

## PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO DAMBOVITA (BUCAREST)

José ROMO MARTÍN

Ing. Caminos, CC. y PP.

FHECOR Ingenieros Consultores  
Vicepresidente

jrm@fhecor.es

Javier GARCÍA HERNANDO

Ing. Caminos, CC. y PP.

FHECOR Ingenieros Consultores  
Ingeniero de proyecto de Obra Civil

jgh@fhecor.es

Juan José JORQUERA LUCERGA

Dr. Ing. Caminos, CC. y PP.

FHECOR Ingenieros Consultores  
Jefe de equipo

jjjl@fhecor.es

### Resumen.

Se presenta un puente arco, que forma parte de la red de viaductos urbanos de Bucarest.

La estructura consiste en un doble arco metálico de 117.7 m de longitud y una relación flecha/luz de 1/6.2.

El arco forma parte de una nueva red de viaductos, que conforman los tramos anterior y posterior al mismo.

La zona donde se sitúa la estructura se caracteriza por un nivel de sismicidad muy elevado, siendo necesario amortiguar y aislar la masa del tablero mediante el uso de apoyos de neopreno con núcleo de plomo (LRB).

Los estribos del arco son estructuras porticadas que reciben los empujes y cargas verticales del arco y de los viaductos adyacentes.

**Palabras Clave:** arco, sismo, amortiguamiento, aislamiento, pandeo, LRB.

### 1. Antecedentes.

El puente arco forma parte del proyecto de construcción de una red de viaductos urbanos en Bucarest, denominado "Basarab overpass". La estructura salva el tramo situado sobre el río Dambovita.

### 2. Concepción estructural.

El principal condicionante en el encaje del puente fue el elevado grado de sismicidad de la zona, con aceleraciones de diseño próximas a 1.0 g.

La concepción estructural del puente responde, pues, en primer lugar, a la necesidad de mitigar el efecto de dicha acción sísmica.

Además, existían los siguientes condicionantes:

- La cimentación del arco debía respetar unas limitaciones geométricas impuestas por la existencia de redes de servicios existentes que no debían ser afectadas.
- El control de los desplazamientos de la estructura era fundamental para evitar posibles interacciones con los viaductos adyacentes.

Por otra parte, se planteaba el reto de realizar dos arcos exentos, es decir sin arriostramiento entre sí, en una zona con una alta sismicidad. Cada arco debe funcionar como una gran viga balconada empotrada en los arranques. La consecución de un grado de amortiguamiento suficiente para evitar el arriostramiento entre arcos fue una de las premisas básicas de diseño.

Para conseguir este alto nivel de amortiguamiento requerido se desestimó el uso de la ductilidad como herramienta de diseño, en favor del empleo de dispositivos de amortiguamiento y aislamiento. Se decidió el uso de apoyos de neopreno con núcleo de plomo (LRB), más adecuados que los amortiguadores hidráulicos, cuyo principal impedimento era la dificultad geométrica para su posicionamiento.

La concepción geométrica del arco, de sección prismática doblemente variable, optimiza el comportamiento de éste frente al pandeo fuera de su plano otorgándole una mayor rigidez transversal en clave.

### 3. Descripción del viaducto.

La estructura proyectada es un doble arco metálico de tablero inferior que salva una distancia total de 117.7 m con un ancho total de 21.3 m

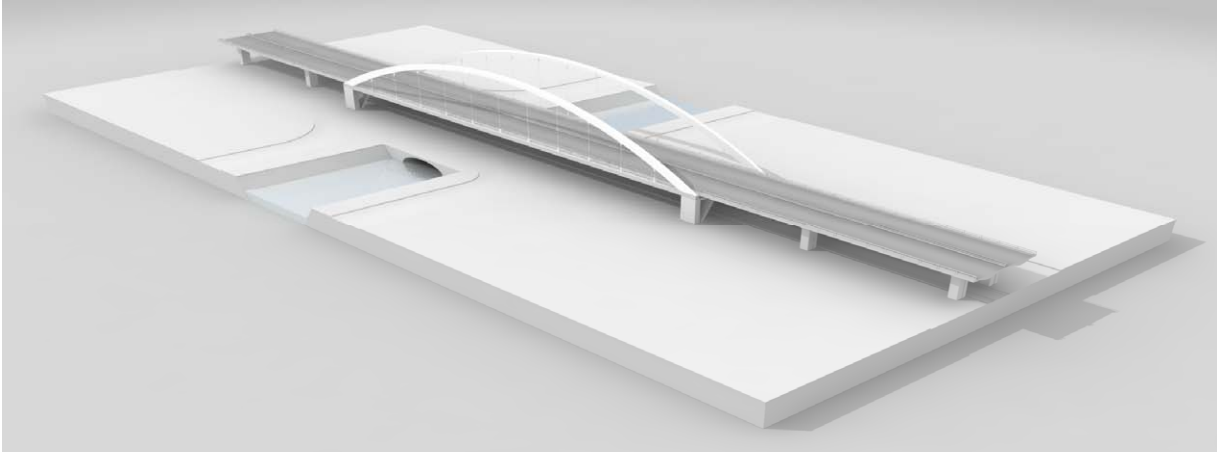


Fig. 1 Fotomontaje del viaducto.

