

# Análisis numérico y experimental de puentes de hormigón de diferentes tipologías

**Leonel Osvaldo Pico**

Correo electrónico:lpico@fio.unicen.edu.ar

**María Haydeé Peralta**

Correo electrónico:mperalta@fio.unicen.edu.ar

**Norma Luján Ercoli**

Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, Argentina

**Salvador La Malfa**

Universidad Nacional del Sur, Bahía Blanca-Buenos Aires, Argentina

## Resumen

El incremento de las cargas y de las velocidades de circulación vehicular de los últimos años provoca una modificación en el comportamiento estructural de puentes de hormigón entre 30 y 50 años de vida en servicio. Se originan 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 estructural. 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. En el presente trabajo se evalúan dos puentes de hormigón de tablero superior correspondientes a tipologías estructurales diferentes, en un caso emparrillado de vigas y losas llenas y en el otro vigas de hormigón pretensadas tipo doble T y losas llenas hormigonadas in situ, con el objetivo de determinar la influencia de las tipologías en el comportamiento estructural. Los análisis efectuados permiten arribar a conclusiones sobre la relación entre la respuesta estructural y la tipología estructural correspondiente, de interés para el diseño y/o evaluación de puentes.

Palabras clave: puentes, vibraciones, comportamiento, análisis numérico y experimental

Recibido: noviembre 2010

Aprobado: febrero 2011

## INTRODUCCIÓN

La medición y el análisis de vibraciones se utilizan junto con otras técnicas para la evaluación del comportamiento estructural, siendo esta metodología una herramienta para analizar la integridad de las estructuras. [1] Asimismo, las características dinámicas de las estructuras pueden utilizarse como indicadores de su flexibilidad, permitiendo evaluar por un lado el comportamiento y, por otro el daño estructural a lo largo del tiempo, pues éste afecta la rigidez inicial y origina una mayor flexibilidad de la estructura y, por consiguiente, una mayor vulnerabilidad frente a las acciones dinámicas. De acuerdo con los resultados, la auscultación periódica conduce a adoptar medidas correctivas que permiten que la

estructura continúe con las prestaciones establecidas en el proyecto. Por otra parte, los códigos modernos establecen pautas para efectuar estas tareas de control a fin de garantizar la vida en servicio de las estructuras, según sea su destino. [2] 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 para sostener en el tiempo de vida útil un desempeño adecuado. [3]

Particularmente, en el diseño de las estructuras de los puentes son importantes la interacción dinámica entre los vehículos y la estructura y la influencia de las características del pavimento. Las vibraciones estructurales ocurren debido

al movimiento de los vehículos sobre las estructuras, siendo más notables en las de alto grado de flexibilidad, excitándose varios modos naturales de vibración. Las irregularidades del pavimento y los desniveles pronunciados de los mismos, conducen a impactos que amplifican las vibraciones. No obstante, es muy común en los puentes introducir las fuerzas de diseño como fuerzas estáticas aplicadas, con un incremento de su magnitud para considerar los efectos dinámicos en las acciones estáticas. [4] En la actualidad se está revirtiendo esta situación dada la accesibilidad a herramientas que posibilitan el análisis dinámico contemplando las diversas variables que afectan al problema real.

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 toma de conciencia acerca de la importancia de un seguimiento y mantenimiento de este tipo de estructuras.

En el presente trabajo se expone la experiencia obtenida en el marco de un Convenio con la Secretaría de Obras Públicas de la Municipalidad de Olavarría, Provincia de Buenos Aires. Mediante este Convenio 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 con los resultados obtenidos. En particular, se analizó el comportamiento dinámico de dos puentes de hormigón con tipologías distintas y el comportamiento en servicio diferenciados. Los estudios realizados, permiten relacionar las características estructurales con la respuesta dinámica observada.

## CASOS ANALIZADOS

Los puentes que se analizan están ubicados sobre el cauce del arroyo Tapalqué de la ciudad de Olavarría. La identificación que se efectúa de los puentes se corresponde con el de la arteria en que se ubican, en un caso Sarmiento y en el otro Trabajadores. La construcción de dichos puentes se efectuó en el año 1960 en el caso del puente Sarmiento y en el año 1982 en el caso del puente Trabajadores.

### Puente Sarmiento

La estructura de este puente de hormigón armado, realizado in situ (figura 1), está situado en la Avenida Sarmiento de la ciudad de Olavarría y 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. Las vigas longitudinales son continuas de tres tramos de 18 m; 23,40 m y 18 m de luz respectivamente (figura 2). Las descargas intermedias se realizan a través de vigas transversales de sección rectangular a 8 columnas de hormigón armado de sección rectangular variable con una sección inferior de 0,70 m x 0,80 m y una superior a 0,50 m x 0,70 m cada una. La altura promedio de las columnas es de 7,30 m. Las descargas extremas se producen sobre estribos constituidos por tabiques y contrafuertes de aproximadamente 6,50 m de altura y de espesor 0,20 m.

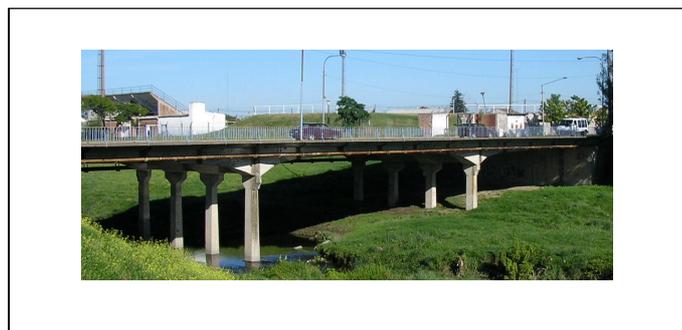


Fig. 1. Vista del puente Sarmiento.

