

PUENTE DE BASARAB

Javier MANTEROLA ARMISÉN

Dr. Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
jmanterola@cfcsl.com

Silvia FUENTE GARCÍA

Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
sfuente@cfcsl.com

Antonio MARTÍNEZ CUTILLAS

Dr. Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
amartinez@cfcsl.com

Miguel A. GIL GINÉS

Ingeniero de Caminos
Carlos Fernández Casado, S.L.
Ingeniero
magil@cfcsl.com

RESUMEN

El viaducto de Basarab forma parte de una actuación en Bucarest de una línea de tranvía y una estación, ganado por FCC- Astaldi.

Consta de un tramo principal donde se instalan dos vías de tráfico de dos carriles a cada lado, y en el centro un tranvía y una estación con sus accesos.

Se trata de un puente atirantado desde una sola torre con luces de 56,5m+75m+168+36m+30m. Del tramo principal que salva la playa de vías cuelgan las rampas de acceso de 7,50 m de anchura, que continúan en accesos de hormigón pretensado y luces pequeñas. La anchura es variable de 37,88 m a 43,38 m. Fig. 1.

PALABRAS CLAVE: Puente atirantado, Puente estación de tranvía, tablero mixto hormigón-acero.

1. Introducción



Figura 1. Vista general del puente

Se trata de un puente complejo por las siguientes razones:

1 – Tiene una planta irregular poco simétrica, tanto longitudinal como transversalmente, con rampas de acceso que entran y salen del dintel.

Realizaciones: puentes y pasarelas

2 – Es un puente grande, con una luz principal de 168 m y una sola torre que equivaldría a un puente de dos torres y 340 m de luz.

3 – Está instalado en una zona sísmica.

4 – Tiene dos tipos de carga, carretera y tranvía, además de soportar en el centro una estación con su cubierta y sus accesos, desde la calle, que perforan el dintel.

La estructura general del puente está constituida por un tramo principal donde se instala, en el centro, un tranvía y en una zona localizada, la estación con sus accesos por rampas y escaleras. Se instalan además dos vías de tráfico, de dos carriles cada una dispuestas a cada lado del tranvía. Fig. 2.

