# ARCO METÁLICO DE TABLERO INFERIOR, DE 71m DE LUZ, EN LA AUTOPISTA AP-68 BILBAO – ZARAGOZA (P.K. 292+120)

**José Mª de VILLAR LUENGO**
Ingeniero de Caminos C. y P.
TORROJA INGENIERÍA, S.L.
jmvillar@torroja.es

**José M. SIMÓN-TALERO MUÑOZ**
Ingeniero de Caminos C. y P.
TORROJA INGENIERÍA, S.L.
jsimontalero@torroja.es

**Pedro P. SÁNCHEZ MTNEZ-FALERO**
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
TORROJA INGENIERÍA, S.L.
pps@torroja.es

**Ramón Mª MERINO MARTÍNEZ**
Ingeniero de Caminos C. y P.
TORROJA INGENIERÍA, S.L.
rmerino@torroja.org

## RESUMEN

En el entorno del Sistema de Gestión de Puentes de la red de carreteras de ABERTIS, implantado por TORROJA INGENIERÍA, fruto de una Inspección Principal realizada, se detectó un importante desplazamiento respecto de su posición teórica de los aparatos de apoyo de la pila de mediana del paso superior sito en el P.K. 292 + 121 de la Autopista AP – 68. Dicho deterioro tenía su origen en el asiento de la pila de mediana. Constatada la existencia de graves problemas de karstificación bajo la subestructura del paso superior, se ha decidido sustituir de la estructura existente por otra isostática sin apoyo central (“bow string de 70.9 m de luz), capaz de admitir asientos diferenciales decimetritos entre apoyos, y reforzar el terreno bajo cimentaciones mediante un geocompuesto que, trabajando a tracción, minimice los asientos del terreno.

**PALABRAS CLAVE:** Arco, Bow string, AP – 68, Estructura tubular, Network, Estructura metálica, Torroja.



**Figura 1. Estructura original con problemas de asientos.**

## 1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

La estructura sirve al paso de un camino agrícola sobre la Autopista AP-68, en el P.K. 292+121. La estructura original era una obra tipificada, construida antes de 1979, constituida por un puente de cuatro vanos con luces de 13,70 + 2 x 21,75 + 13,70 m, esto es, una longitud total de 70,90 m. El tablero es isostático, constituido, por una viga prefabricada con sección en artesa, con canto de 1,23 m y ancho inferior de 3,30 m. Sobre las vigas se disponen unas placas prefabricadas con un ancho de 6,20 m y espesor de 0,17 m. Las aceras son también prefabricadas y vuelan 0,20 m por cada lado, con lo que el ancho total del tablero es de 7,20 m. No existe continuidad del forjado sobre apoyos.

En esa zona AVASA detectó, en las proximidades de la estructura, un importante asentamiento en el firme de la calzada en dirección Bilbao que fue corregido a principio del año 2009.

Por otra parte, técnicos de Torroja Ingeniería realizaron la Inspección Principal de esta estructura, dentro de la implantación del Sistema de Gestión de Puentes, de la red de Abertis, en abril de 2009. En ella se detectó un movimiento de la cabeza de la pila central P-2 que había conllevado el desplazamiento de los apoyos de las vigas. Una vez confirmado el posible asiento, tanto por AVASA como por abertis, se interrumpió, con carácter indefinido, el tráfico sobre la estructura en tanto que Torroja Ingeniería elaboró un Informe preliminar sobre las actuaciones recomendadas para corregir la patología detectada.



**Figuras 2a y 2b. Desplazamiento respecto de su posición teórica de apoyos en la pila P-2 de mediana, originados por un asentamiento diferencial centimétrico de la pila.**

En esta propuesta se recogían dos tipos de actuaciones a llevar a cabo de forma consecutiva:

La primera consistía en realizar un apeo provisional del tablero del vano 3, cerca de la pila 2, con objeto de evitar que una progresión del giro de la pila supusiese la caída del tablero, a la vez que se realizó una toma periódica de coordenadas de las cabezas de las pilas para registrar los posibles desplazamientos.

