

PUENTES EN CELOSÍA

Javier Manterola Armisén.
Leonardo Fernández Troyano.
Miguel A. Astiz Suárez.
Miguel A. Gil Ginés.
Antonio Martínez Cutillas.
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Carlos Fernández Casado S.L.

RESUMEN

Los puentes en celosía están recuperando la actualidad que durante mucho tiempo, a lo largo de todo el siglo XIX y la primera mitad del siglo XX, disfrutaron. Hoy en día, en su versión metálica y en un diseño clásico, se están realizando ejemplos notables. De la misma manera el trabajo de Bouygues lo ha aplicado a hormigón en disposiciones cada vez menos ambiciosas hasta acabar en las celosías metálicas.

Aquí exponemos una serie de proyectos y obras realizadas por la empresa Carlos Fernández Casado, S.L., oficina de proyectos, de puentes en celosía que se salen algo de la ortodoxia que normalmente gobierna este tipo de construcciones. Se examinan las celosías tubulares después de recoger los principales problemas que se presentan en los nudos, para los cuales se dan normas de dimensionamiento y comprobación. De esta tipología tenemos dinteles rectos, tanto en sección rectangular como triangular, o de secciones huecas dentro de las cuales se desarrolla el tráfico. Finalmente exponemos una celosía espacial muy especial ejecutada en el puente de Euskalduna y la versión que para hormigón "in situ" proponemos para el tren de alta velocidad en su cruce sobre el río Ebro.

ABSTRACT

Truss bridges are regaining the esteem they enjoyed throughout the nineteenth century and the first half of the twentieth, and some striking examples, of classical metal design, are being built. Thus the work of Bouygues was applied to concrete in increasingly simple designs until metallic trusses were finally adopted.

This article describes some projects and works carried out by the studio of Carlos Fernández Casado, S.L., of slightly unorthodox truss bridges. Tubular trusses are considered, with the main problems encountered at the joints, and some guidance is given for the measurements and checking of the latter. We have straight lintels, of rectangular or triangular section, or of hollow section to accommodate traffic. Reference is made to a singular spatial truss in the Euskalduna bridge and to the in situ concrete version proposed for carrying the high-speed train over the Ebro.

1. INTRODUCCIÓN

La celosía es la tipología estructural propia de los elementos lineales. Es la manera en que se ordenan y enlazan entre sí para constituir una estructura resistente capaz de salvar luces mucho mayores que las posibles para cada uno de sus elementos individuales. Es una de las grandes invenciones estructurales de la historia de la construcción y cuya claridad de comprensión no se lo-

gró hasta el siglo XIX, cuando Culmann escribió su mecánica gráfica, lo que realizó después de visitar las grandes celosías americanas realizadas por una mezcla de intuición resistente y de necesidad (la madera era el material que encontraban con mas facilidad cuando se construyó el ferrocarril de costa a costa).

El puente de madera es la primera manifestación de la celosía en puentes y vivió durante siglos asociado al tornapuntas inclinado, alcanzando su

Comentarios a este artículo, que deberán ser remitidos a la Redacción de la ROP antes del 30 de mayo de 1998.

Recibido en ROP:
enero de 1998

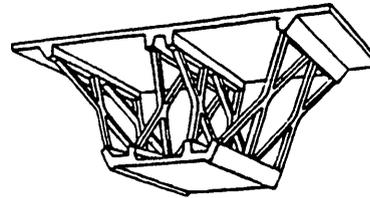
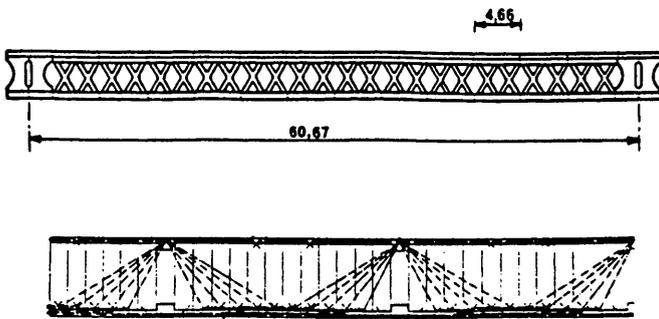


Fig. 2.3.

con celosía metálica tubular, en lugar de hormigón, manteniendo las losas superior e inferior de hormigón pretensado. El viaducto de Quehen y el de Herquelingue con vanos de 77 m de luz y 5,5 m de canto y el viaducto de Echinghan con vanos de hasta 110 m de luz y canto variable entre 8 m y 5,5 m.

