

# Puente extradadosado sobre el río Deba (autopista Vitoria-Gasteiz – Eibar)

## *Extradosed Bridge over the river Deba (Vitoria-Gasteiz – Eibar Motorway)*

◆  
José Antonio Llombart

◆  
Jordi Revoltós

Estudio de Ingeniería y Proyectos, EIPSA

### RESUMEN

El presente artículo describe las principales características y sistema constructivo del Puente sobre el río Deba, perteneciente a la Autopista Vitoria-Eibar en el Enlace de Málzaga.

El puente, que discurre en curva, tiene una sucesión de luces de 42.00 + 66.00 + 42.00 m, cruza un ferrocarril, el río Deba y una carretera. Para resolver el problema de gálibo estricto sobre la carretera se ha diseñado un tablero de hormigón con una sección en forma de “U”, cuyo canto sobrepasa la plataforma de rodadura y en el que el pretensado sobresale del canto de la sección.

El tablero está soportado por unas pilas con disposición en “Y”. La solución, cuyas especiales características están obligadas por la circunstancia de gálibo, aporta el atractivo formal derivado de su singularidad.

### 1. INTRODUCCIÓN

La Autopista Vitoria-Eibar entronca en su extremo norte con la Autopista A-8 en el Enlace de Málzaga. Este enlace se

halla en la confluencia de los angostos valles de los ríos Deba y Ego, un enclave con una gran concentración industrial y viaria. Estos factores han condicionado el diseño de un enlace complejo en el que abundan los túneles y viaductos (Figura 1).

En particular, el ramal Vitoria-Irún debe cruzar sucesivamente una línea

### SUMMARY

*This article describes the main features and construction system relating to the Bridge over the river Deba, belonging to the Vitoria- Eibar Motorway at Málzaga Junction.*

*Running in a curve, the bridge has a succession of spans measuring 42.00 +*



Figura 1. Enlace de Málzaga.  
Figure 1. Málzaga Junction.

66.00 + 42.00 m, crosses a railway line, the river Deba and a road. A “U” shaped cross-sectioned concrete deck was designed for overcoming the strict clearance problem over the road. Its edge protrudes from the roadway and the prestressing protrudes from the cross section’s edge.

The deck is supported by “Y” shaped piers. The solution, whose special features are compelled by the clearance requirement, provides the attractive shape deriving from its uniqueness.

1. INTRODUCTION

The Vitoria-Eibar motorway connects at its north end with the A-8 motorway at the Málzaga junction. This junction is located where the narrow valleys of the rivers Deba and Ego meet, an enclave with a high concentration of industry and roads. These were determining factors in the design of a complex junction where tunnels and viaducts abound (Figure 1).

The Vitoria-Irún branch in particular has to successively cross a railway line, the river Deba and the N-634 road (Figure 2), to then join the A-8 a little further on. Combined with the conditioning factor of not building piers in the riverbed, this succession of obstacles generates a structure with three spans



Figura 2. Puente sobre el río Deba. En la izquierda de la imagen aparece el paso de la Carretera N-634 por debajo del tablero.  
Figure 2. Bridge over the river Deba. The N-634 road appears passing under the deck on the left of the picture.

measuring 42.00 + 66.00 + 42.00 m. (Figure 3). The proximity of the connection to the A-8 limits the branch’s vertical alignment and only allows a 1.05 m thickness below roadway level where passing over the N-634. This value is considerably less than the thicknesses normally used in concrete decks with these spans (A typical solution would be formed by a deck varying from 2.20 m to 3.60 m in thickness, in the same way as other structures belonging to the same Málzaga Junction have been designed).

ferroviaria, el río Deba y la N-634 (Figura 2), para después unirse a poca distancia con la A-8. Esta sucesión de obstáculos, unida al condicionante de no disponer pilas en el lecho del río, genera una estructura de tres vanos con luces de 42.00 + 66.00 + 42.00 m. (Figura 3). La proximidad de la conexión con la A-8 limita el trazado en alzado del ramal, permitiendo únicamente un canto bajo rasante de 1,05 m en su paso sobre la N-634. Este valor es notablemente inferior a los cantos que se disponen habitualmente en tableros de hormigón con estas

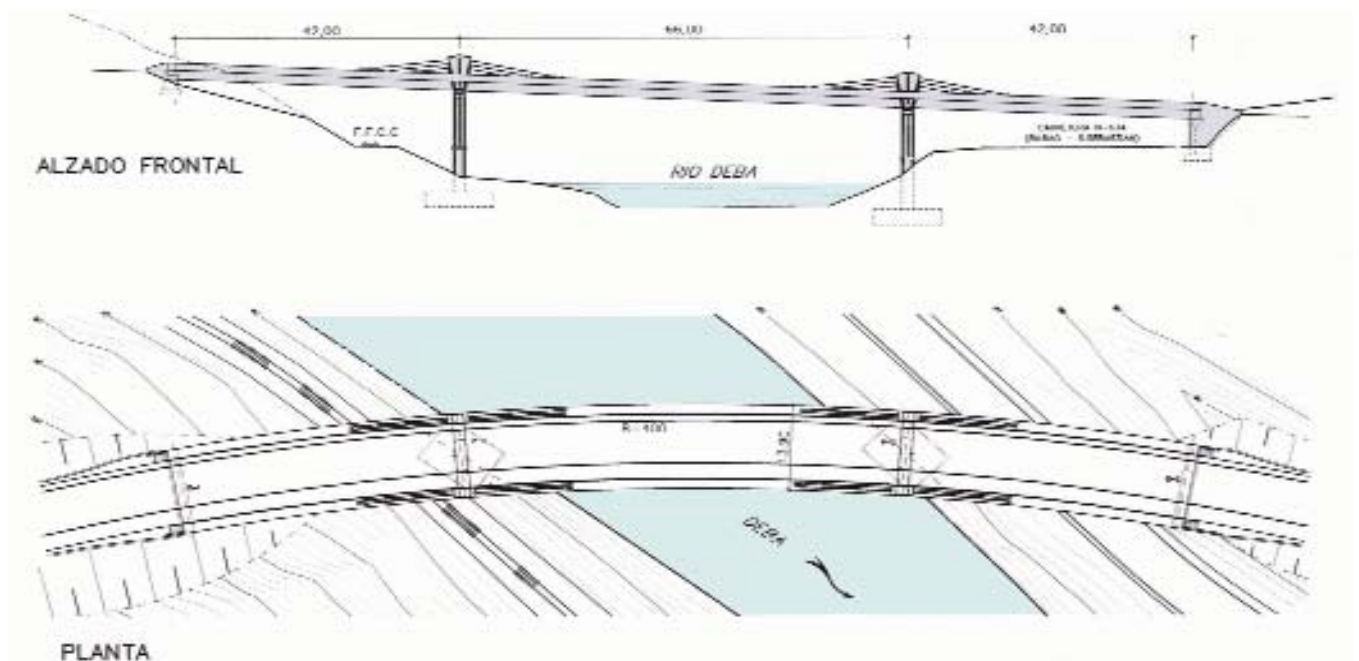


Figure 3. Puente sobre el río Deba. Esquema y dimensiones generales.  
Figure 3. Bridge over the river Deba. Scheme and general dimensions.

luces (Una solución típica estaría constituida por un tablero con canto variable de 2,20 m a 3,60 m, en la misma forma como se han resuelto otras estructuras pertenecientes al mismo Enlace de Málzaga).

Para resolver este problema de gálibo estricto se ha diseñado un tablero de hormigón con una sección abierta en forma de "U", cuyo canto sobrepasa la plataforma de rodadura y en el que el pretensado sobresale a su vez del canto de la sección (Figura 4).

## 2. ESTUDIO DE SOLUCIONES EN FASE DE PROYECTO. Puentes provistos de tirantes

La consideración de la magnitud de las luces a salvar, unida a la escasez de gálibo, hizo que en un principio se plantease la conveniencia de una solución con un cierto atirantamiento, lo cual motivó un estudio de las distintas posibilidades y el establecimiento de una serie de consideraciones relativas a diversos esquemas de puentes de hormi-

*A concrete deck with an open "U" shaped cross section was designed to solve this strict clearance problem. Its edge protrudes from the carriageway and the prestressing in turn protrudes from the cross section's edge (Figure 4).*

