

## ANÁLISIS NUMÉRICO Y EXPERIMENTAL DE PUENTES CON DIFERENTES TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES

**María H. Peralta<sup>a</sup>, Norma L. Ercoli<sup>a</sup>; Leonel O. Pico<sup>a</sup>; Raúl O. Bacchiarello<sup>b</sup>; Salvador La Malfa<sup>c</sup>, Leandro Correa<sup>d</sup>**

<sup>a</sup>Área Estructuras – Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, Olavarría [mperalta@fio.unicen.edu.ar](mailto:mperalta@fio.unicen.edu.ar), <http://www.fio.unicen.edu.ar>

<sup>b</sup>Dirección de Hidráulica, Municipalidad de Olavarría

<sup>c</sup>Instituto de Mecánica Aplicada, Universidad Nacional del Sur, Bahía Blanca

<sup>d</sup>Becario de Entrenamiento. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, Olavarría

**Palabras claves:** Puentes, vibraciones, comportamiento, análisis numérico y experimental.

**Resumen.** En nuestro país existen numerosos puentes de hormigón en servicio que han cumplido con su vida útil de diseño de 50 años y superior. En los últimos años el incremento de las cargas y de las velocidades de circulación vehicular provoca una modificación en el comportamiento estructural, originando problemas que no sólo se relacionan con la seguridad estructural sino también con el confort, lo cual motiva la necesidad de un monitoreo y evaluación de su comportamiento. La medición y análisis de vibraciones “in situ”, junto con el uso de técnicas numéricas, permiten realizar la evaluación global de dichas estructuras, a partir de la obtención de las características dinámicas y respuesta correspondiente. Los resultados de las mediciones efectuadas se comparan con normas y criterios actuales existentes a nivel internacional. Asimismo, la medición y análisis de vibraciones cobra interés en instancias de evaluar daño estructural y programar actividades de mantenimiento. Por otro lado permite la calibración de modelos numérico-computacionales como otra vía complementaria de análisis y la contrastación de resultados.

En el presente trabajo se vuelca la experiencia que se viene desarrollando al respecto en la ciudad de Olavarría, en particular en dos puentes de hormigón en servicio que presentan diseños estructurales diferentes. Los análisis efectuados permiten arribar a conclusiones sobre la relación entre la respuesta estructural y la tipología estructural correspondiente, como antecedente para el diseño y/o evaluación de puentes, y un aporte para los especialistas en diseño y mantenimiento de puentes.

## 1 INTRODUCCIÓN

La medición y el análisis de vibraciones son utilizados en conjunto con otras técnicas para la evaluación del comportamiento estructural, constituyendo esta metodología una herramienta de interés para el análisis de la integridad de estructuras (Peralta y Ercoli, 2005).

Las características dinámicas de las estructuras pueden utilizarse como indicadores de su flexibilidad. Esta metodología permite la evaluación del comportamiento y del daño estructural debido a que éste, con el transcurso del tiempo, afecta a la rigidez original resultando así una mayor flexibilidad de la estructura y, consecuentemente, una mayor vulnerabilidad frente a las acciones dinámicas. De acuerdo con los resultados de las mediciones, la auscultación periódica conduce a adoptar medidas correctivas que permitan que la estructura continúe con las prestaciones establecidas en el proyecto.

Los códigos modernos establecen pautas para efectuar las mencionadas tareas de control con la finalidad de garantizar la vida en servicio de las estructuras, según el destino de las mismas (Richart, 1970). “La prevención en la etapa de utilización debe orientarse a establecer un programa mínimo de conservación, disponer los recursos suficientes, realizar inspecciones y trabajos de mantenimiento periódicos que permitan sostener en el tiempo asignado de vida útil una prestación acorde a la establecida” (Husni, 2007). El grado de deterioro observado en estructuras de puentes que incluyen, en el peor de los casos, a los colapsos ocurridos ha influido en la concientización de la importancia de un monitoreo y mantenimiento de estas estructuras.

Particularmente, en el diseño de las estructuras de los puentes son importantes los efectos de interacción dinámica entre los vehículos y la estructura, con importante influencia de las características del pavimento. Además, las vibraciones se deben al movimiento de los vehículos sobre las estructuras, siendo más notables en las de alto grado de flexibilidad, excitándose varios modos naturales de vibración (Clough y Penzien, 1993). Las irregularidades debidas a los baches y desniveles pronunciados del pavimento conducen a impactos que amplifican las vibraciones. No obstante lo indicado, que justifica el diseño a partir de un análisis dinámico, es muy común en los puentes introducir las fuerzas de diseño como fuerzas estáticas aplicadas, esto es, tener en cuenta los efectos dinámicos mayorando las acciones estáticas, (Amman, 1991). En la actualidad se está revirtiendo esta situación dada la accesibilidad a herramientas que posibilitan el análisis dinámico contemplando y ajustando las diversas variables que afectan al problema real.

En el presente desarrollo se expone la experiencia realizada por los autores, pertenecientes al Área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la UNCPBA, en el marco de un Convenio con la Secretaría de Obras Públicas de la Municipalidad de Olavarría. Por medio del mismo se solicitó la Evaluación, Diagnóstico y Propuesta de Mantenimiento y/o Reparaciones de los puentes de hormigón existentes sobre el Arroyo Tapalqué. A tal fin, se efectuaron inspecciones “in situ”, análisis numéricos y experimentales, y se entregó un Informe Final donde constan los resultados obtenidos. Particularmente, se analiza el comportamiento dinámico de dos estructuras, correspondientes a puentes de hormigón con tipologías estructurales y comportamiento en servicio diferenciados. A partir de los diferentes estudios realizados, se establecen consideraciones relacionando las características estructurales con la respuesta dinámica observada. Estos estudios, asimismo, constituyen una importante vía de calibración de modelos numéricos.

