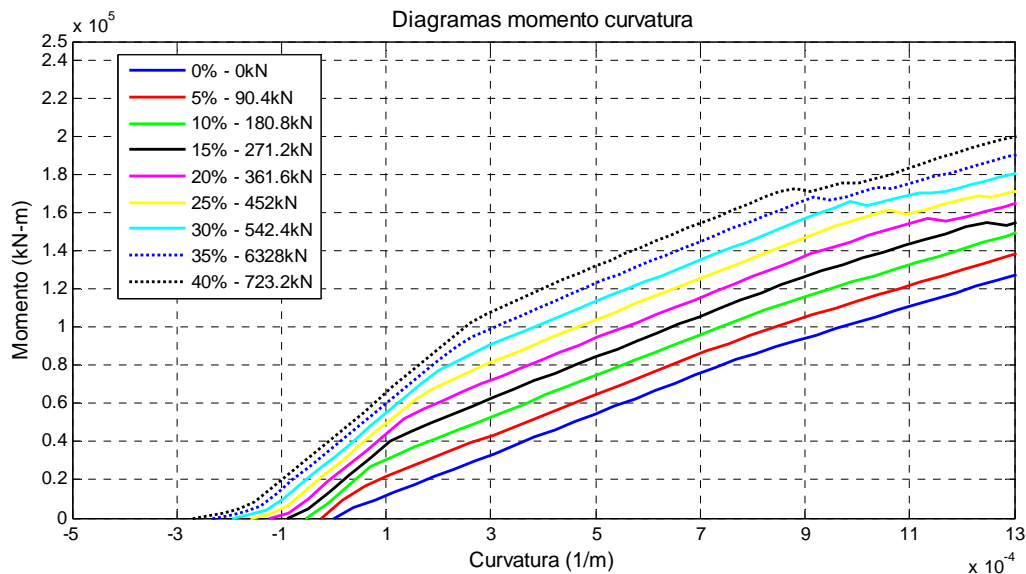
Con incrementos de 5% del esfuerzo característico de deformación, se va aumentando el preesfuerzo de los torones hasta encontrar el nivel de preesfuerzo que satisface el criterio propuesto. La fuerza de tensión aplicada a cada torón que corresponde a estos niveles de preesfuerzos se muestra en la tabla No. 31; y tomando en cuenta el escenario de una carga estática sostenida en el tiempo, se utiliza el módulo de elasticidad reducido a  $0.4E_c$  para el análisis.

En la figura 39 muestra los diferentes diagramas de momento curvatura generados con diferentes porcentajes del esfuerzo característico de deformación. Luego, en la figura 40 muestra la razón de las pendientes instantáneas (rigidez  $EI$  instantáneo) y la pendiente máxima (rigidez  $EI$  con la sección completa). Se nota que el módulo de elasticidad efectivo

utilizado para la generación de los diagramas de momento curvatura ya es de 11120 MPa ( $0.4E_c$ ) debido al flujo plástico ante una carga estática sostenida.