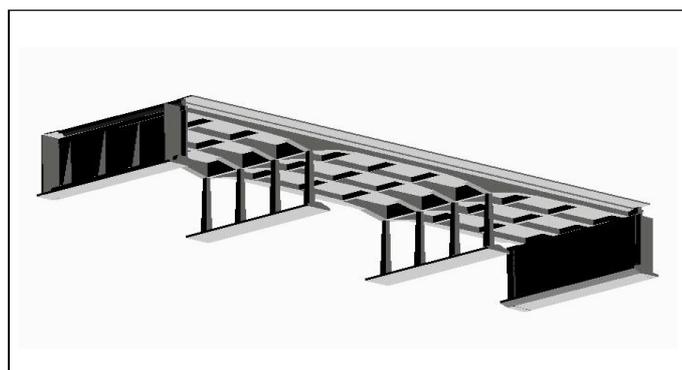


Fig. 2. Tipología estructural del puente Sarmiento.

### Puente Trabajadores

La estructura del puente corresponde al denominado *tipo viga*. 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 (figuras 3 y 4). El tablero posee una junta longitudinal y juntas transversales en correspondencia con los estribos y las vigas transversales.



Fig. 3. Vista del puente Trabajadores.



Fig. 4. Tipología estructural del puente Trabajadores.

## EVALUACIÓN

### Tareas preliminares en puente Sarmiento

Durante la inspección efectuada se pudo observar un deterioro de la estructura en el estribo N-O que soporta el tablero del puente, siendo el estado general del resto de los elementos constitutivos de la estructura, bueno. El deterioro del estribo se corresponde con fisuras y descascaramientos en la zona superior del mismo, según la figura 5. Al respecto, se aprecia una fisura horizontal a 1,20 m desde el tablero del puente que afecta a toda la longitud del estribo y fisuras inclinadas a 45° en las zonas de apoyo de las vigas longitudinales. El descascaramiento se produce en correspondencia con las descargas de las vigas longitudinales laterales. Los apoyos de éstas, sobre los estribos son prácticamente fijos, dado que la junta bituminosa no fue adecuadamente materializada. En el tablero no se observan juntas de dilatación. Las losas del tablero presentan fisuras transversales en los tramos (figura 6).



Fig. 5. Vistas del estribo N-O.



Fig. 6. Fisuras sobre el tablero.

Resulta importante que en esta etapa de evaluación se percibió durante la inspección una fuerte vibración en toda la superestructura provocada por el tránsito vehicular, lo cual motivó un posterior análisis dinámico.

### Tareas preliminares en puente Trabajadores

Durante la inspección in situ se observó un excelente estado general del puente, y de mantenimiento. Las vibraciones percibidas en las condiciones de servicio fueron normales.

### Diagnóstico

A partir de los resultados de la inspección in situ se puede indicar que el puente Sarmiento posee una flexibilidad marcadamente mayor que la del puente Trabajadores. Debido a la flexibilidad indicada se producen notorias vibraciones provocadas por el tránsito vehicular de la superestructura que son transmitidas a la infraestructura, lo que puede ser el origen del estado de fisuración de uno de los estribos. A consecuencia de esta situación se determina la necesidad de evaluar las características dinámicas de ambas tipologías estructurales, y la cuantificación de las amplitudes vibratorias en 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 fueron comparados con criterios internacionales lo que permitió determinar el comportamiento estructural en servicio de ambos puentes.

### Aspectos teóricos y pautas de evaluación

Según lo indicado se efectuaron análisis numéricos y experimentales para evaluar las características dinámicas de los puentes mencionados. Las características dinámicas pueden tomarse como indicadores del comportamiento estructural dados los parámetros involucrados en las mismas, masa, rigidez y amortiguamiento.

En la figura 7 se aprecia que el amortiguamiento se caracteriza por la disminución de la amplitud de la vibración en el dominio del tiempo y que puede calcularse según (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 la figura 8 resume la importancia de las variables involucradas en la respuesta estructural medida en términos del factor de amplificación dinámica. Las curvas en negrita corresponden a los casos teóricos sin amortiguamiento,  $\zeta = 0$ ; con amortiguamiento crítico  $\zeta = 1$  y sobreamortiguado,  $\zeta > 1$ .

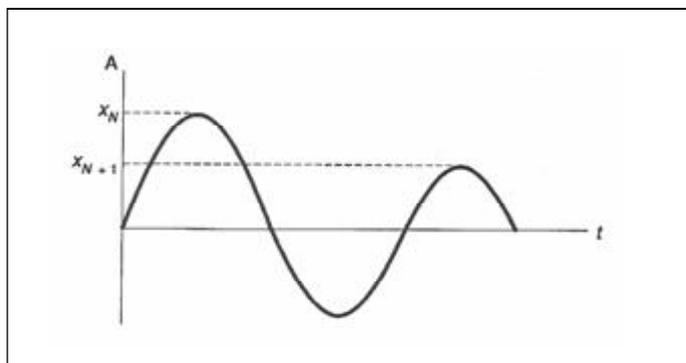


Fig. 7. Amplitud de vibración en el dominio del tiempo.