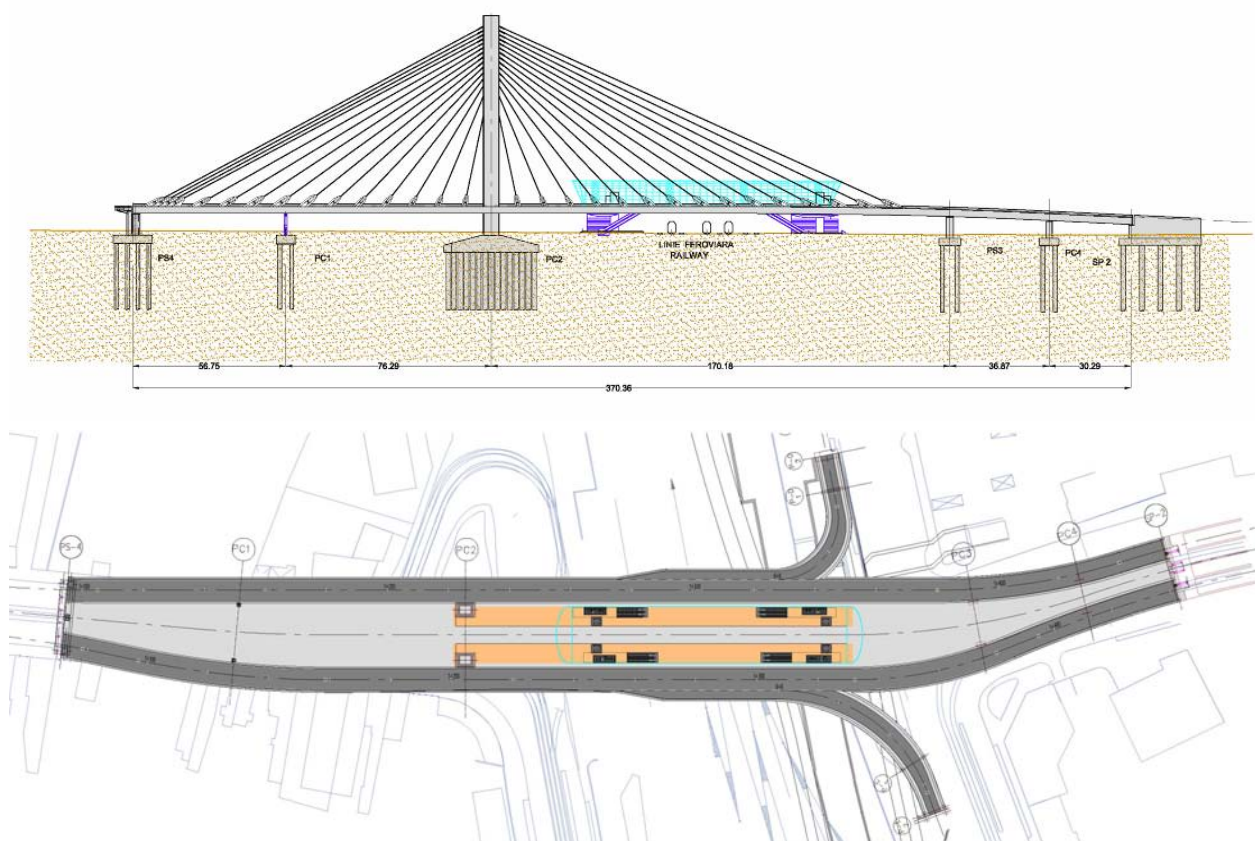


Figura 2. Alzado y planta general

El puente construido tiene como misión, pasar sobre la playa de vías de la estación de ferrocarril y del metro.

Se ha dispuesto una configuración de puente atirantado desde una sola torre con luces de 56,5m+75m+168+36m+30m. Los dos primeros vanos sirven de compensación al atirantamiento del vano principal de 168 m de luz. Fig 3.

Junto con este tramo principal se disponen las rampas de acceso de vehículos que cuelgan también de las torres del puente principal, tienen 7,50 m de anchura y las luces en el acceso de hormigón pretensado son pequeñas de 11,7 m y 10,8 m.

La anchura del puente es variable de 37,88 m en la parte principal a 43,38 m en la zona donde acceden las rampas.

El tablero de 168 m. de luz se sujeta por 15 parejas de tirantes anclados en el tablero, cada 10 m y en las dos vigas principales que lo sostienen y en la torre principal.

2. Descripción general

2.1. Dintel

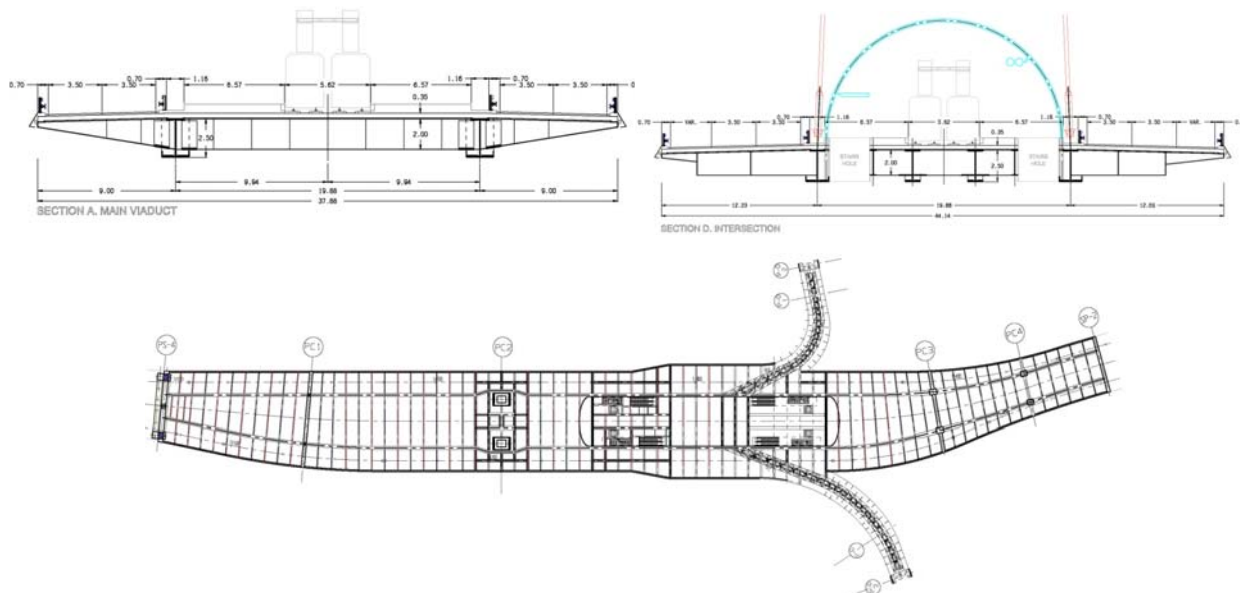


Figura 3. Configuración de vigas del tablero

Es la parte morfológicamente más complicada del puente. Para resolverlo se utilizó un dintel mixto constituido por dos vigas doble T longitudinales de 2,5 m de canto, dispuestas en la mediana de separación entre el tranvía y las calzadas de rodadura. Consta también de un tejido transversal de vigas dispuestas cada 5 m., 2,00 m de canto en la parte situada entre las dos vigas longitudinales, cuya separación es de unos 20 m, y canto variable hasta 0,30 m en el extremo del voladizo que tienen unos 10 m. de luz y dispone de una viga final de cierre. La losa de hormigón superior tiene 0,35 m. de espesor. Fig. 4