## 2 PUENTES ANALIZADOS

Para el desarrollo del presente trabajo se analizan dos puentes de tablero superior de tipologías estructurales diferenciadas. Los mismos están ubicados sobre el cauce del Arroyo Tapalqué, separados 600 m, según se observa en [Figura 1](#). La identificación de los puentes se corresponde con el de la arteria en que se ubican, en un caso Sarmiento (construido en 1960) y en el otro Trabajadores (construido en 1982).

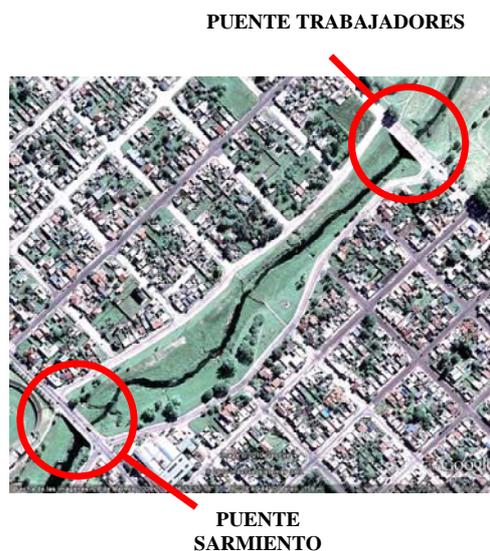


Figura 1: Ubicación de los Puentes sobre el Arroyo Tapalqué, Olavarría.

A continuación se describen las características estructurales de cada uno de los puentes, que surgen de documentación técnica proporcionada por la Municipalidad de Olavarría y de la inspección “in situ” desarrollada.

### 2.1 Puente Sarmiento

La estructura de este puente de hormigón armado realizado “in situ” ([Peralta et al, 2008](#)), que se muestra en la [Figura 2](#), consta de un sistema de emparrillado de vigas longitudinales y transversales y tablero constituido por losas cruzadas llenas, tipología muy utilizada en la época de su construcción.



Figura 2: Vista del Puente Sarmiento

## 2.2 Puente Trabajadores

La estructura del puente, Figuras 3 y 4, está formada por un tablero superior de losa llena de hormigón armado ejecutada “in situ”. La superestructura está formada por vigas longitudinales postesadas prefabricadas de 16,50 m de luz, que descargan a dos vigas transversales de hormigón armado. Dichas vigas transversales apoyan sobre cuatro columnas de hormigón armado de diámetro de 0,60 m y altura de 8 m. El tablero posee una junta longitudinal y juntas transversales en correspondencia con los estribos y las vigas transversales.



Figura 3: Vista del Puente Trabajadores



Figura 4: Tipología estructural del Puente Trabajadores

## 3 EVALUACIONES EFECTUADAS

### 3.1 Aspectos Teóricos y Pautas de Evaluación

Se efectuaron análisis numéricos y experimentales para evaluar las características dinámicas de los puentes mencionados.

Es sabido que las características dinámicas pueden tomarse como indicadores del comportamiento estructural dados los parámetros involucrados en las mismas: masa, rigidez y amortiguamiento (Clough y Penzien, 1993).

En cuanto al amortiguamiento, se observa en Figura 5, que el mismo se caracteriza por la disminución de la amplitud de la vibración en el dominio del tiempo y que puede calcularse

según Ecs. (1) y (2).

La distribución de masas y las rigideces determinadas por el proyecto inciden en las frecuencias de vibración propias de la estructura. El gráfico mostrado en [Figura 6](#) resume la importancia de las variables involucradas en la respuesta estructural medida en términos del factor de amplificación dinámica. Las curvas en líneas de trazos corresponden al caso teórico sin amortiguamiento,  $\zeta = 0$ , las curvas en negrita corresponden a los casos: subamortiguado,  $\zeta = 0,2$  y con amortiguamiento crítico  $\zeta = 1$ .

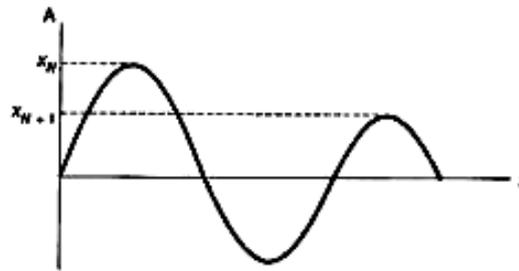


Figura 5: Variación de la amplitud de vibración en el dominio del tiempo

$$\delta = \ln \left( \frac{X_N}{X_{N+1}} \right) \quad (1)$$

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \quad (2)$$

donde:

$X_N$  = amplitud de vibración en el tiempo  $t_N$  (mm)

$X_{N+1}$  = amplitud de vibración en el tiempo  $t_{N+1}$  (mm)

