

VIADUCTO ATIRANTADO DE BUCARAMANGA. COLOMBIA

Leonardo FERNÁNDEZ TROYANO

Dr. Ing. De Caminos
Carlos Fernández Casado S.L.
Ingeniero de Caminos
cfcsl@cfcsl.com

Guillermo AYUSO CALLE

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

Celso IGLESIAS PÉREZ

Dr. Ing. De Caminos
Carlos Fernández Casado S.L.
Ingeniero de Caminos
ciglesias@cfcsl.com

Lucía FERNÁNDEZ MUÑOZ

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

Raúl GONZÁLEZ AGUILAR

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

Antonio CANO FERNÁNDEZ-CARRIÓN

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

RESUMEN

El viaducto de Bucaramanga está situado sobre una zona boscosa de gran calidad ambiental que se debe respetar al máximo. Se ha planteado un viaducto con un vano principal de 292,40 metros y dos vanos laterales de 129,20m. La altura máxima del tablero sobre las quebradas es de 75 metros, y las pilas del viaducto tienen alturas de 52 y 72 metros; por ello se han dispuesto pilas únicas sobre las que se levantan las torres que atirantan el tablero en el eje. Tiene un ancho de 30 m porque está previsto para seis carriles de circulación y pasos peatonales de dos metros de ancho. La estructura del tablero está formada por un cajón monocelular de sección trapecial de 2,80 de canto. Este cajón se prolonga lateralmente mediante losas. Su ancho da lugar a flexiones transversales importantes que se resisten con triangulaciones transversales interiores y jabalcones exteriores cada 3,40 metros. Está situado en una zona de alta sismicidad, por ello se ha adoptado una estructura empotrada en las pilas y libre en los estribos. Se construye por voladizos sucesivos compensados hormigonados in situ.

PALABRAS CLAVE: Puente atirantado, hormigón, alta sismicidad, atirantamiento central, voladizos sucesivos.

1. Planteamiento general del viaducto

El viaducto de la Carrera Novena de la ciudad de Bucaramanga debe pasar sobre las quebradas la Rosita y el Loro para dar continuidad a la ciudad que está interrumpida por dichas quebradas.

La Carrera Novena pasa cerca de su confluencia y por ello el paso sobre ellas se ha resuelto con un solo viaducto de 550 m de longitud, la distancia entre los bordes exteriores de las quebradas. Su interior es una zona boscosa con grandes árboles de gran calidad ambiental, que se deben respetar al máximo. Por ello se ha planteado un viaducto de luces grandes para reducir al máximo el número de pilas a implantar en las quebradas. Dada su longitud, se ha resuelto con tres vanos,

de 292,4 m el central y 129,2 m los laterales. Estas luces dan lugar a dos pilas, situadas cerca de los fondos de las barrancas, que son las zonas más llanas del trazo y por ello las que requieren menos movimientos de tierra para hacer las cimentaciones. Esto ha dado lugar a unas alturas de pilas de 52 y 72 m desde cimientos hasta la rasante del tablero.