La solución se compone de dos arcos metálicos laterales de sección doblemente variable y un tablero mixto conectado al arco mediante péndolas de acero.

Los arcos, que discurren paralelos a los bordes del tablero, tienen una directriz parabólica y una sección transversal prismática de canto decreciente y ancho creciente de arranques a clave. Esta configuración geométrica, ya empleada en otros arcos proyectados por FHECOR Ingenieros Consultores, como Alcira, Nájera, Balaguer o Roquetas de Mar, proporciona una gran estabilidad transversal, lo que permite eliminar el arriostramiento entre los arcos, al tiempo que disminuye el sobreancho necesario del tablero.

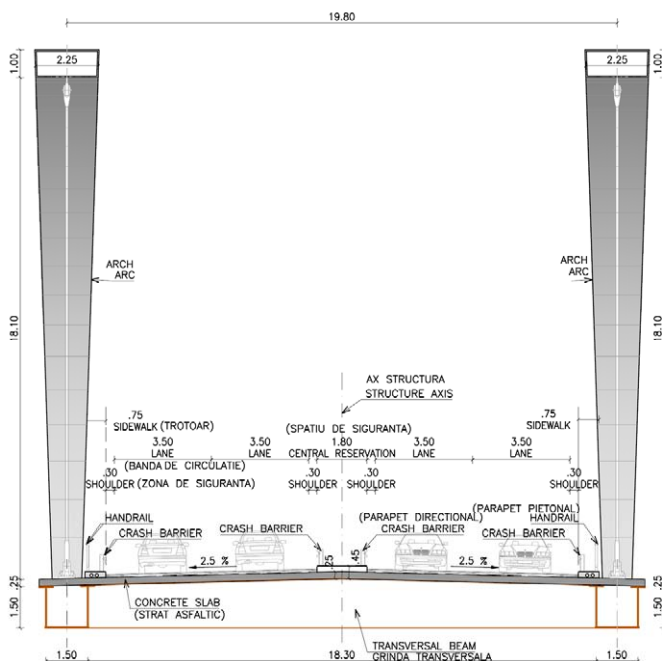


Fig.2. Sección transversal del viaducto.

La conexión del arco con el tablero se lleva a cabo a través de dos alineaciones de 10 péndolas formadas por cables cerrados, separadas 10 m entre sí.

La flecha del arco es de 19 m, lo que corresponde a una relación flecha/luz igual a 1/6.2.

La sección transversal del tablero está constituida por dos cajones metálicos de sección rectangular de canto constante de 1.50 m ( $c/L = 1/78.5$ ), unidas entre sí mediante vigas transversales metálicas en doble T situadas cada 3.33 m. El conjunto de vigas longitudinales y transversales está conectado a una losa de hormigón de 0.25 m de espesor.

Los estribos son dos estructuras porticadas que sirven de apoyo tanto al arco como a los viaductos adyacentes. La luz de los pórticos está dividida por dos palas inclinadas que arrancan de la base de las pilas permitiendo el paso de un tranvía bajo la directriz del puente.

Las cimentaciones son profundas, mediante pilotes de 1.80 m de diámetro.

#### 4. Dimensionamiento del sistema antisísmico.

El análisis sísmico se ha realizado de acuerdo a la normativa Rumana.

##### 4.1 Caracterización de la acción sísmica.

La estructura se encuentra situada, de acuerdo con el mapa de aceleraciones básicas, en la zona que corresponde a una aceleración básica horizontal de valor  $a_{bh}=0.24g$  y por tanto una aceleración básica vertical de valor  $a_{bv}=0.168g$  ( $0.7 a_{bh}$ ).