La segunda actuación consistía en la reparación propiamente dicha de las pilas 1 y 2, basada en la ejecución de unos encepados sobre micropilotes para sustituir las zapatas directas existentes. En la propuesta se solicitaba la realización de un Informe Geotécnico que confirmase la viabilidad de la utilización de los micropilotes.

A tal fin, Abertis Autopistas solicitó a EPSA, la realización urgente de un Informe, basado en una tomografía eléctrica del terreno próximo a la pila central. En él se informaba de la existencia de unas simas kársticas evolutivas que afectan a las pilas de la estructura, aunque no a sus estribos.

En consecuencia se concluyó que no era una solución de garantía el intento de recalce de este apoyo, y por tanto se recomendó y realizó la demolición de la estructura.

Una vez tomada esta decisión, se amplió el informe geotécnico para comprobar si se localizaban, en las zonas próximas a la ubicación del paso demolido, áreas que pudieran garantizar la inexistencia de karstificaciones. En las conclusiones de este informe, se justificaba que las zonas en el entorno del paso que se había demolido presentaban los mismos problemas de karstificación o incluso peores que la zona de la pila de mediana, con lo que la construcción del nuevo puente ya partía con algunas restricciones:

Debía construirse una estructura isostática sin apoyo central, que reparta en la mayor extensión las cargas transmitidas (para lo que la solución mejor es el apoyo mediante durmientes sobre el terraplén), y que pueda admitir asientos diferenciales decimétricos.

Debía realizarse en los cimientos de los terraplénes de aproximación sobre los que apoyarían los durmientes, una estructura de rigidización frente a movimientos mediante un geocompuesto que trabaje a tracción bajo una capa más rígida de suelo o grava-cemento para su trabajo a compresión.

Para evitar el apoyo en las pilas cuya cimentación no es fiable se debe construir un nuevo tablero que cruce sobre la Autopista apoyándose sólo en los estribos laterales. Así, resultaría un puente de un solo vano de luz cercana a los 70 m. Al tratarse de un paso superior, el gálibo es estricto y el canto del tablero debe reducirse al mínimo posible. Por ello no se pueden pensar en soluciones de tablero tipo viga (de hormigón pretensado o mixtas) sino que se debe proponer un arco atirantado de tablero inferior, tipo bow-string, que resuelve los condicionantes aludidos.

En este tipo de estructura, el elemento portante (arco) se sitúa por encima de la rasante del paso, con lo que el canto del tablero por debajo de la misma es reducido. Además, se resuelve con un vano, con lo que no necesita apoyos intermedios y, por último, si la estructura resistente se realiza con acero, el peso se reduce ostensiblemente, aliviando los asientos y requiere medios auxiliares de colocación no demasiado potentes.

## 2. RIGIDIZACIÓN DEL TERRENO

Para la realización de cualquier estudio de eliminación o reducción del riesgo de daños por existencia de cavidades, debe fijarse cuál es la extensión característica de las mismas, lo que depende de la naturaleza del material soluble que se karstifica. En el caso de las karstificaciones de los yesos por debajo de las terrazas del Ebro, el problema presenta las siguientes singularidades:

El hundimiento de la dolina de la formación yesífera se produce en el sustrato, que puede encontrarse a profundidades de más de 10 m respecto a la superficie del terreno.

Una vez producido el hundimiento de la cavidad kárstica, y por tanto la dolina en el sustrato, se transmite la misma hacia superficie por aflojamiento y descenso de las partículas de grava de la terraza del Ebro.

Para abordar el problema se realizó la modelización del terreno mediante elementos finitos bidimensionales elastoplásticos con criterio de rotura de Mohr Coulomb. Se ha supuesto que la cavidad tiene un ancho de 10 m, una altura de 10 m, y que se produce en el nivel de yesos tras la puesta en servicio del nuevo puente.

Debido a la heterogeneidad del terreno de apoyo y a las oquedades detectadas en las tomografías eléctricas realizadas a lo largo del tramo, se han estudiado 3 casos en los que se varía la posición de la cavidad kárstica con respecto al eje del cargadero.