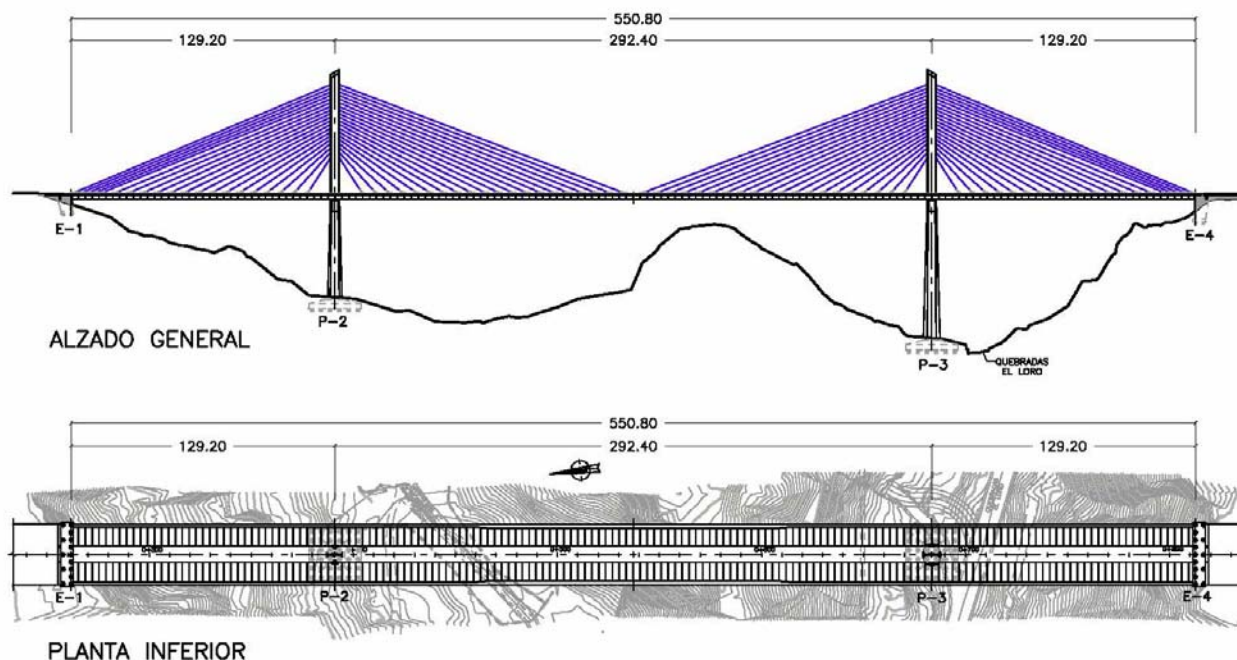


Figura 1. Plano de alzado y planta del puente.

La Carrera Novena va a ser una gran avenida de seis carriles de circulación y con pasos peatonales en los bordes de dos metros de ancho. Esto, sumado a los espacios necesarios para las barreras y para el anclaje de los tirantes, ha dado lugar a un ancho total del tablero de 30 m, que es extraordinario en un viaducto de este tipo.

2. Estructura del viaducto

Planteadas las dimensiones generales del viaducto es necesario plantear el tipo de estructura a adoptar. La luz central de casi 300 m obliga a un puente de gran luz, por lo que los tipos aplicables se reducen a las soluciones de estructura superior: atirantado, colgado, o arco superior. Es cierto que se ha llegado a 300 m de luz con un puente viga construido por voladizos sucesivos, pero requiere un canto sobre apoyos de 15 m, lo que resulta desmesurado en este lugar sobre el bosque, aunque el viaducto pasa a bastante altura.

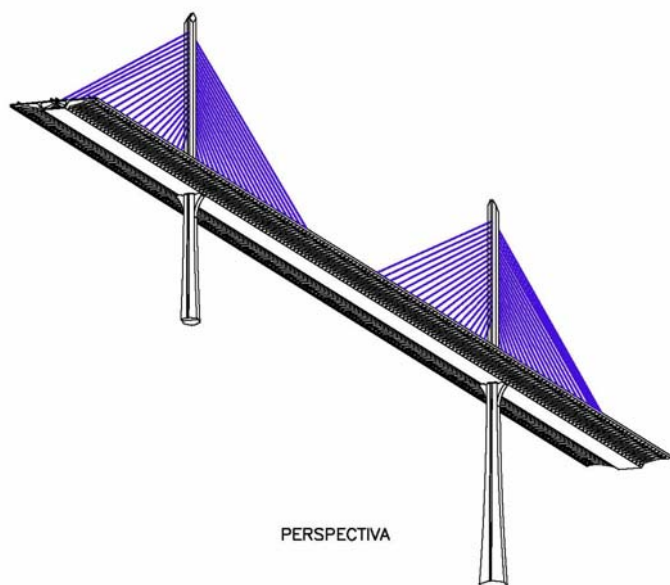


Figura 2. Perspectiva del puente.

un solo plano de tirantes. En este caso hemos optado por la solución de un solo plano en el eje, porque permite resolver mejor la continuidad de la pila inferior con la torre superior mediante una misma estructura continua de un solo fuste, desde cimientos hasta coronación de la torre. Las alturas totales de las pilas más las torres son de 113 y 133 m.