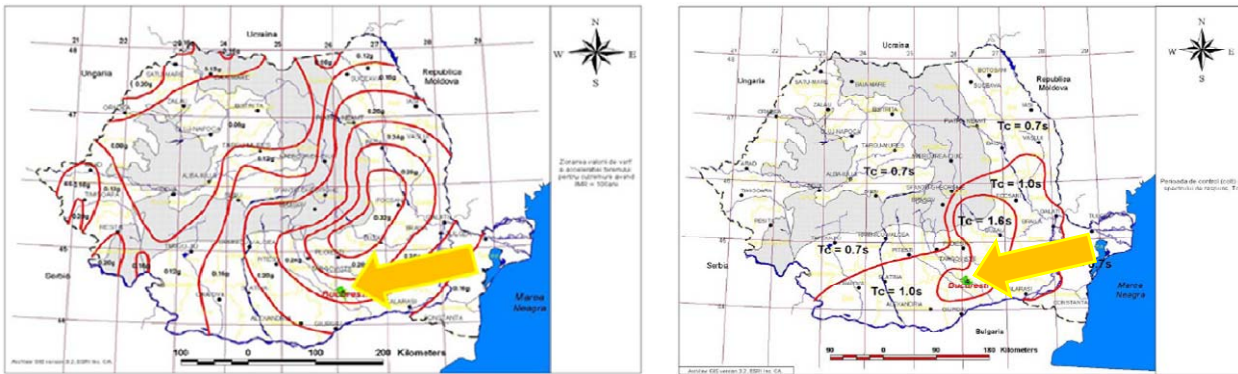


Fig. 3 Encuadre del puente dentro de los mapas de aceleraciones básicas sísmicas y de periodos característicos del espectro

A continuación se muestran los espectros de diseño en aceleraciones y desplazamientos para los sismos de componente horizontal y vertical.

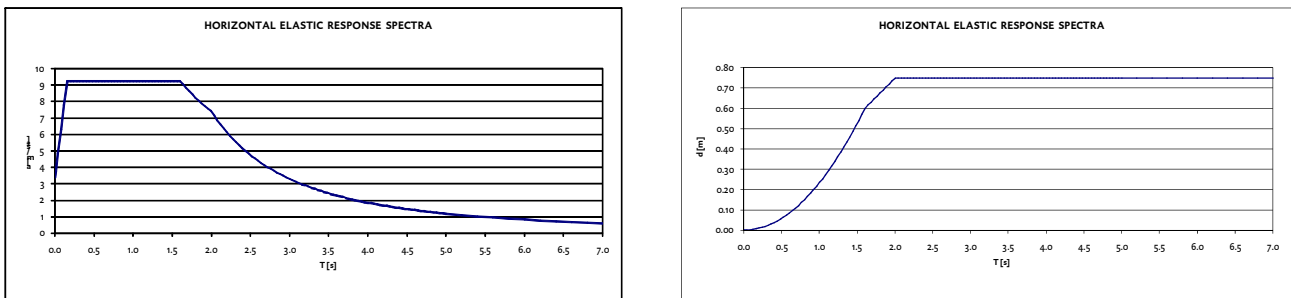


Fig. 4 Espectros elásticos de respuesta en aceleraciones y desplazamientos horizontales.

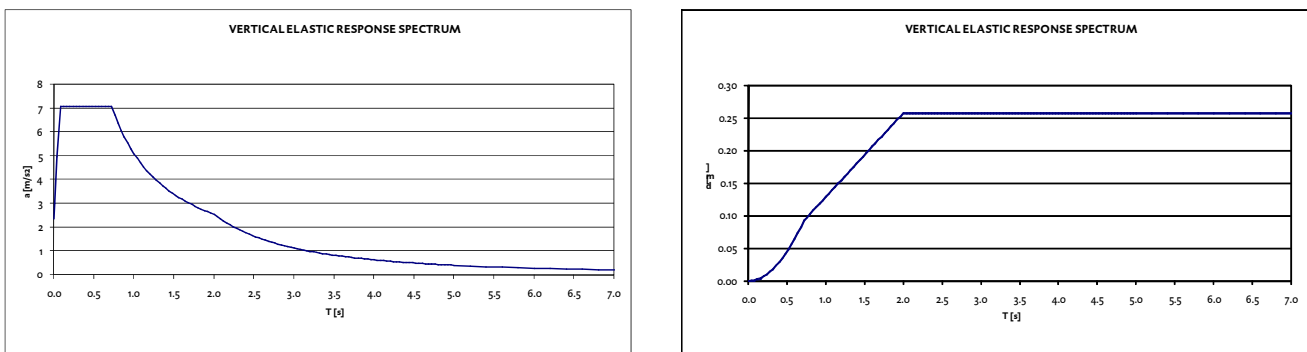


Fig. 5 Espectros elásticos de respuesta en aceleraciones y desplazamientos verticales.



El diámetro total del apoyo es de 1100 mm y su altura total es de 335 mm.

La estructura interna que rodea a los núcleos de plomo se compone de 10 capas de neopreno de 18 mm de espesor zunchadas mediante chapas de acero de 5 mm de espesor.

La curva de comportamiento queda caracterizada por la fuerza de plastificación de los núcleos de plomo ( $F_y = 2060 \text{ kN}$ ) y las pendientes de las ramas elástica y plástica ( $K_e = 110000 \text{ kN/m}$ ,  $K_p = 4520 \text{ kN/m}$ ).