$\delta$  = decremento logarítmico de la amplitud de la vibración

$\zeta$  = amortiguamiento estructural

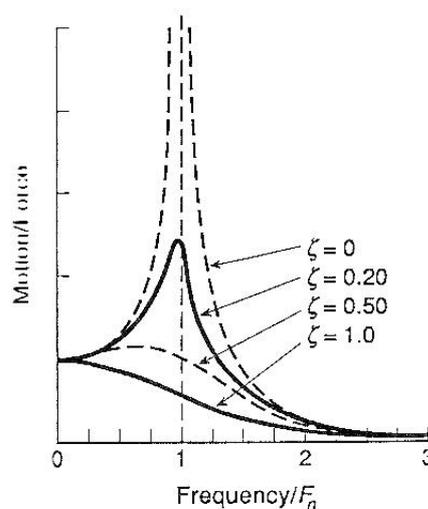


Figura 6: Amplificación dinámica en función de la frecuencia y del amortiguamiento

Estudios efectuados en puentes de hormigón ([Amman, 1991](#)), demuestran que, para

frecuencias fundamentales entre 1,5 y 4,5 Hz aproximadamente, se produce un fuerte incremento del factor de amplificación dinámica, tal como se indica en la [Figura 7](#).

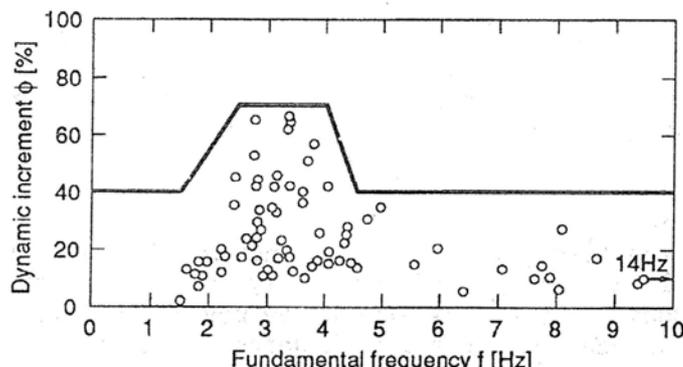


Figura 7: Factor de amplificación dinámica en función de la frecuencia fundamental (Amman 1991)

Para establecer un criterio de evaluación por posibles daños estructurales existe una serie de normas y criterios que expresan los valores admisibles y los límites vibratorios máximos que podrían dañar a una estructura. A los efectos del presente análisis, se adoptan los criterios establecidos en normas internacionales.

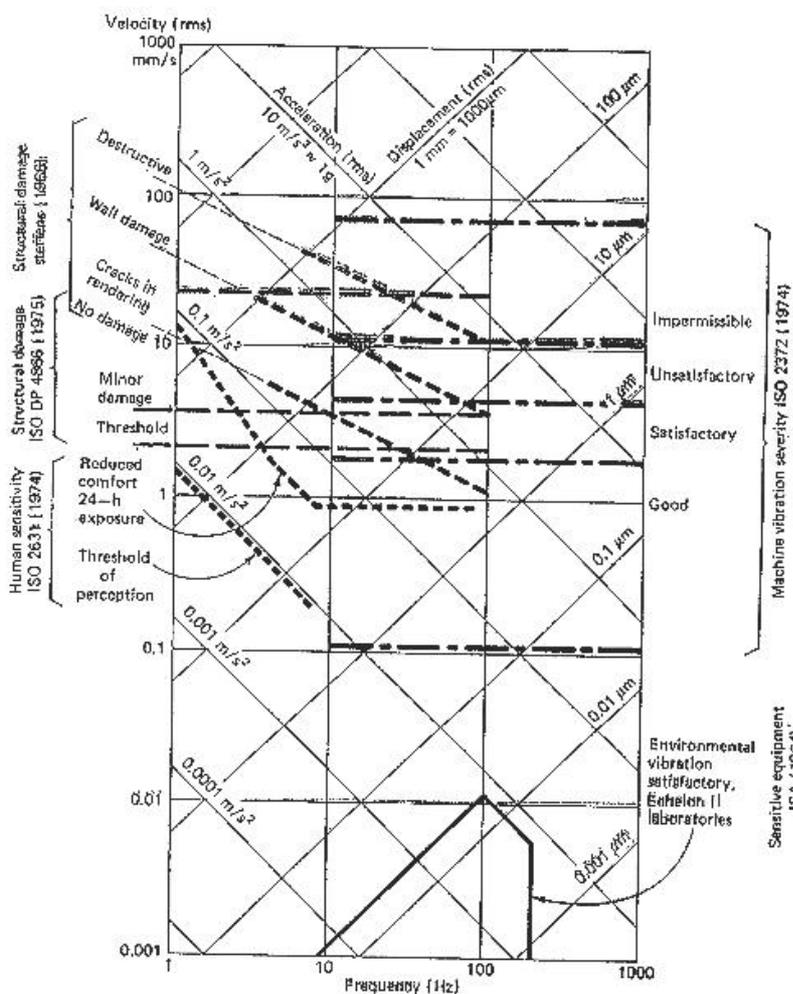


Figura 8: Criterios de vibración (Richart 1970)

En la **Figura 8** (Richart, 1970) se muestran los niveles de aceleraciones en  $m/s^2$  y velocidades en  $mm/s$  (rms), relacionados con la frecuencia vibratoria y el daño que dichos niveles pueden ocasionar sobre las estructuras. En la ordenada se observa que para el caso de velocidad vibratoria, el nivel permitido debería ser inferior a  $10\text{ mm/s}$  (rms) para tener un comportamiento estructural admisible.

La **Figura 9** (Rades, 1994) muestra otro criterio con valores que concuerdan con lo establecido en **Figura 8** y considerando de la misma manera un valor aceptable cuando no se supera  $10\text{ mm/s}$  (rms), de velocidad vibratoria.