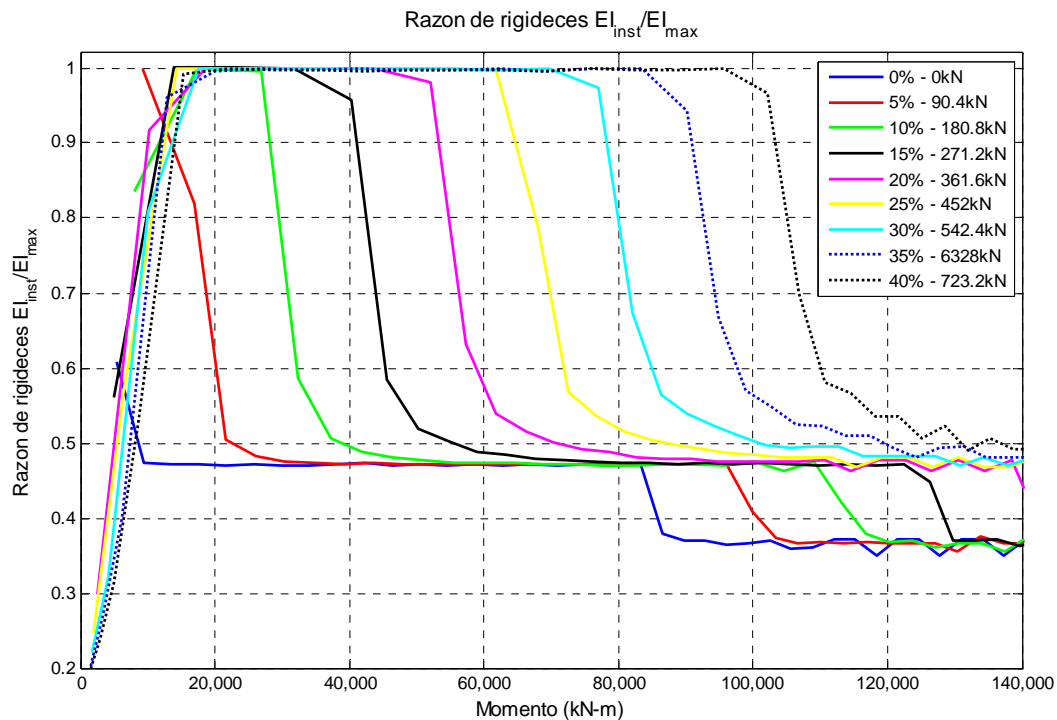
**Tabla No. 31.** Niveles de fuerza de tensión aplicados en los torones asociados a los preesfuerzos con incrementos de 5% del esfuerzo característico de deformación

% del esfuerzo característico de deformación	Fuerza de tensión en cada torón (kN)	Preesfuerzo en cada torón ( $\text{kg}/\text{mm}^2$ )
50	904	80
45	813.6	72
40	723.2	64
35	632.8	56
30	542.4	48
25	452	40
20	361.6	32
15	271.2	24
10	180.8	16
5	90.4	8
0	0	0



**Figura 39.** Diagramas de momento-curvatura para diferentes niveles de preesfuerzo remanente.





**Figura 40.** Razón de rigideces instantáneas vrs. momento flector para diferentes niveles de preesfuerzo remanente.

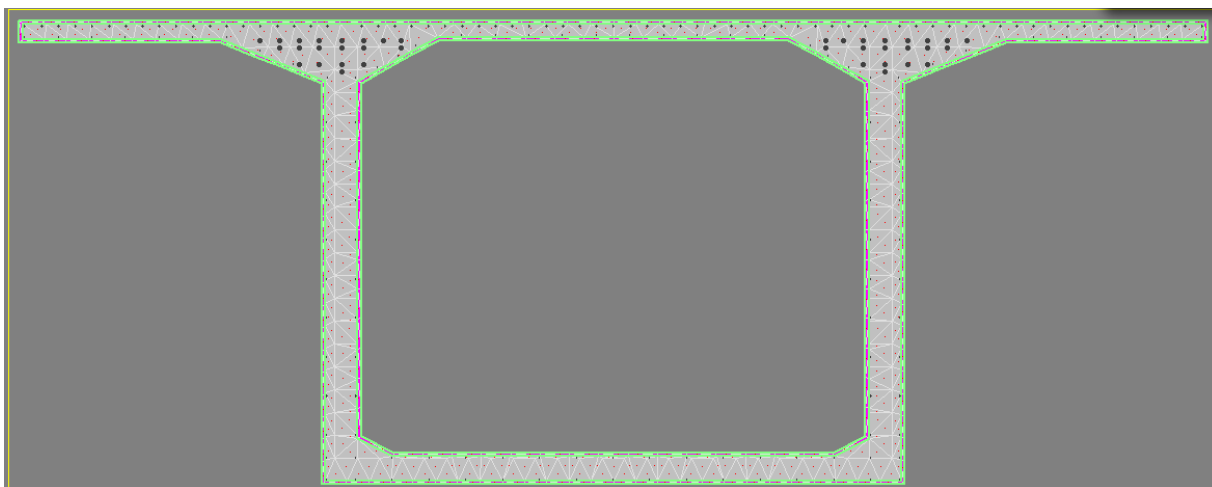
De la figura 40 se puede observar que para un momento flector de 81,339 kN-m, una postensión entre 20% y 25% daría una razón de rigidez de 0.5, y esta razón se deberá únicamente a la reducción en momento de inercia ya que en todos los casos se utiliza un módulo de elasticidad efectivo reducido por flujo plástico.