## 2. STUDY OF SOLUTIONS IN THE DESIGN PHASE. CABLE STAYED BRIDGES

*Combined with the lack of clearance, consideration of the spans to be*

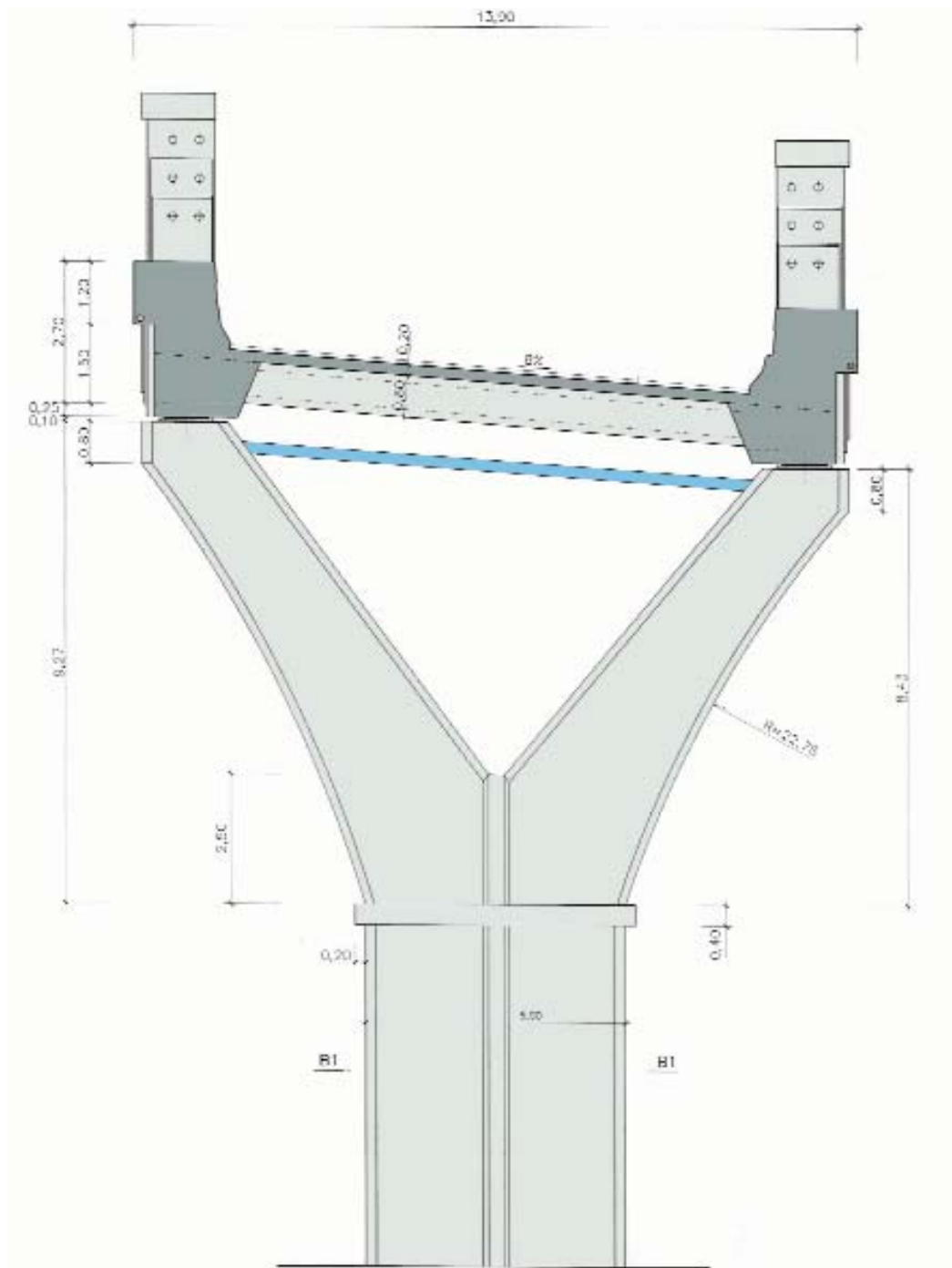


Figura 4. Puente sobre el río Deba. Sección transversal.  
Figure 4. Bridge over the river Deba. Cross section.

overcome led initially to the advisability of coming up with a solution using a certain amount of stays which, in turn, led to studying the different possibilities involving a number of considerations relating to various schemes of cable stayed bridges as shown in figure 5:

a) Concrete deck bridge, classic staying with a multiple stay arrangement. The Brotonne Bridge in France has been reproduced as an example in the scheme shown.

b) Extradosed, cable stayed bridge. The diagram shows the EIPSA designed Teror Bridge in Gran Canaria.

c) Prestressed concrete deck bridge, provided with extradosing in the support areas on piers. The scheme corresponds to the Bridge over the river Deba.

Multiple stayed concrete deck bridges (scheme a) are nowadays an ideal solution for overcoming large spans between 200 and 400 metres, with 400 m having been exceeded in cases which

could be deemed a “record”, to now enter the range of spans in metal cable stayed bridges which have achieved in excess of 800 metres in extraordinary constructions such as the Normandy Bridge in France and the Tataru in Japan.

The height of the pylons, whose dimensions are usually pleasing to the eye in open spaces, stands out in classic cable stayed bridges with a concrete deck. The pylon/main span ratio is usually around 0.20. The deck is characterised by its slenderness and flexibility and normally its dead load and a large part of the live loads are offset by the staying system. The variation in stay tension as against the live loads requires consideration to be given to the consequences deriving from fatigue and, therefore, sizing must be made such that the maximum stress is in the order of 40% of the failing load and in no event must exceed 45%, with which the use made of the steel's strength is less than that usually achieved in other types of structure.

gón provistos de tirantes, que se muestran en la figura 5:

a) Puente con tablero de hormigón, atirantado clásico con disposición de tirantes múltiples. En el esquema mostrado se ha reproducido, a título de ejemplo, el puente de Brotonne, en Francia.

b) Puente atirantado extradosado. En el esquema se ha representado el puente de Teror, en Gran Canaria, proyectado por EIPSA.

c) Puente con tablero de hormigón pretensado, provisto de un extradosado en las zonas de apoyo sobre pilas. El esquema corresponde al puente sobre el río Deba.

Los puentes de tablero de hormigón con tirantes múltiples (Esquema a) constituyen hoy en día una solución idónea para resolver grandes luces comprendidas entre 200 y 400 metros, habiéndose superado los 400 m en casos excepcionales que podrían considerarse “record”, entrando ya en el rango de luces de

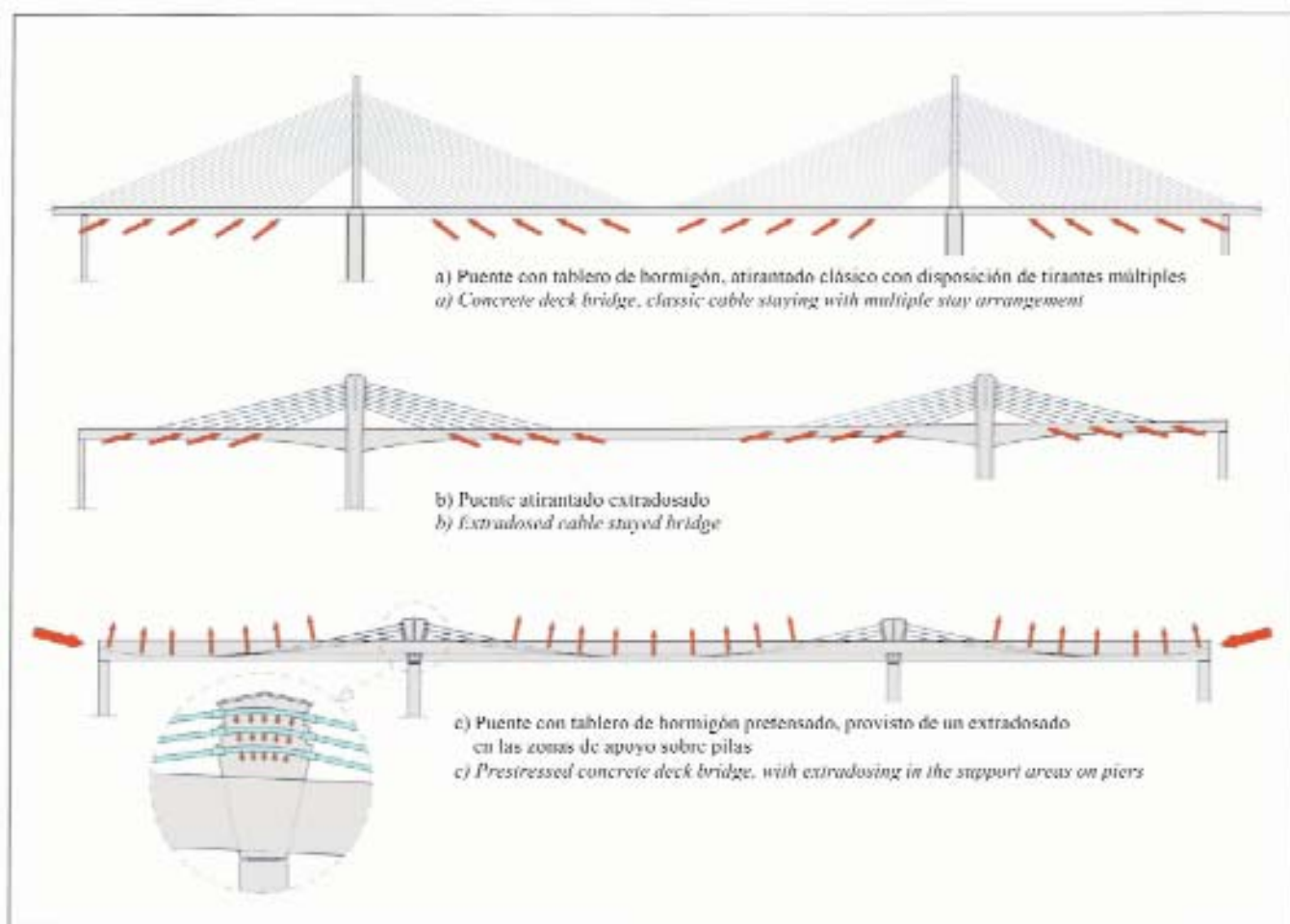


Figura 5. Esquemas de puentes de hormigón provistos de tirantes.  
Figure 5. Schemes of cable stayed concrete bridges.

los puentes atirantados metálicos, que han logrado sobrepasar la luz de 800 metros en obras extraordinarias, tales como el Puente de Normandía, en Francia y Tatara, en Japón.

En los puentes atirantados clásicos con tablero de hormigón destaca la altura de los pilonos, cuyas dimensiones suelen resultar gratas a la vista en espacios abiertos. La relación altura de pilono/luz principal suele estar en el entorno de 0,20. El tablero de estos puentes se caracteriza por su esbeltez y flexibilidad y normalmente su peso propio y gran parte de las sobrecargas se compensan por el sistema de atirantamiento. La variación de la tensión en los tirantes frente a las sobrecargas exige considerar las consecuencias derivadas de la fatiga, por lo que el dimensionamiento debe hacerse de manera que la máxima tensión sea del orden del 40% de la carga de rotura, no debiéndose superar en ningún caso el 45%, con lo que el aprovechamiento de la capacidad resistente del acero es inferior al que se suele conseguir en otro tipo de estructuras.

Las formas del esquema b), perteneciente a un puente extradosado, difieren sensiblemente del puente atirantado clásico. Se entiende por pretensado extradosado, aquél que es exterior a la sección y sobresale del canto del tablero, ya sea por arriba o por abajo. Estos puentes tienen en común una característica consistente en que su atirantamiento no entra en el tablero, sino que se ancla a él en todos sus puntos de entrada, mientras que en el pilono los tirantes suelen ser pasantes durante construcción y están bloqueados en servicio. El atirantamiento sirve para compensar en gran parte los esfuerzos de peso propio, mientras que las sobrecargas son resistidas por la flexión del dintel. La baja relación altura de pilono/luz del vano hace que la efectividad de los tirantes sea reducida. Sin embargo, la poca variación de tensión de los tirantes permite que éstos sufran menos frente a fenómenos de fatiga y que, por tanto, se puedan aprovechar mejor, llegando a estados de tensión más altos que los permitidos para tirantes convencionales y usando anclajes más sencillos. Normalmente, pueden dimensionarse los tirantes con tensiones de servicio por encima del 60% de la carga de rotura.

