II CONGRESO DE ACHE DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

Realizaciones, Puentes

Puente sobre la ría Tina Menor en la Autovía del Cantábrico

Javier Manterola Armisén
Antonio Martínez Cutillas

Carlos Fernández Casado S.L.

1. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

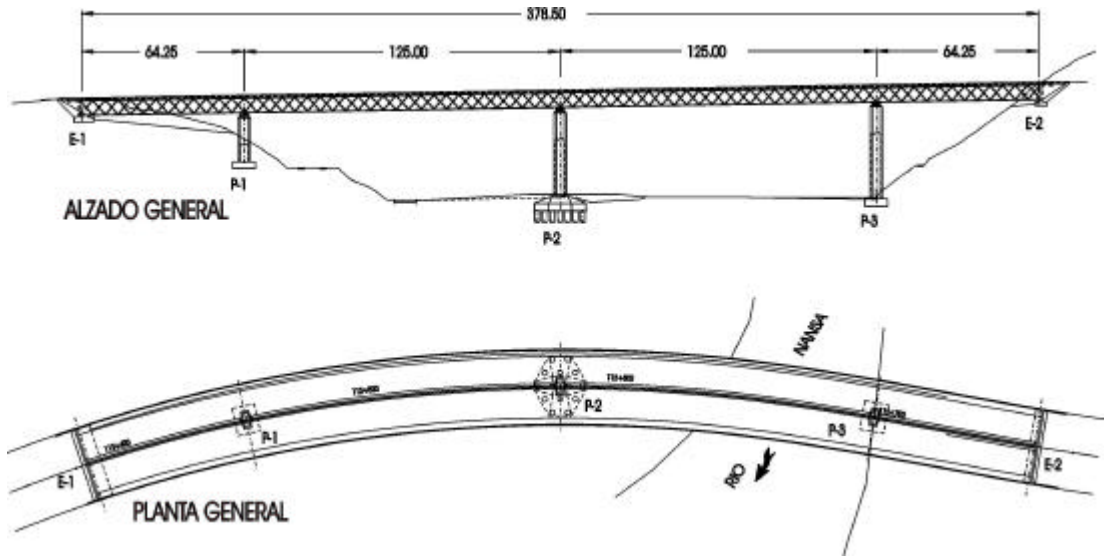


Fig.- 1. Planta y alzado

El puente permite el paso en la Autovía del Cantábrico sobre la ría del Tina Menor en San Vicente de la Barquera (Cantabria). Tiene una longitud total de 378.50 m y está formado por cuatro vanos con luces de 64.25, 125, 64.25 m. Respecto a su trazado en planta (Fig.- 1), los dos primeros vanos se encuentran en una alineación circular de radio 600 m; los dos últimos vanos se encuentran en una curva de transición con cambio en el signo de la curvatura.

1.1. Tablero

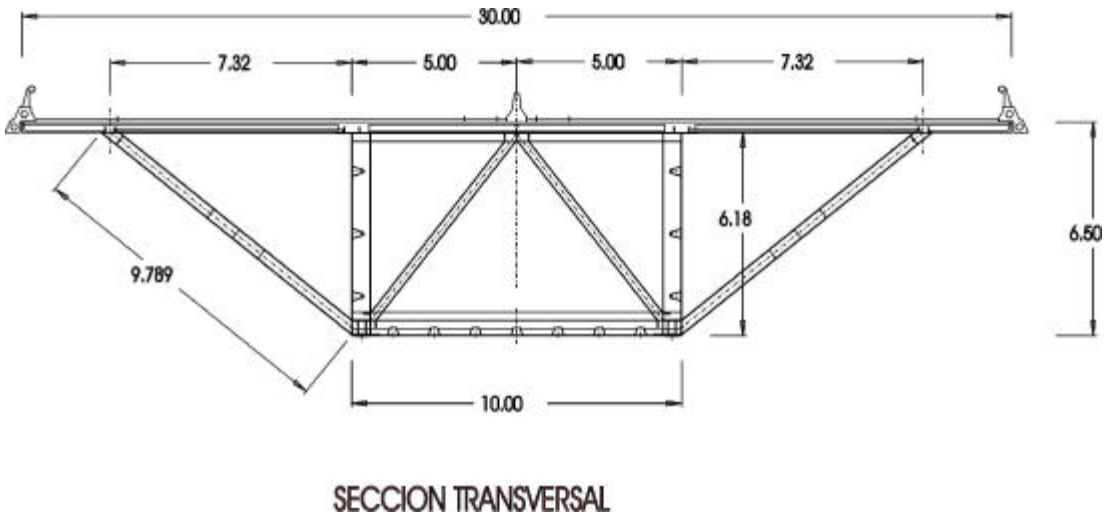


Fig.- 2. Sección transversal

El tablero es continuo, formado por una sección cajón mixta, hormigón-acero con un canto constante de 6.50 m. y una anchura de 10.00 m. (Figs.- 2 y 3). La losa de hormigón tiene un espesor total de 0.23 m. y está formada por prelosas prefabricadas nervadas con un espesor mínimo de 0.06 m. y una parte hormigonada in situ tiene un espesor de 0.26 m. La sección transversal de 30.00 m. de anchura, correspondiente a las dos calzadas de la Autovía, se completa con el apuntalamiento de los vuelos por medio de perfiles formando una celosía en cruz de San Andrés. De esta forma, el apuntalamiento tiene una contribución significativa a la rigidez a torsión del tablero, que hemos calculado en torno al 25% respecto a la que tendría sólo el cajón central.

Fig.- 3

La chapa inferior del cajón varía de 20 a 30 mm de espesor, mientras que las chapas de alma varían de 15 a 30 mm.

La rigidización longitudinal de dichas chapas se realiza con secciones cerradas, 3 en el alma y en número variable desde 3 a 7 en la chapa inferior.

La rigidización transversal está formada por marcos situados cada 5.0 m cuyos vértices inferiores se apuntalan contra la losa superior por medio de dos perfiles transversales inclinados HEB-280 y un perfil longitudinal del mismo tipo a lo largo del cajón (Fig. 4).

El arriostramiento de la cabeza superior para las etapas de construcción se realiza por medio de perfiles HEB-280 en cruz de San Andrés.

Los puntales exteriores, perfiles HEA-360 se unen en su parte inferior a los marcos transversales y en su parte superior a un cajón armado longitudinal. Para la estabilidad de este apoyo durante el montaje de las prelosas y hormigonado de la losa se dispusieron tirantes formados por secciones en L cada 10 m.