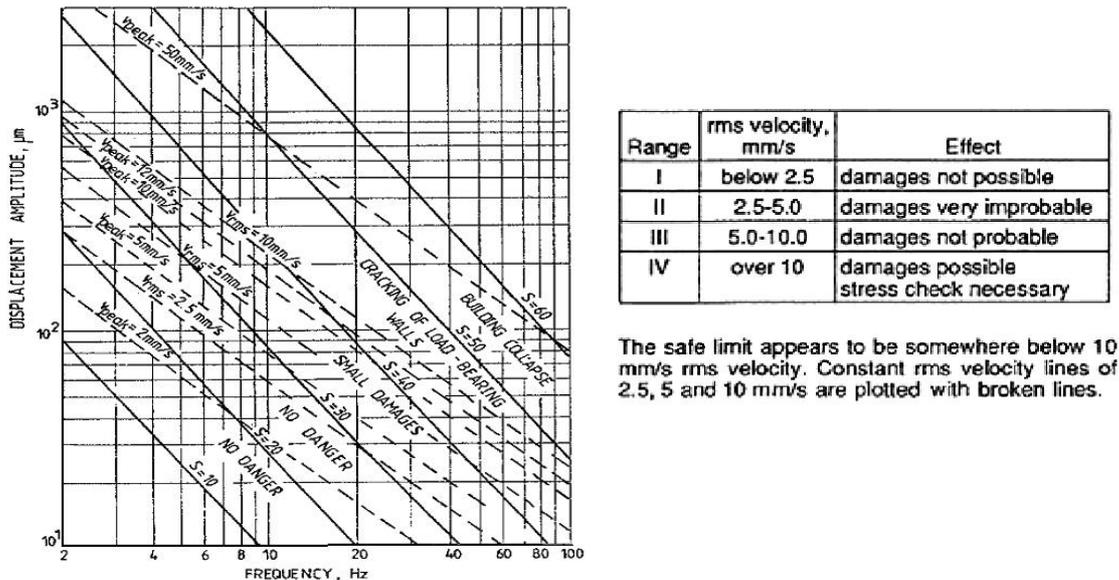


Figura 9: Criterios de vibración (Rades 1994)

### 3.2 Estudios Preliminares

Se analizó la documentación disponible de cada uno de los puentes y se efectuó una inspección in situ.

Es de destacar que en esta etapa de evaluación se percibió durante la inspección en el Puente Sarmiento, una fuerte vibración en toda la superestructura provocada por el paso del tránsito vehicular. Se observaron deterioros localizados en diversos sectores del puente, ver [Peralta et al. \(2008\)](#).

Por su parte, durante la inspección in situ en el Puente Trabajadores se observó un buen estado general del mismo. Las vibraciones percibidas en las condiciones de servicio fueron normales.

A partir de los resultados de la inspección in situ se puede indicar que el Puente Sarmiento posee una flexibilidad marcadamente acentuada respecto del Puente Trabajadores. En consecuencia, se producen notorias vibraciones de la superestructura, provocadas por el tránsito vehicular, que son transmitidas a la infraestructura, lo que puede ser el origen del estado de deterioro (fisuración) de uno de los estribos. Debido a esta situación, se determina la necesidad de evaluar las características dinámicas de ambas tipologías estructurales y la cuantificación de las amplitudes vibratorias bajo las condiciones normales de tránsito.

Al efecto, se planteó un plan de trabajo considerando dos vías de análisis, una numérica y otra experimental. Los resultados obtenidos se compararon con criterios internacionales permitiendo determinar el comportamiento estructural en servicio de ambos puentes.

### 3.3 Análisis Numéricos

Este análisis se efectuó previo a la etapa de mediciones experimentales, lo que permitió estimar el rango de frecuencias de las dos estructuras. La implementación computacional de los modelos numéricos se efectuó en un software de Elementos Finitos ([Algor Software V20.3 2007](#); [Huebner et al. 1995](#)), utilizando elemento tipo sólido isoparamétrico de 8 nodos con interpolación lineal y realizando análisis modal. El material empleado corresponde a un hormigón con densidad  $2400 \text{ kg/m}^3$ , módulo elástico de  $2,07 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$  y módulo de Poisson de 0,15. En esta etapa de análisis solo se tuvo en cuenta el valor de la primera frecuencia flexional, de acuerdo al objetivo del estudio y a lo indicado en el ítem 3.1. La variación de dicha frecuencia permite establecer el nivel de degradación de los elementos estructurales y determinar si dicha degradación es o no peligrosa para la integridad del elemento, de acuerdo con los estándares internacionales ([Amman 1991](#); [Richard 1970](#)).

#### 3.3.1 Puente Sarmiento

Los modelos de análisis correspondientes al Puente Sarmiento fueron descritos en [Peralta et al. \(2008\)](#).

En la [Figura 10](#) se observa el primer modo de vibración flexional obtenido numéricamente, correspondiente a uno de los modelos de análisis del Puente Sarmiento, ([Peralta et al, 2008](#)).