Sin embargo, teniendo en cuenta la incertidumbre asociada a la estimación de la pérdida de rigidez mediante el ajuste del modelo analítico, se observa que aún reduciendo la rigidez de zona de momento negativo izquierdo a 0.4 (ver tabla No. 26 y 27), la disminución de la correlación entre los modelos analítico y experimental tampoco es significativo. Esto unido al hecho que alrededor del momento flector de 81,000 kN-m, los niveles de preesfuerzo de 0% hasta 20% darían una razón de rigidez aproximadamente entre 0.47 y 0.48, se podría concluir que en el peor escenario, la postensión remanente en la superestructura podría, inclusive, llegar a ser nula.

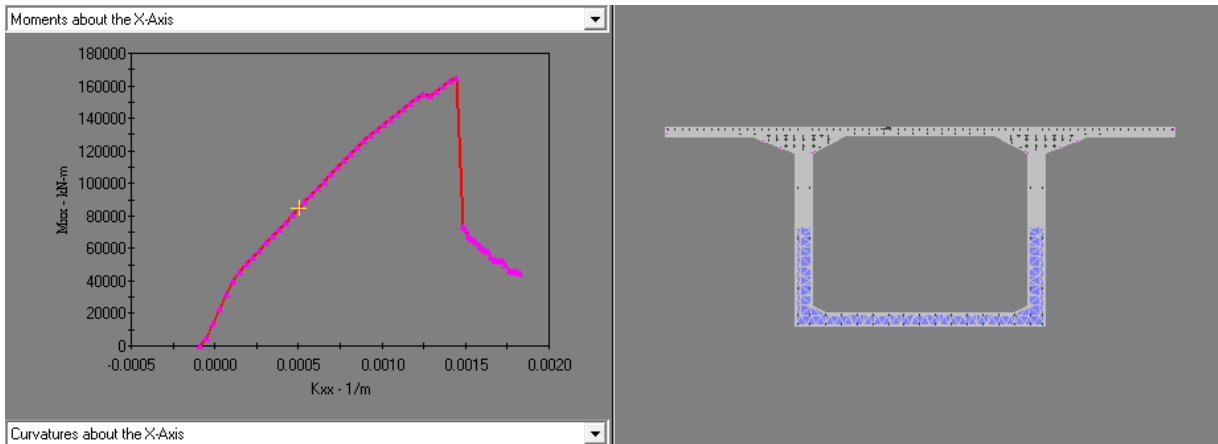
Se debe notar que la razón de rigideces en la zona de curvatura negativa no es representativa de la realidad porque se está trabajando con un módulo de elasticidad efectivo reducido por flujo plástico. Para este trabajo sólo se interesa en la zona alrededor del momento flector debido a la carga muerta.

Dado que la rigidez instantánea para un momento flector alrededor de 81,000 kN-m oscila entre 0.47 y 0.48, y que esta reducción se debe únicamente a la reducción en momento de inercia, se puede concluir que el diagrama de momentos que genera el modelo ajustado es representativo de la realidad, ya que el factor de reducción de rigidez aplicado en la zona de momento negativo del modelo analítico de SAP2000 coincide con la razón (factor) de rigidez instantáneo que estima el diagrama momento curvatura de la sección. Esta es la razón por la que la deflexión estática analítica obtenida (149.9 mm) después de aplicar los factores de reducción de rigidez en SAP2000 diera casi igual a la deflexión medida por método de procesamiento de imágenes digitales (156 mm).