### 2.1. Posición eje de la cavidad en correspondencia con un extremo del cargadero.

De acuerdo con lo anterior, se ha realizado un primer cálculo sin refuerzo alguno, obteniéndose un asiento en coronación de 92 cm, valor absolutamente inadmisible (ver figura de la izquierda). En esta hipótesis, resulta un asiento diferencial entre los extremos del apoyo del cargadero de 41 cm. Por tanto, si se quería garantizar el comportamiento de la estructura, en caso de que se produjera una dolina en esta posición, resultaba obligada la realización de un tratamiento en el apoyo del terraplén de aproximación.

La rigidización propuesta consistió en un tratamiento mediante geomalla y capa de grava-cemento, con lo que el incremento de movimientos debido a la formación de la dolina sería el que se representa a la derecha, en la siguiente figura.

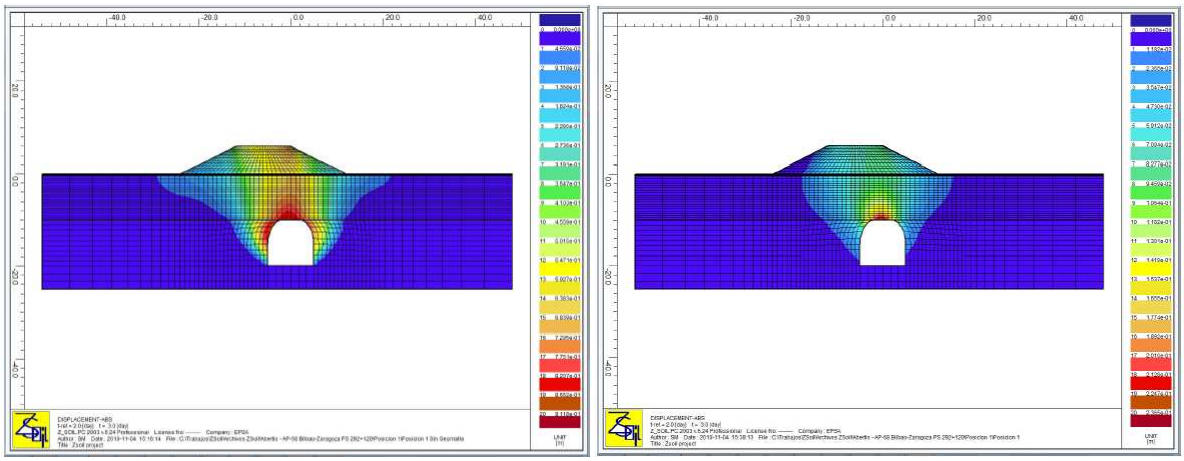


**Figura 3. Resultados del primer cálculo realizado, con y sin refuerzo del terreno.**

Como puede verse, el asiento en coronación del terraplén donde apoya el cargadero disminuye de forma muy notable a menos de 10 cm de incremento total de asiento, y a un valor de asiento diferencial en la propia viga cargadero de 5.3 cm, valores ambos admisibles con lo que el tratamiento proyectado resultaba adecuado y suficiente.

## 2.2. Posición eje de la cavidad en correspondencia con el eje del cargadero.

Tal y como se ha realizado para la posición anterior de la cavidad, se ha realizado un primer cálculo sin refuerzo, obteniéndose un incremento de asientos por formación de la dolina de 57 cm, como puede verse en la figura izquierda adjunta, aunque el asiento diferencial dentro de la propia coronación sea en este caso relativamente más reducido, de 57 – 47 = 10 cm.