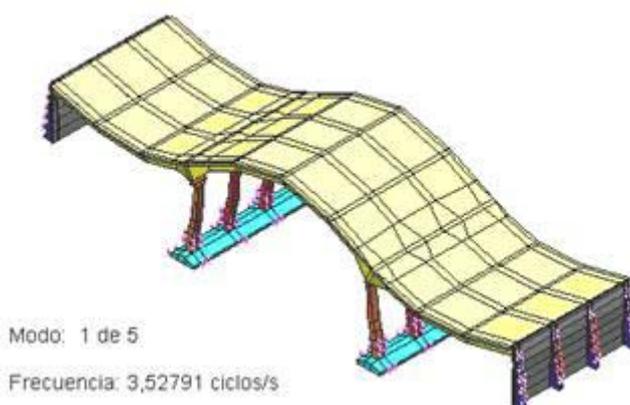


Figura 10: Modelo Puente Sarmiento - Modo fundamental de vibración

#### 3.3.2 Puente Trabajadores

En el caso del Puente Trabajadores se analizaron diferentes alternativas de modelización, de acuerdo con las siguientes consideraciones.

##### 3.3.2.1 Modelo 1A

En este modelo se consideran las pautas generales indicadas en 3.3 y se representan todos los elementos del puente (tablero, vigas, columnas y estribos). En el caso del tablero no se consideran las discontinuidades correspondientes a juntas.

A continuación se detalla para cada uno de los modelos los resultados obtenidos en las [Figuras 11 a 17](#) y en [Tabla 1](#).

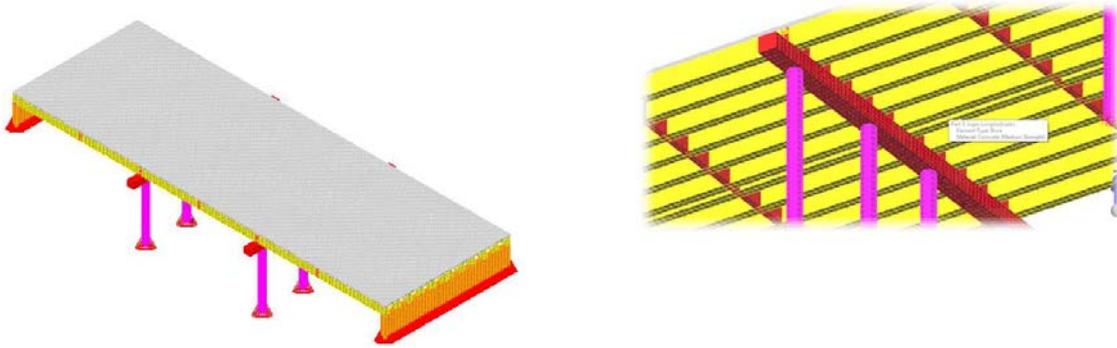


Figura 11: Modelo 1A y detalle de la subestructura

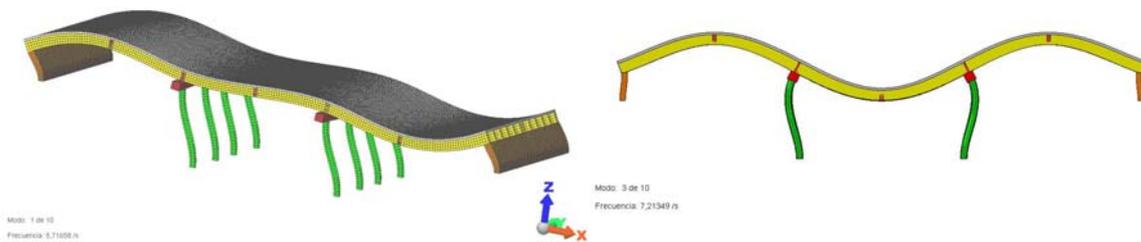


Figura 12: Modelo 1A y modo fundamental de vibración

### 3.3.2.2 Modelo 1B

En el caso del tablero, a diferencia del Modelo 1A, se considera la discontinuidad correspondiente a la junta longitudinal existente en el puente.

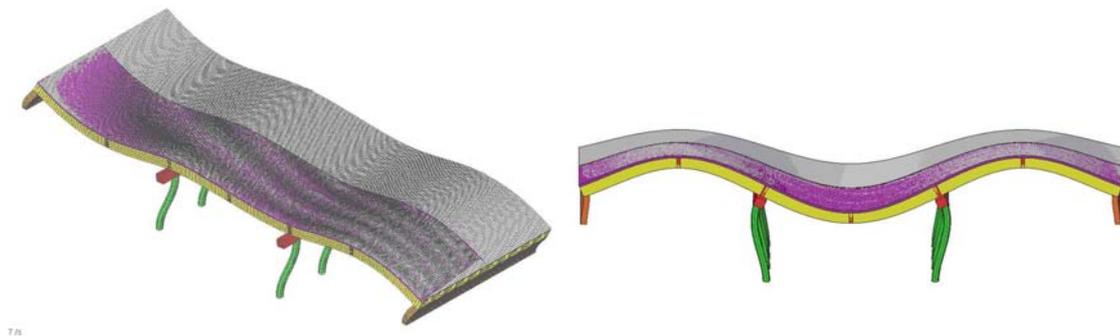


Figura 13: Modelo 1B y modo fundamental de vibración

### 3.3.2.3 Modelo 1C

En el caso del tablero, a diferencia del Modelo 1B se consideran, además de la discontinuidad correspondiente a la junta longitudinal existente en el puente, las discontinuidades correspondientes a las juntas transversales.