En la figura 41 muestra la sección transversal en la zona de momento negativo izquierdo generado en el programa Xtract, y en la figura 42 se muestra un bosquejo de la sección transversal cuando el momento es alrededor de 81,000 kN-m, para una postensión en el torón de 271.2 kN.



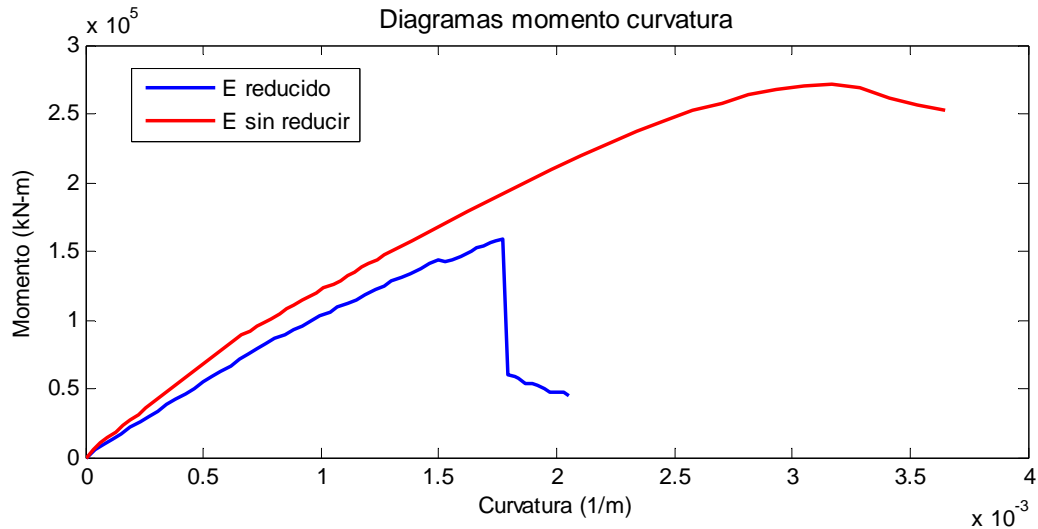
**Figura 41.** Mayor sección transversal de la superestructura en la zona de momento negativo.



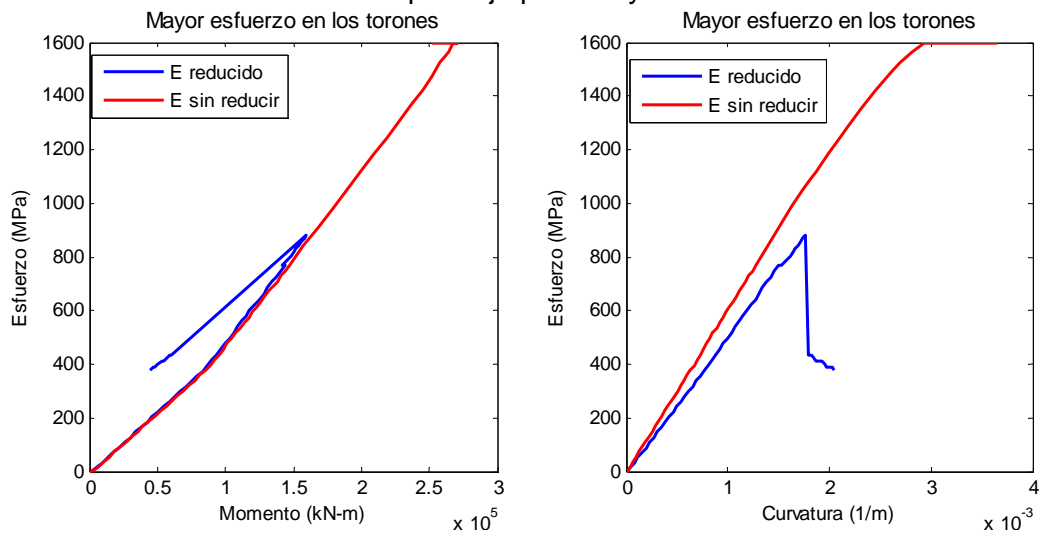
**Figura 42.** Bosquejo de la pérdida de área para momento de inercia para el momento flector alrededor de 81,000 kN-m.