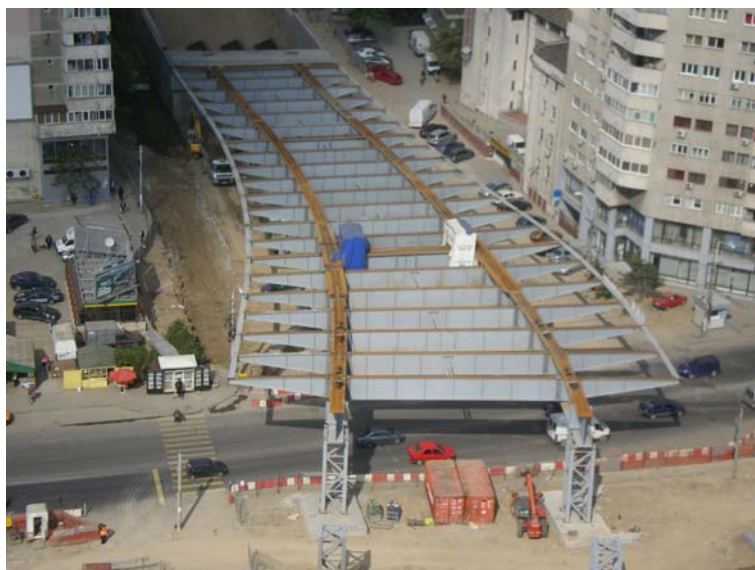


Figura 4. Vista de emparrillado de vigas

Este tejido en cuadrícula de los dos sistemas de vigas es muy conveniente en este caso pues permite resolver con facilidad la enorme cantidad de perforaciones del tablero, por escaleras y accesos mecánicos, etc., imprescindibles para la comunicación entre la estación de tranvías, situada sobre el tablero y la calle. Fig. 5



Figura 5. Emparrillado en zona de rampas y escaleras

Las dos vigas longitudinales no se interrumpen nunca, en cambio, las vigas transversales se cortan por pasos y escaleras. En este caso no hay sino que poner dos nuevas vigas longitudinales entre las últimas transversales no interrumpidas y desarrollar los forjados y escaleras entre ellas.

En el dintel se pueden distinguir tres zonas especiales:

2.1.1. Zona 1 – Situada alrededor de la pila principal

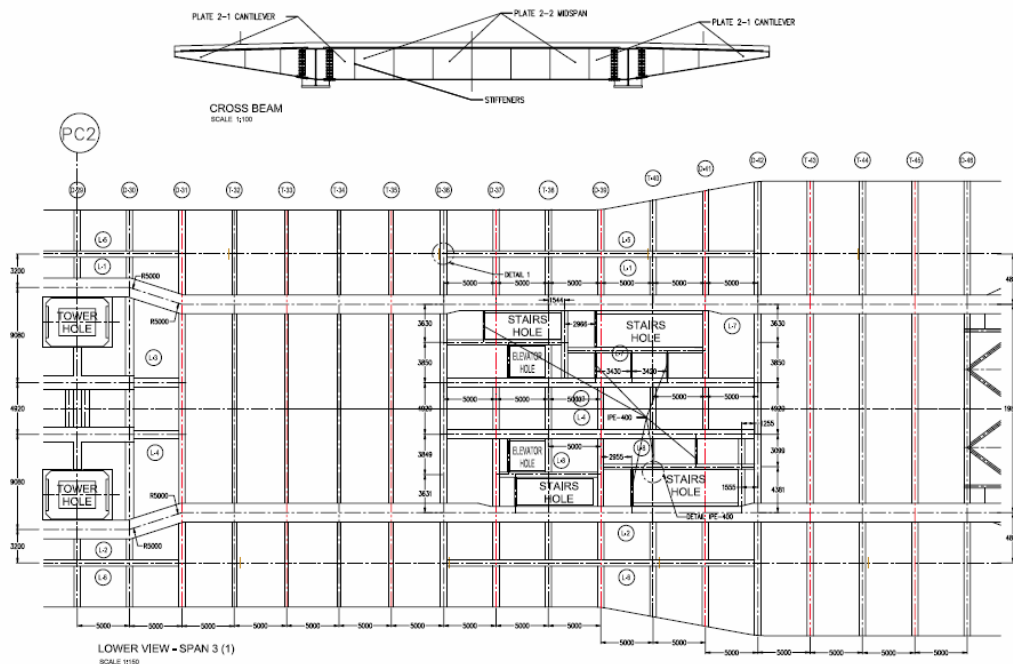


Figura 6. Planta de vigas metálicas en zona de torres y escaleras

Las dos vigas principales se quiebran para evitar las pilas principales. El tablero se sujeta a la pila en dirección transversal y se deja libre en dirección longitudinal salvo por la presencia de