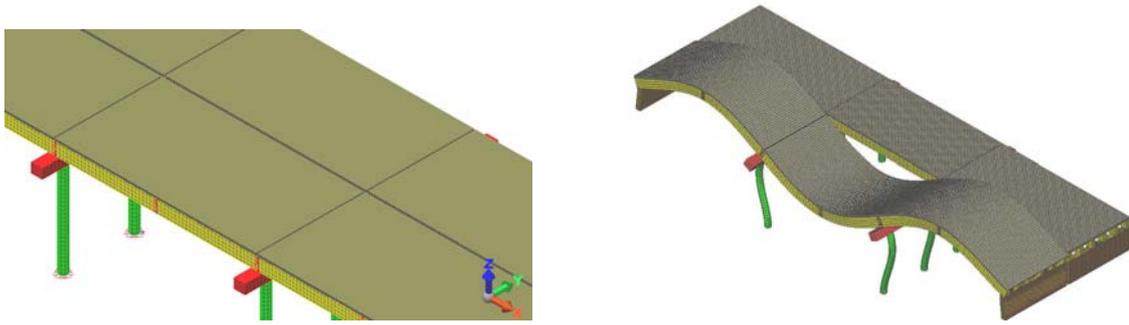


Figura 14: Modelo 1C y modo fundamental de vibración

### 3.3.2.4 Modelo 2A

En este modelo no se consideran los estribos; su efecto equivalente está contemplado en las vinculaciones de los apoyos del tablero. En el caso del tablero, éste se considera sin juntas de discontinuidad.



Figura 15: Modelo 2A y modo fundamental de vibración

### 3.3.2.5 Modelo 2B

En este modelo, derivado del Modelo 2A, se considera la discontinuidad correspondiente a la junta longitudinal. No se modelaron los estribos; su efecto equivalente se consideró contemplado en las vinculaciones de apoyo del tablero.

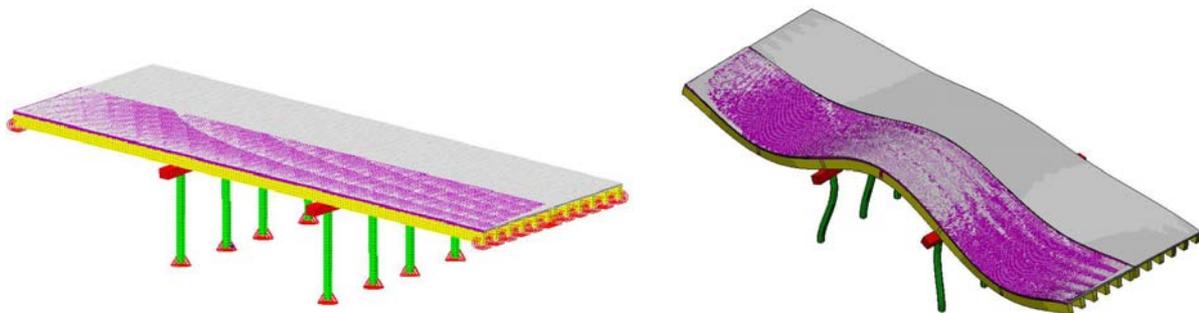


Figura 16: Modelo 2B y modo fundamental de vibración

### 3.3.2.6 Modelo 2C

En este modelo, derivado del Modelo 2B, se consideraron además las juntas transversales.

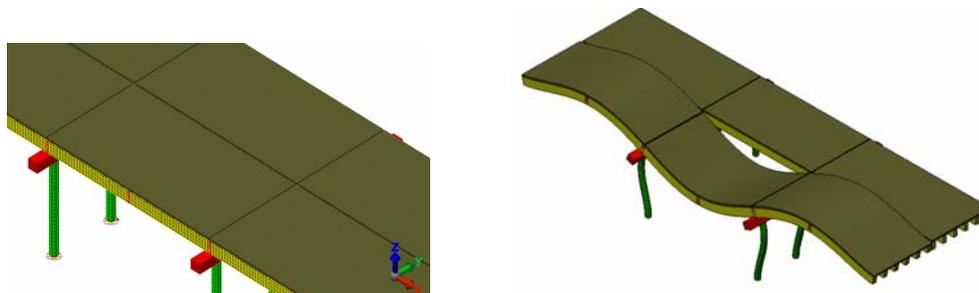


Figura 17: Modelo 2C y modo fundamental de vibración

En [Tabla 1](#) se muestran el número de nodos, número de elementos de los modelos analizados y los resultados obtenidos en términos de la frecuencia flexional.

Modelo	Número de nodos	Número de elementos	Frecuencia del modelo
1A	104107	59786	7,21
1B	135531	74796	7,02
1C	110042	62052	7,19
2A	85537	44439	7,24
2B	114961	59496	7,47
2C	89642	46952	7,67

Tabla 1: Datos de la modelización y valores numéricos obtenidos (frecuencia en Hz)

## 3.4 Análisis Experimentales

En ambos puentes se efectuaron mediciones de frecuencias y amortiguamiento estructural mediante acelerómetros y un transductor del tipo sísmico, obteniéndose las amplitudes y las frecuencias predominantes (FFT, Transformada Rápida de Fourier) en la dirección considerada como Z (vertical).

## 4 RESULTADOS OBTENIDOS

Como resultado de las mediciones realizadas, cuando el Puente Sarmiento es excitado por el tránsito vehicular la frecuencia predominante es de 3,2 Hz en el centro del vano central, cuyo registro se observa en la [Figura 18](#). Por su parte, la frecuencia predominante obtenida en el Puente Trabajadores es 7,73 Hz, según se muestra en la [Figura 19](#).