Como consecuencia del proceso constructivo, en parte del tablero fueron necesarios unos perfiles complementarios en las esquinas inferiores del cajón que permitiesen el empuje del mismo, transmitiendo la carga a los marcos próximos y absorbiendo las excentricidades de los apoyos durante el empuje.

Con el fin de reducir al máximo el espesor de la chapa inferior del cajón y, su correspondiente rigidización, se dispuso una losa de hormigón-armado, convenientemente conectada con espesores variables entre 200 y 700 mm. En la zona de apoyos.

El pretensado longitudinal de la losa superior es de dos tipos. El dispuesto sobre las pilas 1 y 3 está formado por 10 cables de 20 m de longitud y 50 cables de 40 m de longitud con 9 cordones de 16 mm. Mientras que el dispuesto sobre la pila 2 está formado por 78 cables de 40 m de longitud y 40 cables de 60 m de longitud también formados por 9 cordones de 16 mm.

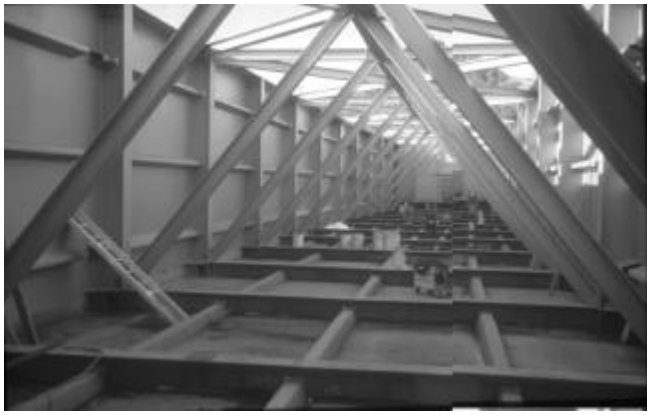


Fig.- 4. Interior del cajón

Transversalmente la losa está pretensada en toda su anchura por medio de 2 cables de 4 cordones de 16 mm dispuestos cada 5 m.

Las prelosas son de dos tipos. Las prelosas laterales se apoyan en los puntales y el alma y las centrales que se apoyan en las dos almas y en la viga lateral. Los nervios dispuestos transversalmente distan 1.25 m y tienen un canto total de 0.25 m. Tienen características geométricas en distintas zonas del tablero para adaptarse a la alineación en planta variable y a la existencia del pretensado longitudinal.

1.2. Pilas y estribos

Las pilas tienen una altura variable desde 18.21 hasta 37.34 m con una sección construida en cajón con un espesor de 0.60 m y lados curvilíneos de dimensión longitudinal de 3.00 m y transversal de 7.00 m que se ensancha hasta 10 m en los últimos 10 m para disponer los aparatos de apoyo y de neopreno teflón en caja con una capacidad de caja desde 3500 hasta 5500 T (Fig. 5).

Las pilas 1 y 3 están cimentadas sobre zapatas rectangulares de 9.50x11.50x2.75 m mientras que la pila 2 se cimenta sobre 11 pilotes de 2.00 m de diámetro.

Los estribos están formados por una gran viga cabezal con una altura máxima de 10.03 m, con aletas laterales cimentada directamente con zapatas.

Fig.- 5

Como consecuencia de la curvatura en planta, los apoyos están sometidos a tracción bajo determinadas hipótesis. El anclaje de los mismos se realiza por medio de unos perfiles formando un apoyo a media madera empotrado en el espaldón del estribo.

Se ha diseñado una galería para la inspección de los apoyos y el acceso al interior del cajón.

En el proyecto del estribo 2 se tuvieron en cuenta los condicionantes constructivos que impuso el sistema espacial de empuje del tablero.

2. ASPECTOS RELEVANTES DEL CÁLCULO

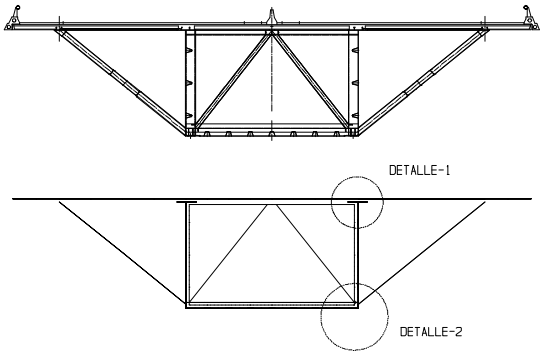


Fig.-6 Modelo del tablero. Sección

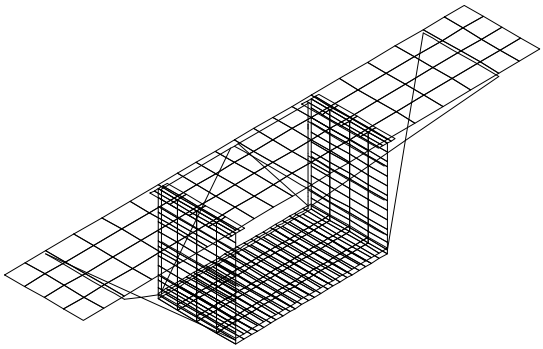


Fig.- 7 Discretización de 5 m. de tablero

Para la comprobación de los distintos elementos estructurales del puente se realizó un modelo tridimensional de barras estudiando la sección mixta del tablero con propiedades homogeneizadas tanto a tiempo inicial como final. De forma complementaria se realizó un estudio por medio de elementos finitos tridimensional en régimen no lineal, tanto desde el punto de vista geométrico como mecánico.

El objeto del estudio realizado fue la verificación del dimensionamiento realizado de las secciones mixtas del cajón con criterios seccionales de acuerdo a las Recomendaciones españolas RPX-95 en una situación correspondiente a un puente de gran luz con una

curvatura significativa, en el que los esfuerzos de flexión, cortante y torsión tienen un acoplamiento importante en la sección de apoyos con una relativa esbeltez de las chapas y sistema de rigidización que forman el cajón mixto.

Para ello se estudiaron dos secciones significativas del tablero correspondientes a la sección de centro de vano de los vanos 2 ó 3 y a la sección de apoyos correspondiente a la pila 3

En ambos casos se modelizó una longitud de 20 m. de puente a sección completa con el fin de tener en cuenta la curvatura del tablero y sus posibles efectos desestabilizadores así como la influencia del momento torsor existente en hipótesis de cargas simétricas. En la modelización además de las chapas de acero y las losas de hormigón superior e inferior adecuadamente conectadas, se modelizaron los elementos de rigidización longitudinal y transversal así como los apuntalamientos exteriores e interiores y los elementos de arriostramiento (Figs. 6 y 7).