Tanto en acero como en hormigón estos puentes tienen un canto muy grande, entre un décimo y un quinceavo de la luz.

2. DEFORMACIÓN A CORTANTE

Desde el punto de vista de su respuesta resistente, la celosía se caracteriza por la deformación axial de los montantes y diagonales del alma que equivale a una gran deformación por esfuerzo cortante, muy superior a la que se produce en las vigas de alma llena.

Esto trae consecuencias desagradables en la sección de apoyo de las vigas en celosía continuas. En el cordón inferior y en la sección de apoyo se producen deformaciones parásitas significativas que ocasionan la aparición de momentos flectores negativos que pueden ser importantes. Fig. 2.1.

Este fenómeno se ha obviado realizando una de estas disposiciones:

Realizando vigas en celosía biapoyadas. La falta de continuidad del cordón inferior elimina la aparición del momento flector M. Esta disposición es frecuentemente utilizada en los puentes en celosía metálica.

Incrementando el área de los elementos inclinados, caso del puente de Magfall. No solo adopta una celosía muy rígida sino que el espesor de los montantes y diagonales pasa de 0,66 m en el centro a 2,20 m en apoyos. Además se dispone pretensado inclinado en las almas que introducen una carga ascendente que reduce la deformación por cortante de la celosía y evita la fisuración de las diagonales traccionadas. Fig. 2.2.

En los puentes de Sylans y Glacieres se disponen cuatro almas para tableros relativamente estrechos, 10,75, y se dispone además una gran cantidad de pretensado exterior que recoge, en cada nudo inferior, una parte importante del cortante y lo transporta directamente al apoyo, reduciendo así la de-

formación por esfuerzo cortante. Fig. 2.3.

En un estudio que realizamos para verificar este hecho calculamos, por elementos finitos, una viga cajón de hormigón de alma llena asociada a una triangulación en celosía destinada a reducir la flexión transversal del voladizo. Sometida a un mo-

mento torsor conjunto los resultados fueron espectaculares. En la zona interna del cajón las tensiones tangenciales de torsión son muy importantes y por consiguiente sus componentes diagonales, zona 1, Fig. 2.4. En la zona exterior al cajón cerrado pero interior a la celosía triangulada, el estado tensional tangente es ridículo. Lo que ocurre es que la rigidez en su plano de la celosía es tan pequeña, comparada con la rigidez en su plano de la losa superior e inferior del cajón, que el alabeo de la sección en la zona que está fuera del cajón no puede ser controlado por la celosía y la viga se comporta en su conjunto como un cajón de tamaño igual a la sección de alma llena. La celosía no incrementa la rigidez a torsión del conjunto. Fig. 2.4.

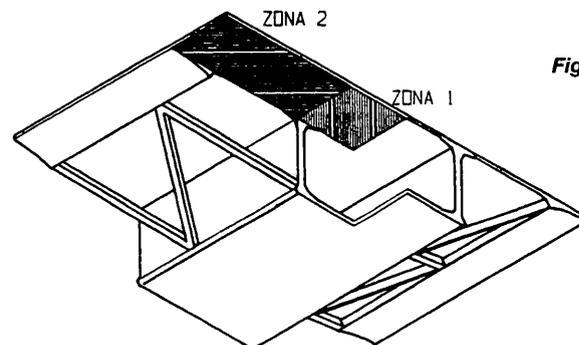
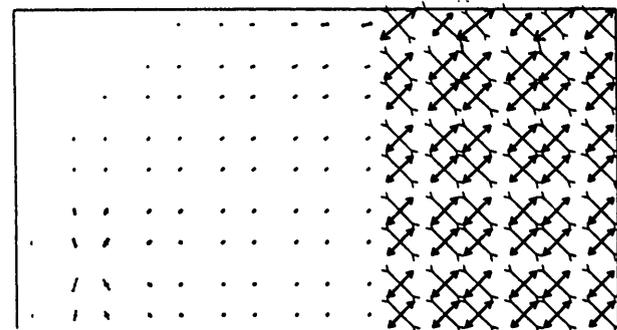


Fig. 2.4.

En el caso de que solo existan almas en celosía, a la viga cajón en su conjunto, no le quedaría mas remedio que desarrollar su resistencia a torsión activando las celosías, pero eso sí a costa de una deformación y un giro mucho mas importante.