Considerando el escenario más pesimista donde la postensión remanente es nula, es posible determinar el nivel de desempeño que se encontraría la sección transversal, el acero de refuerzo normal y el torón de preesfuerzo, en la condición de servicios con la carga viva determinada por las especificaciones del vehículo de diseño HL-93, sin embargo, se encuentra con la limitación de que hasta el nivel de carga muerta, la sección funciona con un módulo de elasticidad reducido por flujo plástico mientras que para la carga viva, el módulo de elasticidad no debe ser reducido por ser acciones dinámicas, este cambio de módulo de elasticidad en un nivel intermedio de momento no es permitido en el programa, sólo se pudo analizar los dos casos por aparte. Los resultados se muestran de la figura 43 a 46.

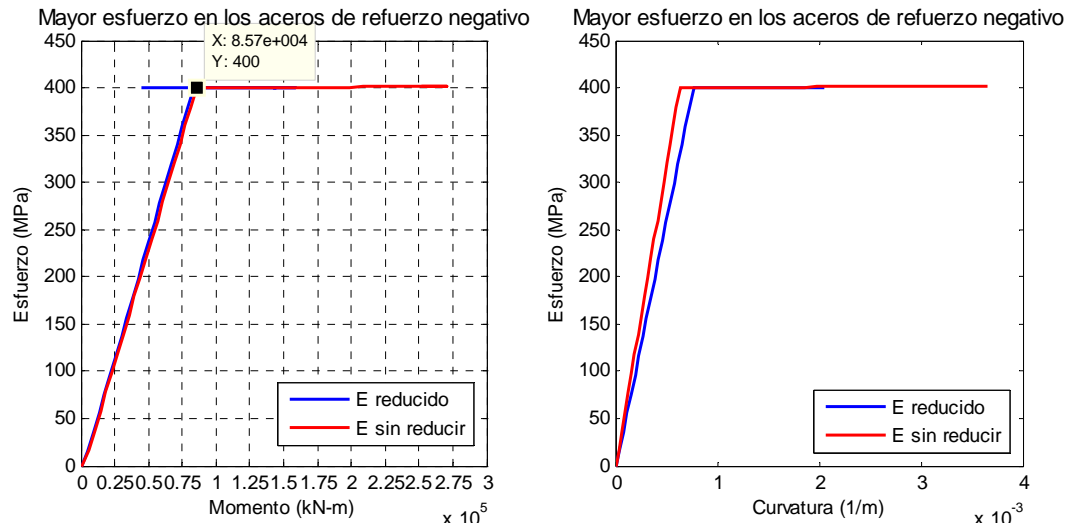
Se puede observar que la superestructura del puente tiene aún bastante capacidad para sobrellevar las cargas en condición de servicio representado por el vehículo de diseño HL-93 sin el riesgo de colapso. El nivel de esfuerzo en los torones está bastante alejado del esfuerzo característico de deformación bajo en la condición de servicio, el único inconveniente aquí observado es que, es probable que el acero negativo (que son las varillas No. 5) ya se encuentran en el estado de fluencia.



**Figura 43.** Diagramas de momento curvatura para los casos con módulo de elasticidad reducido por flujo plástico y sin reducir.



**Figura 44.** Mayor esfuerzo en los torones de preesfuerzo para los casos con módulo de elasticidad reducido por flujo plástico y sin reducir.



**Figura 44.** Mayor esfuerzo en los aceros de refuerzo negativo para los casos con módulo de elasticidad reducido por flujo plástico y sin reducir.

## 12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este informe se presentan los resultados del monitoreo del puente sobre el Río Villa Virilla ubicado en la ruta nacional Ruta Nacional No. 32. Se inició con la presentación de los resultados experimentales de la identificación de parámetros modales, que fueron utilizados para realizar la validación de varios modelos analíticos utilizando el método del elemento finito. Una vez calibrados los modelos se realizó una estimación de la degradación de la rigidez de la superestructura y la pérdida de esfuerzos de los cables de postensión.