Las acciones se aplicaron de la siguiente forma: las acciones de peso propio se aplicaron a cada uno de los elementos que componen la sección, la carga muerta se aplicó en sus posiciones correspondientes sobre la losa de hormigón. La sobrecarga uniforme se consideró aplicada sobre la losa superior como una carga lineal sobre las almas del cajón principal con el fin de no superponer ningún efecto de flexión transversal en el estudio realizado. Sobre las secciones extremas se consideraron los esfuerzos correspondientes a la situación del tablero estudiada, obtenidos con el modelo general de barras del puente.

Los criterios de dimensionamiento de las chapas y los elementos de rigidización y arriostramiento se realizaron de acuerdo a las Recomendaciones españolas RPX-95, verificando los criterios tensionales establecidos en Estado Límite de Servicio, debidos a los estados de plastificaciones locales, así como los correspondientes a Estados Límite Últimos, por medio de la obtención de los esfuerzos de agotamiento por criterios elastoplásticos para secciones esbeltas.

El estudio se realizó mayorando la carga permanente por 1.35 y la sobrecarga de uso por 1.50. Los incrementos de cargas, para obtener la capacidad última de la sección, se realizaron en la parte correspondiente a la sobrecarga de uso como un factor λ de acuerdo a la combinación:

$$1.35\ CP + \lambda\ 1.50\ SU$$

donde CP es la hipótesis de carga permanente y SU es la correspondiente a la sobrecarga de uso.

Se comentarán, para cada una de las secciones estudiadas, los aspectos más relevantes de la modelización y los resultados obtenidos.

2.1 Sección de centro de vano

La sección de centro de vano está sometida fundamentalmente a momentos flectores positivos, ya que la curvatura del tablero incorpora además momentos torsores, por lo que la losa de hormigón está sometida a tensiones de compresión. En este caso el material hormigón en masa se consideró como un material puramente cohesivo caracterizado por su resistencia máxima a compresión, por lo que no fue necesario incluir ningún tipo de armadura pasiva en la losa.

Como etapa previa a la realización del cálculo elastoplástico, se determinó la geometría deformada inicial de la estructura por medio del cálculo de sus autovalores y formas modales. La situación de carga respecto a los que se calcularon dichos autovalores (λ) es la amplificación de la sobrecarga uniforme mayorada. Los primeros autovalores resultaron negativos, como corresponden a situaciones de sobrecarga que provocan compresiones en la chapa inferior. Escalando las primeras formas modales con un factor de imperfección máximo correspondiente a 1/150 de la dimensión transversal del panel se obtuvo la geometría deformada inicial.

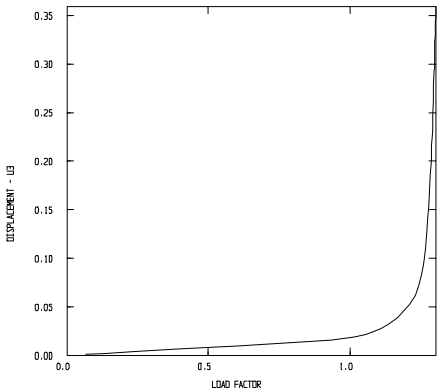


Fig.-8 Sección centro de vano. Curva carga-desplazamiento

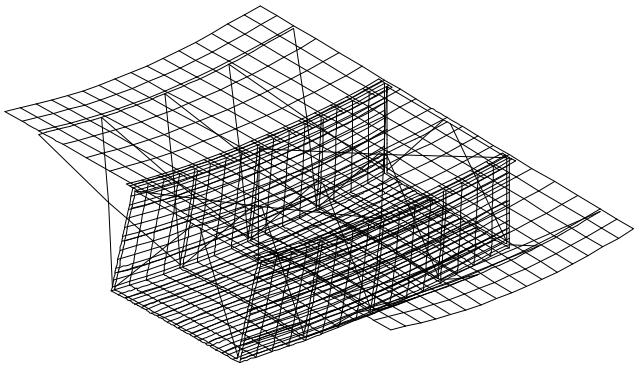


Fig.-9 Sección centro de vano. Deformada en situación de máxima carga

Con la situación deformada calculada se realizó un cálculo elastoplástico incluyendo el posible comportamiento no lineal geométrico que pusiese de manifiesto algún fenómeno de inestabilidad local de las chapas de acero durante los incrementos de carga. La curva carga desplazamiento (Fig.- 8) representa el coeficiente de mayoración, λ de la sobrecarga uniforme en estado límite último, frente al desplazamiento de un

punto característico. El coeficiente máximo obtenido fue 1.30. En dicha curva puede observarse un comportamiento perfectamente dúctil, correspondiente a un proceso de plastificación sin ningún fenómeno de inestabilidad local. En la Fig. 9 se representa la situación deformada de dicha sección próxima a la rotura y en las Figs 10 a 13. el proceso de plastificación de la sección, por medio de la representación de las tensiones de comparación de Von Mises para distintos coeficientes de mayoración de la sobrecarga.

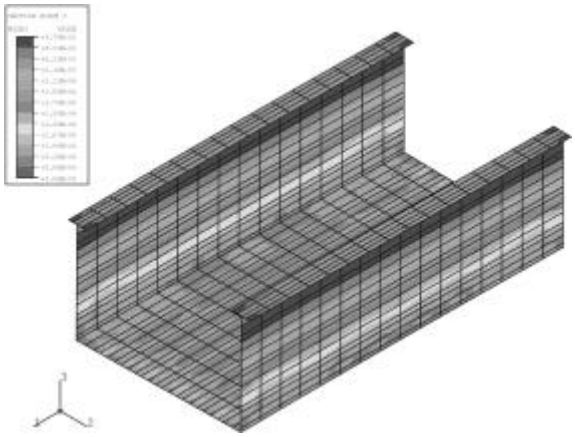


Fig.-10 Sección centro de vano. Tensión de comparación Von Mises (λ=1.02)