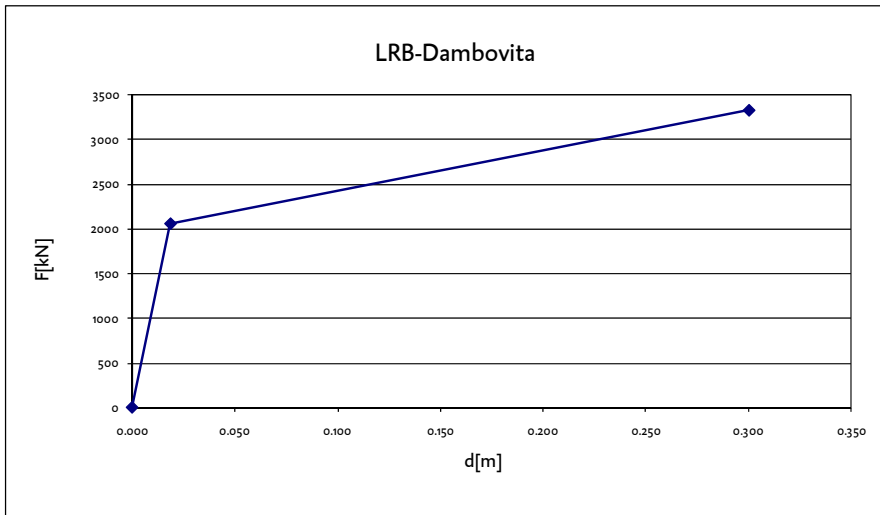


Fig. 7 Curva de comportamiento del apoyo.

#### 4.4 Cálculo simplificado: sistema de 1 grado de libertad.

El estudio de los modos propios de vibración nos revela que en sentido longitudinal el comportamiento del puente es muy próximo al de un sólido rígido. En sentido transversal dicha simplificación no es del todo válida, puesto que el tablero presenta cierta flexibilidad.

El comportamiento de la estructura en un cálculo modal espectral queda por tanto, relativamente bien representado en dirección longitudinal por un único modo correspondiente a la translación como sólido rígido, mientras que en sentido transversal esta consideración es válida, pero introduciendo un factor de corrección por efecto de la flexibilidad.

Para dimensionar el aparato de apoyo, en una primera etapa, se ha considerado el puente como equivalente a un sistema de un grado de libertad, definido por la masa de la superestructura concentrada sobre un elemento de rigidez equivalente a la de la infraestructura.

La infraestructura está representada por la suma del comportamiento conjunto de los soportes y los aparatos de apoyo que actúan en paralelo. En este modelo simplificado se ha considerado que la estructura está empotrada a nivel de los encepados.

Como se observa en el gráfico siguiente, la curva de comportamiento del conjunto es prácticamente similar a la curva de comportamiento obtenida como suma de los 4 apoyos, debido a la elevada rigidez de la infraestructura.

El punto de intersección entre la curva de comportamiento del conjunto, apoyos más infraestructura, con la curva de demanda inelástica o amortiguada, señala el punto de equilibrio del sistema.

El equilibrio se obtiene para una fuerza aproximada de 9800kN (2450kN por conjunto) y un desplazamiento próximo a 10 centímetros.

La rigidez efectiva de la estructura queda definida por la recta que une el punto de equilibrio con el origen de coordenadas, que representa la el periodo propio de la estructura amortiguada ( $T=1.44 \text{ s}$ ).

El punto de equilibrio, viene definido por la intersección con la curva de demanda, reducida por un factor de amortiguamiento equivalente al producido por el dispositivo disipador.

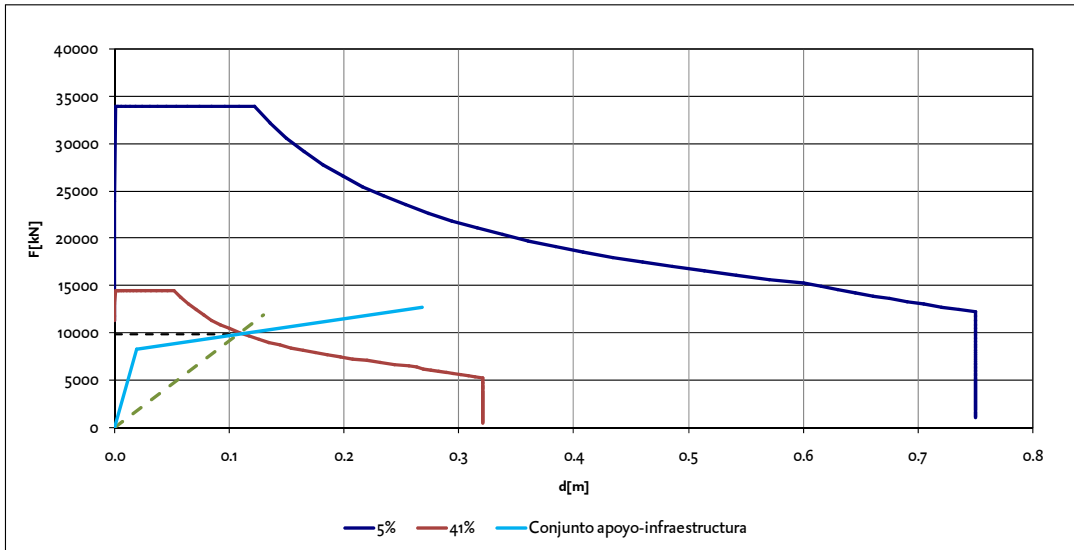


Fig. 8 Cálculo simplificado con un sistema de un grado de libertad. (Sentido longitudinal)

