

Análisis dinámico para la rehabilitación del puente atirantado Jesús Izcoa Moure, en Naranjito -Puerto Rico-

Dynamic analysis for the rehabilitation of the Jesús Izcoa Moure cable-stayed bridge, in Naranjito - Puerto Rico.

Jose Manuel Simón-Talero Muñoz^a, Ángel Carriazo Lara^b, Alfredo Cámara Casado^c, David Walias Sánchez^d, Carlos Rozas González^e, Roberto Organista Organista^f

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TORROJA INGENIERÍA SLP. Director General. CEO. jsimontalero@torroja.es

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TORROJA INGENIERÍA SLP. Director Técnico. acarriazo@torroja.es

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Titular. alfredo.camara@upm.es

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TORROJA INGENIERÍA SLP. Ingeniero de proyectos. dwalias@torroja.es

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TORROJA INGENIERÍA SLP. Ingeniero de proyectos. correo@torroja.es

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TORROJA INGENIERÍA SLP. Ingeniero de proyectos. rganista@torroja.es

RESUMEN

El único puente atirantado de Puerto Rico, en Naranjito, ya desde su inauguración en 2008 presentó defectos geométricos -picos locales en juntas entre dovelas y deformaciones generales en sus 3 vanos- incomodando la rodadura y amplificando la acción de las sobrecargas, lo que obligó al cierre de uno de los 2 carriles por sentido. Se ha ajustado una nueva rasante con el apoyo de modelos de cálculo dinámico, optimizando el incremento de espesor de firme, muy limitado. Se evaluaron los coeficientes de amplificación y realizado un Load Rating, justificándose la reapertura de todos los carriles sin límite de velocidad y un alto grado de confort de los usuarios, confirmado con las mediciones al final de la obra.

ABSTRACT

The only cable-stayed bridge in Puerto Rico, located in Naranjito, has shown geometric defects since its inauguration in 2008 -local peaks at the joints between segments and general deformations in its three spans- causing discomfort during driving and amplifying the effects of traffic live loads. This led to the closure of one of the two lanes in each direction. A new profile was adjusted using dynamic calculation models, optimizing the increase in pavement thickness, which was very limited. Amplification coefficients were evaluated, and a Load Rating was conducted, justifying the reopening of all lanes with no speed limitations and a high level of user comfort, confirmed by measures at the end of the works.

PALABRAS CLAVE: Puente atirantado, regularización rasante, coeficiente amplificación dinámica, load rating

KEYWORDS: Cable-stayed bridge, alignment adjustment, dynamic amplification factor, load rating

1. Descripción del puente

El puente Jesús Izcoa Moure, entre Toa Alta y Naranjito, en Puerto Rico, en adelante puente de Naranjito, es un puente atirantado con un vano principal de 160m y dos laterales de 80m cada uno, como se muestra en la Fig. 1.



Figura 1. Vista general del puente de Naranjito

Los pilonos son marcos de hormigón en forma de rombo, con travesaño de apoyo del tablero. Este se define por 2 vigas longitudinales (bajo los dos planos de tirantes) con vigas transversales cada 6m y losa de 0.30m de espesor. Su anchura útil es de 23.25m, donde se ubican 2 carriles por sentido. Los tendones en semi arpa se anclan cada 6.0m, coincidiendo con los travesaños.

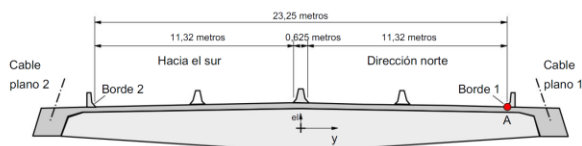


Figura 2. Sección transversal

El puente fue construido por voladizos sucesivos con dovelas de 6.0m (excepto el vano lateral norte, que fue cimbrado sobre el suelo en toda su longitud).

2. Problemática detectada

Incidencias registradas durante la construcción, como la caída de uno de los carros de avance, pudieron desembocar en unos marcados defectos geométricos del tablero desde el momento de su inauguración en 2008,

mostrando una rodadura muy irregular con defectos locales (abruptos picos en las sucesivas juntas entre dovelas) y globales (excesivas deformaciones en los vanos).