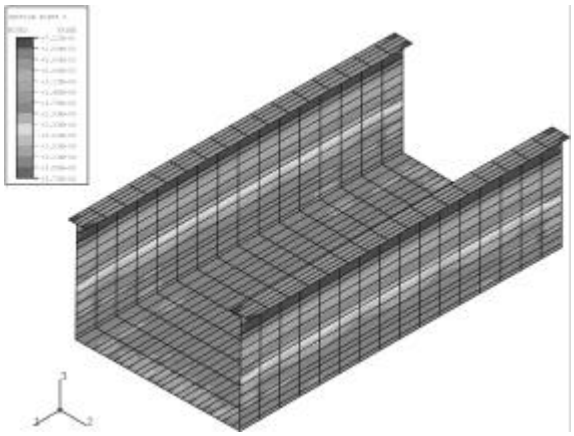


Fig.-11 Sección centro de vano. Tensión de comparación Von Mises (λ=1.09)

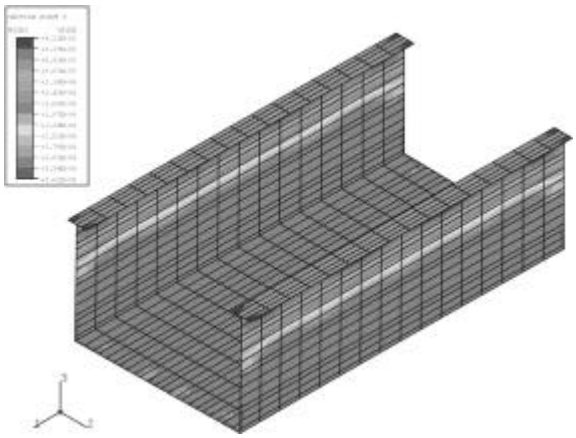


Fig.-12 Sección centro de vano. Tensión de comparación Von Mises (λ=1.17)

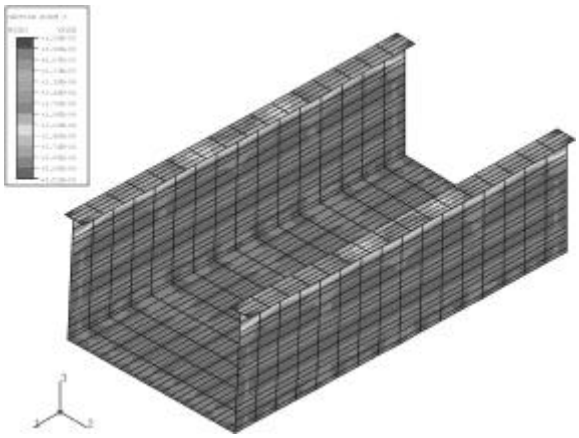


Fig.-13 Sección centro de vano. Tensión de comparación Von Mises (λ=1.27)

2.2. Sección de apoyos

La sección de apoyos está sometida a la acción simultanea del momento flector negativo, momento torsor y esfuerzo cortante. La actuación del momento flector negativo produce tensiones de tracción en la losa superior que hace necesario incluir el modelo de hormigón en masa con las armaduras activas y pasivas. Se incluyeron las

armaduras activas con el estado de fuerzas iniciales predeterminado, sin mayorar, y la distribución de armaduras pasivas longitudinal y transversal dimensionada con los criterios de flexión transversal y armadura longitudinal y transversal de torsión. La losa de hormigón inferior, por el contrario estará sometida exclusivamente a tensiones normales de compresión por lo que se consideró una ley de comportamiento correspondiente a un material puramente cohesivo gobernado por la máxima tensión de compresión..

Con anterioridad al cálculo elastoplástico se determinó la geometría deformada de la estructura por medio del cálculo de autovalores y formas modales. La superposición de los seis primeros modos de pandeo, en este caso todos correspondientes a autovalores positivos, escalados con una deformada del orden de 1/150 de la dimensión transversal del panel permitió determinar dicha geometría.

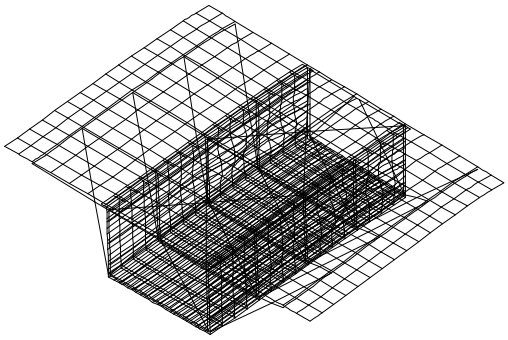


Fig.-14 Sección de apoyos. Deformada

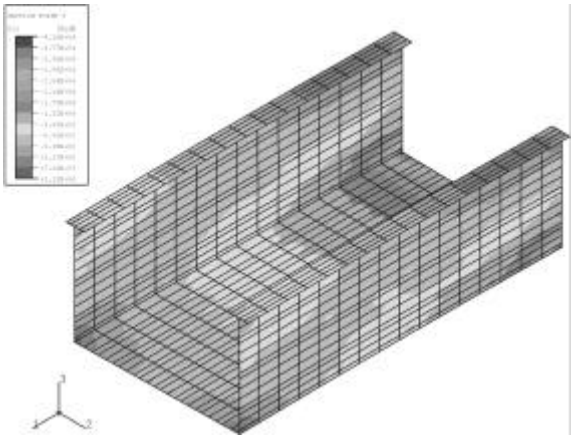


Fig.- 15 Sección de apoyos.
Tensión normal longitudinal. Chapas de acero

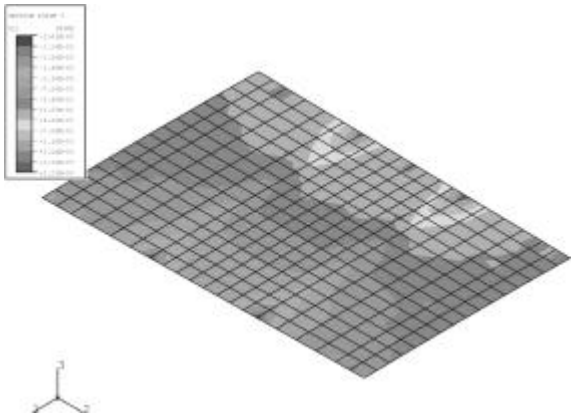


Fig.- 16 Sección de apoyos. Tensión normal longitudinal. Losa superior de hormigón

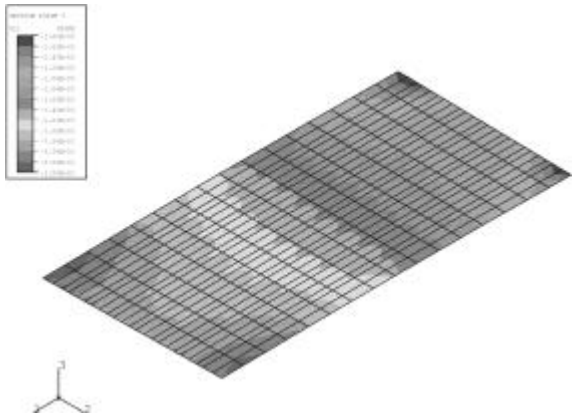


Fig.- 17 Sección de apoyos. Tensión normal longitudinal. Losa inferior de hormigón