amortiguadores longitudinales, con tope de carga de 1000 Tn, para el caso de sollicitación sísmica. Estos amortiguadores se disponen en dos pequeñas vigas longitudinales conectados a efectos de fuerzas longitudinales a través de la losa superior y que transmiten la carga a una gran viga horizontal de 5x15 m que ata las pilas bajo el dintel. Fig 6 y 7

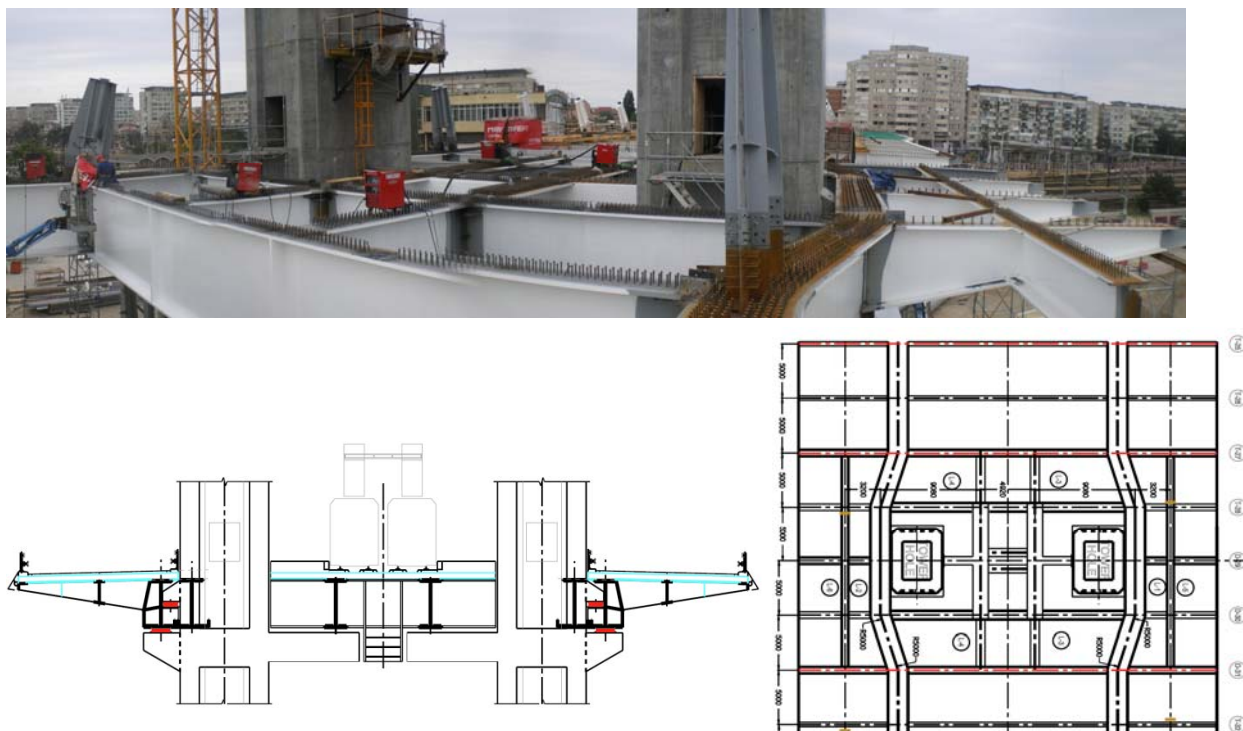


Figura 7. Detalle de apoyo en torres

Verticalmente el tablero se apoya en la pila por medio de dos aparatos de neopreno-teflón sobre ménsulas transversales que sujetan también la posibilidad de levantamiento del tablero.

2.1.2. Zona 2 – Paso de escaleras y ascensores

En primer lugar se suprime la parte central de las vigas transversales y se sustituyen por 4 vigas longitudinales y una serie de pequeñas vigas transversales ajustadas a los huecos exigidos. Fig 8.



Figura 8. Detalle de vigas en zona de escaleras y voladizos

Las vigas transversales en voladizo que no encuentran compensación en la parte situada entre las vigas longitudinales, se soportan sobre dos vigas longitudinales nuevas intercaladas en mitad del voladizo y que transmiten su carga a las vigas continuas transversalmente y además en las dos vigas principales. Este mecanismo ha sido utilizado en otras zonas del tablero.