Kolbrunner ha realizado una aproximación de la respuesta de una celosía a cortante obteniendo el espesor equivalente de una viga de alma llena que se comporta con la rigidez de una viga en celosía. Fig. 2.5.

3. NUDOS DE UNIÓN EN CELOSÍAS TUBULARES

En toda celosía tubular no sólo hay que comprobar todos y cada uno de los elementos que la forman, principales y secundarios, sino que además es necesario estudiar las uniones de dichos elementos entre sí es decir calcular la capacidad de carga de los nudos. Problema bastante mas complejo que el que se presenta en una celosía de perfiles normales.

La unión de los diferentes tubos entre sí para formar la celosía se puede realizar de varias formas que se pueden agrupar en dos tipos diferentes. La más sencilla es la soldadura directa de los tubos secundarios, diagonales y montantes, con la superficie exterior de los tubos principales, cordones superior e inferior. El otro tipo agrupa las uniones con chapas intermedias, cartelas y/o rigidizadores. En este caso la ejecución es más compleja aunque el corte de los tubos es sencillo.

El cálculo de la capacidad de carga de un nudo depende del tipo. La unión directa se ha estudiado con profundidad lo que ha permitido conocer su comportamiento y establecer unos criterios de diseño que se recogen en diversos códigos. La unión a través de chapas intermedias no tiene un modo sistemático de ejecución por lo que solamente se dan criterios generales de ejecución.

3.1. UNIONES DIRECTAS

La unión directa tubo con tubo resuelve muy bien la conexión entre los elementos de la celosía, proporciona un nudo limpio, con una sensación acusada de espacialidad, sin que haya elementos extraños a los que forman la estructura. La ejecución plantea el problema del corte de los tubos secundarios para adaptarse a la superficie cilíndrica del cordón principal. Pero hoy en día este tema está resuelto con la utilización

$$t_r = \frac{E}{G} \frac{ab}{\frac{d^3}{F_d} + \frac{a^3}{3} \left(\frac{1}{F_o} + \frac{1}{F_i} \right)}$$

$$t_r = \frac{E}{G} \frac{ab}{\frac{2d^3}{F_d} + \frac{b^3}{4F_v} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{F_o} + \frac{1}{F_i} \right)}$$

$$t_r = \frac{E}{G} \frac{ab}{\frac{d^3}{2F_d} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{F_o} + \frac{1}{F_i} \right)}$$

$$t_r = \frac{E}{G} \frac{ab}{\frac{d^3}{F_d} + \frac{b^3}{F_v} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{F_o} + \frac{1}{F_i} \right)}$$

$$t_r = \frac{E}{G} \frac{1}{\frac{ab^2}{12I_b} + \frac{a^2b}{48} \left(\frac{1}{I_o} + \frac{1}{I_i} \right)}$$

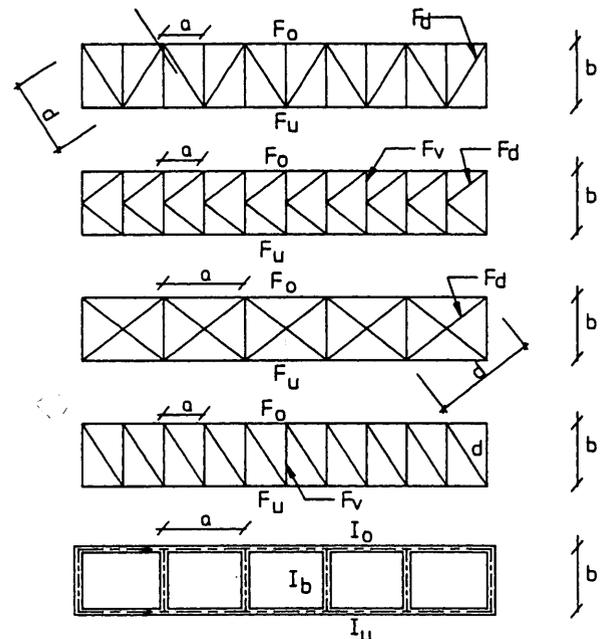


Fig. 2.5.

en el taller de programas de corte que trabajan en tres dimensiones. La geometría de este tipo de unión se define en la Figura 3.1. y 3.2.