El amortiguamiento que produce el dispositivo viene dado por la siguiente ecuación:

$$\zeta = \frac{2}{\pi} \left( \frac{F_y}{F_{\max}} - \frac{d_y}{d_{\max}} \right) = \frac{2}{\pi} \left( \frac{2060}{2378} - \frac{0.0187}{0.089} \right) = 0.41$$

#### 4.5 Comprobación: cálculo no lineal en el tiempo.

Finalmente, para verificar el comportamiento global del sistema es necesario el empleo de métodos más próximos a la realidad, que implican el uso de herramientas más potentes.

La no linealidad tanto de los dispositivos como de la propia acción hacen necesario un cálculo no lineal, paso a paso en el tiempo, para evaluar la respuesta de la estructura.

Este tipo de cálculo requiere de una definición mucho más completa tanto de los apoyos (nótese que en el cálculo simplificado como un sistema de un grado de libertad, basta con definir el apoyo por su rigidez y su grado de amortiguamiento efectivos) como de la acción, por tanto es recomendable usarlo como método final de verificación y no de dimensionamiento.

Los métodos simplificados son habitualmente cálculos en el dominio de la frecuencia, para realizar un cálculo en el dominio del tiempo, en primer lugar hay que disponer o generar acelerogramas de cálculo.

En este caso se han generado tres acelerogramas artificiales a partir de cada espectro de diseño.

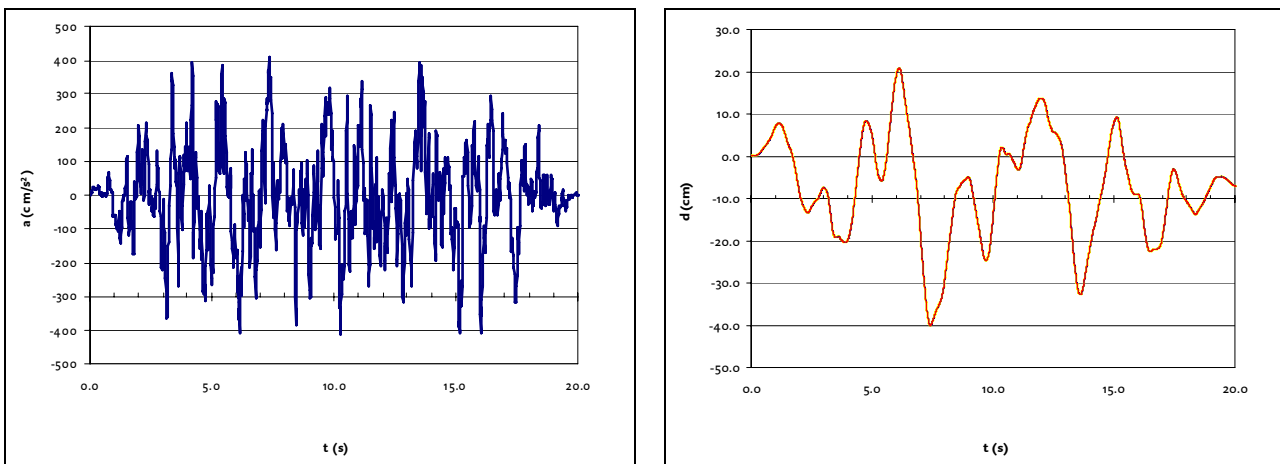


Fig. 8 Acelerogramas artificiales de cálculo en aceleraciones y en desplazamientos.

Integrando dos veces en el tiempo los acelerogramas, se han obtenido las leyes de desplazamientos en el tiempo.

El cálculo se ha realizado sobre un modelo generado con el programa SAP-2000.

Los aparatos de apoyos están representados por medio de elementos tipo *Non-Linear Link* que permiten introducir su curva de comportamiento real.

La acción sísmica se ha introducido en forma de desplazamientos en el tiempo, impuestos sobre los nodos de los pilotes situados en una profundidad, a partir de la cual se considera que el sistema está empotrado y por tanto se desplaza con el terreno. En el resto de modos, se ha simulado el efecto del terreno mediante muelles no lineales, de rigidez igual al coeficiente de balasto del terreno y truncados para no sobrepasar el empuje pasivo del terreno.