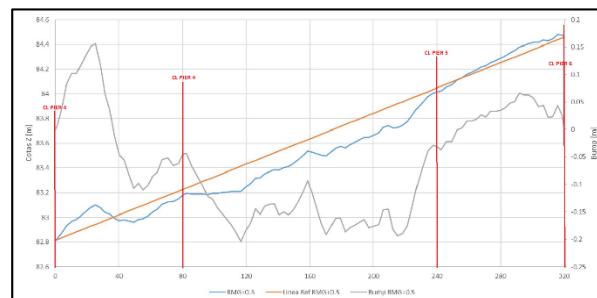


Figura 3. Comparativa entre rasantes teórica y construida durante la ejecución del puente

Estas acusadas irregularidades inducían significativos efectos dinámicos durante la rodadura del tráfico a través del contacto entre ruedas y los defectos del pavimento, como eran las aceleraciones transmitidas a los vehículos, incompatibles con el confort de los ocupantes, o la significativa amplificación dinámica de las sobrecargas muy superior al valor de 1.33 asumido en el diseño según AASHTO LRFD, lo que obligó a la propiedad a limitar de velocidad del tramo y cerrar al tráfico uno de los dos carriles de cada sentido de circulación, añadiendo sendas barreras rígidas en calzada (Fig. 2 y 4).



Figura 4. Vista de la calzada previa a la actuación

De la evaluación de capacidad estructural realizada se pudo comprobar que el margen disponible para añadir peso adicional debido al relleno necesario para regularizar la superficie de rodadura era muy limitado. Por tanto, restaurar

la rasante teórica no era posible por los grandes espesores de rellenos necesarios (superiores a la holgura disponible) y la actuación de repavimentación debía ajustarse a una nueva rasante optimizada para, por un lado, disponer el mínimo espesor de relleno posible para respetar la capacidad resistente admisible, y por el otro, ofrecer una rodadura lo suficientemente suave como para poner solución a los problemas dinámicos detectados.

Por ello, la nueva rasante se ha ajustado iterativamente con el apoyo de los análisis dinámicos realizados para anticipar el comportamiento dinámico de cada una de las alternativas planteadas, permitiendo la selección de la opción con mejores resultados dinámicos y mínimo peso añadido. Una vez ejecutada la obra, se ha contrastado el adecuado ajuste de los resultados analíticos obtenidos en el cálculo.

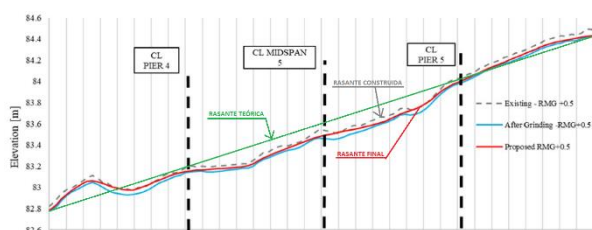


Figura 5. Rasante final ajustada (en rojo)

3. Descripción de la actuación

Para la correcta calibración de los modelos de cálculo, se realizó una prueba de carga estática del puente (Fig. 6), cuya finalidad era la medición de la deformabilidad del tablero ante la aplicación de cargas verticales a lo largo del mismo.



Figura 6. Vista de la prueba de carga estática

De este modo, además de calibrar las propiedades mecánicas de la estructura para

ajustar la deformabilidad del modelo de cálculo a la realidad observada, se posibilitó considerar de forma precisa la deformación que el propio relleno de regularización empleado en cada zona a lo largo del puente induciría en el tablero, a la hora de ajustar la nueva rasante.

Complementariamente a la deflexión registrada por el tablero, a lo largo de la prueba estática se registró la evolución de la temperatura ambiente y en las superficies de hormigón de tablero y caras de los pilonos y en los tirantes. Los resultados de flechas medidos por topografía fueron tratados para tener en cuenta la influencia de la variación de la temperatura en la deformación del tablero, que no era despreciable en absoluto.