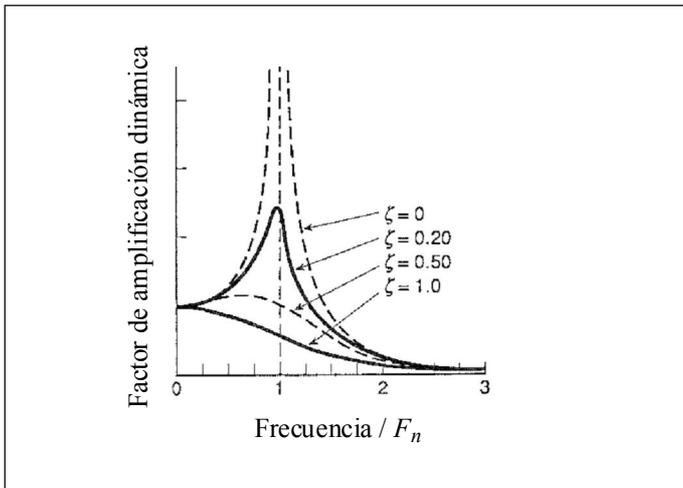


Fig. 8. Amplificación dinámica.

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

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

donde:

$X_N$ : Amplitud de vibración en el tiempo  $t_N$ .

$X_{N+1}$ : Amplitud de vibración en el tiempo  $t_{N+1}$ .

$\delta$ : Decremento logarítmico de la amplitud de la vibración.

$\zeta$ : Amortiguamiento estructural.

De acuerdo con lo indicado, las frecuencias propias pueden tomarse como índices para evaluar la flexibilidad de un sistema estructural. Estudios efectuados en puentes de hormigón, [4] 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 9.

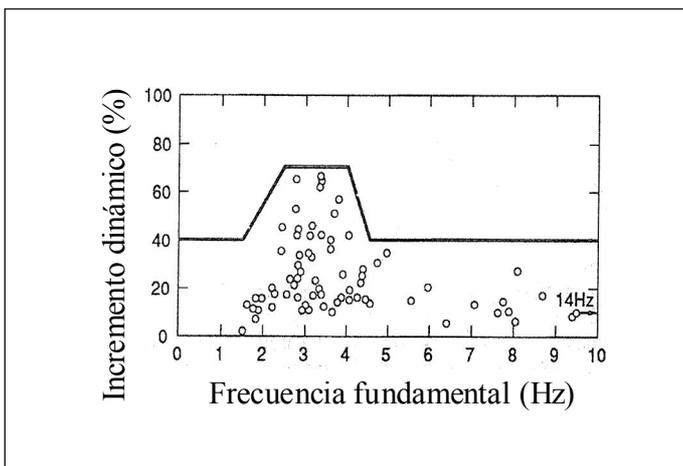


Fig. 9. Factor de amplificación dinámica en función de la frecuencia fundamental. [4]

Para establecer un criterio de evaluación por posibles daños estructurales existe una serie de normas y principios que expresan los valores admisibles y los límites vibratorios máximos que podrían dañar una estructura. A los efectos del presente análisis, se adoptan los criterios establecidos en normas internacionales. En la figura 10 se observan los valores expresados en unidades de aceleración,  $m/s^2$ , y los niveles de velocidad vibratoria en milímetros por segundo (mm/s) (rms), relacionados con la frecuencia vibratoria y el daño que dichos niveles pueden ocasionar sobre las estructuras. En la ordenada puede observarse que para el caso de velocidad vibratoria el nivel debería ser inferior a 10 mm/s (rms) para tener un comportamiento estructural admisible.

La tabla 1 muestra otro criterio con valores que concuerdan con lo establecido en la figura 10 y considerando de la misma manera un valor aceptable cuando no se supera 10 mm/s (rms), de velocidad vibratoria.

#### Análisis numéricos

El análisis se efectuó antes de la etapa de mediciones experimentales. Esta instancia permitió predecir el rango de frecuencias de las dos estructuras. La implementación computacional de los modelos numéricos se efectuó en un software de elementos finitos, [6] utilizando elemento 3D disponible en la librería de elementos de dicho software y realizando análisis modal. El material empleado corresponde a un hormigón con densidad  $2\,400\text{ kg/m}^3$ , módulo elástico de  $2,07 \times 10^{10}\text{ N/m}^2$  y módulo de Poisson de 0,15. Cabe destacar que en esta etapa de análisis, se tomó el valor correspondiente a la primera frecuencia flexional, de acuerdo con el objetivo del estudio y a lo indicado anteriormente, por lo que de acuerdo con los estándares internacionales, su variación puede ser utilizada para establecer el nivel de degradación de los elementos estructurales y determinar si dicha degradación es o no peligrosa para la integridad del elemento [2], [4].

En las figuras 11 y 12 se observa el primer modo de vibración flexional obtenido por la vía numérica, correspondiente a cada uno de los puentes analizados. Los valores de frecuencias fundamentales se detallan en la tabla 2.

#### 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), como se muestra en las figuras 13 y 14. En la tabla 2 se muestran los resultados experimentales obtenidos debido a la excitación producida por la circulación de tránsito vehicular liviano y su comparación con los valores predichos numéricamente.