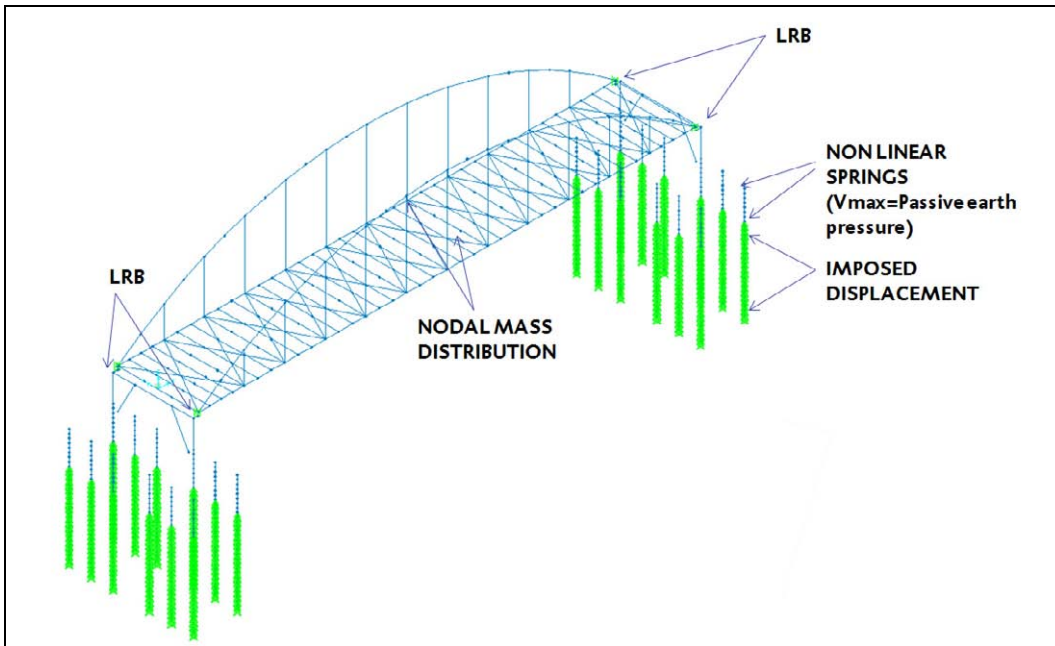


Fig. 9 Modelo de comprobación con el programa SAP-2000

El amortiguamiento interno de la estructura se ha definido mediante el método de Rayleigh-Ritz proporcionalmente a la matriz de masas y a la matriz de rigidez.  $C = a_0 M + a_1 K$ .

Imponiendo un amortiguamiento del 5% para los modos 6 y 251 (entre los cuales se moviliza más del 90% de la masa), se obtienen los coeficientes  $a_0=0.712$  y  $a_1=0.00676$ .

Los resultados de este cálculo, son muy aproximados a los obtenidos mediante el método simplificado.

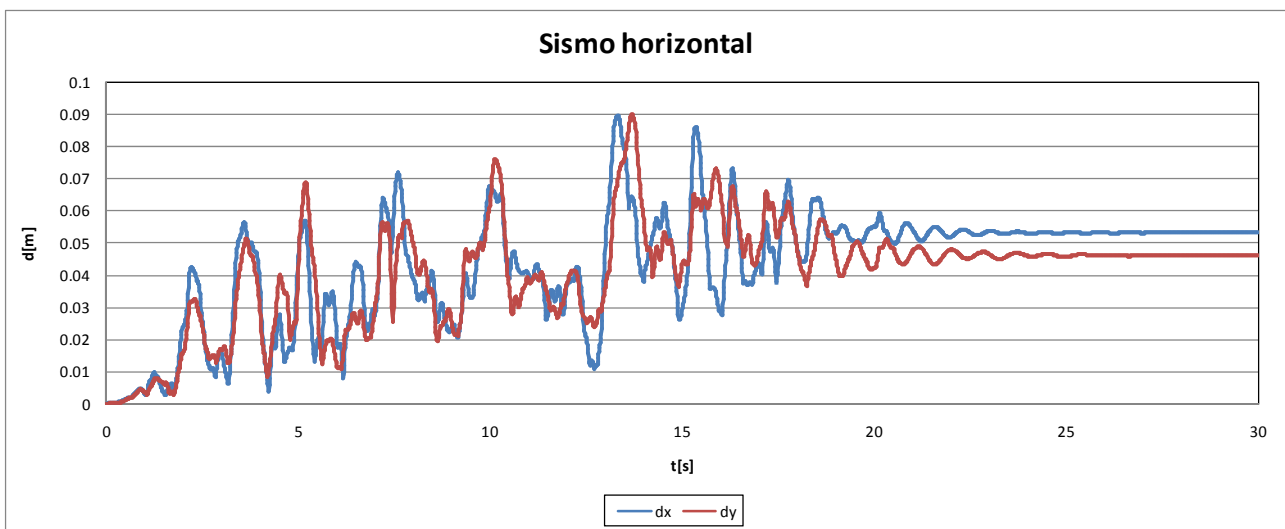


Fig. 10 Desplazamientos en las direcciones principales asociados al sismo horizontal, predominante en cada una de ellas.