Además de la situación final, en los cálculos se consideraron también las situaciones temporales durante la obra, teniendo en cuenta la diferente maquinaria ubicada sobre el puente en las diferentes fases de los trabajos de rehabilitación (que incluían también actuaciones sobre los tendones y la superestructura), de cara a garantizar la viabilidad de mantener abiertos 2 carriles en todo momento sin limitación de velocidad, respetándose los niveles admisibles de carga para el tablero (vigas principales y transversales) y tirantes

Para ello, se realizaron evaluaciones de la capacidad de carga admisible (“load rating”), tanto en la situación final como en las distintas fases de las obras, considerando el efecto de amplificación dinámica de las sobrecargas de tráfico de acuerdo con la rasante inicial para las fases temporales de obra.

Finalmente, como referencia de trabajo para la comparación rápida entre alternativas se empleó un diagrama de irregularidades de cada rasante propuesta, obtenida mediante un método basado en la clásica “regla de los 3m”.

El índice de irregularidad se calcula como la distancia vertical máxima desde una regla recta de 3m de longitud hasta la superficie del pavimento. En la Fig. 7 se muestra uno de los diagramas empleados.

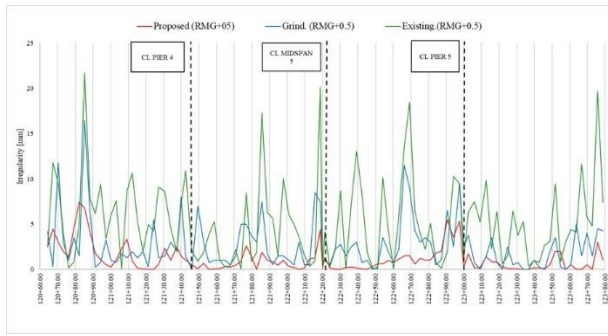


Figura 7. Diagrama del índice de irregularidad (en rojo, el correspondiente a la rasante final)

A fin de asegurar las conclusiones de los cálculos dinámicos, principal referencia para la selección de la nueva superficie de rodadura entre las alternativas planteadas, se llevaron a cabo en paralelo dos familias de cálculos, con 2 modelos de elementos finitos independientes que ofrecieron resultados bastante consistentes entre sí. Ambos modelos se realizaron con diferentes softwares que permiten considerar la interacción puente-vehículo por las imperfecciones de la superficie de rodadura.

En ambos modelos, se realizaron 3 tipos de análisis:

- Análisis estático, de referencia
- Análisis dinámico, con cargas móviles sin interacción vehículo-pavimento
- Análisis dinámico con los vehículos definidos como sistemas de múltiples grados de libertad que interactúan con los defectos de la rasante para realizar la interacción vehículo-pavimento (VBI)

El análisis estático se usa como referencia para el cálculo de los coeficientes de impacto dinámicos, mediante la expresión $R_{\text{dinámico}}/R_{\text{estático}}$.

Se consideraron, asimismo, 2 tipos de vehículos, paseando a velocidades variables desde 0 a 50 mph (80 km/h): Un vehículo pesado, para el estudio del coeficiente de impacto, y un convoy que combina camiones con vehículos ligeros, para el análisis del confort de los ocupantes de los vehículos que circulan por el puente.

4. Descripción de los cálculos dinámicos realizados

4.1 Modelo numérico 1

En los cálculos estáticos y dinámicos sin VBI la respuesta estructural se resuelve con dinámica modal, donde las cargas de los vehículos son de valor constante. La ecuación dinámica del puente responde a la ecuación de tipo:

$$M_b \ddot{r}_b + C_b \dot{r}_b + K_b r_b = f_v(t) \quad (1)$$

donde M_b , C_b y K_b son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del puente, r_b es un vector con la respuesta dinámica de todos sus N grados de libertad (el punto indica su derivada temporal) y $f_v(t)$, las cargas nodales del vehículo (de valor constante). La respuesta del puente se define como la superposición de la respuesta de los J modos de vibración considerados ($J < N$)

Para incorporar el efecto de las irregularidades del pavimento es necesario realizar el estudio VBI, que responde a un análisis numérico preciso de las vibraciones inducidas por los vehículos mediante un análisis dinámico no lineal paso a paso, con retroalimentación entre las posiciones de relativas de vehículos y puente, que exige definir adecuadamente tanto el modelo del puente como los vehículos, así como las irregularidades del pavimento.