La escasa altura de los pilonos, en relación con la dimensión de la luz, proporciona al conjunto un aspecto estético que puede resultar apropiado para los casos en que se desea que la forma que emerge del tablero no entre en competencia con el paisaje circundante. Ello suele ocurrir cuando se trata de cruzar valles en los que se pretende evitar el efecto del impacto visual que se produciría como consecuencia de una excesiva intromisión de elementos artificiales en un conjunto natural. Un pilono de gran altura, característico de un puente atirantado, puede realmente ofrecer un sugestivo panorama en el caso de construirse un puente en un espacio abierto y sin embargo, causar un efecto negativo cuando se sitúa en zonas montañosas o espacios semiurbanos, por el hecho de restar protagonismo a los elementos existentes, bien sean naturales, o edificaciones próximas.

Los viaductos con pretensado extradosado se han venido desarrollando principalmente en los últimos años en Japón, donde cabe destacar el puente de Odawara (Luz máxima: 122 m), el puente de Tsukuhara (Luz máxima: 180 m) y más recientemente, los puentes sobre los ríos Ibi y Kiso (Luz máxima: 272 m). La figura 6 muestra una imagen del puente de Teror, proyectado recientemente por EIPSA, con una disposición de vanos de 54 + 145 + 62 m.

El esquema c), adoptado en el puente sobre el río Deba, corresponde a una

*The shapes in scheme b), belonging to an extradosed bridge, considerably differ from the classic cable stayed bridge. Extradosed prestressing is taken to be that outside the cross section which protrudes from the deck's edge whether above or below. These bridges have a feature in common consisting in their stays not entering the deck but being anchored to it, at all their points of entry whilst stays in the pylon are usually through stays during construction and are blocked in service. Staying serves for largely offsetting dead load stresses whilst live loads are withstood by the deck's bending. The low pylon height/span length ratio makes for a reduced effectiveness of the stays. However, the small variation in the stays' tension allows them to suffer less from fatigue phenomena and, therefore, better use can be made of them, reaching higher tension states than those allowed for conventional stays and using simpler anchorages. Stays can normally be sized with service stress above 60% of the failing load.*

*Low pylons in comparison with the span dimension provides an aesthetic look to the overall unit which may prove suitable for cases where the shape emerging from the deck is required not to compete with the surrounding landscape. This usually occurs when crossing valleys where endeavour is made to prevent the effect of visual impact, which would arise as a result of artificial items excessively interfering in*



Figura 6. Puente de Teror. Atirantado extradosado.  
*Figura 6. Teror Bridge. Extradosed cable stayed bridge.*

a natural scenario. Characteristic of a cable stayed bridge, a very high pylon may actually offer an attractive panorama should a bridge be built in an open space but, however, may cause a negative effect when located in mountain areas or semi-urban spaces because it takes the leading role away from already existing elements, whether natural or nearby constructions.

Viaducts with extradosed prestressing have been developed mainly in Japan over the last few years, where the Odawara Bridge (maximum span of 122 m), the Tsukuhara Bridge (maximum span of 180 m) and, more recently, the Bridges over the rivers Ibi and Kiso (maximum span of 272 m) may be highlighted. Figure 6 shows a picture of the Teror Bridge recently designed by EIPSA, with a span arrangement of 54 + 145 + 62 m.

Adopted in the Bridge over the river Deba, scheme c) corresponds to a different conception of the aforementioned extradosed cable stayed bridges. This is a bending resistant concrete deck arrangement where prestressing runs the deck's whole length, entering and leaving the cross section several times and being anchored only at the ends (Figure 7). Following this same scheme, a precedent may be quoted in J. Tonello's Saint-Remy de Maurienne bridge, with two spans of 52.5 + 48.5 m. In both cases, the cables do not act as stays but as conventional post-tensioning which stress the deck by means of the axial compression force

and the cable's deviation forces. The variation in the steel's stress due to live load action is minimal and, therefore, the risk of fatigue is completely discarded. Tensioning in the Bridge over the river Deba was performed at 70% breaking stress in the cables protruding from the cross section. The remaining inner tendons were tensioned at 75% of the failing load stress in the usual way in post-tensioned structures.

### 3. SOLUTION ADOPTED. DECK WITH EXTRADOSED POST-TENSIONING

The scheme of a conventional cable stayed bridge was discarded in the Bridge over the river Deba for functional and aesthetic reasons. The roadway's plan curvature (radius = 400 m) and the existence of a single carriageway obliged consideration to be given to a type of pier with a "A" scheme, hydraulically incompatible with the river Deba's flow due to its skewed crossing. In addition, the fact that the bridge being designed forms part of a group of junction structures, performed with continuous, varying thickness beams, and of being that with a height closest to the river, advised its not standing out heightwise over its neighbours for aesthetic reasons. This is why it was decided to develop a solution with extradosed prestressing.

Using the scheme as indicated, the maximum thickness achieved in the Bridge over the river Deba under the

concepción distinta de los puentes atirantados extradosados mencionados anteriormente. Se trata de la disposición de un tablero de hormigón, resistente a flexión, en el que el pretensado recorre toda la longitud del tablero, entrando y saliendo de la sección varias veces y anclándose únicamente en los extremos (Figura 7). Siguiendo este mismo esquema, cabe citar un precedente en el puente de Saint-Remy de Maurienne de J. Tonello, con dos vanos de 52,5 + 48,5 m. En ambos casos, los tendones no actúan como tirantes, sino como postesado convencional que solicita al tablero mediante el axil de compresión y las fuerzas de desviación del cable. La variación de tensión en el acero, debida a la acción de las sobrecargas es mínima, por lo que se descarta totalmente el riesgo de fatiga. En el puente sobre el río Deba, el tesado se ha realizado al 70% de la carga de rotura en los tendones que sobresalen de la sección. El resto de tendones interiores se han tesado al 75% de la carga de rotura, en la forma usual de las estructuras postesadas.

### 3. SOLUCIÓN ADOPTADA. TABLERO CON PRETENSADO EXTRADOSADO

El esquema de puente atirantado convencional fue descartado en el puente sobre el río Deba por razones funcionales y estéticas. La curvatura en planta de la plataforma (Radio = 400 m) y la existencia de una sola calzada obligaba a la consideración de una tipología de pila

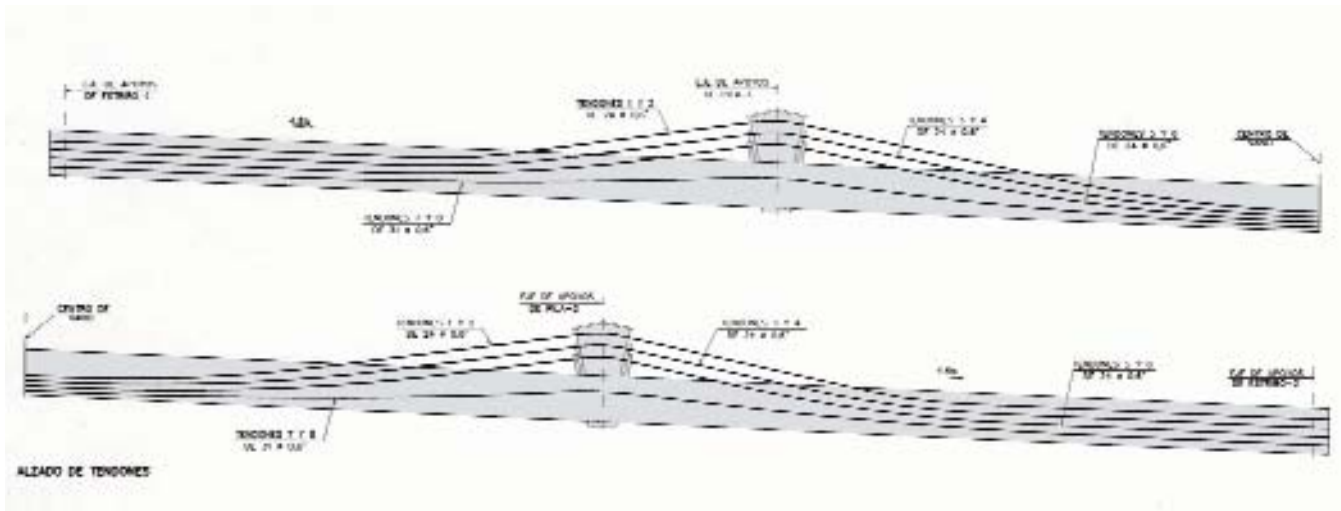


Figura 7. Puente sobre el río Deba. Esquema de pretensado longitudinal.  
Figure 7. Bridge over the river Deba. Scheme of longitudinal prestressing.



Figura 8. Tablero del Puente sobre el río Deba. Vista superior.

Puede apreciarse la disposición de los pilonos, que soportan el pretensado extradosado y la forma de los nervios longitudinales, que sirven de protección exterior de la calzada.

Figure 8. Deck of the Bridge over the river Deba. Top view.

The pylon arrangement supporting the extradosed prestressing and the shape of the longitudinal ribs acting as outside protection for the carriageway can be seen.

con esquema en “A”, incompatible hidráulicamente con el flujo del río Deba, debido a su cruce esviado. Además, el hecho de que el puente objeto del proyecto forma parte de un conjunto de estructuras del enlace, resueltas con vigas continuas de canto variable y de ser la de cota más cercana al río, aconsejaba por razones estéticas el no destacar en altura frente a sus vecinas. Por tanto, se decidió desarrollar una solución con pretensado extradosado.

Con el esquema indicado, en el puente sobre el río Deba se ha conseguido que el espesor máximo existente bajo la capa de rodadura sea menor de 1,05 m, resolviendo el problema de gálibo estricto sobre la Carretera N-634 (Bilbao-San Sebastián). Las barreras de seguridad están embebidas en sendos nervios longitudinales, en forma de grandes vigas continuas de tres vanos. Coincidiendo con la posición de los apoyos intermedios, sobresalen unos pilonos que soportan el pretensado extradosado (Figura 8). La solución, cuyas especiales características están obligadas por la circunstancia de gálibo, aporta el atractivo formal derivado de su singularidad.

#### 4. TABLERO

La sección transversal del tablero está formada por una viga artesa compuesta

por dos nervios longitudinales de 2,70 m de canto, realizados in situ, en los que se empotran unas vigas transversales prefabricadas que soportan la acción directa del tráfico. Sobre las vigas longitudinales, y coincidente con el eje de pilas, se disponen unos pilonos que sirven de elementos desviadores del pretensado extradosado (Figura 9).