No resulta aplicable en este caso la solución de arcos superiores, porque obligaría a hacer tres de luces desiguales, y su construcción sería complicada. La luz de 300 m es pequeña para un puente colgado y por ello tampoco es adecuada en este puente; esta luz está claramente incluida en el rango de los puentes atirantados, que son más económicos que los colgados, y por ello ésta es la solución más adecuada en este caso.

Decidido el tipo de estructura, dentro de los puentes atirantados se plantean dos posibilidades: bien atirantarlo en los bordes del tablero, con dos planos paralelos de tirantes, o bien en el eje con



Figura 3. Panorámica del puente en construcción.

Un problema fundamental que se plantea en la estructura de este viaducto es su resistencia a los efectos debidos a los sismos, que en esta región pueden llegar a una intensidad alta, lo que condiciona incluso el tipo de estructura a adoptar. En este puente, definido el tablero y las torres, se hicieron estudios de diferentes tipos de estructuras, variando las condiciones de enlace entre los elementos que la forman, y considerando el uso de amortiguadores o no. La solución que ha resultado más adecuada y por ello más económica, es hacer nudos rígidos en los enlaces pila-tablero-torre, lo que da lugar a un pórtico, prolongado por los vanos laterales que se apoyan en los estribos. Definida esta estructura cabía la posibilidad de disponer amortiguadores longitudinales

para reducir el efecto del sismo, pero la diferencia entre poner amortiguadores o poner apoyos deslizantes en los estribos era pequeña. La única ventaja de los amortiguadores era que con ellos se reducían ligeramente los desplazamientos longitudinales, pero la pequeña diferencia de desplazamientos sumada al ahorro de los amortiguadores nos llevó a adoptar la solución de dejar libertad de deslizamiento longitudinal en los estribos, y coaccionando el movimiento transversal en ellos y en las pilas. Esta configuración da lugar a un par de fuerzas en los estribos, que produce tiro en uno de ellos y aumento de la carga de apoyo en el otro, situación que puede ser simétrica como toda sollicitación sísmica.

3. Descripción del viaducto

Una vez definido el tipo de estructura, es necesario definir los distintos elementos que la componen.

3.1. Cimientos

Este viaducto está cimentado en un terreno aluvial formado por arenas limosas, que contienen cantos de dimensión variable, algunos de gran tamaño, por lo que el terreno requirió una cimentación profunda, con pilotes de 1,50 m de diámetro y 18 m de longitud. Las fuertes flexiones en las pilas debidas a las fuerzas horizontales del sismo dieron lugar a unos encepados de 25,5 x 25,5 m, con 36 pilotes cada uno. La diferencia de altura entre las dos pilas se ve compensada por su diferente flexibilidad, y por ello las cimentaciones han resultado iguales. La presencia de “boleos” de gran tamaño dificultó la ejecución de los pilotes, que resultó bastante laboriosa.

Los estribos se cimentaron también con pilotes de 1,20 m de diámetro y 20 m de longitud.

3.2. Pilas



Figura 4. Pila 3

Las pilas de 52 y 72 m de altura, tienen una sección hexagonal, bicelular en la zona inferior mediante un diafragma central, y monocelular en la parte superior al suprimirse el diafragma. La sección transversal varía con la altura en sus dimensiones principales, longitudinal y transversal: La pila 3, de 72 m de altura, varía desde una sección de 10x8 m en la base a 4x4 en la zona superior; en los 6 últimos metros se vuelve a ensanchar hasta los 8 que tiene la base del cajón del tablero, mediante unas orejetas transversales. La pila 2 de 52 m de altura, tiene la misma ley de variación; su sección en la base es de 7,4x7 m.