Con base en el análisis realizado se concluye lo siguiente:

- a. La deformación observada en el tramo 3 de la superestructura 2 es un comportamiento esperado para los puentes construidos con el sistema constructivo de doble voladizo. Numerosas publicaciones presentan casos similares alrededor del mundo y son enfáticas en que aunque no exista vulnerabilidad estructural relacionada con este tipo de deformaciones, el usuario puede experimentar una sensación de inseguridad al utilizar el puente.

- b. Con base en los resultados experimentales y la comparación con modelos analíticos de la condición ideal (de diseño) se determinó que la rigidez del puente ha disminuido entre 40 y 50%, a consecuencia de fenómenos como el flujo plástico, la pérdida de esfuerzo de los cables de postensión y posibles agrietamientos no perceptibles, entre otros.
- c. La pérdida de esfuerzos en los cables de postensión oscila entre 75% y 100% de los especificados en planos de diseño.
- d. El análisis de capacidad de la superestructura utilizando la carga HL-93 indica que el puente tiene capacidad suficiente para la carga de servicio. Sin embargo en el caso crítico (100% de pérdida de preesfuerzo en los cables) el acero de refuerzo (barras convencionales) ingresarían en el rango no lineal, lo que implicaría agrietamiento de la sección. Dicho agrietamiento aumenta la vulnerabilidad del puente a las filtraciones de agua que pueden producir deterioro del acero de refuerzo.

Por lo tanto, con el propósito de mejorar el estado de conservación de la estructura se recomienda realizar las siguientes acciones:

- 1. La administración debe analizar con detalle los hallazgos de este informe y analizar la relación costo beneficio de una eventual rehabilitación. Al determinarse que la superestructura tiene capacidad para la combinación de cargas de servicio considerando la carga HL-93, es válido cuestionar si la existencia de la deformación permanente en el tramo 3 es una justificación válida para realizar una inversión de recursos en una rehabilitación del puente. Se recomienda realizar un análisis de vulnerabilidad del puente considerando la carga vehicular y sísmica y un análisis de capacidad de carga, para determinar la carga vehicular máxima que puede transitar de forma segura sobre el puente. Se debe recordar ya que el análisis de capacidad lateral no está dentro del alcance de este informe.
- 2. Realizar una encuesta de percepción de los usuarios que transitan sobre el puente, tomando en cuenta si tienen conocimiento de la deformación y la sensación de seguridad que sienten al transitar sobre el puente.

3. Evaluar la necesidad de realizar una inspección detallada para detectar posible agrietamiento en las zonas de momento negativo del puente. La Administración debe tomar en cuenta que se debe eliminar la carpeta asfáltica e interrumpir el tráfico para realizar la inspección y efectuar varias reparaciones. Si se decide realizar la inspección y se detecta agrietamiento realizar las acciones correctivas para evitar el deterioro de la estructura.
4. En los planos de rehabilitación con fecha de agosto del 2004 se propone una combinación de postensión externa y un relleno de concreto sobre la región que presenta la deformación permanente para obtener una superficie de horizontal para el tránsito vehicular. Se recomienda a la Administración realizar un análisis del efecto de la propuesta considerando el aumento en el flujo plástico en el puente debido al aumento de la carga muerta al colocar el relleno de concreto sobre la viga tipo cajón.
5. Si la Administración decide rehabilitar el puente, realizar una actualización de los planos con base en la Norma AASHTO LRFD 2012, utilizando la carga HL-93.
6. Realizar un monitoreo periódico del puente al menos cada año.
7. Realizar monitoreo extraordinarios después de un evento sísmico significativo.
8. Si la estructura es rehabilitada, realizar un monitoreo después de concluida la construcción para establecer un punto de referencia y luego realizar un monitoreo periódico cada año.
9. Realizar un análisis de conveniencia dado que se acaba de aprobar la construcción de un puente paralelo al existente (Decreto N° 38811-MOPT, La Gaceta N°49, miércoles 11 de marzo del 2015) donde inversiones en economía de escala son más convenientes. No es aceptable construir un puente nuevo paralelo a un puente existente que debería ser rehabilitado, por lo que se recomienda asignar presupuesto tanto para la construcción del puente nuevo como para la posible rehabilitación del puente existente.