Este análisis realizado se compone de tres etapas:

- Preprocesamiento: Caracterización del puente mediante sus modos de vibración relevantes (extraídos de un modelo de elementos finitos), sus frecuencias y la definición de las irregularidades como una superficie espacial
- Proceso, donde se estudia el movimiento del puente y la interacción vehículo-puente se resuelve numéricamente, mediante un set de ecuaciones diferenciales acopladas a través de las fuerzas de contacto rueda-pavimento en tablero: f_b^C y rueda: f_v^C ,

considerando que $f_b^C = -f_v^C$ en cada paso de tiempo del análisis numérico.

$$\begin{bmatrix} M_v & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_v \\ \ddot{r}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_v & 0 \\ 0 & C_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_v \\ \dot{r}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_v & 0 \\ 0 & K_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_v \\ r_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_v^C \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_b^C \\ f_b^C \end{Bmatrix}$$

En cada paso, el movimiento del puente se resuelve utilizando dinámica modal y los desplazamientos resultantes del tablero en la posición de las ruedas del vehículo se suman al perfil de irregularidad del firme en esos puntos. Estos desplazamientos se aplican como movimientos impuestos a los puntos de contacto del sistema que representa el vehículo y su movimiento dinámico se resuelve directamente en ese paso de tiempo. La respuesta del vehículo se resuelve utilizando sus ecuaciones diferenciales de movimiento y las fuerzas de reacción se calculan para avanzar al siguiente paso de tiempo, donde el vehículo se mueve a una posición más avanzada dependiente de su velocidad de conducción. El análisis finaliza después de que el último vehículo complete su recorrido a través del puente y la estructura se mueva libremente durante un tiempo. La integración de las ecuaciones de movimiento del puente y su interacción se resuelve utilizando la biblioteca de Python MDyn.

Finalmente, se evalúa la respuesta del puente mediante el registro de los movimientos del tablero y de las torres. La respuesta del vehículo se evalúa a partir de las fuerzas de reacción en sus ruedas, para estudiar la seguridad, y de las aceleraciones en el asiento del conductor, para estudiar el confort de los usuarios.

4.2 Modelo 2, de contraste de resultados

Para contraste de los resultados obtenidos por el método numérico anterior, se ha realizado un cálculo dinámico no lineal, paso a paso para considerar las irregularidades con una interacción vehículo-puente (VBI), modelizando las vigas longitudinales y transversales y los pilonos como elementos barra, la losa como elementos placa y los tirantes mediante elementos finitos tipo cable. Las fuerzas de los tirantes se ajustan con los datos de los pesajes de tirantes disponibles por ensayos anteriores.