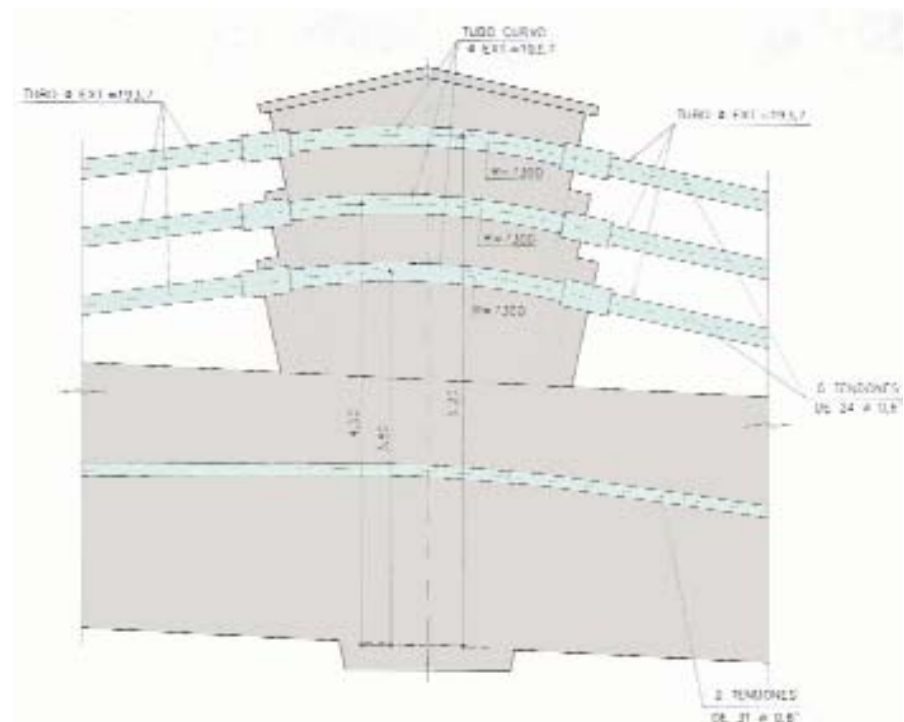


Figura 9. Esquema del paso del pretensado extradosado por el interior del pilono.  
Figure 9. Scheme of the extradosed prestressing passing through the inside of the pylon.

roadway level is less than 1.05 m, thus solving the strict clearance problem over the N-634 road (Bilbao – San Sebastián). The safety barriers are embedded in longitudinal ribs in the shape of large continuous three span beams. Coinciding with the position of the intermediate supports, pylons protrude supporting the extradosed prestressing (Figure 8). The solution, whose special features are compelled by the clearance issue, provides an attractive shape deriving from its uniqueness.

#### 4. DECK

The deck's cross section is formed by a trough beam made up of two in-situ made 2.70 m thick longitudinal ribs into which prefabricated cross beams are embedded, which support the traffic's direct load. Pylons acting as extradosed prestressing deviation items are arranged on the longitudinal beams, coinciding with the pier centre-lines (Figure 9).

The deck's cross width is 13.90 m at its top and the roadway's width, 10.50 m. The safety barriers are embedded in the longitudinal ribs, which at the bottom, reproduce the New Jersey inside profile.



Figura 10. Vigas prefabricadas transversales, colocadas sobre el encofrado inferior de los nervios longitudinales. En una fase de construcción posterior, el extremo de las vigas quedará en el interior de la masa de hormigón de los nervios longitudinales.  
 Figure 10. Prefabricated cross beams placed on the bottom formwork of the longitudinal ribs. The end of the beams will remain inside the longitudinal ribs' concrete mass in a subsequent construction phase.



Figura 11. Prelosas.  
 Figure 11. Preslabs.

A slab floor formed by 0.66 m thick prefabricated concrete beams and a 0.20 m thick reinforced concrete slab were used to make the roadway located between the two longitudinal beams. The prefabricated beams (Figure 10) with a rectangular cross section 0.40 m wide are placed every 2.00 m and are prestressed. The 0.20 m thick slab is formed by prefabricated pre-slabs on which in situ concreting is subsequently

performed to provide continuity to the roadway. The pre-slabs are formed by a 6 centimetre thick flat concrete bottom supplemented by a spatial structure of welded reinforcing bars (Figure 11).

Stronger cross beams are arranged on the piers to absorb pylon transmitted loads. These in situ concreted beams have a 1.80 x 0.80 m cross-section and are post-tensioned with 15  $\phi$  0.6" cables.

Puente extradosado sobre el río Deba  
 Extradosed Bridge over the river Deba

El ancho transversal del tablero es de 13,90 m en su parte superior y el ancho de calzada, 10,50 m. Las barreras de seguridad están embebidas en los nervios longitudinales que reproducen, en su parte baja, el perfil interior de la New Jersey.

Para constituir la plataforma de rodadura, situada entre las dos vigas longitudinales, se dispone un forjado formado por unas vigas prefabricadas de hormigón, de 0,66 m de canto y una losa de hormigón armado de 0,20 m de espesor. Las vigas prefabricadas (Figura 10) con sección rectangular de ancho 0,40 m, se disponen cada 2,00 m y están pretensadas con armaduras pre-tensas. La losa de 0,20 m de espesor está constituida por unas prelosas prefabricadas sobre las que posteriormente se hormigona in situ para dar continuidad a la plataforma. Las prelosas están formadas por un fondo plano de hormigón, de 6 centímetros de espesor, complementado por una estructura espacial de redondos electrosoldados (Figura 11).

Sobre las pilas se disponen unas vigas transversales más potentes para poder absorber los esfuerzos transmitidos por los pilonos. Estas vigas, hormigonadas in situ, tienen una sección transversal de 1,80 x 0,80 m y están postesadas con tendones de 15  $\phi$  0,6".

En la figura 12 se puede observar el artesonado formado por el conjunto de los nervios longitudinales, las vigas transversales y la losa superior, que ofrece una agradable visión de la parte inferior del tablero.

## 5. PRETENSADO DE VIGAS LONGITUDINALES

El pretensado de cada una de las dos vigas longitudinales está formado por 3 pares de tendones de 24  $\phi$  0,6" de pretensado extradosado y 1 par de tendones de 31  $\phi$  0,6" convencionales, estos últimos situados en el interior de la viga en toda su longitud (Figura 7).

El pretensado extradosado es no adherente en toda su longitud, estando cada tendón formado por torones mono-protegidos dentro de una vaina de polietileno en la zona que discurre por el interior del tablero. Por la zona exterior





Figura 12. Aspecto del tablero, visto por la parte inferior.  
Figure 12. Appearance of the deck, seen from underneath.

y en el interior del pilono, los conductos están formados por tubos metálicos. Estos tendones han sido tesados al 70% de la carga de rotura, puesto que como se ha indicado anteriormente, no sufren prácticamente variación alguna de tensión frente a sobrecargas. El pretensado extradosado es plenamente sustituible en cualquier momento. Por otro lado, el pretensado convencional es adherente y está en el interior de la sección en todo el tablero. Este pretensado se ha tesado al 75% de la carga de rotura.

Todos los tendones, tanto los extradados como los convencionales, son continuos en toda la longitud de la viga, habiéndose dispuesto anclajes activos en los extremos, situados en los estribos del puente (Figura 13).

Desde el punto de vista de cálculo, cabe resaltar que el efecto del momento hiperestático de pretensado es el contrario del usual en puentes continuos de tres vanos. En este tablero, su aportación es favorable en centro de vano, mientras que en secciones de pilas reduce el efecto de la mayor excentricidad del pretensado en los pilonos.

En la figura 14 se ha representado un resumen de los valores más representativos obtenidos durante el proceso de cálculo. Las magnitudes indicadas corresponden a la verificación de una de las dos grandes vigas continuas laterales del tablero. Se ha indicado la fuerza de pretensado, a tiempo infinito, junto con los correspondientes momentos resultantes (hiperestático e isostático).

Figure 12 shows the trussing formed by the group of longitudinal ribs, the cross beams and the top slab, offering a pleasing view of the deck's bottom.

## 5. LONGITUDINAL BEAM POST-TENSIONING

The post-tensioning of each of the two longitudinal beams is formed by 3 pairs of 24  $\phi$  0.6" extradosed tendons and 1 pair of conventional 31  $\phi$  0.6" tendons, the latter located inside the beam along its whole length (Figure 7).

The extradosed tendons are not bonded along its whole length, and each tendon is formed by unbonded strands inside a polyethylene duct in the area running along the inside of the deck. Ducts are formed by metal tubes in the outside area and inside the pylon. These cables have been tensioned to 70% of the failing load since, as was pointed out earlier, they undergo practically no variation in tension to live loads. The extradosed pre-stressing is fully replaceable at any time. Moreover, conventional pre-stressing is adherent and is inside the cross section in the whole deck. This post-tensioning was tensioned to 75% of the failing load.

All tendons, both extradosed and conventional, are continuous over the whole length of the beam with active anchorages having been arranged at the ends, located in the bridge's abutments (Figure 13).

From the calculation point of view, it is worth mentioning that the effect of the



Figura 13. Anclajes de pretensado en un extremo del tablero. En la imagen de la izquierda, con el conjunto de tendones en fase de tesado. En la imagen de la derecha, protección exterior de los anclajes de pretensado extradosado.

Figure 13. Prestressing anchorages at one end of the deck. In the left hand picture, with the group of cables in the tensioning phase. In the right hand picture, outside protection of the extradosed prestressing anchorages.