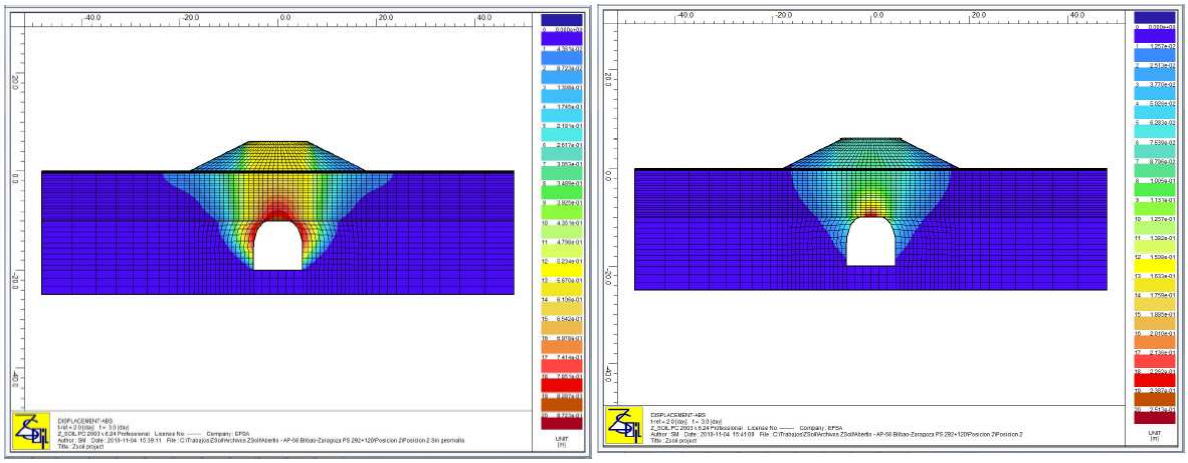


**Figura 4. Resultados del segundo cálculo realizado, con y sin refuerzo del terreno.**

Realizado el cálculo con el refuerzo se obtuvo la distribución de asientos debidos a la formación de la dolina representada en la figura anterior de la derecha, con un asiento en coronación del orden de 9 cm y un asiento diferencial en la viga-cargadero inferior a 1 cm.

Por tanto, y como en el caso anterior, las mejoras introducidas en la garantía de permanencia del cargadero del estribo son espectacularmente destacables.

### 2.3. Posición cavidad por debajo del derrame del terraplén.

Al igual que en los casos anteriores, se hizo un primer cálculo sin ningún refuerzo, obteniéndose un incremento de asientos en coronación de terraplén por formación de la dolina de 50 cm, con un asiento diferencial del cargadero de 50 – 30 = 20 cm. (ver figura de la izquierda)