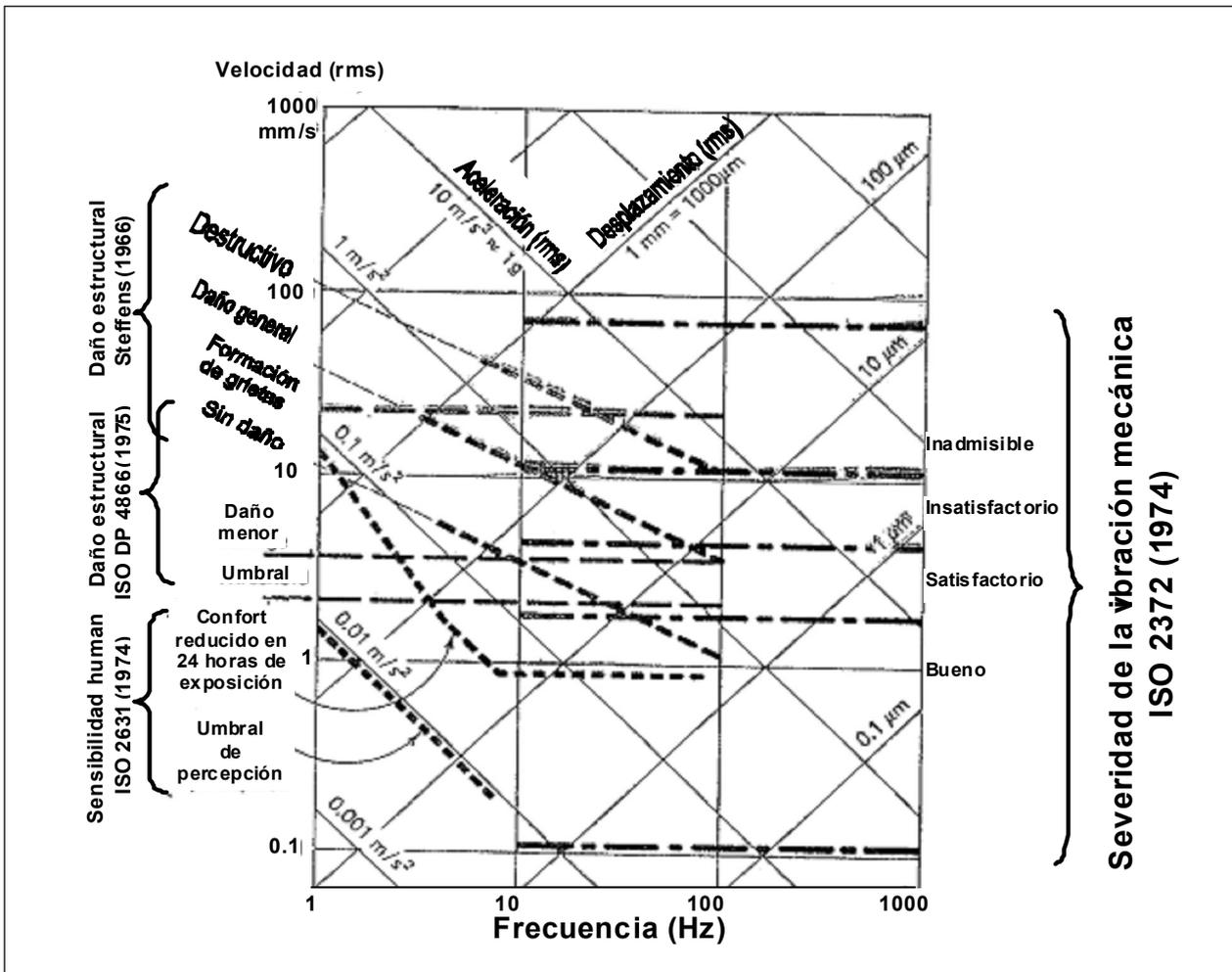


Fig. 10. Criterios de vibración. [2]

Tabla 1  
Criterios de vibración [ 5]

Límites para vibraciones estacionarias		
Rango	Velocidad rms (mm/s)	Efecto
I	menor que 2,5	no se produce daño
II	2,5 a 5,0	daño muy improbable
III	5,0 a 10,0	daño poco probable
IV	mayor que 10,0	daño posible; es necesaria evaluación estructural

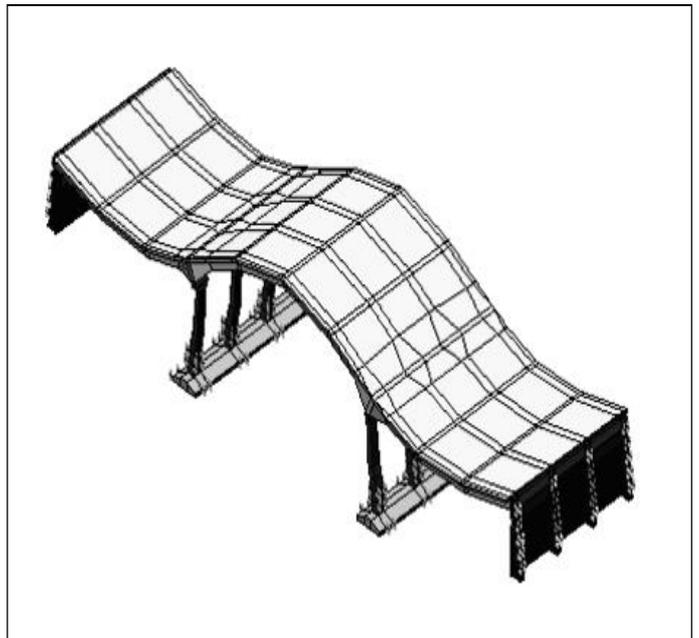


Fig. 11. Modo de vibración puente Sarmiento.