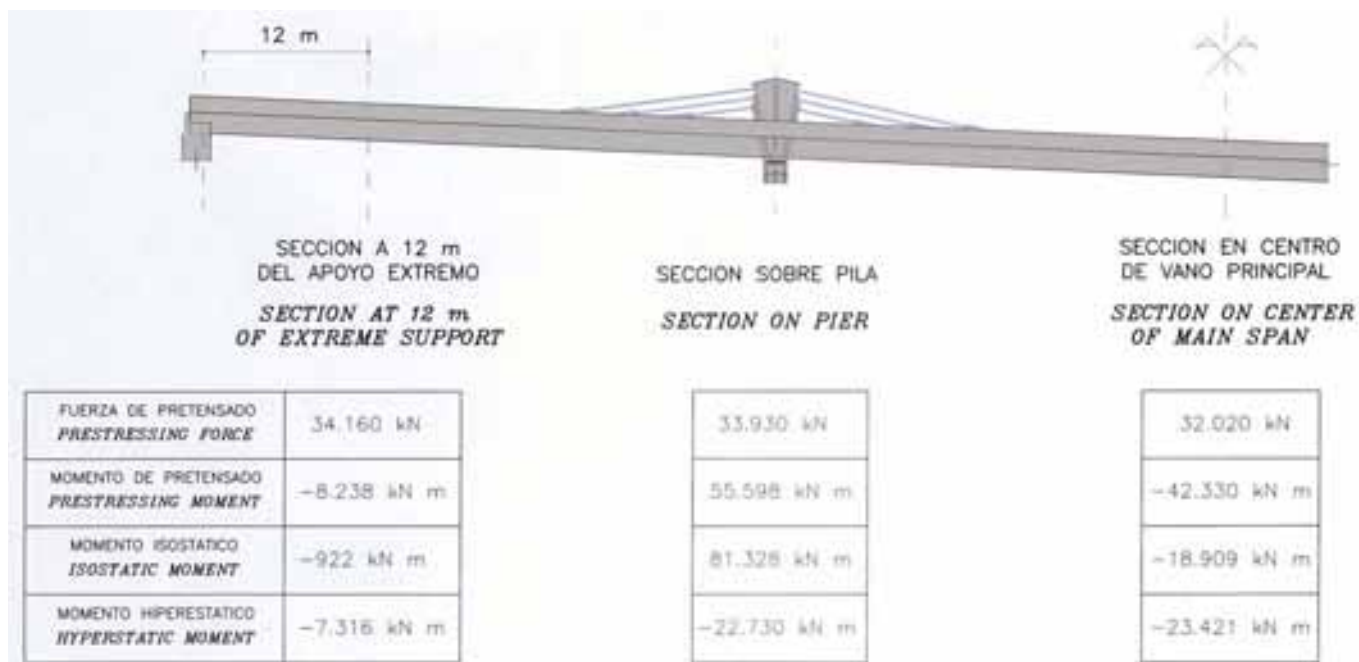


Figura 14. Efecto del pretensado longitudinal en el tablero.  
Figure 14. Longitudinal prestressing effect on the deck.

pre-stressing's hyperstatic moment is the opposite of the usual in continuous, three span bridges. Its contribution in this deck is favourable at the span centre whilst in pier cross-sections it reduces the effect of the prestressing's greater eccentricity in the pylons.

Figure 14 shows a summary of the most representative values obtained during the calculation process. The magnitudes given correspond to the verification of one of the two large, continuous deck side beams. The infinite time prestressing force together with the pertinent moments resulting (hyperstatic and isostatic) are shown.

The hyperstatic prestressing moment at the centre of the intermediate span proves favourable and tends to diminish the exterior moment of dead load + live loads acting on the section. It is also favourable in the side spans and, in addition, the relatively small value of the isostatic moment vis-à-vis the hyperstatic is to be stressed. The hyperstatic moment considerably reduces the value of the overall prestressing moment in the section located on the piers.

The use of extradosed pre-stressing enabled the strict clearance problems to be solved and the concrete deck to be built with a degree of slenderness much

greater than would have resulted should a continuous concrete span have been built with conventional pre-stressing. To this must be added the resources the system provided to the structural design and to the creation of eye pleasing shapes.

The existence of a geometric peculiarity deriving from the roadway's plan curvature (radius = 400 m), longitudinal slope (4.5 %) and bank (8 %), associated with the fact that the pylons were arranged in a vertical position, was taken into account in assessing the stresses deriving from the deviation forces of the extradosed pre-stressing's tendons in the areas the pylons cross through. There are 4 apparently equal pylons in the bridge but, however, due to the geometric differences caused by the alignment, the force the extradosed pre-stressing produces on the structure is notably different.

The friction losses of the extradosed tendons in the area where passing through the pylons may be assimilated to horizontal component forces, the effect of which on the overall structure is considerable, as could be deduced from calculation.

Figure 15 shows a simplified diagram of the effect the friction losses produce in

En el centro del vano intermedio, el momento hiperestático de pretensado resulta favorable y tiende a disminuir el momento exterior de peso propio + sobrecargas que actúa sobre la sección. En los vanos laterales, resulta asimismo favorable y cabe destacar además el valor relativamente pequeño del momento isostático frente al hiperestático. En la sección situada sobre las pilas, el momento hiperestático reduce considerablemente el valor del momento total del pretensado.

La utilización del pretensado extradosado ha permitido solucionar los problemas de gálibo estricto y construir el tablero de hormigón con un grado de esbeltez mucho mayor que el que hubiese resultado en caso de disponer un tramo continuo de hormigón con pretensado convencional. A ello hay que añadir los recursos que ha aportado el sistema al diseño estructural y a la creación de formas agradables a la vista.

La existencia de una peculiaridad geométrica derivada de la curvatura en planta de la plataforma (Radio = 400 m), pendiente longitudinal (4,5%) y peralte transversal (8%), asociada al hecho de que los pilonos se han dispuesto en posición vertical, ha sido tenida en cuenta en la valoración de los esfuerzos derivados de las fuerzas de desviación de los ten-

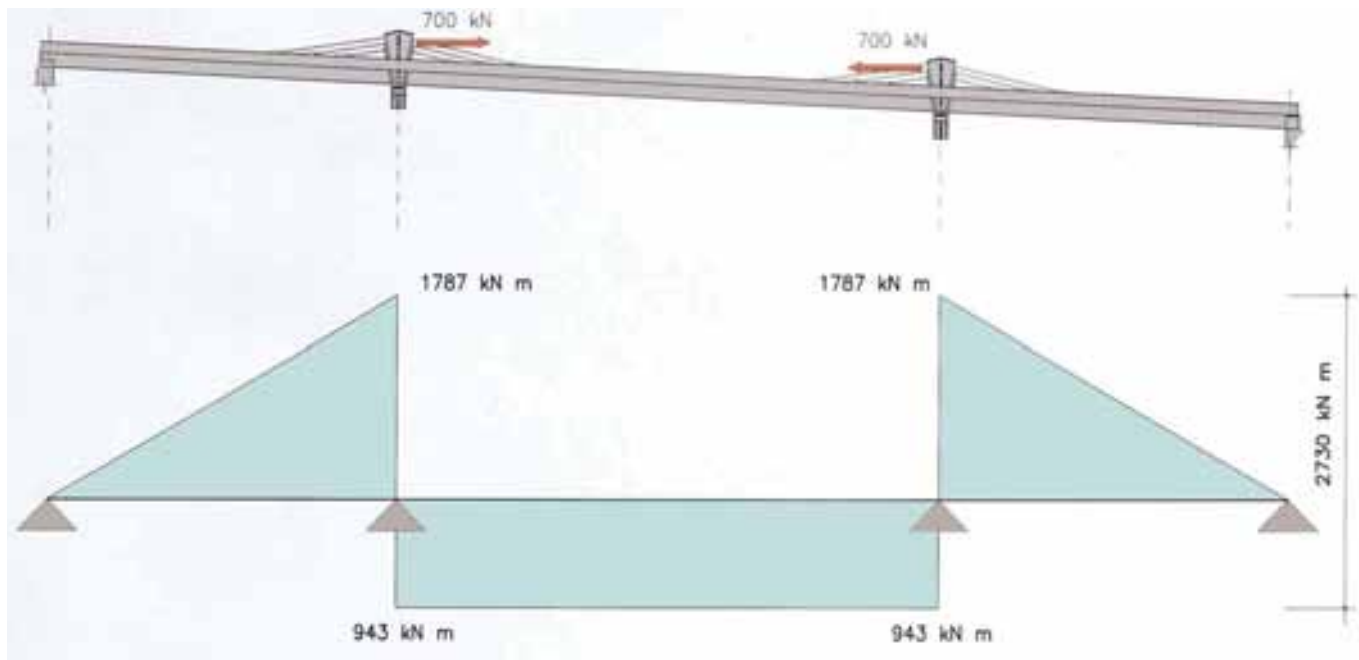


Figura 15. Efecto de las pérdidas por rozamiento existentes en los tubos desviadores situados en el interior de los pilonos.  
 Figure 15. Effect of friction losses existing in the diverting pipes located inside the pylons.

donde del pretensado extradosado en las zonas en que atraviesan los pilonos. En el puente existen 4 pilonos aparentemente iguales y sin embargo, debido a las diferencias geométricas motivadas por el trazado, la acción que el pretensado extradosado produce sobre la estructura es notablemente distinta.

Las pérdidas de rozamiento de los tendones extradosados en la zona de paso por los pilonos son asimilables a unas fuerzas de componente horizontal, cuyo efecto sobre el conjunto de la estructura es notable, según ha podido deducirse del cálculo.

En la figura 15 se representa un esquema simplificado del efecto que producen las pérdidas de rozamiento en el conjunto de los tubos desviadores dispuestos en el interior de los pilonos.

Las pérdidas por rozamiento, consideradas aisladamente, se han asimilado a una carga horizontal y se ha indicado el esfuerzo que genera en una de las vigas continuas laterales del tablero. Una pérdida de pretensado del orden del 2 % representa un incremento total de momento sobre el apoyo igual a 2730 kNm, que se reparte en los vanos adyacentes en la forma representada en la figura.

Una desviación en las previsiones del valor de las pérdidas por rozamiento podría producir esfuerzos de importancia no deseados, por lo que se ha estimado

oportuno disponer de un procedimiento apropiado para evaluar dichas pérdidas, controlar y modificar el efecto de las mismas, a fin de que las diferencias de tensión de cada tendón en ambos lados del pilono no supere el 5%, que es la diferencia que se ha estimado admisible de acuerdo con las previsiones del cálculo.

Se ha utilizado un sistema capaz de realizar sucesivos tesados y destesados de tendones, al objeto de conseguir que la diferencia de tensión en ambas partes de cada pilono no supere el valor establecido del 5%. Para controlar la tensión en los tendones, durante las fases de tesado, se han practicado unas aberturas en las zonas situadas fuera de la sección (Figura 16), en las que se han montado unas bandas extensométricas destinadas a conocer en todo momento el estado tensional en algunos de los cordones de cada tendón. Con el objeto de poder realizar eficazmente las operaciones sucesivas de tesado y destesado parcial, los anclajes de los tendones extradosados han estado provistos de rosca (Figura 17).

## 6. PILAS

Cada pila tiene forma de "Y", siendo esta disposición la apropiada para recibir en sus extremos, separados 11,90 m, las cargas de las vigas longitudinales (Figura 18).