Para estudiar el comportamiento de este tipo de uniones directas se han realizado numerosos ensayos de piezas reales

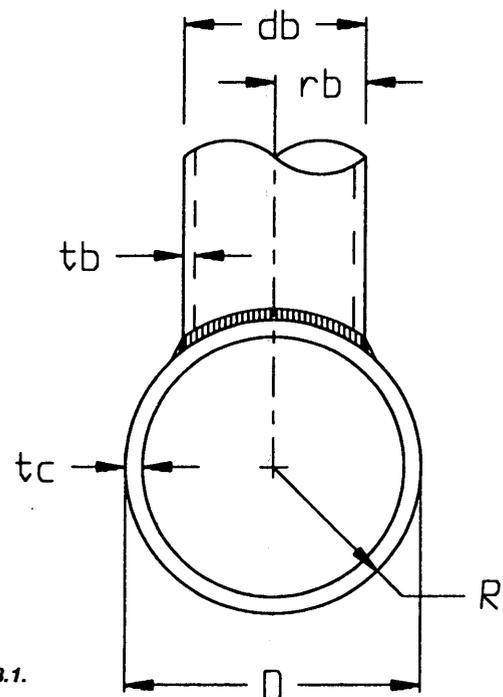
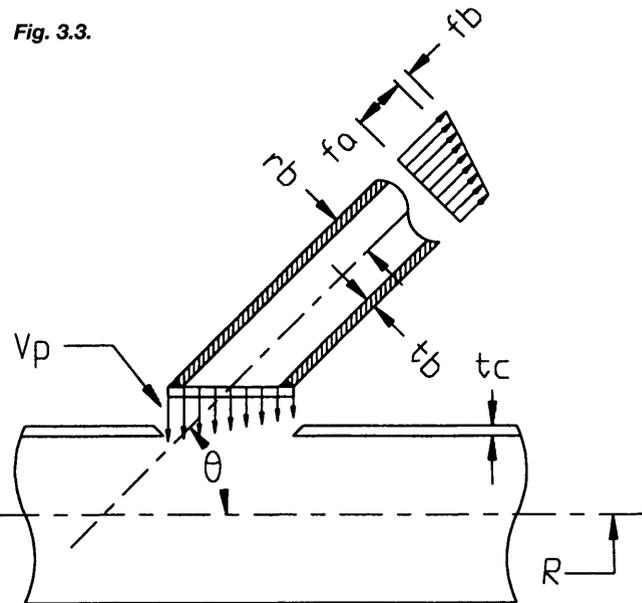


Fig. 3.1.

y modelos matemáticos lo que ha llevado a establecer formulaciones semiempíricas reflejadas en los códigos de diferentes normas.

Para la comprobación de las uniones directas se utilizan las normas especificadas en la publicación D 1.1 - 90 de la AWS en su capítulo 10. Según este código los factores que limitan la resistencia de un nudo formado por tubos son cuatro. El primero es por fallo local del tubo principal por punzonamiento. El segundo y tercero suponen el colapso de la unión por ovalización o por pandeo local. Por último se encuentra el fallo del material por de laminación de las paredes del cordón principal.

La comprobación de un nudo cualquiera se realiza siguiendo los criterios establecidos en la publicación citada empezando por las uniones más sencillas, aquellas en que todos los tubos que forman el nudo están en un plano y que por tanto se denominan planas. Según la figura que dibujan los tubos se conocen como uniones en T, cuando solo hay un tubo que ataca perpendicularmente al tubo principal; en Y, cuando el tubo forma un ángulo diferente; en K, cuando hay dos tubos secundarios en el mismo lado del cordón y atacan a éste con un ángulo agudo; en X, cuando los dos tubos están en prolonga-



ción; y en N, que es una unión en K cuando uno de los dos tubos es perpendicular al principal. La forma de los nudos se puede ver en la Figura 3.2.

La primera comprobación se refiere a la tensión de punzonamiento en estado límite de servicio. La proyección de la tensión debida a las cargas exteriores de un tubo secundario sobre la perpendicular al cordón principal debe ser inferior a la capacidad de punzamiento del tubo principal. Esta capacidad es función del límite elástico del material y de diversos factores que tienen en cuenta la geometría del nudo y las cargas aplicadas. En la Figura 3.3. se muestran los elementos que intervienen.