Ambas pilas están armadas con cuantías altas de armadura pasiva debidas a la flexión que tienen que soportar por el sismo. El empalme de las armaduras principales con diámetros de 25 y 32 mm se ha

hecho con manguitos extrusionados.

3.3. Torres

Las torres son prolongación de las pilas a través de los nudos rígidos formados por el tablero, las pilas y las torres. Conservan la forma pseudo-hexagonal de las pilas pero con sección exterior constante y con una galería central donde se alojan los anclajes de los tirantes. Sus dimensiones son 4,40x3,20 exteriores, y las de la galería interior de 2,44x1,70 en la zona de anclajes, que se reduce a 1,20x1,40 en la zona inferior de la torre donde no los hay.

El problema fundamental de estas torres, que es común a otros puentes de este tipo, es el efecto de los anclajes de los cables traseros y delanteros, situados en las caras opuestas de la galería interior, porque debido a que los tirantes deben estar en el mismo plano, no se pueden cruzar en la torre. Esto genera una tracción en las caras laterales de la torre, y flexiones en las caras frontales, porque los anclajes se apoyan en su eje. Estos efectos han obligado a hacer un cajón metálico interior en los bordes de la galería, que resiste estas tracciones y las frontales que generan los anclajes de los tirantes al transmitir la carga en el eje del cajón. Estos cajones están conectados al hormigón de la torre, y llevan incorporados las placas de anclaje que están escalonadas en las caras frontales. El cajón es continuo a lo largo de la torre por lo que soporta también cargas verticales.

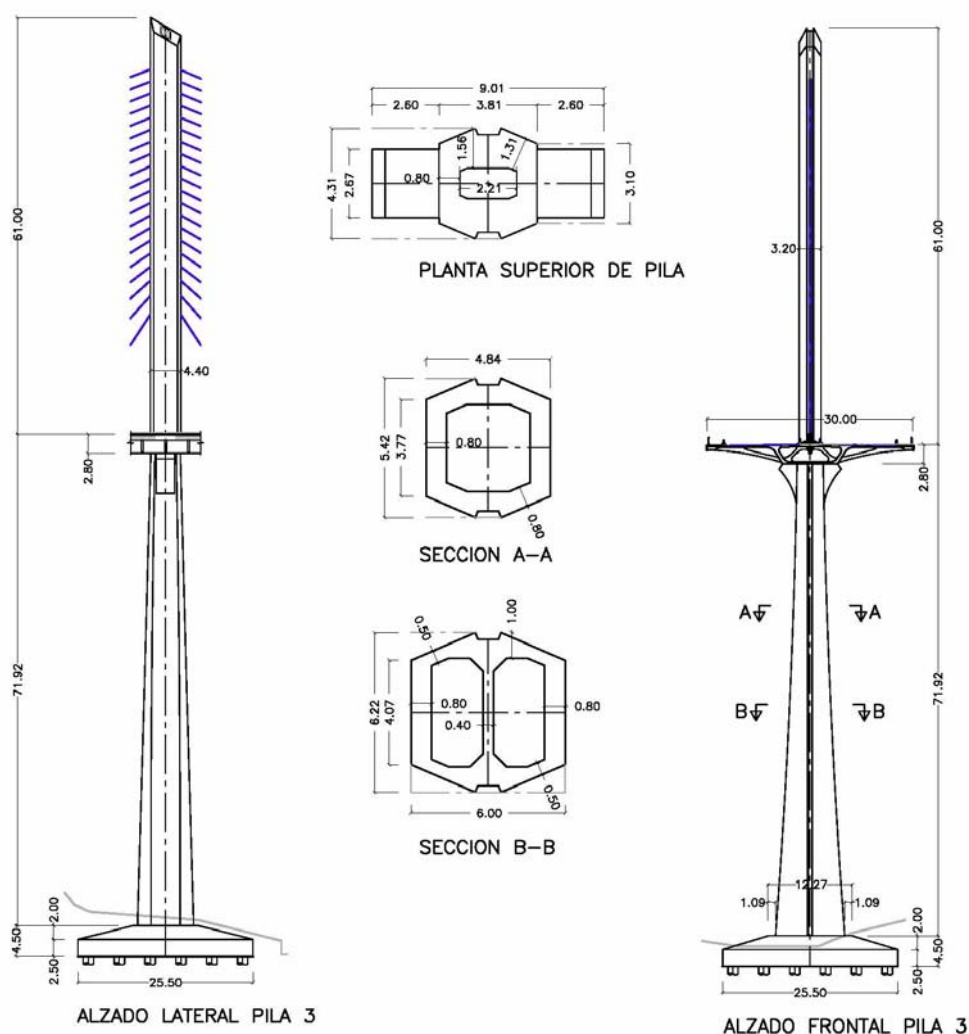
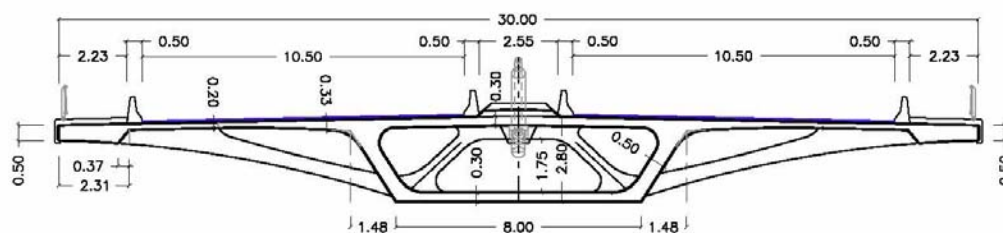