Los primeros resultados mostraron un agotamiento de la sección para valores de las cargas inferiores a las previstas debido a plastificaciones locales de la losa superior de hormigón en la zona de conexión con la sección metálica. Esto se debió al comportamiento excesivamente rígido de la conexión y a la no disposición de la armadura pasiva correspondiente a dicha conexión. Una vez dispuesta dicha armadura complementaria, gobernada por criterios diferentes a los inicialmente establecidos por flexión y torsión, la sección alcanzó la rotura para la situación de cargas prevista; pero con un tipo de rotura frágil en el hormigón en la zona de conexión. Los resultados más significativos del cálculo se muestran en la Fig. 14 en el que se muestra la sección deformada. La Fig. 15 representa la distribución de tensiones normales longitudinales en las chapas de acero. Las Figs 16 y 17 muestran la misma distribución de tensiones normales en la losa superior e inferior de hormigón, respectivamente, observándose que los máximos niveles de tensión de tracción corresponden a valores de 20 Kp/cm2.

3. CONSTRUCCIÓN

Uno de los aspectos mas importantes en la concepción del Puente ha sido su construcción. Para ello distingueremos la construcción y montaje del cajón metálico de la construcción de la losa superior e inferior de hormigón.

Fig.-18 Construcción apeada-1

Fig.- 19 Construcción apeada-2

El cajón metálico de los vanos 1, 2 y mitad del 3º vano se montaron por medio de apeos provisionales (Figs 18 y 19). Ante la imposibilidad de apear el resto del tablero, la mitad del 3º vano y el 4º vano completo se empujó y giró desde el estribo E-2 (Figs 20 y 21).

La elección de la línea de deslizamiento fue la cota del terraplén de acceso para evitar realizar un desmonte complementario en zona rocosa con lo que en la etapa final de empuje fue necesario realizar un giro del cajón en torno el estribo.

Para las operaciones de empuje se diseñaron los elementos auxiliares de apoyo necesarios en la pila 3 así como los elementos de guiado y retenida.

Los dos semipuentes se unieron con una dovela de cierre sobre el apeo provisional dispuesto en el centro del 3º vano.

Fig.- 20 Empuje del tablero

Fig.- 21 Giro del tablero

Durante la operación de empuje y giro se realizó un control exhaustivo de las reacciones en los apoyos así como en los elementos de empuje y retenida.

Una vez montado el cajón metálico se hormigonaron las losas inferiores, se realizó el montaje de las prelosas centrales y hormigonado de la losa sobre la zona de apoyos para realizar el tesado correspondiente de los cables. Con posterioridad se hormigonaron los vuelos laterales y se tesaron los cables transversales.

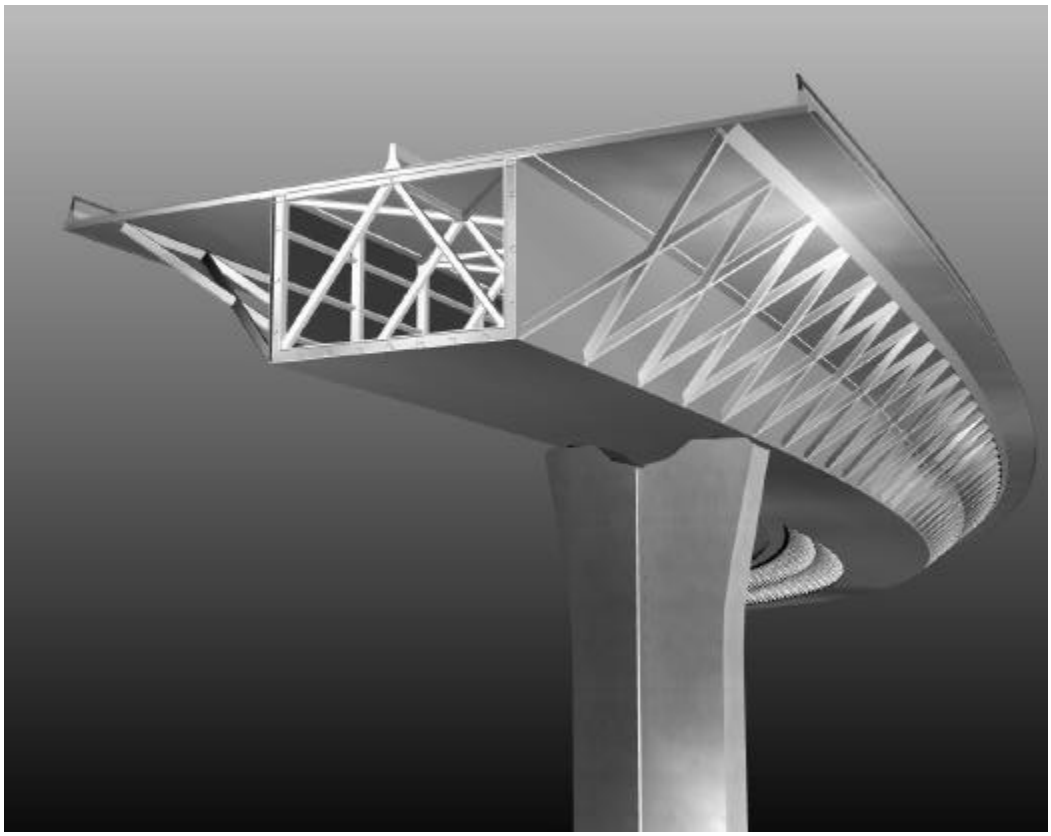
Una vez completado el tablero se realizó la preceptiva Prueba de Carga en el que los resultados obtenidos se ajustaron a los resultados previstos.