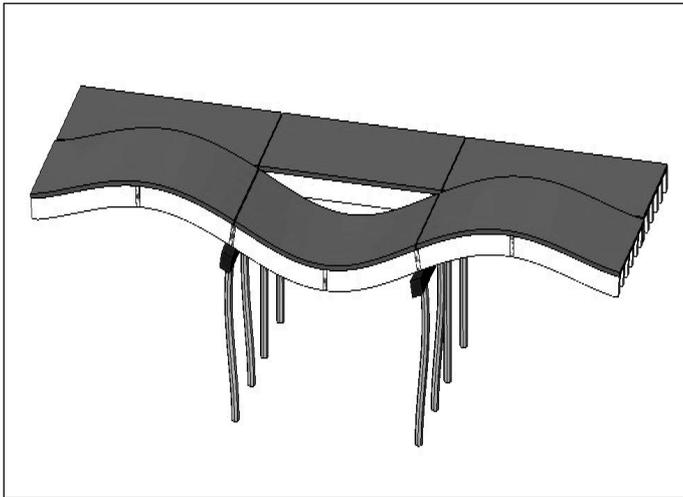


Fig. 12. Modo de vibración puente Trabajadores.

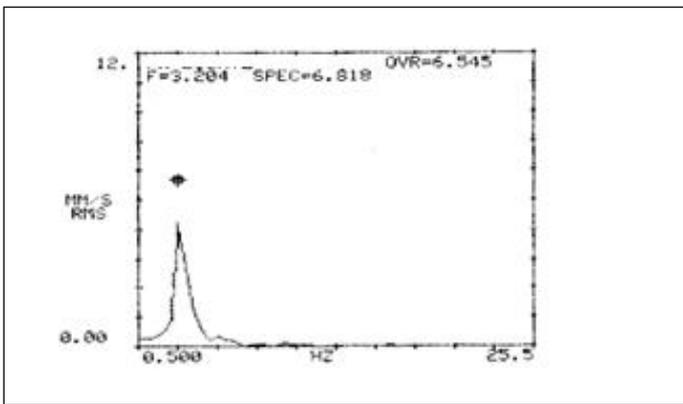


Fig. 13. Frecuencia fundamental en el puente Sarmiento.

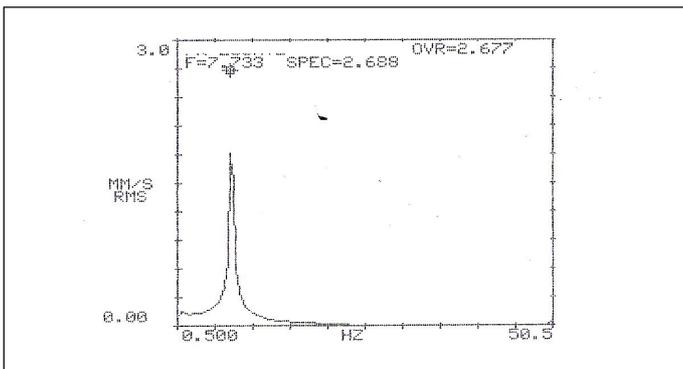


Fig. 14. Frecuencia fundamental en el puente Trabajadores.

	Frecuencia fundamental(Hz)	Frecuencia fundamental (Hz)
	Experimental	Numérico
puente Sarmiento	3,20	3,53
puente Trabajadores	7,70	7,19

Para evaluar el coeficiente de amortiguamiento estructural se procedió a la medición en forma comparativa de los puentes Sarmiento y Trabajadores. En cada caso fue registrado en el dominio temporal, colocando un transductor en el centro de cada uno de los puentes. Aprovechando la excitación recibida con la circulación del tránsito, una vez sacada de su posición de equilibrio, se obtuvieron distintos registros temporales para la posterior medición del decrecimiento. En las figuras 15 y 16 se ilustran los registros correspondientes a los puentes Sarmiento y Trabajadores, respectivamente y en la tabla 3 se presentan los valores respectivos que permitieron calcular el amortiguamiento,  $\zeta$ , a través de la utilización de las expresiones del decremento logarítmico mencionado con anterioridad.

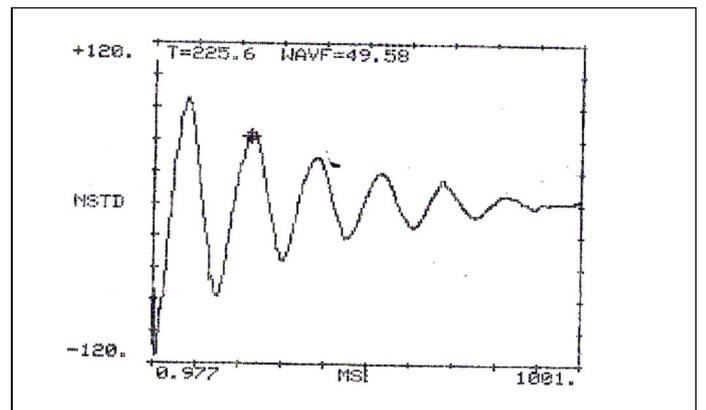


Fig. 15. Valor pico (WAVF): 49,58 (valor  $X_N$ ).