Figura 5. Plano de la pila y torre 3.

3.4. Tablero

El elemento más singular del puente es el tablero, debido a su ancho de 30 m, y a que está atirantado en su eje. Se ha resuelto mediante un cajón monocelular trapecial de 8 m de base inferior, y de 11 m superior, y 2,80 m de canto, determinado fundamentalmente por la flexión transversal del tablero, y la torsión debida a las cargas asimétricas, porque está atirantado en el eje. Estas dimensiones dan lugar a unos voladizos laterales de 9,50 m, y a una luz de la losa entre almas de los cajones de 9 m, lo que obliga a triangular la sección, mediante jabalcones laterales y diagonales interiores, situados cada 3,40 m. Los anclajes de los tirantes están situados cada 6,80 m, es decir, cada dos triangulaciones. Por ello, el comportamiento de las diagonales interiores será distinto en las líneas que tienen tirante de las que no las tienen.



SECCION TRANSVERSAL TIPO

Figura 6. Plano de alzado y planta del puente.

En las líneas que tienen tirante, su anclaje está situado bajo la losa superior y tiene que resistir las cargas del tablero que se transmiten por las almas. Por ello las diagonales tienen que transmitir esta carga de la base de las almas al anclaje mediante una tracción en ellas, que se resiste mediante un cable de pretensado. El nudo superior de intersección del tirante y las diagonales se completa mediante un pretensado horizontal transversal en la losa.

En las que no tienen tirante el comportamiento es inverso: su misión es trasladar las cargas de la losa superior a las almas, por lo que se transmite una compresión a lo largo de ellas.

El tablero se arma con pretensado longitudinal, que sirve para el proceso de construcción. Además del pretensado alojado en las losas superior e inferior del cajón, que se va prolongando a medida que avanza la construcción, hay un pretensado adicional alojado en los recrecimientos de la losa superior del tablero en sus extremos, que sirve para resistir la flexión en el plano horizontal debida al sismo transversal.



Figura 7. Carro de avance en voladizo.

3.5. Estribos

Los estribos sirven de apoyo al tablero y como hemos visto deben permitir el libre desplazamiento del tablero longitudinalmente, y coaccionar los movimientos transversales, debiendo por ello resistir las fuerzas transversales debidas al sismo.