FICHA TÉCNICA

PROPIETARIO:	DEMARCACIÓN DE CARRETERAS DEL ESTADO EN CANTABRIA. *José Antonio Herrero Gómez*
PROYECTO:	CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L. *Javier Manterola* *Antonio Martínez Cutillas* *Amando López Padilla*
CONSTRUCCIÓN:	UTE SAN VICENTE (DRAGADOS-FCC) *Fernando Santos* *José A. Madrazo*
ASISTENCIA TÉCNICA A LA CONSTRUCCIÓN:	*Felipe Tarquis* *Miguel López Pardiñas* *Francisco Quintero* *Susana López Manzano* *Carlos Polimón*
TALLER ESTRUCTURAS METÁLICAS:	URSSA
EMPUJE DEL CAJÓN METÁLICO:	BRAMBLES-LASTRA *José Mª Martínez*

II CONGRESO DE ACHE DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

Realizaciones de Puentes



Proceso de construcción del Viaducto de Tina Menor

Susana López Manzano
Miguel Martín Pardina
Francisco Quintero

1. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

El viaducto de Tina Menor forma parte del tramo Lamadrid-Unquera de la autovía del Cantábrico.

Es un puente mixto de 378.50 m, que da paso a la autovía por la denominada ría de Tina Menor, por donde transcurre el río Nansa, cruzando además la línea de ferrocarril transcantábrica de FEVE, y la carretera comarcal CA-181.

Está formado por 4 vanos de luces 64.25+125+125+64.25. El trazado en planta está definido por una curva circular de 600 m de radio en los primeros 250 m (vano 1, vano 2 y parte del vano 3) y una clotoide en su tramo final (parte del vano 3 y vano 4). Tiene una pendiente constante del 1.65% y un peralte variable del 8% en estribo 1 hasta un -3.25% en estribo 2.

El tablero mixto está formado por un cajón central metálico de 10 metros de ancho y 6 metros de canto, debidamente rigidizado, de almas llenas verticales; y unos puntales laterales de perfiles con forma de Cruz de San Andrés que reciben los voladizos de la losa formada con prelosas y losa in situ, con pretensado transversal y longitudinal, hasta alcanzar los 30 metros de ancho total de calzada.

2-PROCESO CONSTRUCTIVO

La ría de Tina Menor tiene un ancho aproximado de 195 m con la margen izquierda muy escarpada e inestable, lo que imposibilitaba el montaje de la totalidad del tablero mediante el empleo de grúas. Por otro lado las propias características geométricas y de diseño de la estructura -planta curva de radio variable, peralte variable con un máximo del 8%, grandes dimensiones del cajón metálico (10 m de ancho por 6.18 m de canto) al que hay que añadirle las vigas de los vuelos laterales exteriores - complicaban en exceso una maniobra de empuje de toda la estructura.

Con todos estos inconvenientes se llegó a la optimización de un sistema de montaje del tablero metálico que combinaba ambos: montaje con grúa mediante apeos provisionales de los vanos 1, 2 y parte del 3, y montaje mediante proceso de lanzamiento de parte del vano 3 y vano 4 desde el estribo 2, obligado por la imposibilidad de montar con grúa.

Para el montaje del tablero de hormigón se procedió a la colocación de prelosas con carro y pórtico autopropulsado y hormigonado de losa in situ.

Se creó un modelo en 3 dimensiones de la estructura en el que se incorporaron las contraflechas de ejecución. Este modelo sirvió para el proceso de corte y fabricación de la estructura metálica y su posterior control de montaje.

La estructura metálica fue dividida longitudinalmente en 13 tramos, 12 de ellos de aproximadamente 30m cada uno y 1 tramo, encima de pila 2, de unos 20 m. Los 9 primeros tramos fueron montados mediante apeos provisionales. Los 4 tramos restantes fueron montados mediante un proceso de lanzamiento, dejando una dovela de cierre de 1 m de longitud.

Se formaron 2 frentes de trabajo. Por un lado se realizaban los trabajos en el tablero (desapeo, hormigonado de losa, tesado) de la zona que se había montado con grúa y apeos provisionales y por otro lado, mientras, se ejecutaba la plataforma de lanzamiento y se montaba en la zona del estribo 2 la estructura metálica que iba a ser empujada a posteriori.

El esquema del proceso constructivo que se siguió fue el siguiente:

1. Construcción de cimentaciones: zapatas estribo 1 y pilas
2. Construcción de pilas 3, 2 y 1
3. Montaje de la estructura metálica apeada (tramos 1 al 8)
4. Construcción del estribo 1 y la parte del 2 adaptada al lanzamiento
5. Desapeo de la estructura metálica a excepción de la torre de apeo provisional situada al final del tramo 8, en la seccion de junta con el tramo lanzado
6. Montaje de estructura metálica en plataforma de trabajo en zona del estribo 2
7. Hormigonado de losa inferior de pila 1 y 2
8. Hormigonado de losa superior de cabeza de pilas 1 y 2
9. Tesado longitudinal de losa de cabeza de pila 1
10. Lanzamiento de la estructura metálica (tramos 9 al 12)
11. Tesado longitudinal de losa de cabeza de pila 2
12. Dovela de cierre
13. Desapeo de la última torre de apeo provisional
14. Acabado del estribo 2
15. Hormigonado de losa inferior de pila 3
16. Tesado transversal del tablero de Estribo 1 hasta pila 2

17. Hormigonado de losa superior Estribo 1 a pila 1
18. Hormigonado de losa superior pila 1 a 2
19. Hormigonado de losa superior de cabeza de pila 3
20. Hormigonado de pila 3 a Estribo 2
21. Tesado longitudinal de losa de cabeza de pila 3
22. Hormigonado de pila 2 a pila 3
23. Tesado transversal de pila 2 a Estribo 2
24. Remates y acabados

3- EJECUCION DEL TABLERO METALICO

3.1- Estructura metálica apeada

Aprovechando una dársena natural se pudo realizar un relleno parcial del cauce del río permitiendo el empleo de una grúa capaz de elevar 250t en un radio de unos 30 m. Todos los elementos metálicos se recibieron con shop-primer y con una primera capa de imprimación de zinc.

El montaje de cada tramo se realizó de la siguiente manera:

- Construcción de unas bancadas de hormigón (zapata + fuste) que servían de apoyo del tramo de puente a ejecutar, replanteados en filas sobre los que se colocaba un perfil HEB 300

- Colocación de 4 paneles de fondo mediante grúa
- Colocación de 4 paneles laterales con una grúa, unidos provisionalmente al fondo del cajón mediante arriostramiento interior provisional (trácteles para mantener la verticalidad de las almas y chapas a modo de sietes para unir mediante soldadura provisional)
- Colocación perfilería de arriostramiento interior con grúa
- Soldadura definitiva de los paneles entre sí y de los arriostramientos
- Diafragma de estribo o pila en los tramos que correspondieran.
- Colocación de jabalcones, viga riostra y tirantes con grúa, apeados provisionalmente mediante unos perfiles HEB 300 apoyados en los cruces superiores de las aspas a modo de pilas
- Soldadura definitiva de los vuelos y tirantes
- Colocación de conectadores en el fondo del cajón (en zonas determinadas de cabezas de pila), en la viga central del arriostramiento interior (viga HEB-280 horizontal), en las alas superiores y en la viga riostra de los jabalcones.
- Pintura : Capa intermedia y capa de acabado de poliuretano.