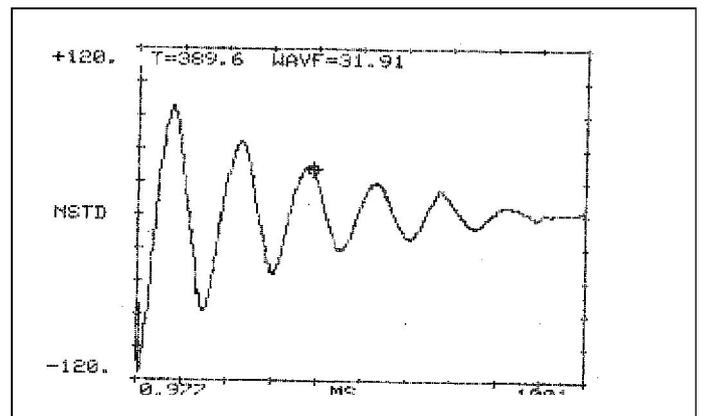


Fig. 16. Valor pico (WAVF): 31,91 (valor  $X_{N-1}$ ).

	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

### Respuesta estructural del puente Sarmiento

Considerando el comportamiento en condiciones de servicio y los valores de frecuencias y amortiguamiento medidos en este puente, se planteó la necesidad de cuantificar las amplitudes vibratorias existentes en distintas partes de la estructura bajo diferentes condiciones de circulación vehicular, para su posterior análisis y comparación con las normas y criterios utilizados a nivel internacional.

A tal fin, se realizaron mediciones en seis puntos estratégicos: tres sobre el tablero del puente, en correspondencia con cada uno de los vanos y tres sobre los estribos, como se muestra en la vista longitudinal del puente y frontal del estribo (figura 17). Las mediciones sobre los estribos se debieron a la notable fisura que presentaba el estribo del sector N-O. Estas se realizaron por encima y por debajo de la fisura, en condiciones normales de circulación. Para complementar el análisis se ubicó otro punto, punto 6, de medición en el estribo ubicado sobre el sector S-E.

En cada uno de dichos puntos se obtuvieron las aceleraciones vibratorias en las tres direcciones X, Y, Z. Para poder evaluar el comportamiento con el tránsito, por un lado, se permitió la normal circulación de vehículos en las dos direcciones (N-O y S-E) y por otro lado, el tránsito de un camión testigo cargado con 10 t de arena, haciéndolo circular bajo dos condiciones: velocidad constante de 30 km/h y partiendo de marcha detenida.

La información proveniente del movimiento del puente en las tres direcciones, debida al tránsito normal y a la circulación del camión testigo, se obtuvo para cada punto de medición sobre tablero (1, 2 y 3). Por otra parte, se registró el instante de ingreso del camión y la eventual circulación de cualquier otro vehículo de gran porte (camiones, colectivos, etc.) con el objeto de identificar la correspondencia con los registros. El tiempo de registro continuo en cada punto fue de aproximadamente 48 s, lapso suficiente como para permitir la circulación del camión de prueba en ambas direcciones. Las figuras de la 18 a la 21 ilustran la información experimental recogida en las tres direcciones espaciales, para los puntos de interés 2, 4 y 5.

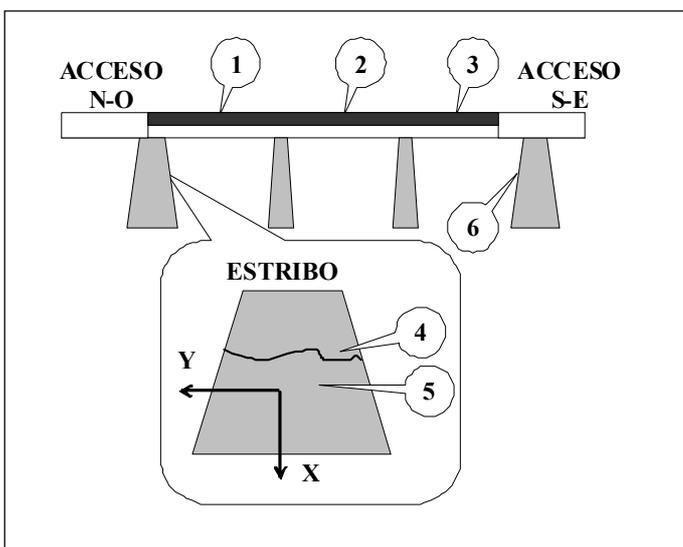


Fig. 17. Puntos de medición del puente Sarmiento.

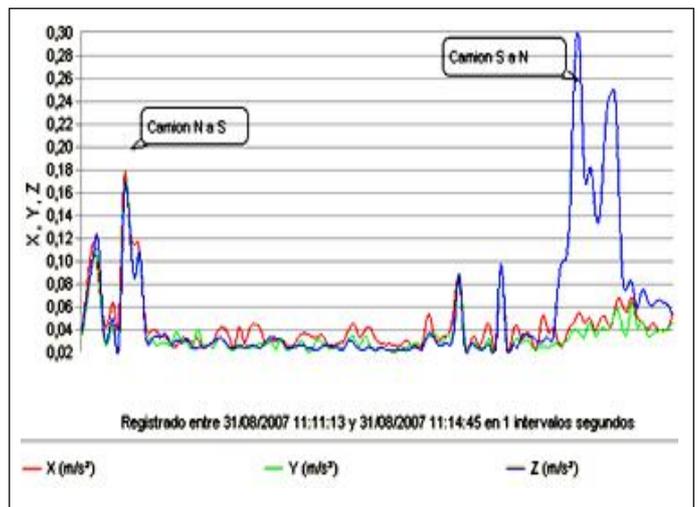


Fig. 18. Aceleraciones, en el punto 2 ( $m/s^2$ ).