### 13. REFERENCIAS

1. Scott W. Doebling Charles R. Farrar Michael B. Prime Daniel W. Shevitz. "Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review". LA-13070-MS Los Alamos National Laboratory (LANL).
2. Unidad de Puentes. "Monitoreo y evaluación estructural de puentes utilizando un sistema de Instrumentación Inalámbrico". LM-PI-UP-02-2013. Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR). Febrero, 2013.
3. Unidad de Puentes. "Inspección del Puente sobre el río Virilla Ruta Nacional No. 32". LM-PI-UP-PN06-2014. Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR). Abril, 2014.
4. Liu, Y.C.; Loh, C.H.; Ni, Y.Q. "Stochastic subspace identification for output-only modal analysis: application to super high-rise tower under abnormal loading condition". Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 42:477-498. Wiley Online Library. June, 2012.
5. Weng et al. "Output-only modal identification of a cable-stayed bridge using wireless monitoring systems". Engineering Structures 30 (2008) 1820–1830.
6. Chin-Hsiung Loh, Ming-Che Chen and Shu-Hsien Chao. "Stochastic subspace identification for operational modal analysis of an arch bridge". Proc. SPIE 8345, Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2012, 834504 (April 26, 2012); doi:10.1117/12.912514.
7. Wei-Xin Ren and Zhou-Hong Zong. "Output-only modal parameter identification of civil engineering structures". Structural Engineering and Mechanics, Vol. 17, No. 3-4 (2004).
8. Peeters, Bart. "System Identification and Damage Detection in Civil Engineering". Ph.D. Dissertation, Katholieke Universiteit, Leuven, December 2000.
9. Brad A. Pridham & John C. Wilson. "Subspace Identificación of Vincent Thomas

Suspension Bridge”. IMAC-XX: A Conference on Structural Dynamics, 2002

10. Basseville M., Benveniste A., Goursat M. “Output-Only Subspace-Based Structural Identification: From Theory to Industrial Testing Practice”. Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control, Vol. 123, December, 2001.
11. Giraldo, Diego F.; Song, Wei; Dyke, Shirley J.; and Caicedo, Juan M.. “Modal Identification through Ambient Vibration: Comparative Study”. J. Engrg. Mech. 135, 759 (2009).
12. Van Overschee, P. and De Moor, B. “Subspace Identification for Linear Systems: Theory - Implementation - Applications”. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 1996.
13. Chin-Hsiung Loh, Yi-Cheng Liu, Yi-Qing Ni. SSA-based stochastic subspace identification of structures from output-only vibration measurements. Smart Structures and Systems, Vol. 10, No. 4-5 (2012) 331-351.
14. Chin-Hsiung Loh, Yi-Cheng Liu, Tzung-Han Wu, Yi-Qing Ni. Variation of Modal Parameters of Canton Tower Under Different Earthquake excitations. Proceedings of the 6th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure Hong Kong, 9-11 December 2013
15. Collins, M.P., Mitchell, D. “Prestressed Concrete Structures”. Response Publications, Ontario, Canada, 1997.
16. Sauvageot, G. “Segmental Concrete Bridges”. Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan. CRC Press, Boca Raton, 2000.
17. Takács, P.F. “Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling”. Doctoral Thesis, Department of Structural Engineering, The Norwegian University of Science and Technology. Trondheim, Norway, March, 2002.
18. Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica. “Código Sísmico de Costa Rica (2002)”. Editorial Tecnológica de Costa Rica. Tercera Edición, 2003.

19. Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica. “Lineamientos para el diseño Sismorresistente de Puentes”. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, UCR. 2013.
20. Ministerio de Obras Públicas y Transportes. “Duplicación del puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional N°32”. Decreto N° 38811-MOPT. La Gaceta N° 49, miércoles 11 de marzo del 2015.