Los 2 primeros tramos se montaron in situ sobre las bancadas de hormigón descritas anteriormente. Los siguientes 7 tramos, del 3 al 8, se premontaron sobre las bancadas de hormigón.

Para colocarlos en su posición definitiva se empleó la grúa mencionada anteriormente. Esta enganchaba al tramo a través de unos cáncamos y estrobos que se soldaban en las alas superiores del cajón.

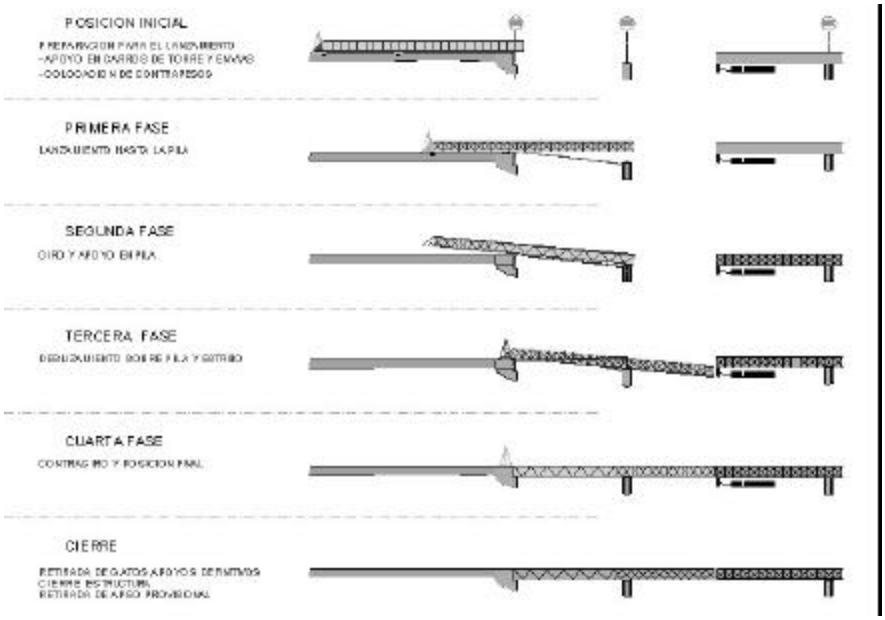
El tramo se colocaba apoyado en 2 torres de apeo provisionales situadas en cada extremo del tramo. Cada torre estaba formada por dos patas a modo de pilares, unidas por una viga metálica a modo de bastidor. Las patas de las torres se apoyaban mediante anclajes metálicos en unas zapatas de hormigón construidas para tal fin.

3.2 Estructura metalica lanzada

Para completar la construcción del puente (el resto del vano 3, y el vano 4) se proyectó un complejo proceso de lanzamiento de todo este tramo final desde el estribo 2, el cual se llevaría a cabo en 4 fases en las que se realizarían las operaciones siguientes:

- Posición inicial: Apoyo en carros de torre y en vías.
  Colocación de contrapesos.
- Primera fase: Empuje en horizontal a 6 metros por encima de la cota de la zapata del estribo 2.
- Segunda fase: Giro y apoyo de la cabeza de lanzamiento en la pila 3.
- Tercera fase: Segundo deslizamiento sobre pila y estribo con una inclinación del 10%.
- Cuarta fase: Contragiro hasta colocar la estructura en su posición definitiva.

La realización del lanzamiento desde una cota superior a la definitiva, obligando a efectuar dos basculamientos, vino obligada por las características del terreno, que no permitió la ejecución del desmonte del estribo hasta la cota necesaria para lanzar el puente desde su posición definitiva en alzado, en una única maniobra de avance, facilitando toda la operación.



El tramo de 120 metros de puente que iba a ser lanzado, se construyó previamente completo, con sus contraflechas de ejecución, su pendiente y su peralte variable.

Toda la estructura metálica (arriostrado interior y exterior incluido), con un peso total de 990 toneladas, se montó encima de unos caballetes metálicos situados sobre una base de hormigón constituida por 135 metros de vigas de hormigón armado en forma trapecial, construida ex profeso en el sentido del avance desde el estribo 2.
Una vez montado el tramo, quedó a 6 metros por encima de cota de la zapata del estribo 2.

La estructura se reforzó en varios puntos, a fin de aumentar su resistencia ante los esfuerzos que habría de soportar durante la realización de las maniobras; principalmente en la sección donde apoyaban los patines de deslizamiento centrales, También se diseñó una nariz metálica de cola, que se soldó al puente por el diafragma del estribo. Esta “nariz” tenía por función albergar contrapeso, y a su vez conectaba el puente con un pórtico móvil trasero mediante unas orejetas metálicas.

Para desapear la estructura se emplearon dos gatos de trepa de 300 toneladas (uno a cada lado de la viga de hormigón), y dos patines de 1.000 toneladas situados a 76 metros de la parte frontal del puente.

Luego se colocó en la nariz de cola un contrapeso compuesto por 8 filas de 4 losas prefabricadas, que sumaban en total 454 toneladas.

A continuación se descargaron los gatos de trepa, y el puente quedó por fin apoyado únicamente sobre los patines centrales y el pórtico trasero, con un voladizo delantero de unos 75 metros.

Fase 1: Deslizamiento horizontal

Esta fase consistía en el deslizamiento horizontal de la estructura, a fin de dejarla en situación idónea para realizar el basculamiento que la permitiera hacer contacto con la pila 3.

Tanto los patines del pórtico como los patines centrales de 1.000 toneladas, se desplazaban por una serie de carriles de 5 metros de longitud embulonados entre sí, que disponían en su interior de unas planchas de acero-teflón equiespaciadas, apropiadamente lubricadas, sobre las cuales se deslizaría la parte inferior de los patines.

Sobre los dos gatos hidráulicos de doble efecto de 500 toneladas dispuestos en cada patín, había unas rótulas de 1.000 toneladas de capacidad, que iban unidas al fondo del puente mediante unas cuñas fabricadas ex profeso.