2.1.3. Zona 3 – Unión con las pilas principales de las rampas transversales

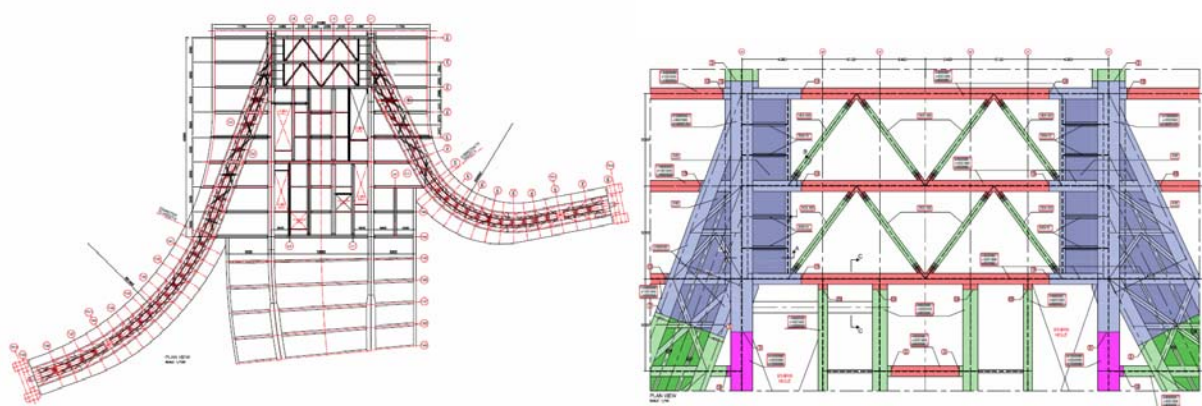


Figura 9. Unión con rampas

Las vigas cajón que soportan las rampas transversales penetran en el dintel con sección cajón metálico de canto variable hasta el núcleo portante principal. Las vigas transversales que forman el dintel se interrumpen contra estas vigas cajón. Estas vigas se equilibran transmitiendo su par de empotramiento a las vigas principales y a tres vigas transversales especiales que se rigidizan con una triangulación. Fig 8 y 9.



Figura 10. Torre en construcción
2000 T por fuste. Para soportar estas tracciones se aloja una biela metálica dentro de cada fuste hueco de hormigón. Está cimentada sobre 24 pilotes de 1.50 m de diámetro.

2.2. Pilas principales

Tiene una altura de 80 m sobre el tablero y está constituida por dos fustes verticales de 6x4,6 m achaflanadas en las esquinas. Se arriostran entre sí por una viga de hormigón pretensado de 5x1,5 m y 3 riostras metálicas biarticuladas en la parte superior. Fig 10.

Está cimentada por 52 pilotes de 1,8 m de diámetro separados entre sí 2,4 diámetros.

Los anclajes de los tirantes transfieren su carga a través de la pila por medio de pretensado transversal. Se ha realizado un complejo modelo por elementos finitos de la pila para controlar el armado y el delicado estado tensional de la misma.

2.3. Pila-estribo SP4

La pila PS4 es común al puente de acceso. Consiste en un pórtico de hormigón armado en el que apoyan por un lado tres losas del tramo de viaducto anterior, de canto 1.60 metros, y por el otro soporta los esfuerzos transversales de sismo del puente atirantado. Al ser además una pila de compensación del puente atirantado tiene tracciones elevadas, de



Figura 11. Biela en pila PC1

2.4. Pila PC1

Se trata de la pila trasera anterior a la torre, y consiste en una biela metálica similar a la anterior para soportar grandes tracciones, cimentadas sobre 10 pilotes de 1.50m de diámetro. Fig 11

2.5. Pilas PC3 y PC4

Para las pilas del tramo de final, fuera de la zona de atirantamiento, se han dispuesto pórticos de hormigón de sección rectangular. En el dintel de cada pila se alojan sendos topos transversales metálicos para sujetar transversalmente el puente. Al ser las acciones sísmicas elevadas es necesario centrar la carga para poderla repartir entre los dos fustes. Se cimentan sobre 12 y 8 pilotes de 1.50 m de diámetro respectivamente. Fig 12



Figura 12. Pórtico de pila PC3

2.6. Pilas PD1 y PE1

Son las primeras pilas de cada rampa. Soportan solo cargas verticales mediante un apoyo deslizante único permitiendo desplazamientos longitudinales y transversales. Si los desplazamientos transversales estuvieran impedidos el puente principal se apoyaría en estas pilas, transmitiendo la fuerza longitudinal de sismo a través de los cajones de las rampas.