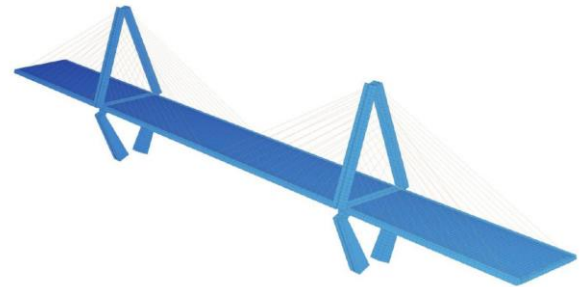


Figura 9. Vista del modelo con Sofistik

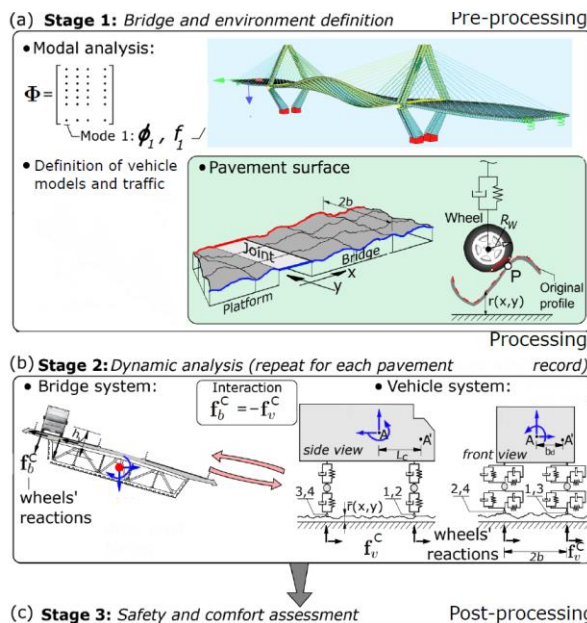


Figura 8. Fases del análisis numérico VBI

Para el establecimiento de la masa modal, además del peso propio y cargas muertas actuales, se añadió la masa del relleno de regularización, que suponía aprox. un 0.66% de la masa total del tablero.

La amortiguación se modelizó según el método de Rayleigh, donde se especifican dos coeficientes de amortiguación

$$A = \xi 4\pi \frac{f_1 \cdot f_2}{f_1 + f_2} \quad (2)$$

$$B = \xi \frac{1}{\pi(f_1 + f_2)} \quad (3)$$

Las frecuencias asumidas son 0.477 y 0.588 Hz, correspondientes a las primeras frecuencias propias del puente. Se asumió como factor de amortiguamiento modal el 1% y el 5%, habitual en estructuras de hormigón. En la Fig. 10 se muestra cómo varía el factor de amortiguamiento, siendo menor en el intervalo entre las frecuencias f_1 y f_2 consideradas.

Como tiempo de paso en el cálculo dinámico se estableció 0.01s, correspondiente a $T/212$, siendo $T=2.12$ s el periodo del modo principal de vibración vertical.

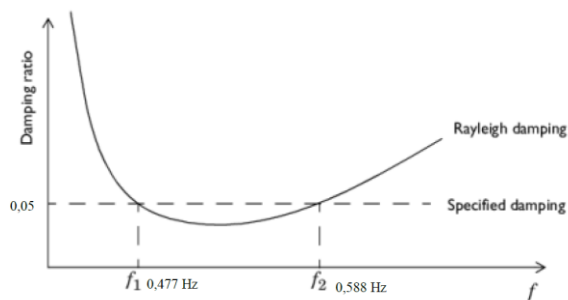


Figura 10. Amortiguamiento de Rayleigh

5. Resumen de principales resultados

A continuación, se muestra un breve resumen de los principales resultados obtenidos del cálculo, de modo que pueda apreciarse la enorme mejoría en el comportamiento dinámico del puente que esta rasante ha supuesto con respecto a la situación previa a la actuación.

5.1 Resultados del modelo numérico 1

Se muestran los principales resultados del cálculo numérico con el modelo 1, con análisis completo VBI considerando la interacción puente-vehículo, para distintas rasantes, correspondiendo la gráfica de color rojo a la rasante propuesta, finalmente ejecutada.

En la Figura 11 se muestra cómo la rasante propuesta – serie de color rojo- consigue reducir sustancialmente el factor de impacto dinámico desde sus valores iniciales hasta valores

inferiores al 1.33 asumido por el diseño del puente según AASHTO LFRD.