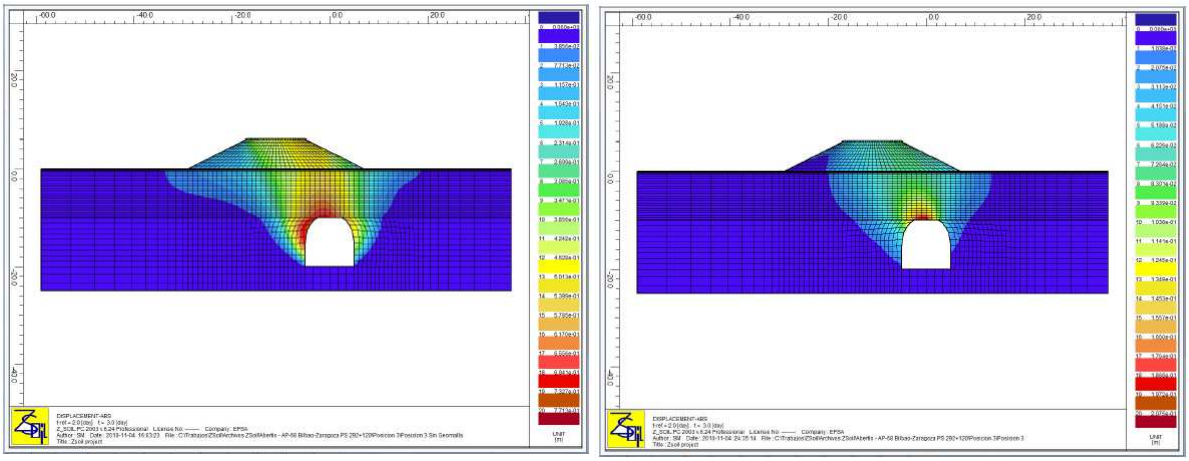


**Figura 5. Resultados del tercer cálculo realizado, con y sin refuerzo del terreno.**

Como en los casos anteriores, resultaba evidente la necesidad de colocación de un refuerzo que disminuyese estos asentamientos en caso de evolución kárstica del terreno de apoyo. Realizado el cálculo con el refuerzo de geomalla y capa de grava-cemento, se obtuvo, en esta hipótesis, un asiento en coronación de 8.3 cm, y un asiento diferencial en el cargadero de 8.3 – 5.1 = 3.2 cm, valores totalmente admisibles, tal y como se representa en la figura adjunta de la derecha.

Los esfuerzos de tracción obtenidos en la geomalla en la peor de las situaciones, alcanzaron un valor máximo de 666 kN/m.

## 3. DESCRIPCIÓN DEL NUEVO PASO SUPERIOR

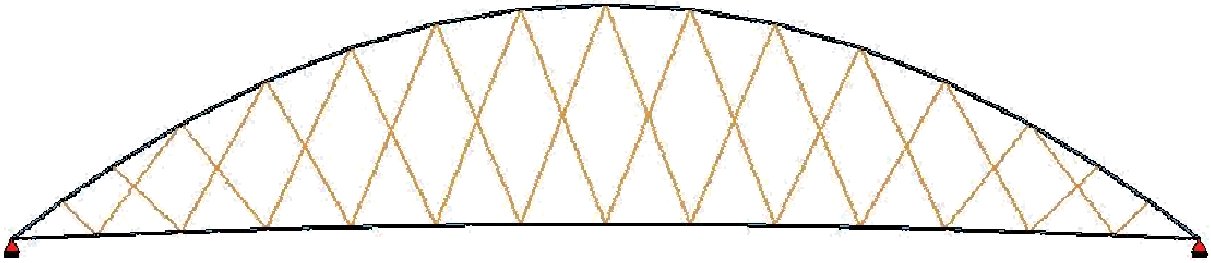


**Figura 6. Alzado de la estructura isostática proyectada. Arco de tablero inferior de 70.90 m de luz.**

Las características principales del paso superior son:

- Luz: 70.90 m. Dicha luz salva el tronco de la Autopista AP-68.
- Flecha: 14.00 m. (f/L = 1/5).
- Ancho plataforma: 8.00m (+2 x 0.63 m para disposición de barreras).
- Materiales: Acero: S355 J2+N
  Hormigón: HA30

Se definen dos arcos de acero estructural, verticales, distantes entre sí 10m, con sección tipo circular Ø700mm.

Los dos arcos se arriostran entre sí mediante tres traviesas, también de sección circular Ø500mm, dispuestas en clave y a 10m a cada lado de la misma.

Se definen dos tirantes longitudinales de acero estructural de la longitud del tablero, distantes entre sí 10m (uno por arco). Cada tirante se empotra en los dos arranques de un mismo arco, con lo que se consigue el funcionamiento como "bow string". Cada tirante tiene sección cajón de 500x400mm².

Cada 5.065m se disponen travesaños doble T armados de acero estructural, empotrados en los tirantes longitudinales. La estructura metálica entre tirantes longitudinales se completa mediante diagonales, que junto a los travesaños conforman un típico arriostramiento en K.

Sobre los travesaños se disponen, cada 150mm, dos conectadores Nelson Ø 19mm de 150mm de altura, para vincular la losa forjado a la estructura metálica.

La losa forjado del tablero tiene 20cm de espesor. Se hormigona sobre placas prefabricadas colaborantes de hormigón.

La vinculación entre arco y tablero inferior (tirantes) se realiza mediante dos familias de péndolas de acero de altas prestaciones (Ø30-40mm).

Se definen dieciseis nudos equiespaciados en cada arco entre arranques. En cada uno de los nudos se ancla un tirante de cada familia (excepción hecha de los dos nudos en cada extremo del arco, solamente ancla una péndola).