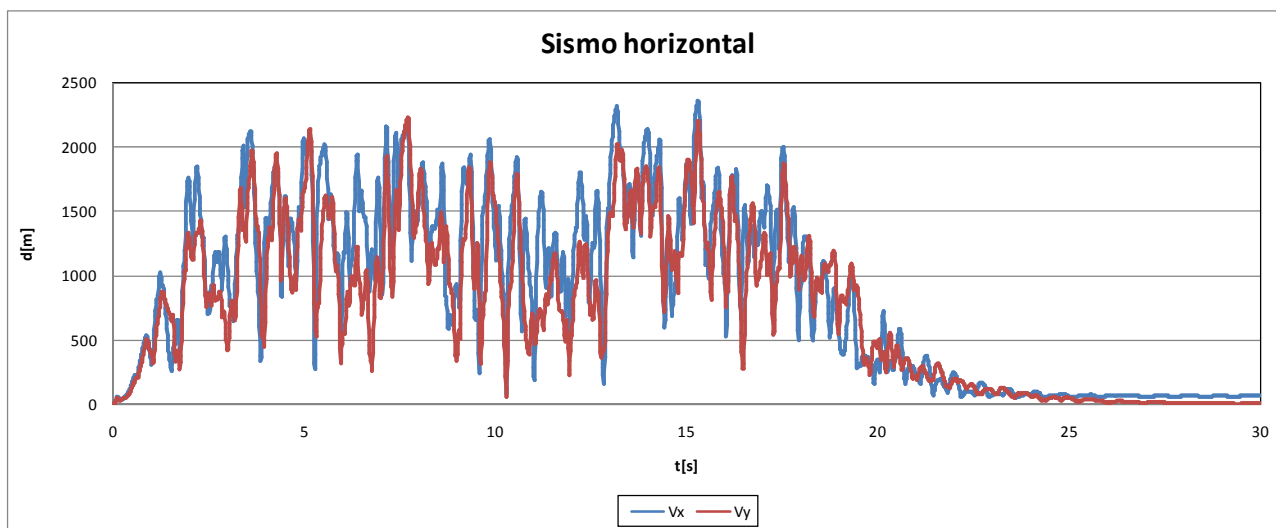


Fig. 11 Fuerzas en apoyo según las direcciones principales asociadas al sismo horizontal, predominante en cada una de ellas.

Se observa además que la capacidad de recentrado de los apoyos es buena, puesto que se recupera el 50% de la deformación.

## 5. Arco.

Como se ha indicado anteriormente, uno de los aspectos más novedosos de esta estructura es el empleo de una pareja de arcos exentos (es decir, sin arriostrar entre sí), en un emplazamiento de alta sismicidad como Bucarest. De esta forma cada arco funciona como una viga balcón de gran luz al ser excitada su masa por la acción del sismo en la dirección perpendicular al plano del arco. El pandeo de un arco con esta configuración en "bow-string" se produce también en esa dirección, es decir, saliéndose el arco del plano vertical. Por todo lo anterior, se decidió, durante la fase de proyecto, realizar una serie de estudios paramétricos con el fin de analizar la sensibilidad de la estructura frente al pandeo y el comportamiento frente a sismo transversal.

El ancho de la sección del arco es de 1.05 m en arranques y 2.25 m en clave, lo que da unas relaciones ancho/luz de 1/105.5 y 1/52.3 respectivamente.

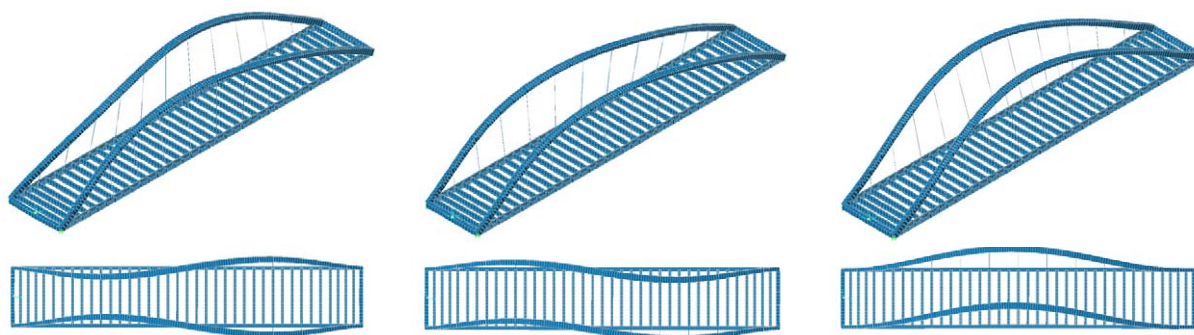


Fig. 12. Modos de pandeo 1 (izquierda), 2 (centro) y 3 (derecha).