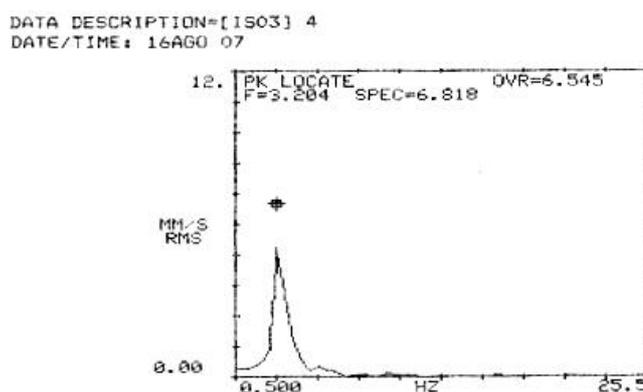


Figura 18: Frecuencia predominante del Puente Sarmiento

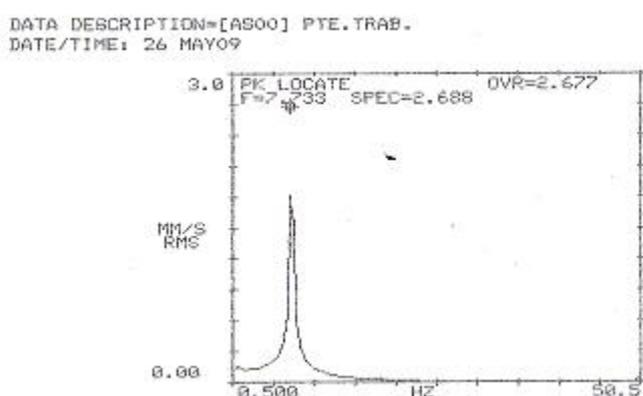


Figura 19: Frecuencia predominante del Puente Trabajadores

Para evaluar el coeficiente de amortiguamiento estructural, se procedió a la medición en forma comparativa del Puente Sarmiento y el Puente Trabajadores.

Cada caso fue registrado en el dominio temporal, colocándose un transductor en el centro de cada uno de los puentes. Aprovechando la excitación recibida con la circulación del tránsito, una vez apartada de su posición de equilibrio, se obtuvieron distintos registros temporales para la posterior medición del decrecimiento. En las Figuras 20 y 21 se muestran los registros correspondientes al Puente Trabajadores con los valores que permitieron calcular el amortiguamiento  $\zeta$ , a través de la utilización de las expresiones del decremento logarítmico indicadas en el ítem 3.1. De igual forma se procedió para el Puente Sarmiento.

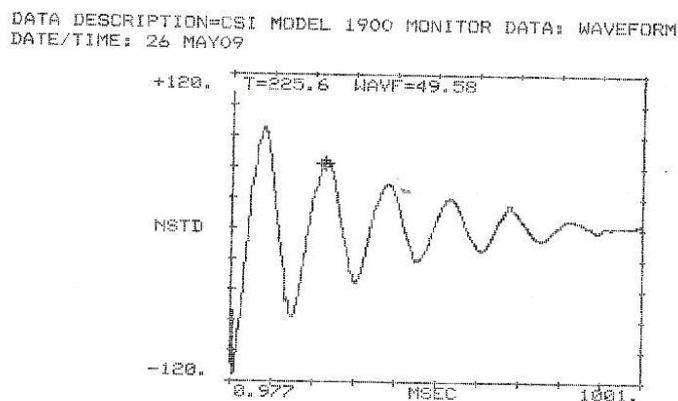


Figura 20: Registro en el dominio temporal. El cursor indica el valor máximo de la forma. WAVF: 49,58 ( $X_N$ )

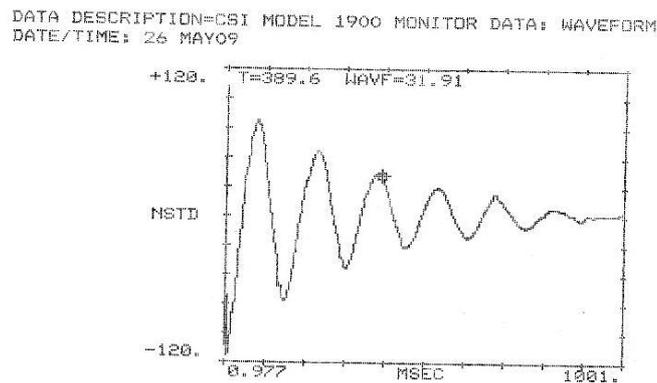


Figura 21: Registro en el dominio temporal. El cursor indica el valor máximo de la forma. WAVF: 31,91 ( $X_{N+1}$ )

La [Tabla 2](#) muestra los valores de amplitudes medidos experimentalmente y los coeficientes de amortiguamiento resultantes.

	Puente Sarmiento	Puente Trabajadores
$X_N$	11,99	49,58
$X_{N+1}$	11,48	31,91
$\delta$	0,04346	0,44000
$\zeta$	0,00692	0,06980

Tabla 2: Valores experimentales obtenidos

## 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 5.1 Frecuencias propias y amortiguamiento

El Puente Sarmiento analizado en el presente trabajo posee una frecuencia predominante de 3,2 Hz que se encuentra en el intervalo de mayor respuesta dado el incremento del factor de amplificación dinámica, [Figura 7](#), lo cual justifica la elevada flexibilidad del sistema. Por otra parte, el Puente Trabajadores posee una frecuencia de 7,73 Hz que se encuentra fuera del mencionado intervalo, por lo que el factor de amplificación dinámica no se afecta excesivamente como en el caso anterior.