Figura 13. Pilas de rampas

2.7. Pilas PD2 y PE2

Se trata de dos pilas especiales que alojan las juntas de separación entre la parte de rampa mixta y la de hormigón. Consisten en pilas de hormigón con un tabique intermedio en la parte superior que permite una doble junta. El cajón metálico termina en un brazo que se aloja en la pila y se apoya verticalmente transmitiendo esfuerzos de tracción y compresión permitiendo desplazamientos horizontales. La losa de hormigón se apoya verticalmente mediante dos apoyos tipo pot y transversalmente a través de un taco inferior que se apoya en dos neoprenos-teflón deslizantes dispuestos verticalmente.

2.8. Pilas de rampas de hormigón Dy E

Las pilas de las rampas D van cimentadas sobre pantallas de los túneles de dos líneas de metro preexistentes. Las pilas se abren para reducir los esfuerzos sobre las vigas entre las pantallas ya que el canto disponible para estas vigas está limitado por la cota de la acera y el gálibo de los túneles de metro. La luz se ha limitado a 11 metros para limitar los esfuerzos transmitidos a las pantallas. Las pilas de la rampa E son similares a las anteriores, pero cimentadas mediante pilotes de 1.50 metros de diámetro. Fig 13.

La losa de hormigón se apoya en cada pila verticalmente mediante dos pots y transversalmente a través de un taco inferior alojado en la pila y dos apoyos de neopreno-teflón.

2.9. Estribos

El estribo SP2 soporta, además de los esfuerzos verticales y transversales correspondientes al último vano, 3000 toneladas longitudinales transmitidas por los amortiguadores sísmicos, divididas en 8 amortiguadores de 375 toneladas cada uno. Está cimentado sobre 25 pilotes de 1.80 metros de diámetro. Fig 14.

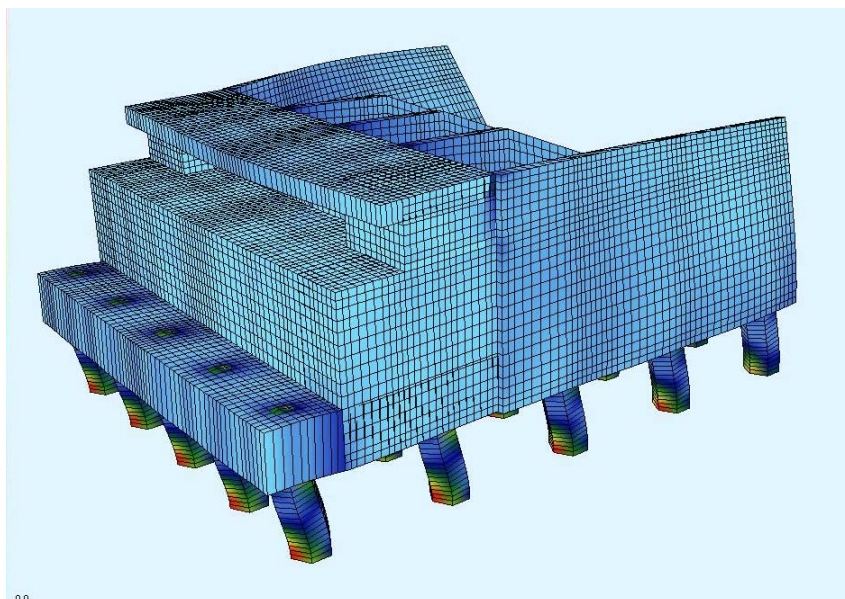


Figura 14. Modelo de cálculo de estribo

Los estribos de las rampas están dotados cada uno de dos amortiguadores histeréticos, de 175 toneladas, de manera que la fuerza total es de 350 toneladas en cada uno.

3. Cálculo

Se han realizado dos tipos de cálculos, calculo estático y calculo dinámico. Para ello se han confeccionado dos modelos generales, el primero de barras y especial, reproduce todas y cada una de las barras del puente, pilas, (una sola barra por pila principal, con tantos nudos como tirantes tiene), una barra por cada tirante y pilas secundarias, una barra por cada una de las vigas del dintel, a las que se le adjudican las características de la viga mixta (hormigón y acero). Finalmente se materializan los apoyos.

Este modelo es muy bueno y el único inconveniente que se le puede encontrar es que la rigidez horizontal del tablero sólo se reproduce por la de las vigas que lo componen, que tienen una rigidez de eje vertical importante.

Por esta razón hemos realizado otro modelo más sofisticado en el cual todas las pilas, tirante, vigas, etc., son iguales que en el modelo anterior, la diferencia estriba en que la rigidez de la losa se discretiza por elementos finitos, con lo cual el modelo es perfecto, lo cierto es que de cara a los esfuerzos generales los resultados eran prácticamente iguales. Para el cálculo del armado de la losa en si era preferible el segundo modelo que recoge mucho mejor los esfuerzos locales sobre la losa.