El problema fundamental de los estribos de este puente es que además de permitir el libre desplazamiento del tablero, que da lugar a movimientos importantes, del orden de metro y medio total para el sismo, debe resistir las fuerzas verticales de apoyo y tiro compatibles con este movimiento. Esto se ha resuelto con un marco unido al tablero, que atraviesa el muro del estribo y que transmite la carga a éste mediante un apoyo con capacidad de deslizamiento de la pieza superior del marco si es carga de apoyo, y mediante un apoyo de la pieza inferior que atraviesa el muro del estribo, si hay tiro. Este marco está cosido verticalmente mediante pretensado, que es desmontable si hay necesidad de sustituir apoyos.



Figura 8. Marco de los estribos.

4. Estudios especiales

Un problema fundamental en el cálculo de las pilas de un viaducto alto es el coeficiente de ductilidad a aplicar. En las normativas se fijan estos coeficientes, y se indica que para poder considerarlos hay que comprobar la ductilidad de la estructura en estudio. En el estudio de este viaducto se ha realizado un cálculo por capacidad para evaluar cuál es este coeficiente en función de la geometría, características geométricas de las secciones y el armado de las mismas.

El concepto de capacidad de una estructura permite evaluar con seguridad los esfuerzos sísmicos cuando el comportamiento de la estructura deja de ser lineal. Esta forma de proyectar estructuras sismorresistentes también permite localizar el daño en determinadas secciones elegidas por el propio proyectista, de manera que la inspección y la reparación pueda ser más sencilla y en las que se genera unas rótulas plásticas que mejoran la ductilidad del conjunto. Las estructuras sometidas a una acción sísmica de gran intensidad responden de forma no lineal frente a ésta, teniendo esta respuesta una gran influencia en el propio valor de los esfuerzos generados por el sismo.

El procedimiento consiste en obtener la curva de capacidad de la estructura teniendo en cuenta la fisuración y el confinamiento de las secciones, de forma que la intersección de dicha curva con la curva de demanda nos da el punto de funcionamiento de la estructura. A partir de dicho valor se obtiene el coeficiente de ductilidad de la estructura.

Con este método de cálculo se pretende evitar que se produzcan en la estructura roturas frágiles, manteniendo los elementos alejados de su momento último. Esto se consigue disponiendo en la estructura una serie de secciones *fusible* que protejan al resto de los elementos, concentrando el posible daño en estas secciones elegidas a priori. Indudablemente estas secciones deben ser capaces de mantener su capacidad resistente a lo largo del sismo y para ello es necesario que se comporten de manera dúctil.

5. Proceso de construcción

El proceso de construcción seguido en este puente es el clásico en viaductos de este tipo:

En primer lugar se construyeron las pilas hasta el nivel del tablero, y sobre ella se montó la plataforma metálica elevada desde el suelo para construir la dovela sobre pila de 17,9 m de longitud, sobre la que se montaron los carros de avance para construir el tablero en doble voladizo atirantado.

A la vez se construyeron las torres, que requerían el montaje de los tramos del cajón interior metálico, que se empalmaban a los anteriores mediante soldadura, y una vez terminado el empalme se colocaban los encofrados para hormigonar cada fase de la torre.

El tablero se construyó por voladizos simétricos compensados con dovelas de 6,80 m de longitud, que es la distancia entre los anclajes de los tirantes en el tablero. Una vez construida la dovela sobre pila, se montaron los carros de avance para construir las dovelas simétricamente. Dado su peso, del orden de 300 toneladas, era necesario hormigonarlas simultáneamente con un desfase máximo de la dovela de 50 T, es decir, el 16% del peso de la dovela. Cuando los voladizos laterales llegaron a los estribos, se fijaron en éstos y se siguieron construyendo los voladizos centrales hasta cerrar en clave mediante uno de los dos carros.



Figura 9. Voladizo en construcción.