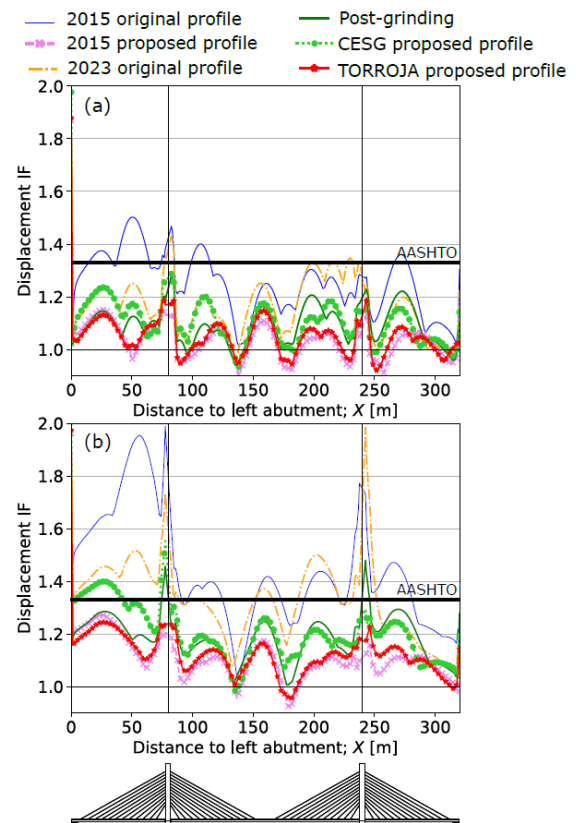


Figura 11. Factor dinámico flecha vano ($v=40$ mph)

De modo similar, en la Fig. 12 se muestra el coeficiente dinámico correspondiente a las fuerzas en los tirantes del puente, para $v=40$ mph, mostrando se consiguen los valores mínimos con la nueva rasante ajustada (rojo)

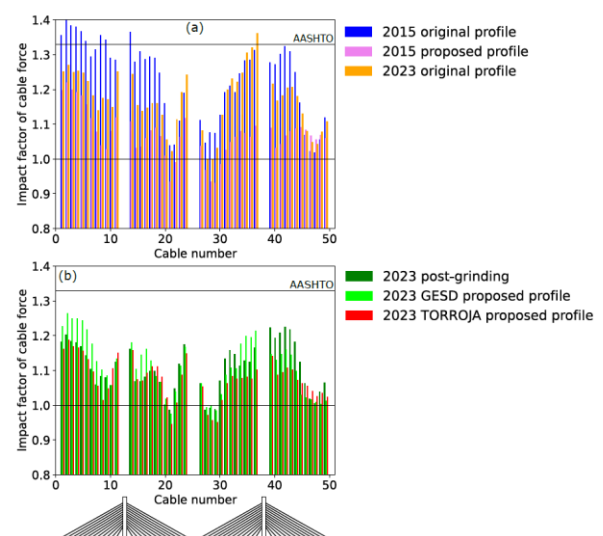


Figura 12. Factor din. fuerza en tirantes ($v=40$ mph)

En la Fig. 13 se muestra cómo los coeficientes de impacto (de fuerza en tirante pésimo, en la gráfica mostrada) con la nueva rasante se mantienen por debajo del valor de diseño para cualquier velocidad de circulación.

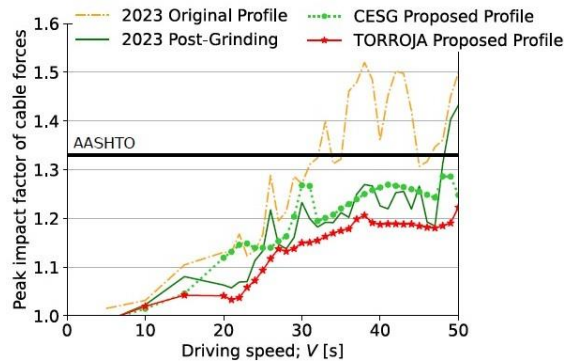


Figura 13. Factor dinámico F , tirantes vs. Velocidad

En cuanto a los resultados del cálculo relativos al confort del usuario, en la Fig 14 se observa que la rasante propuesta, consigue una gran reducción en las aceleraciones transmitidas al ocupante del vehículo hasta valores máximos de 0.24 m/s^2 (frente a los 2.91 m/s^2 originales), siendo ya un valor compatible con un grado de confort aceptable, aspecto que ha sido confirmado por las pruebas realizadas tras la finalización de los trabajos y, lo más importante, la alta satisfacción transmitida por los usuarios tras la reapertura del puente al tráfico.