Con el modelo de barras se obtuvieron además todos los esfuerzos que se producen durante la construcción y durante todos y cada una de las fases de empuje. Esto se realiza eliminando del modelo, en cada fase, las barras del dintel que no existen en ese momento.

3.1. Cálculo dinámico.

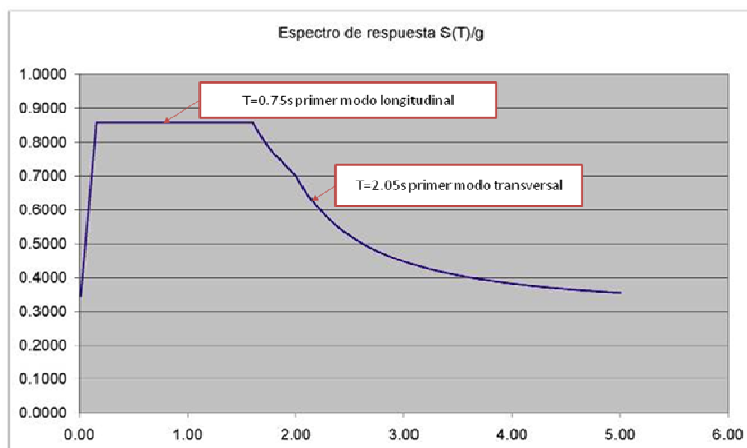


Figura 15. Espectro de respuesta

Se ha utilizado el espectro de respuesta que aparece en la Figura 15

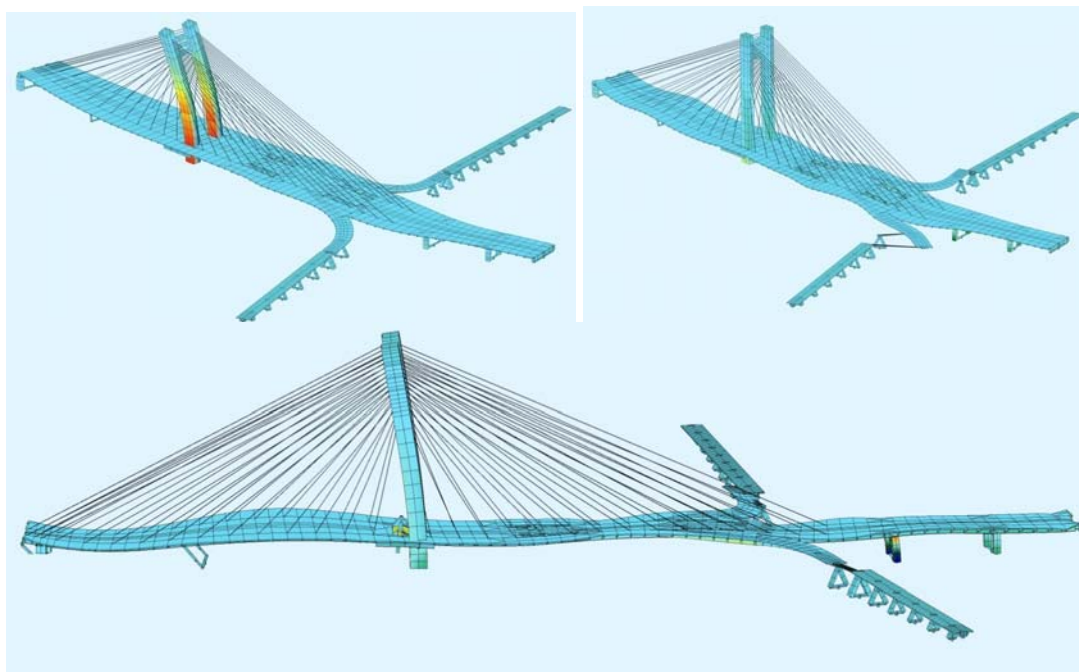


Fig. 16. Primeros modos de vibración

El puente está sujeto longitudinalmente en el estribo final y en la torre mediante amortiguadores, y transversalmente en todos los apoyos de la alineación principal excepto la P1 que es un tirante metálico.

En las rampas se sigue el mismo esquema disponiendo amortiguadores longitudinales en los estribos y topes transversales en las pilas.

En las primeras pilas de las rampas, está suelto frente a acciones horizontales. Esto provoca un modo de vibración local que produce un latigazo en las rampas que dimensiona el cajón en el empotramiento. Fig 16.

Sin embargo tampoco era posible sujetarlo ya que la masa del puente principal se apoyaría en estas pilas a través de los cajones.

Se ha realizado un cálculo modal espectral, calibrado por un modelo no lineal en el que se han aplicado varios acelerogramas y se han incluido los amortiguadores longitudinales tanto en la torre como en el estribo.