Los gatos de empuje horizontal se movían cada metro y medio, completando un ciclo de extensión y recogida de émbolo, y se iba comprobando que las cargas de los gatos de los patines centrales así como de los de izado del pórtico, no variaran.

La velocidad media de desplazamiento que se alcanzó fue de unos 5 metros por hora, ya que era necesario simultanear los movimientos del patín central y del pórtico, debido fundamentalmente a la necesidad de ripar los carriles como consecuencia de las diferentes trayectorias; así como por el manejo de gatos de empuje horizontal independientes, unos para los patines centrales de 1.000 toneladas, y otros para los patines del pórtico.

Así se situó el tramo del puente listo para el primer basculamiento, cuando la sección frontal había sobrevolado casi 4 metros el eje de la pila.

Fase 2: Basculamiento 1

Después de las oportunas comprobaciones topográficas, se inició el primer basculamiento, de unos 6 grados, que permitiría posar el puente sobre los gatos verticales de apoyo de la pila 3.

Se comenzó realizando izados discretos de la nariz de cola, para lo cual se iba modificando la carrera de los gatos verticales ubicados en las vigas dintel del pórtico trasero.

Los patines centrales permanecieron siempre fijos en su posición, con los gatos de empuje anclados a los carriles para evitar cualquier deslizamiento.

El eje del gato trasero era el eje físico de basculamiento del puente, en tanto que el sistema cuña-rótula del gato delantero permitía el movimiento relativo entre la cuña y la rótula de unos 12 mm, que se produciría durante el basculamiento.

Llegados a este punto se procedió a la puesta en carga de la pila 3, mediante la transferencia de carga de los gatos del pórtico a los gatos de apoyo de la pila.

La carga quedó finalmente repartida entre los gatos de la pila 3 y los gatos de los patines centrales.

Fase 3: Deslizamiento 2

Después de dejar el puente doblemente apoyado -en la pila 3 y en el patín central- se procedió al traspaso de carga de los patines centrales a los 2 gatos verticales de 500 t del estribo 2, a fin de efectuar el segundo deslizamiento.

La operación se controló permanentemente mediante tres puntos de verificación: los gatos de la pila 3, los gatos hidráulicos de los patines controlados mediante la central, y las unidades de retenida controladas por ordenador.

Una vez a punto el sistema de guiado transversal, engrasada la viga soporte para dicho guiado y el fondo del puente, se realizó el deslizamiento de los 55 metros de puente restantes, hasta completar el empuje definitivamente.

Este deslizamiento se hizo escalonadamente, soltando paulatinamente el cable de las unidades de retenida, en emboladas de 50 cm controladas mediante ordenador, y comprobando después de cada embolada las carreras y cargas de todos los gatos.

El puente deslizaba sobre los chapones de teflones colocados en las rótulas de los gatos del estribo 2, así como por los de la pila 3, mientras se corregía su posición transversal mediante los gatos de 150 toneladas apoyados en la viga de guiado presente tanto en el estribo 2 como en la pila 3.

Después de empujar hasta los 55 metros, se volvió a instalar el pórtico trasero, y se produjo el traspaso de carga de los gatos de estribo 2 al pórtico.

Una vez que el puente estuvo apoyado nuevamente en los gatos de la pila 3 y en el pórtico, se procedió al desmontaje y retirada de la estructura metálica del estribo 2, así como a la colocación de los aparatos de apoyo definitivos.

Fase4: Basculamiento 2

Se realizó este segundo basculamiento, en sentido contrario al primero, controlando por ordenador las carreras de los gatos de izado del pórtico trasero hasta encajar la nariz de la cola en el foso construido a tal fin por detrás del estribo 2.

La posición final del tramo lanzado pudo ajustarse al milímetro, tanto transversalmente, para lo que se emplearon los gatos de guiado transversal, como longitudinalmente, para lo que se actuaba sobre los patines del pórtico y los carriles de deslizamiento.

Finalmente, el tramo de puente empujado se unió al tramo construido previamente sobre apeos provisionales, mediante una dovela de cierre de un metro de longitud.

Llegados a esta situación se realizó el traspaso de carga desde los gatos de izado del pórtico trasero, a los aparatos de apoyo definitivos del puente. Y a continuación se pasó la carga de los gatos de la pila 3 a los aparatos de apoyo definitivos.

Mediante unas vigas de cierre se realizó el blocaje entre los 2 labios y se desmontaron y retiraron los gatos de guiado lateral, y retenida, así como el resto de los elementos que habían intervenido en la maniobra de empuje.

Toda la operación de lanzamiento se ejecutó a lo largo de un período de 8 días, durante los cuales no hubo que destacar incidencias meteorológicas, puesto que nunca se sobrepasó la máxima velocidad de viento prevista, de 20 metros por segundo.

Una vez unida la estructura metálica, se procedió a la retirada del apeo provisional último y a la secuencia de hormigonado prevista, tanto en el tablero (losa inferior y losa superior con la consiguiente colocación de prelosas), así como la terminación del estribo 2, que había sido construido parcialmente para adecuarlo al lanzamiento.

4-PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA LOSA DE HORMIGON

La losa de compresion del puente esta compuesta por un sistema de prelosas prefabricadas que se apoyan sobre la estructura metalica, para el posterior hormigonado, tras el montaje de la ferralla y el pretensado.

Las prelosas prefabricadas estan formadas transversalmente por tres piezas, dejando libre entre ellas las platabandas longitudinales del cajon metalico; en sentido longitudinal tienen 2,50m .

El espesor es de 6cm, con dos nervios de 25cm para un canto total de losa de 32cm. Las losas laterales tienen una ventana longitudinal para la conexión con el perfil superior de las costillas metalicas laterales, asi como un tape en el borde exterior.

El pretensado transversal se situa sobre la losa y entre los nervios, y el longitudinal en la zona de pilas atraviesa los nervios mediante unos agujeros previstos en ellos.

El montaje de prelosas se realizo mediante el auxilio de un carro montador diseñado expresamente para este fin; esta compuesto por un portico metalico, cuyos soportes apoyan en unos carriles situados sobre las platabandas superiores del cajon metalico, y que se prolonga hacia el exterior con sendos voladizos.

El carro, que es autopropulsado, debia permitir en su funcionamiento el fuerte cambio de peralte que se produce a lo largo de la estructura; ademas, y con el auxilio de una plataforma de transporte, tenia que distribuir longitudinal y transversalmente las prelosas. Asimismo, el sistema de carriles tenia que permitir el hormigonado in situ sin necesidad de retirarlo.