*the overall diverting pipes arranged inside the pylons.*

*Considered separately, friction losses have been assimilated to a horizontal load and the force it generates on one of the continuous deck side beams has been shown. A prestressing loss in the order of 2 % represents a total increase in the moment on the support equal to 2730 kNm, which is distributed over the adjacent spans in the form as represented in the figure.*

*A deviation in the forecasts of the value of friction losses could produce major, undesired stresses which is why it was thought advisable to avail of an appropriate procedure to evaluate such losses, control and modify their effect, in order for differences in the tension of each tendon on both sides of the pylon not to exceed 5%, which is the difference estimated as admissible according to the calculation provisions.*

*A system able to make successive tendon tensionings and detensionings was used with the purpose of having the difference in force in both parts of each pylon not to exceed the value of 5% as established. Openings were made in the areas located outside the cross section to monitor the tensile stress during the tensioning phases (Figure 16). Strain gauges were fitted in these openings*



Figura 16. Abertura de los tendones de pretensado extradosado. En la imagen de la derecha puede observarse la zona en que se ha eliminado provisionalmente la protección individual de los cordones, a fin de situar las bandas extensométricas para control de tensiones durante el proceso de tesado.

Figure 16. Extradosed prestressing cable opening. The area where the individual strand protection has been provisionally removed in order to locate strain gauges to monitor stresses during the tensioning process can be seen in the right hand picture.



Figura 17. Anclajes de pretensado provistos de rosca. Montaje de una cabeza de anclaje, tras el enfilado de cordones.

Figure 17. Threaded prestressing anchorages. Fitting an anchorage head behind the strand run.

earmarked to knowing at all times what the tension status in some of the strands of each tendon was. The extradosed tendon anchorages were provided with a thread with the object of efficiently performing the successive partial tensioning and detensioning operations (Figure 17).

## 6. PIERS

Each pier is "Y" shaped and this arrangement is the appropriate one

for receiving the longitudinal beam loads at its ends, separated 11.90 m (Figure 18).

The pier is horizontally stayed at its top by means of three metal tubes anchored at its ends (Figure 19), acting as a passive reinforcement during the first construction phase to support the deck's dead load. The tubes forming the tie system are formed by 490 N/mm<sup>2</sup> breaking stress steel and each one has an outside diameter of 219 mm and is 25 mm thick.

La pila se encuentra atirantada horizontalmente en su parte superior por medio de tres tubos metálicos anclados en sus extremos (Figura 19), que actúan como armadura pasiva durante la primera fase de construcción para soportar el peso propio del tablero. Los tubos que forman el sistema de atirantamiento están formados por acero de 490 N/mm<sup>2</sup> de tensión de rotura y cada uno de ellos tiene un diámetro exterior de 219 mm y 25 mm de espesor.

En el momento de descimbrar el tablero, debido al peso propio, el axil calculado en el conjunto de los tres tirantes ha sido resistido enteramente por los tubos, funcionando como armaduras pasivas, con una tensión de tracción de 141 N/mm<sup>2</sup>.

Posteriormente se han enfilado unos cordones de pretensado en cada tubo por el paramento exterior de la pila (Figura 20), constituyendo en el interior de cada tubo un tendón de 15 Ø 0,6". Se ha procedido al tesado en cada extremo, de tal forma que ha quedado compensado el alargamiento inicial del acero pasivo. Con ello, los fustes inclinados de las pilas han quedado exclusivamente sometidos a esfuerzos de compresión centrada debido a la actuación del peso propio del tablero. Una vez inyectado el espacio libre por el interior de los tubos, han quedado constituidos unos tirantes con un gran margen de seguridad frente a las sobrecargas de tráfico en el tablero y al mismo tiempo, debido al tesado previo, sin los inconvenientes en la estructura de hormigón que se hubiesen derivado del efecto de la elongabilidad de los tirantes.

La sección metálica que soporta el esfuerzo axil debido a las sobrecargas



Figura 18. Aspecto de una de las pilas.  
Figure 18. Appearance of one of the piers.



Figura 19. Detalle de la zona de apoyo del tablero sobre las pilas.  
Pueden apreciarse los tres tubos de atirantamiento transversal.  
Figure 19. Detail of the deck support area on the piers.  
The three cross stay tubes can be seen.

es la suma del área de los tubos más la de los tendones de pretensado que están dispuestos en su interior. La sobreten-sión de tracción en el acero debida al efecto de las sobrecargas es muy pequeña ( $21 \text{ N/mm}^2$ ), así como el efecto de la elongación de los tirantes. El con-

junto formado por los fustes inclinados y por los tirantes horizontales constitu-idos por la asociación de tubo estructural más tendón de pretensado se encuentra en óptimas condiciones estructurales para resistir las acciones normales en fase de servicio.

The axial force calculated in the group of three stays at the time when the deck's centering was struck was fully withstood by the tubes, working as passive reinforcements, with a  $141 \text{ N/mm}^2$  tensile stress.

A pre-stressing cable was then placed into each tube along the pier's outside face (Figure 20), making a cable of  $15 \text{ } \varnothing 0.6''$  inside each tube. Tensioning was performed at each end, such that the initial elongation of the passive steel was offset. The inclined pier shafts were thus exclusively subjected to centered compression stresses due to the action of the deck's dead load. Once the free space had been injected inside the tubes, stays resulted with a high safety margin as to traffic live loads on the deck and, at the same time, due to the prior tensioning, without the disadvantages in the concrete structure, which would have derived from the effect of the ties' elongability.

The metal cross section withstanding the axial stress due to live loads is the sum of the area of the tubes plus the prestressing cables arranged inside. The tensile overstress in the steel due to the effect of the live loads is very small ( $21 \text{ N/mm}^2$ ), as is the effect of the stays' elongation. The unit formed by the inclined shafts and by the horizontal ties formed by the association of a structural tube plus pre-stressing cable is in optimum structural conditions for withstanding loads in the service phase.

## 7. ABUTMENTS

The closed type abutments receive the load from the longitudinal beams and the space necessary for cable tensioning and inspection was taken into account in them. The foundations are direct and neoprene-teflon bearings were arranged for allowing for the deck's longitudinal movements.

## 8. CONSTRUCTION

The deck was built on two lanes of centering, one under each longitudinal beam. The prefabricated beams were supported on them in a first phase and



Figura 20. Detalle de la zona superior de una pila en proceso de construcción. Pueden apreciarse los extremos salientes de los tendones, que discurren por el interior de los tubos metálicos

Figure 20. Detail of the top area of a pier in the construction process. The emerging ends of the cables running inside the metal tubes can be seen.

the preslabs on the beams. Each stretch of central slab was in situ concreted, prior to building the side beams. The deck's construction was divided into several phases, and the result was a structure with a continuous reinforced concrete beam scheme supported on provisional

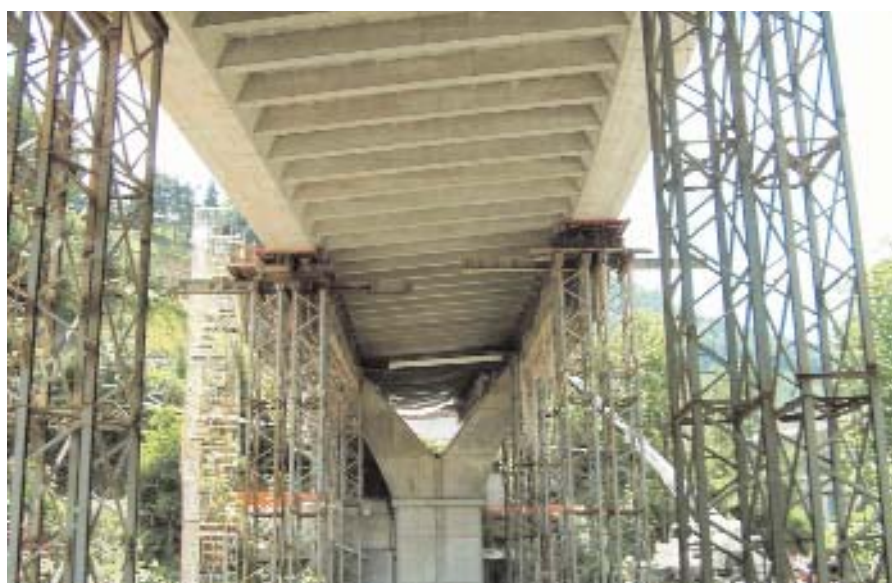


Figura 21. Tablero en fase de construcción. Vista inferior.  
Figure 21. Deck in the construction phase. Bottom view.

## 7. ESTRIBOS

Los estribos, que son de tipo cerrado, reciben la carga de las vigas longitudinales y en ellos se ha tenido en cuenta el espacio necesario para las operaciones de tesado y de inspección de los tendones. La cimentación es directa y se han dispuesto apoyos de neopreno-teflón para permitir desplazamientos longitudinales del tablero.

## 8. CONSTRUCCIÓN

La construcción del tablero se ha realizado sobre dos carriles de cimbras, uno bajo cada viga longitudinal. En ellos se han apoyado en primera fase las vigas prefabricadas y sobre éstas, las prelosas. Cada tramo de losa central se ha hormigonado in situ, previamente a la ejecución de las vigas laterales. La construcción del tablero se ha dividido en varias fases, resultando una estructura con esquema de viga continua de hormigón armado apoyada en torretas provisionales con luces máximas de 22 m (Figuras 21 y 22). El descimbrado de esta estructura se ha producido automáticamente al tesar las vigas laterales. Por último, antes de la pavimentación se ha procedido a tesar los tendones de las pilas, tal como se ha indicado anteriormente.

## 9. REALIZACIÓN DE LA OBRA

La obra de la Autopista ha sido gestionada por la Diputación Foral de Gui-



Figura 22. Tablero en fase de construcción. Vista lateral.  
Figure 22. Deck in the construction phase. Side view.

púzcoa, representada por D. Luis de los Mozos, actuando como Dirección de la Obra, la Empresa Prointec.

El conjunto de la obra del Enlace de Málzaga ha sido realizado por una Unión Temporal de las Empresas Galdeano, Moyúa, Murías, Altuna y Uría.

La estructura del Puente sobre el río Deba ha sido construida por la Empresa Puentes y Calzadas. El pretensado ha sido aportado por Mekano4.

El ramal de la Autopista que discurre sobre el puente sobre el río Deba ha sido puesto en servicio en diciembre de 2003.

towers with maximum spans of 22 m (Figures 21 and 22). The centering of this structure was struck automatically when tensioning the side beams. Finally, as stated earlier, the pier ties were tensioned before paving.