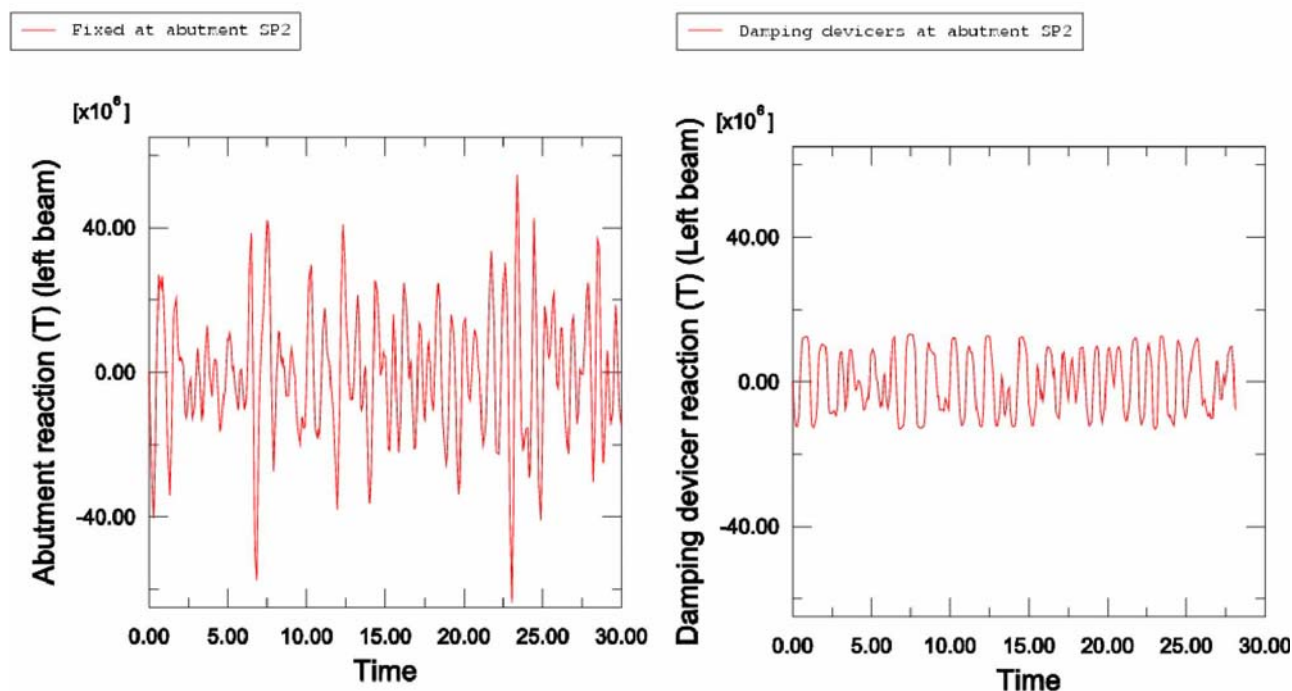


Fig. 17. Amortiguamiento de fuera en estribos

Se puede ver como se reduce la fuerza longitudinal un 75% con una carrera de 15 cm. Cuando se ponen amortiguadores Fig 17

Se ha comprobado que un amortiguador dispuesto sólo longitudinalmente, amortigua todas las fuerzas correspondientes al modo longitudinal, aunque esté acoplado con los transversales como sucede en este caso.

4. Proceso constructivo

Todos los tramos metálicos del puente se realizan soportándolos en apoyos provisionales salvo la parte metálica situada sobre la playa de vías que se realiza por empuje,

Para ello es necesario realizar el montaje y empuje en pequeños tramos, contrapesando la parte de atrás ya que el espacio disponible para el parque es reducido y el voladizo máximo es de 50 metros.

Una vez construido todo el tablero metálico se aplica una primera carga de tesado a los tirantes para poder desaparecer.

A continuación se hormigona la losa sobre los tirantes en tramos simétricos respecto de la torre para que el incremento de axil en tirantes actúe sobre la sección completa, y para compensar la torre.

Una vez hormigonada toda la losa se aplica una segunda fase de tesado a los tirantes de manera que al finalizar la construcción tengan la carga que compense tanto el peso propio como los pesos de estación y andenes. Por último se construye la estación, andenes, y se coloca la carga muerta.

5. Ficha técnica

Nombre de la obra: Puente atirantado Basarab Flyover Bypass en Bucarest

Promotor: Ayuntamiento de Bucarest

Empresa constructora: FCC-Astaldi. José Flors

Empresa consultora: Carlos Fernández Casado, S.L.; Servicios técnicos de FCC.

Verificador en Rumanía: S.C.Betarmex Consult SRL. Profesor Burtescu.