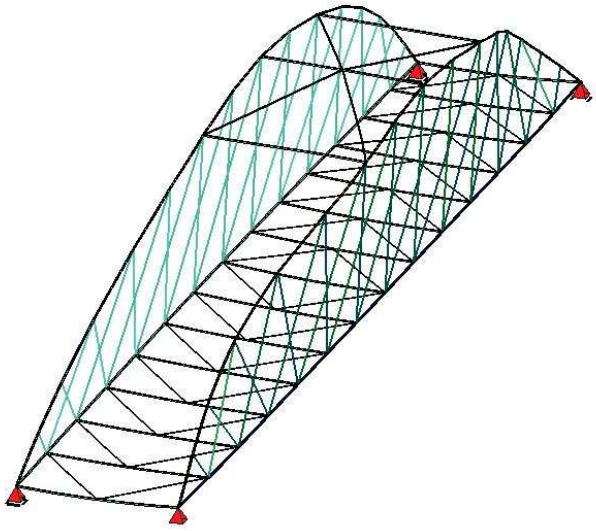


**Figura 7. Pandeo del arco en el modelo de cálculo general.**

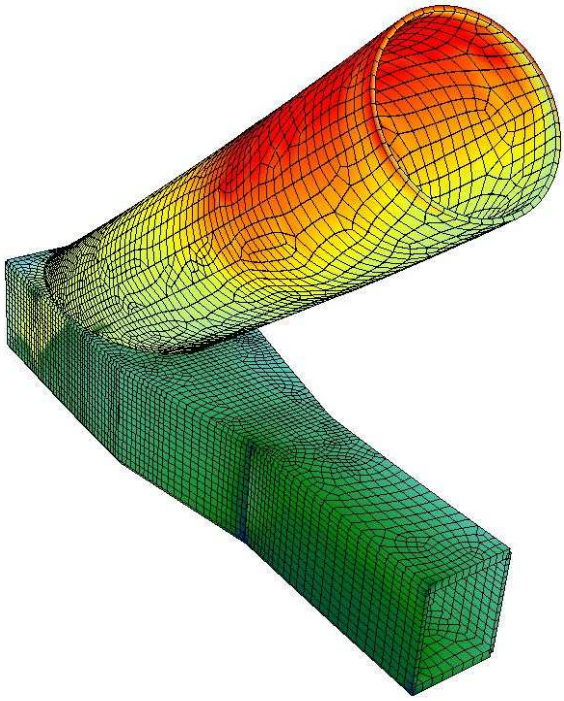


**Figura 8. Cálculo de detalle del nudo de entronque arco – tirante mediante el MEF.**

En cada tirante longitudinal se definen 13 nudos de anclaje de péndolas, equiespaciados entre apoyos. En cada nudo anclan dos tirantes, uno de cada familia.

Con esta configuración de nudos, una péndola de una familia se cruza con su péndola conjugada de la otra familia aproximadamente en un punto equidistante entre arco y tirante longitudinal. Las péndolas se cruzan sin que exista ningún tipo de coacción de esfuerzos entre ellas. Este haz de péndolas cruzadas configuran un sistema de malla (Network System).

Cada péndola dispone de una rótula en cada anclaje. El anclaje inferior es activo. Mediante un sistema de tuerca se puede regular la longitud de la péndola para ajustar el axil introducido en ella.

## 4. CONCLUSIONES

El terreno bajo el paso existente presenta karstificaciones, traducidas en amenaza de ruina de la anterior estructura (vigas prefabricadas), por asientos diferenciales excesivos bajo pila de mediana.

Se ha diseñado una estructura isostática, ligera, que permite el salto de 70.90m entre estribos con gálibo estricto. La solución bow-string transmite únicamente esfuerzos verticales en estribos y se comporta adecuadamente en terrenos heterogéneos de baja capacidad portante.

Se mejora el terreno bajo estribos mediante geomallas de alta resistencia para reducir la magnitud de futuros asientos a 10cm.

El arco se construye con tubos de acero de gran esbeltez. Se han desarrollado cálculos específicos para obtener la longitud de pandeo del arco y de detalle para analizar la transmisión de esfuerzos en nudos.