## 9. WORK PERFORMANCE

The Motorway work was managed by the Guipúzcoa Provincial Council represented by Mister Luis de los Mozos, with Prointec acting as Site Manager.

The overall Málzaga Junction work was carried out by a Joint Venture involving the Galdeano, Moyúa, Murías, Altuna and Uría Companies. The structure of the Bridge over the river Deba was built by the Puentes y Calzadas Company. Mekano4 provided pre-stressing.

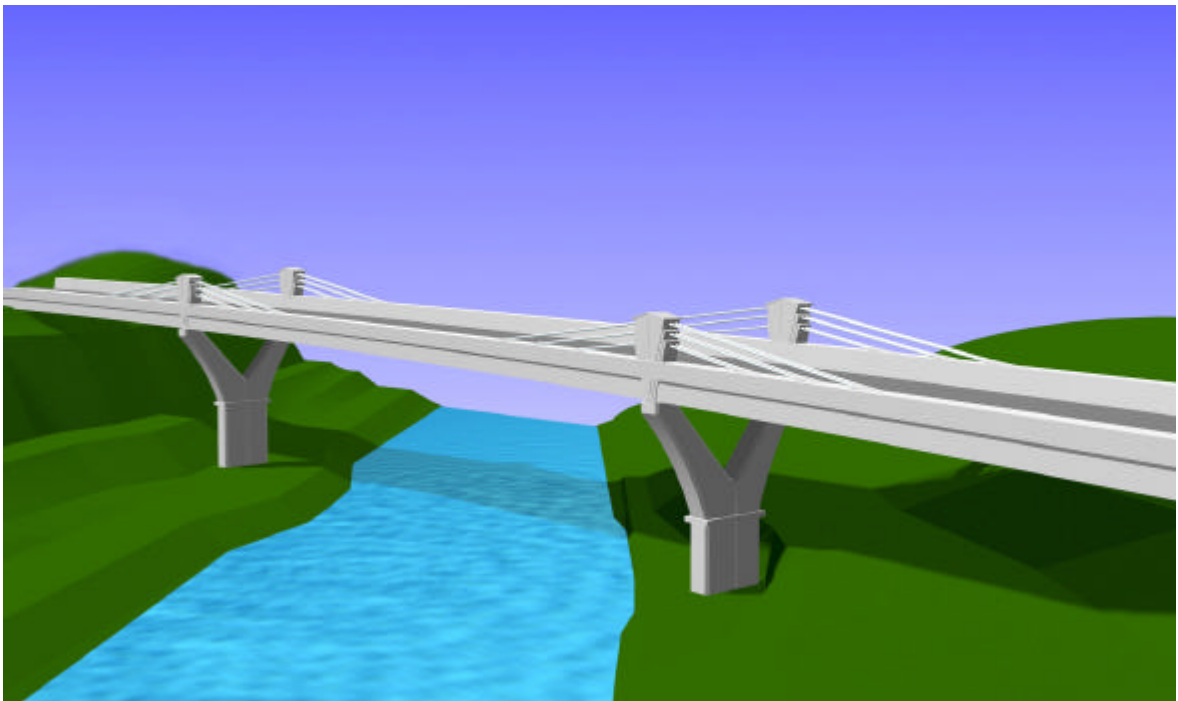
The Motorway branch running over the river Deba bridge came into service in December, 2003.



## II CONGRESO DE ACHE PUENTES Y ESTRUCTURAS

**Tema: Realizaciones**

**Subtema: Puentes**



**Puente sobre el río Deba (Enlace de Maltzaga. Autopista Vitoria /Gasteiz - Eibar)**

**José Antonio Llombart**

**Jordi Revoltós**

**(Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA)**



# Puente sobre el río Deba (Enlace de Maltzaga. Autopista Vitoria /Gasteiz - Eibar)

José Antonio Llombart

Jordi Revoltós

(Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA)

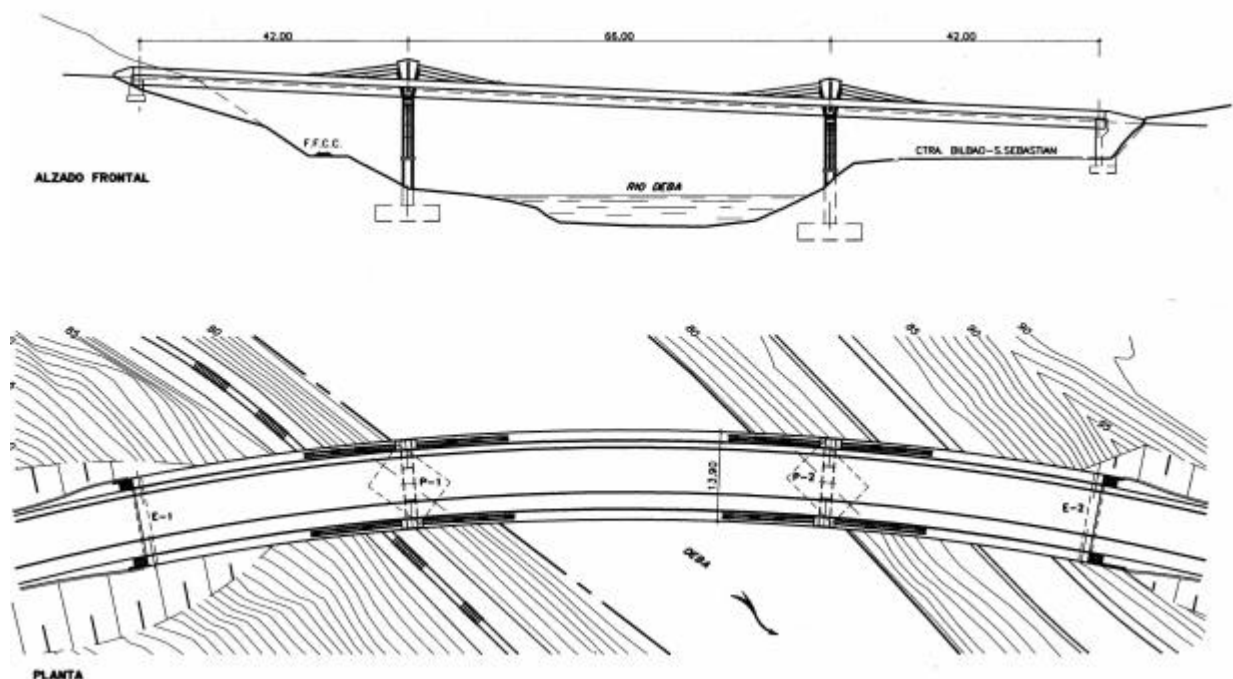
## 1.- INTRODUCCIÓN

Se trata de un puente de carretera perteneciente a un ramal del Enlace de Maltzaga, que cruza una línea ferroviaria, el río Deba y la carretera Bilbao – San Sebastián.

El proyecto de la estructura se ha realizado teniendo en cuenta una serie de condicionantes impuestos por el trazado del Enlace, debiendo dejar gálibo suficiente tanto en la línea ferroviaria como en la carretera. Por otra parte, la estructura no debía afectar al cauce del río.

## 2.- SOLUCIÓN ADOPTADA

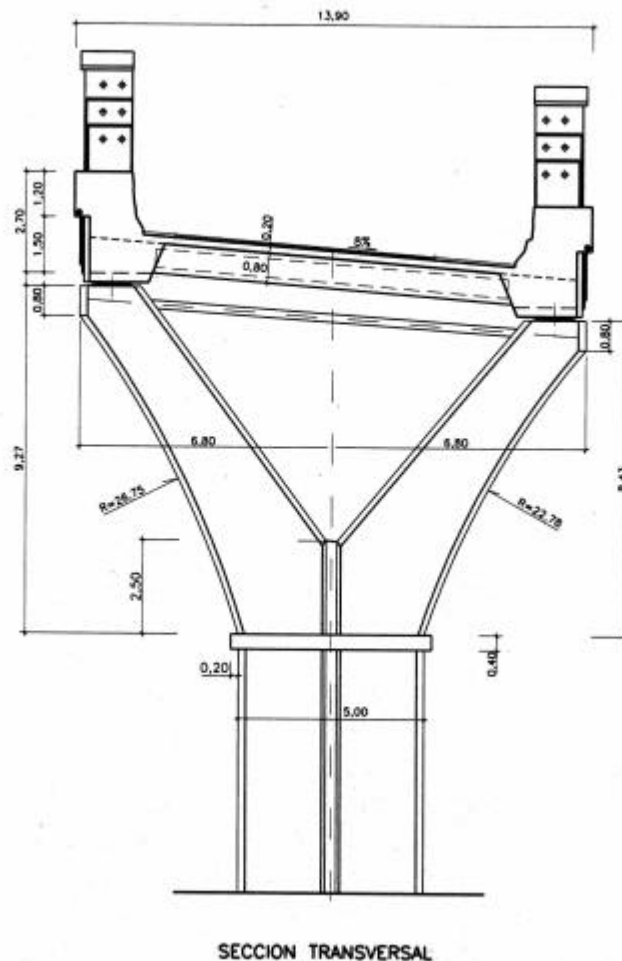
Se ha desarrollado una solución mediante una estructura especial cuyo tablero está constituido por una sección abierta de hormigón, de tal forma que el espesor existente bajo la capa de rodadura es de 1.05 m., resolviendo el problema de gálibo estricto sobre la Carretera Bilbao – San Sebastián. Las barreras de seguridad están embebidas en sendos nervios longitudinales, en forma de grandes vigas continuas, de tres vanos. Coincidiendo en la posición de los apoyos intermedios, sobresalen unos pilonos que soportan un pretensado extradossal.



La solución adoptada, mediante la disposición de un tablero de hormigón con pretensado extradossal, viene determinada por necesidades de gálibo de la carretera. De esta forma, la estructura sólo baja 1.05 m por debajo de la cota de rasante salvando una luz en su vano central de 66.00 m. La situación de las pilas, la primera entre el ferrocarril y el río y la segunda entre el río y la carretera, está obligada por los condicionantes expuestos. La estructura queda dividida en tres vanos de 42.00, 66.00 y 42.00 m respectivamente.

La solución, cuyas especiales características están obligadas por la circunstancia de gálibo, aporta el atractivo formal derivado de su singularidad.