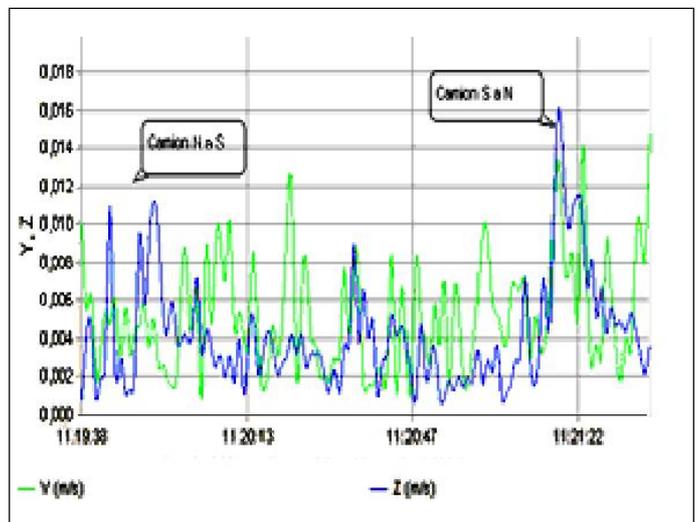


Fig. 19. Velocidades, rms, en el punto 2 ( $m/s$ ).

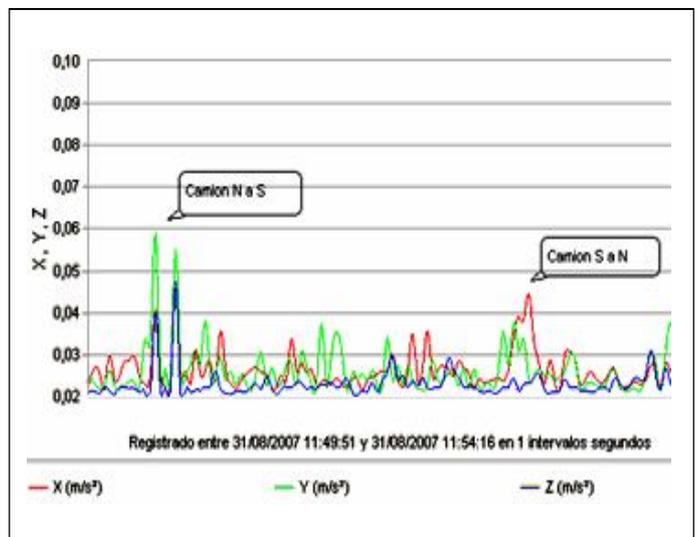


Fig. 20. Aceleraciones en el punto 4 ( $m/s^2$ ).

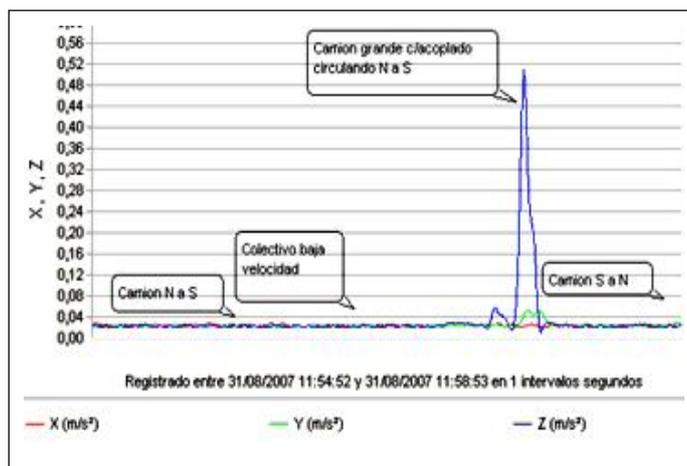


Fig. 21. Aceleraciones en el punto 5 ( $m/s^2$ ).

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

### Frecuencias propias y amortiguamiento

De acuerdo con lo indicado, las frecuencias propias pueden tomarse como índices para la evaluación del comportamiento dinámico. La respuesta estructural obtenida en términos de amplitud de aceleraciones y de velocidades permite la evaluación del comportamiento mediante la comparación de la respuesta medida con la indicada por las normas y los criterios tomados como referencia. [2, 4]

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 9), que indica elevada flexibilidad del sistema. Por otra parte, el puente Trabajadores posee una frecuencia de 7,7 Hz que se encuentra fuera del mencionado intervalo, por lo que el factor de amplificación dinámica no se verá excesivamente afectado como en el caso anterior (figura 9).

Con respecto al amortiguamiento estructural, de acuerdo con la figura 8, dado que los valores obtenidos, son menores que 1, puede decirse que ambos puentes constituyen sistemas subamortiguados. A modo de comparación, es de notar la importante diferencia que existe entre las respuestas de ambas estructuras, pues el puente Trabajadores posee un amortiguamiento 10 veces superior al del puente Sarmiento, tal como se muestra en la tabla 3.