### 5.1 Efecto de la imperfección inicial.

En primer lugar se realizó un estudio de la carga crítica de pandeo en función de la imperfección inicial de construcción del arco fuera de su plano vertical. Estas imperfecciones elegidas corresponden con las formas modales asociadas a los primeros modos de pandeo observados (véase Fig.12).

Se analizaron tres casos:

- Sin imperfección inicial, es decir, con el arco perfectamente vertical.
- Con imperfección inicial en forma de doble onda (véanse modos 1 y 2 de Fig.12) de valor  $L/500$  en cada seno,
- Con una imperfección inicial de una sola onda (véase modo 3 de Fig.12) de valor  $L/250$  en el centro.



Los modos de pandeo observados han sido siempre fuera del plano del arco, siendo la carga crítica prácticamente independiente de las imperfecciones iniciales anteriores.

## 5.2 Sensibilidad frente a la rigidez de las péndolas.

Se han estudiado tres posibilidades:

- Con el área real de las péndolas empleadas.
- Con el área de todas las péndolas igual al 10% de la real.
- Con el área de todas las péndolas igual al 1% de la real.

La reducción de la carga crítica de pandeo es dependiente del área de las péndolas pero su efecto no es importante desde el punto de vista práctico, ya que si se reduce el área de las péndolas hasta sólo el 10% del área real sólo se produce una reducción de la carga crítica de pandeo inferior al 10%.

Este resultado era previsible, ya que con una pequeña fuerza estabilizadora (en este caso proporcionada por la componente horizontal del axil de las péndolas deformadas) se controla la forma y el valor de la carga crítica, al ser suficiente para movilizar la capacidad del tablero para coaccionar la deformación horizontal del arco, debido a su alta rigidez a la flexión de eje vertical.

## 5.3 Sensibilidad frente a la rigidez transversal del arco.

Para estudiar la sensibilidad frente a la rigidez transversal del arco se pondera la inercia transversal de todas las secciones de éste por un mismo coeficiente.

Se ha comprobado que la relación entre la carga crítica de pandeo y dicho coeficiente (que es tanto como decir la inercia transversal del arco) es sensiblemente lineal, lo que se corresponde con la formulación clásica del pandeo de un elemento independiente.

## 5.4 Influencia de la viga transversal de arriostramiento de los arranques de arcos.

En nuestro caso, la viga transversal ha venido condicionada por la flexión de eje perpendicular a la directriz del arco, como consecuencia de su comportamiento como sección de empotramiento de la viga balcón frente al sismo transversal.

Se ha analizado el efecto producido por la disminución de la rigidez de la viga, no siendo notable la caída de la carga crítica de pandeo al reducirse en un 50% la rigidez a flexión (en las dos direcciones principales) y la rigidez a torsión de la misma.

Esta conclusión posiblemente esté ligada a la robustez inicial de esta viga necesaria para el control del sismo.

## 6. Proceso constructivo.

En el momento de la redacción, el puente se encuentra en ejecución. El proceso constructivo se realizará manteniendo el tráfico en las dos direcciones a un costado de la plataforma de trabajo, sirviendo el conjunto compuesto por vigas longitudinales y trasversales como plataforma de trabajo eventual en el montaje del arco.

Está prevista la secuencia de montaje descrita a continuación:

- Ejecución de las cimentaciones y alzados (C25/30 y C30/37).
- Montaje de las vigas longitudinales en tres tramos, con contraflechas, apeados sobre los porticos extremos y dos apeos provisionales equidistantes 34 m de éstos.
- Montaje de las vigas trasversales, con contraflecha, mediante uniones atornilladas y de las riostras en los extremos mediante uniones soldadas.
- Montaje del arco en cuatro tramos, con contraflechas, sobre los apeos recrecidos de las vigas longitudinales y un apeo intermedio situado en el centro de la luz sustentado directamente sobre la viga longitudinal.
- Montaje de las péndolas, desapeo y tesado de péndolas.
- Hormigonado del tablero (C30/37).
- Acabados.



Fig. 13. Construcción en taller de arco (izquierda) y vigas longitudinales (derecha).

## 7. Referencias.

- [1] N. PRIESTLEY, F SEIBLE, G CALVI. *Seismic design and Retrofit of Bridges*. Wiley-Interscience. 1996.
- [2] CORRES H., ROMO J., PEREZ A.. Chacao Channel Bridge. Seismic Design Basis. And Seismic Bridge Design. Fib Symposium Concrete structures in seismic regions. Atenas 2003.