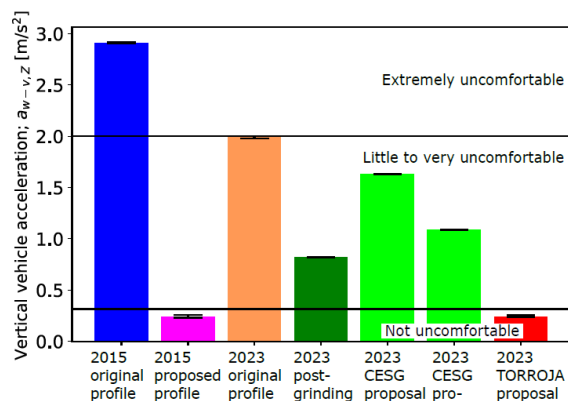


Figura 14. Aceleración máxima en ocupante

Tabla 1. Rango de valores para la vibración total en transporte público, según ISO2631

Magnitud valor total vibración	Respuesta de incomodidad
Menos que 0.315 m/s^2	No incómoda
Entre 0.315 m/s^2 y 0.63 m/s^2	Un poco incómoda
Entre 0.5 m/s^2 y 1.0 m/s^2	Bastante incómoda
Entre 0.8 m/s^2 y 1.60 m/s^2	Incómoda
Entre 1.25 m/s^2 y 2.50 m/s^2	Muy incómoda
Mayor que 2.0 m/s^2	Extremadamente incómoda

5.2 Resultados del modelo de contraste

Se resumen los principales resultados obtenidos del modelo de contraste, con buen ajuste a los ofrecidos por el método numérico.

En la Fig. 15 se muestra cómo la rasante final ajustada reduce los valores de flecha máxima en el vano central con respecto a la situación original, siendo valores muy próximos a los valores estáticos, como se muestra en la Fig 16, que contiene los coeficientes dinámicos correspondientes

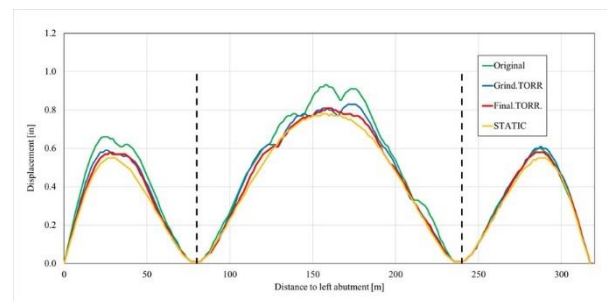


Figura 15. Flecha dinámica, $v=80 \text{ km/h}$

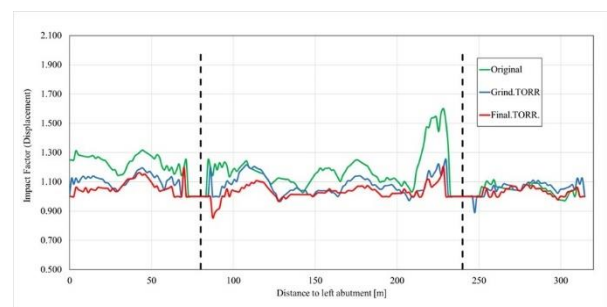


Figura 16. Coeficiente dinámico flecha, $v=80 \text{ km/h}$

En la Fig. 17 se muestran los coeficientes de impacto obtenidos para la fuerza en los distintos tirantes (en rojo, la rasante final), con valores ya muy inferiores (1.13) al 1.33 de diseño, que sí era sobrepasado ampliamente con la rasante original, con un valor máximo de 1.65, en el rango de los obtenidos en el cálculo 1

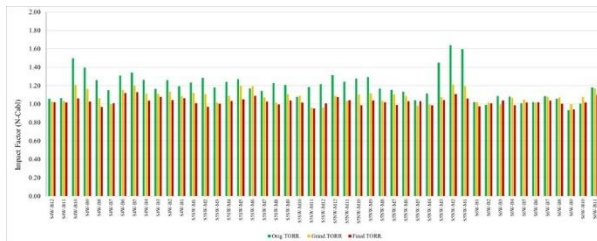


Figura 17. Coeficiente dinám. F, tirantes v=80km/h

6. Ejecución de la rasante final

Como resultado de los análisis dinámicos descritos, fue posible definir una rasante final para la capa de rodadura con mínimo espesor y suficientemente suavizada como para ofrecer un comportamiento dinámico adecuado, tanto desde el punto de vista de la capacidad resistente de la estructura como desde el punto de vista del confort del usuario. Tras las obras pudo comprobarse que los resultados obtenidos por los cálculos numéricos analíticos concordaron adecuadamente con la realidad de la estructura ejecutada, habiéndose mostrado como una herramienta idónea para la estimación anticipada del comportamiento dinámico de la rasante ajustada.