En la [Tabla 3](#) se muestra la comparación de los resultados obtenidos mediante las dos metodologías empleadas. En el Puente Trabajadores se consideró la correspondiente al Modelo 2C, dado que es la que mejor se aproxima al valor experimental. No obstante, se observa en [Tabla 1](#) que las diferencias con los resultados de los otros modelos no fueron significativas.

	Valores obtenidos (Hz)	
	Experimental	Numérico
Puente Sarmiento	3,20	3,53
Puente Trabajadores	7,73	7,67

Tabla 3: Comparación de valores experimentales y numéricos

Comparando los resultados de amortiguamiento obtenidos, todos menores que 1, con la información proporcionada por la [Figura 6](#), se puede afirmar que ambos puentes son sistemas subamortiguados. En particular, es de notar la importante diferencia que existe entre las respuestas de ambas estructuras, pues el Puente Trabajadores posee un amortiguamiento 10 veces superior que el Puente Sarmiento, tal como se muestra en la [Tabla 2](#).

## 5.2 Respuesta estructural del Puente Sarmiento

De acuerdo a los criterios mencionados, en el ítem 3.1, el nivel de aceleraciones para no generar daño, deberá ser inferior a  $0,1 \text{ m/s}^2$ . Asimismo, el nivel de velocidades vibratorias no debería superar el valor de  $10 \text{ mm/s}$  (rms).

Los resultados experimentales, ver [Peralta et al \(2008\)](#), permitieron observar una notable diferencia en los valores de las aceleraciones verticales, en los diferentes puntos medidos según el camión testigo ingrese de S-E a N-O o de N-O a S-E. Los valores de todas las mediciones efectuadas superaron los límites indicados para ambos sentidos de circulación. La diferencia indicada estuvo justificada por un desnivel que existía, en el momento de las mediciones, en el acceso S-E entre las losas de aproximación y la losa que constituye el tablero del puente, lo que provocaba un impacto del vehículo sobre el tablero en el momento del acceso al puente. Esto motivó la recomendación de adoptar medidas que salven el mencionado desnivel.

Mediciones posteriores a las reparaciones efectuadas permitieron corroborar la influencia del mencionado desnivel en el comportamiento estructural. No obstante, la respuesta para tránsito pesado continuó estando fuera de los rangos admisibles de velocidades, por lo que se recomendó limitar el tránsito en el puente a tránsito liviano, lo cual fue atendido mediante la colocación de limitadores de altura en ambos accesos al puente.

## 6 CONCLUSIONES

Los ejemplos indicados permiten destacar la validez de las pautas de comportamiento estructural basadas en las características dinámicas. El comportamiento del Puente Sarmiento fuera de los rangos admisibles por los criterios internacionales se correspondió con una frecuencia fundamental del mismo situada en el intervalo de grandes amplificaciones de la respuesta.

Asimismo, queda de manifiesto la importancia de la adopción de una tipología estructural adecuada para los puentes en cada diseño. La tipología adoptada debería tener una frecuencia fuera del rango  $1,5 - 4,5 \text{ Hz}$ , para lograr una estructura con una flexibilidad tal que resulte una respuesta estructural adecuada para la circulación vehicular.

El análisis dinámico de las estructuras constituye una técnica apropiada para evaluar el comportamiento estructural. Estas técnicas de análisis dinámico constituyen técnicas no destructivas muy prácticas en su aplicación, lo cual las hace recomendables. Lo indicado refuerza lo expresado en la bibliografía consultada ([Amman, 1991](#)) y señalado previamente en el presente trabajo.

Se probó una vez más la validez de las metodologías numéricas para la comparación de los resultados, por lo que constituye esta vía de análisis una importante herramienta a utilizar en la etapa de diseño.

## REFERENCIAS

- Algor Software V.20.3. Finite Element Analysis Software. 2007.
- Amman, W. CEB Bulletin D'Information N°209. *Vibration Problems In Structures. Practical Guidelines*. 1991.
- Clough, R. W. and Penzien, J. *Dynamics of Structures*. Second Edition, McGraw-Hill, Inc. 1993.
- Huebner, K. H., Thornton, Earl A. and Byrom, Ted G. *The Finite Element Method for Engineers*, Third Edition, John Wiley and Sons, Inc. 1995.

- Husni, R. Fallas y prevención en las estructuras de hormigón. *Revista Ingeniería Estructural*. Año 15, n. 39. 2007.
- Peralta, M. and Ercoli, N. Measuring the Dynamic Properties to Detect Structural Damage. IV International ACI/CANMET. *Conference of Quality of Concrete Structures and Recent Advances in Concrete Materials and Testing*. Olinda, Pernambuco State. Brazil. Sesión VII Non Destructive Test. pp. 463-475. 2005.
- Peralta, M.; Ercoli, N.; Pico, L.; Bacchiarello, R.; La Malfa, S.; Correa, L. Análisis Numérico y Experimental de Vibraciones para la Evaluación del Comportamiento de un Puente. *Mecánica Computacional*, Vol. XXVII, pp. 2033-2052. 2008.
- Peralta, M.; Ercoli, N.; Pico, L.; La Malfa, S. Utilización de Técnicas Experimentales Dinámicas en la Evaluación de Estructuras. 8° EIPAC, *Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción*, Mendoza, Argentina. 2009.
- Rades, M. Vibration Limits for Industrial Buildings. *The Shock and Vibration Digest*, v. 26, n. 3. 1994.
- Richart F.E. Jr., Hall, J.R. Jr and Woods, R.D. *Vibrations of soils and foundations*. Prentice Hall. 1970.