### Respuesta estructural del puente Sarmiento

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

Los resultados experimentales correspondientes a los puntos de medición, permiten observar una notable diferencia en los valores de las aceleraciones verticales, según el sentido de circulación del camión testigo ingrese (figuras 18 a 21). Los valores de todas las mediciones superan los

límites indicados para ambos sentidos de circulación. La diferencia indicada se justifica a un desnivel existente en el acceso S-E entre las losas de aproximación y la losa que constituye el tablero del puente, lo que provoca un impacto del vehículo sobre el tablero en el momento del acceso al puente, originando los picos marcados en las figuras antes mencionadas.

Con respecto al estribo fisurado (figuras 20 y 21), se muestra que las amplitudes vibratorias medidas sobre y debajo de la fisura existente, se encuentran en rangos admisibles para el tránsito normal e incluso para la circulación del camión testigo. El pico observado en la figura 21 corresponde a la circulación de un camión cargado con acoplado de mayor porte que el camión testigo, valor que se encuentra fuera de los límites admisibles, lo cual motivó recomendaciones tendientes a adoptar medidas para que el puente presente un comportamiento con niveles de respuesta adecuados, de acuerdo con el tipo de estructura. [7]

## CONCLUSIONES

Las frecuencias fundamentales medidas están directamente relacionadas con la tipología estructural y su geometría para los puentes analizados. Estas frecuencias deberían encontrarse fuera del rango 1,5 a 4,5 Hz, que implicaría amplificación dinámica, [4] para lograr una estructura con una flexibilidad tal que resulte una respuesta estructural adecuada para la circulación vehicular. [7, 8] Esto pone de manifiesto la importancia de la etapa de diseño para este tipo de estructuras.

Los ejemplos indicados destacan la validez de las pautas de comportamiento estructural basadas en las características dinámicas, dado que en particular, el comportamiento del Puente Sarmiento fuera de los rangos admisibles establecidos por los criterios internacionales [2, 5], se correspondió con una frecuencia fundamental situada en el intervalo de grandes amplificaciones de la respuesta. [4, 7, 8]

La medición de vibraciones in situ, la predicción numérica mediante modelos matemáticos implementados computacionalmente y su contrastación constituyen técnicas no destructivas muy prácticas en su aplicación, con el objetivo de evaluar globalmente la respuesta estructural, lo cual las hace recomendables. [1, 7, 8] Lo indicado refuerza lo expresado en la bibliografía consultada. [4]

Por otro lado, se pudo probar la validez de las metodologías numéricas para comparar resultados, por lo que constituye esta vía de análisis una importante herramienta a utilizar en la etapa del diseño estructural.

## REFERENCIAS

1. PERALTA, M. and ERCOLI, N. "Measuring the Dynamic Properties to Detect Structural Damage". In 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. 2005. pp. 463-475- ISBN 85-98576-08-05.

2. **RICHART, F. E. Jr., HALL, J. R. Jr. and WOODS, R. D.** *Vibrations of soils and foundations*. Prentice Hall. 1970.
3. **HUSNI, R.** "Fallas y prevención en las estructuras de hormigón". *Revista Ingeniería Estructural*. AIE, Asociación de Ingenieros Estructurales de la República Argentina. 2007. n.º. 39, ISSN 16667 - 1511. Año 15.
4. **AMMAN, W.** CEB Bulletin D'Information n.º209. *Vibration Problems in Structures. Practical Guidelines*. 1991.
5. **RADES, M.** "Vibration Limits for Industrial Buildings". *The Shock and Vibration Digest*. 1994. vol. 26, n.º. 3.
6. ALGOR SOFTWARE V.20.3. *Finite Element Analysis Software*. 2007.
7. **PERALTA, M. et al.** "Utilización de técnicas experimentales dinámicas en la evaluación de estructuras". En *8º EIPAC, Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción*, Mendoza, Argentina. 2009.
8. **PERALTA, M. et al.** "Análisis numérico y experimental de vibraciones para la evaluación del comportamiento de un puente". En *XVII ENIEF, Congreso sobre Métodos Numéricos y sus Aplicaciones*. San Luis, Argentina. 2008.

## AUTORES

### Leonel Osvaldo Pico

Ingeniero Civil, Máster en Métodos Numéricos y Computacionales en Ingeniería, Jefe de Trabajos Prácticos del Área Mecánica, Departamento de Electromecánica, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires (UNCPBA), Argentina

### María Haydeé Peralta

Ingeniera en Construcciones e Ingeniera Civil, Máster en Tecnología y Construcciones de Hormigón, Profesora Titular, Área Estructuras, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNCPBA, Argentina

### Norma Luján Ercoli

Ingeniera Civil, Profesora Titular, Área Estructuras, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNCPBA, Argentina

### Salvador La Malfa

Profesional CONICET, Instituto de Mecánica Aplicada, Universidad Nacional del Sur, Bahía Blanca-Buenos Aires, Argentina

## The Numerical and Experimental Analysis of Concrete Bridges of Different Typologies

### Abstract

The increase in vehicular load and velocity over the years has prompted the need for structural modifications of concrete bridges. The measurements and analysis of vibrations in «situ» along with numerical techniques aid in the global evaluation of these structures by obtaining the dynamic characteristics and corresponding response. These measurements are then compared to international standards and codes in order to formulate superior concrete bridges with the objective of obtaining the influence of the difference in typology on the behavior of bridges. Bridge 1 uses a two way system with beams and deck slabs and bridge 2 is a superior structure composed of pretension T beams and situ-cast concrete deck. These findings are fundamental references in the designing of bridges.

Keywords: bridges, vibrations, behavior, numerical and experimental analysis