Para la aplicación de relleno en obra, se empleó un mortero polimérico sobre la superficie rugosa resultante del fresado superficial del tablero, de espesor variable definido en mallas rectangulares aproximadas de 3m de longitud y 4 m de anchura a lo largo de toda la superficie de tablero. Sobre dicha capa, se aplicó una capa final epoxídica para la rodadura de espesor constante de 10mm.

A continuación, se muestran algunas imágenes de la aplicación en obra del relleno definido para alcanzar la rasante final, donde se

puede apreciar el reducido espesor que ha sido necesario aplicar en la generalidad del tablero de acuerdo con la nueva rasante ajustada, lográndose una mejoría muy notable en el comportamiento dinámico del puente no obstante el mínimo peso añadido.

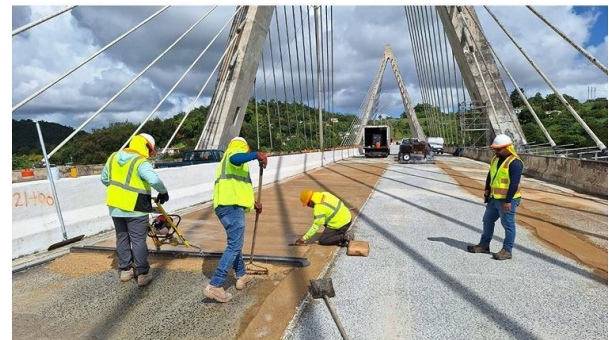


Figura 18. Aplicación del mortero polimérico



Figura 19. Aplicación del mortero polimérico

Agradecimientos

Se quiere agradecer expresamente la colaboración recibida y el buen hacer del personal de FERROVIAL CONSTRUCCIÓN, responsable de la ejecución de los trabajos, sin cuyo cuidadoso apoyo en campo no hubiera sido posible la exactitud alcanzada en el ajuste geométrico realizado, liderados por D. Ignacio Díaz del Río Sotelo y D. Fernando Tarrio.

También se quiere mostrar públicamente nuestro más sincero agradecimiento para el personal de la Autoridad de Carreteras y Transportación de Puerto Rico, encabezados por D. Luis Vélez y D^a Moraima Figueroa como

responsables directos de los trabajos, así como especialmente al Dr. D. Sergio González.

Finalmente, agradecer la colaboración del equipo de control de la ejecución encabezado por el Dr. D. Ramón Carrasquillo, que lamentablemente falleció durante el transcurso de las obras. DEP

Referencias

- [1] “LRFD Bridge Design Specifications, 9th Edition (2020) and 5th Edition (2010)”, AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)
- [2] Aecom, Dynamic vehicle-bridge interaction analysis, part 1.3 of the report: Puerto Rico 148 HWY bridge 3000 over la Plata river. Load rating evaluation, Tech. Report, Puerto Rico Highway and transportation Authority (2015)
- [3] A. Camara, A fast mode superposition algorithm and its application to the analysis of bridges under moving loads, *Advances in Engineering Software* 151 (2021)
- [4] A. Camara, K. Nguyen, A. Ruiz-Teran, P. Stafford, Serviceability limit state of vibrations in under-deck cable-stayed bridges accounting for vehicle-structure interaction, *Engineering Structures* 61 (2014)
- [5] D. Cantero, E. O'Brien, A. González, B. Enright, C. Rowley, Highway bridge assessment for dynamic interaction with critical vehicles, in: *Proceedings of 10th International Conference on Safety, Reliability and Risk of Structures, ICOSSAR*, Osaka, Japan, 2009