La sección transversal del tablero forma una viga artesa compuesta por dos vigas longitudinales realizadas in situ en las que se empotran unas vigas transversales prefabricadas que soportan la acción directa del tráfico. Sobre las vigas longitudinales, y coincidente con el eje de pilas, hay unos pilonos que sirven de elementos desviadores del pretensado extradossal.

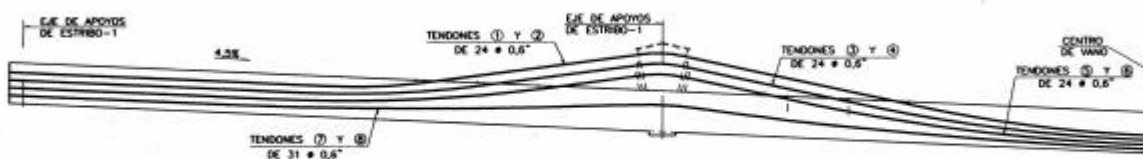


La plataforma queda situada entre las dos vigas longitudinales. Sobre las vigas prefabricadas se colocan unas prelosas prefabricadas y posteriormente se hormigona in situ y sobre las prelosas la losa que da continuidad a la plataforma.

### 3.- PRETENSADO DE VIGAS LONGITUDINALES

El pretensado de cada una de las dos vigas longitudinales está formado por 4 tendones (24  $\phi$  0,6") de pretensado extradosal y 2 tendones (31  $\phi$  0,6") convencionales, estos últimos situados en el interior de la viga en toda su longitud.

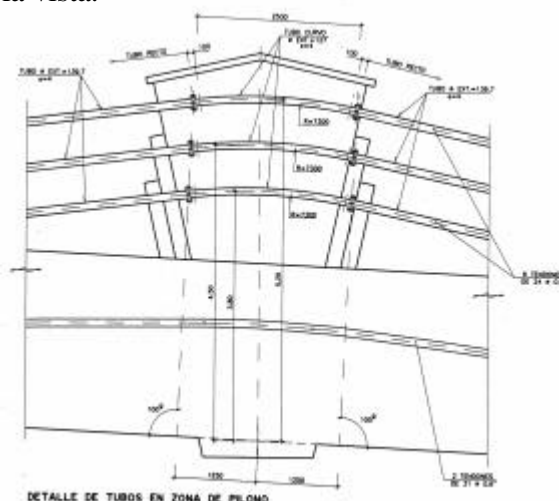
Todos los tendones, tanto los extradosados como los convencionales, son continuos en toda la longitud de la viga, habiéndose dispuesto anclajes activos en los extremos, situados en los estribos del puente.



PRETENSADO DE VIGAS PRINCIPALES

La utilización del pretensado extradosal ha permitido solucionar los problemas de gálibo estricto y construir el tablero de hormigón con un grado de esbeltez mucho mayor que el que hubiese resultado en caso de disponer un tramo continuo de hormigón con pretensado convencional. A ello hay que añadir los recursos que ha aportado el sistema en el diseño estructural y en la creación de formas agradables a la vista.

La existencia de una peculiaridad geométrica derivada de la curvatura en planta de la plataforma (Radio = 400 m), pendiente longitudinal (4,5 %) y peralte transversal (8 %), asociada al hecho de que los pilonos se han dispuesto en posición vertical, ha precisado ser tenida en cuenta en la valoración

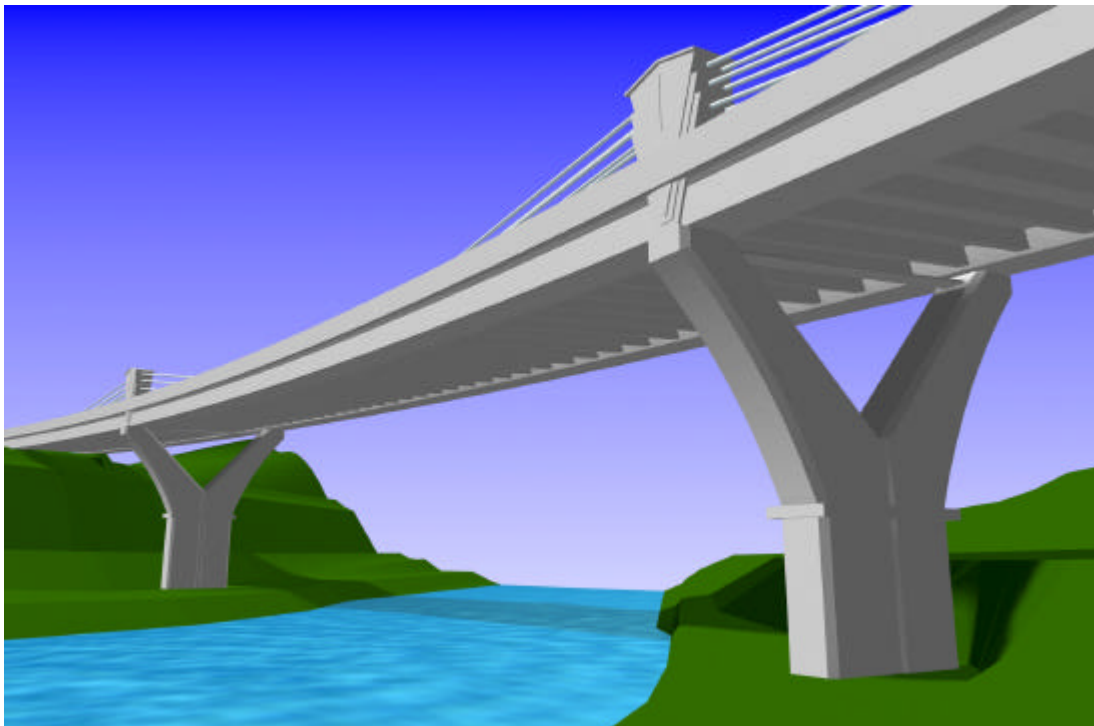


de los esfuerzos derivados las fuerzas de desviación de los tendones del pretensado extradosal en las zonas en que atraviesan los pilonos. En el puente existen 4 pilonos aparentemente iguales y sin embargo, debido a las diferencias geométricas motivadas por el trazado, la acción que el pretensado extradosado produce sobre en la estructura es notablemente distinta.

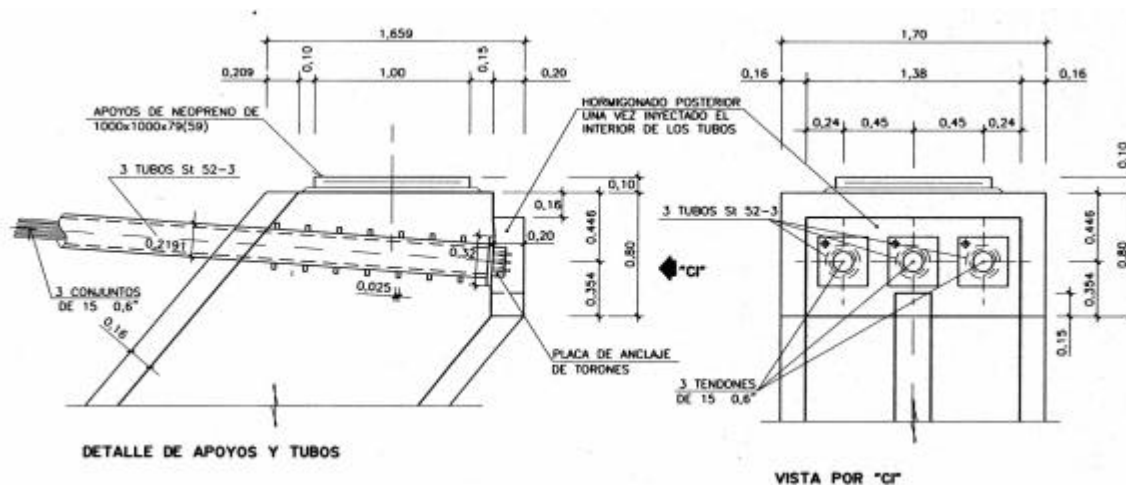
Existe además otro efecto que puede tener importancia derivado de las pérdidas de rozamiento de los tendones extradosados en la zona de paso por los pilonos, en caso de existir desviaciones importantes en relación con los valores previstos inicialmente. Por tal motivo se ha dispuesto un sistema que permite sucesivos tesados y destesados de tendones, al objeto de conseguir que la diferencia de tensión en los tendones en ambas partes de cada pylon no supere el 5 % . Para controlar la tensión en los tendones se han practicado unas aberturas en las zonas situadas fuera de la sección, en que se han colocado unas bandas extensométricas que permiten conocer en todo momento el estado tensional en algunos de los cordones de cada tendón.

#### 4.- PILAS

Cada pila tiene forma de “Y” de sección maciza, que está apropiada para recibir en sus extremos, separados 11,90 m., las cargas de las vigas longitudinales.



Se encuentra atirantada en su parte superior por medio de tres tubos metálicos anclados en sus extremos, que actúan como armadura pasiva durante la primera fase de construcción para soportar el peso propio del tablero. Posteriormente se enfilea un tendón de pretensado en cada tubo y se procede al tesado en cada extremo, de tal forma que se compensa el alargamiento inicial del acero pasivo. Con ello, los fustes inclinados de las pilas quedan exclusivamente sometidos a esfuerzos de compresión centrada debido a la actuación del peso propio del tablero. Una vez inyectado el espacio libre por el interior de los tubos, quedan constituidos unos tirantes con un gran margen de seguridad y al mismo tiempo, sin los inconvenientes derivados del efecto de la elongabilidad en la estructura de hormigón.



## 5.- VIGAS TRANSVERSALES

Son piezas prefabricadas, de sección rectangular, provistas de pretensado de adherencia.

## 6.- PRELOSAS

Están formadas por un fondo plano de hormigón, de 6 centímetros de espesor, complementado por una estructura espacial de redondos electrosoldados.

## 7.- ESTRIBOS

Los estribos cerrados reciben la carga de las vigas longitudinales y se ha tenido en cuenta el espacio necesario para las operaciones de tesado de los tendones. La cimentación de los

estribos es directa. En los estribos se han dispuesto apoyos de neopreno-teflón para permitir desplazamientos longitudinales.

## 8.- CONSTRUCCIÓN

La construcción del tablero se realiza sobre dos carriles de cimbras, uno bajo cada viga longitudinal. En ellos se apoyan previamente las vigas prefabricadas y sobre estas las prelosas. La losa hormigonada in situ se realizará en varias fases. Antes de la pavimentación se procede a tesar los tendones de las pilas, tal como se ha indicado anteriormente.