La comprobación hay que realizarla para la tensión debida al axil y la debida al momento flector y combinarlas posteriormente para obtener la capacidad conjunta. Las fórmulas y los parámetros geométricos y mecánicos son los siguientes:

▼ tensión de punzonamiento debida a los esfuerzos en los tubos secundarios

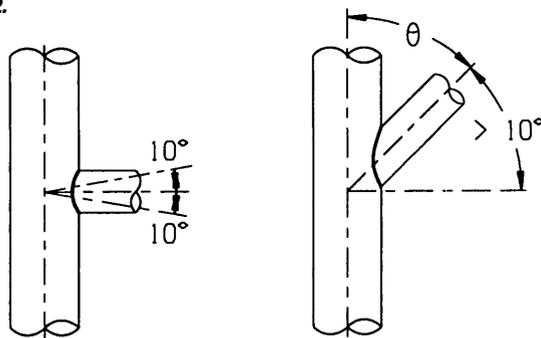
$$V_{pa} = \tau f_n \text{sen } \theta$$

siendo τ la relación entre el espesor del tubo secundario y el espesor del tubo principal; f_n es la tensión de servicio en el tubo secundario. Hay que considerar por separado la tensión axil f' y la del momento flector f'' ; θ es el ángulo que forma el tubo secundario con el cordón principal.

▼ tensión de punzonamiento admisible que resiste el tubo principal

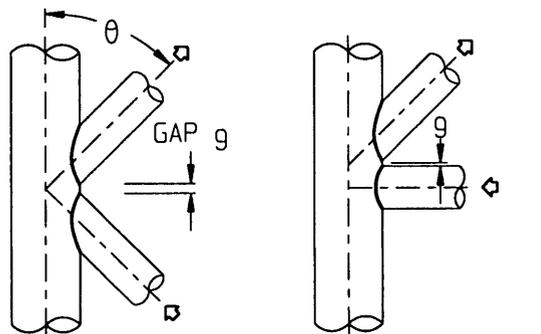
$$V_{pr} = Q_Q Q_F f_{y0} / 0.6\gamma$$

Fig. 3.2.



UNION TIPO T

UNION TIPO Y



UNION TIPO K

UNION TIPO N

siendo F_{y0} el límite elástico del acero del tubo principal pero no mayor que los dos tercios de la tensión de rotura del material; γ es la relación entre el radio del tubo principal y su espesor, esta relación está limitada en tubos comprimidos a 60 para aceros AE-355; el parámetro Q_q es un factor geométrico que tiene los siguientes valores

$$Q_q = \left(\frac{1.7}{\alpha} + \frac{0.18}{\beta} \right) Q_\beta^{0.7(\alpha-1)}$$

para carga axil

$$Q_q = \left(\frac{2.1}{\alpha} + \frac{0.6}{\beta} \right) Q_\beta^{1.2(\alpha-0.67)}$$

para momento flector

siendo β la relación entre el diámetro del tubo secundario y el tubo del cordón principal; α es el parámetro de ovalización que se tratará más adelante; Q_β es otro factor geométrico que vale la unidad para valores de β menores de 0.6 y para valores mayores

$$Q_\beta = \frac{0.3}{\beta(1 - 0.833\beta)}$$

el parámetro Q_f es un factor de interacción de esfuerzos con la expresión

$$Q_f = 1 - \lambda\gamma\bar{U}^2$$

donde λ es un parámetro que vale 0.03 para carga axil en el tubo secundario, 0.044 para momento en el plano del nudo y 0.018 para momento fuera del plano; U es la relación de uso del cordón principal para compresión longitudinal de valor

$$\bar{U}^2 = \left(\frac{f_a}{0.6F_{y0}} \right)^2 + \left(\frac{f_b}{0.6F_{y0}} \right)^2$$

siendo f_a la tensión axil de servicio del cordón principal y f_b la tensión de servicio debido al momento flector en el cordón principal.

Una vez calculadas las tensiones de punzonamiento se debe verificar la siguiente limitación para el caso de carga axil y momentos combinados:

$$\left[\frac{V_{pa}}{V_{pr}} \right]_{axil}^{1.75} + \left[\frac{V_{pa}}{V_{pr}} \right]_{momento} \leq 1.0$$

La segunda comprobación se refiere a la rotura plástica del nudo. Los esfuerzos mayorados de cada tubo secundario deben ser inferiores a la capacidad de plastificación del tubo que forma el cordón principal. Como en la comprobación anterior hay que combinar las capacidades a esfuerzo axil y momento flector.

La carga máxima en estado límite último de cada tubo secundario debe ser inferior a la capacidad de rotura plástica del cordón principal que tiene como valor

$$P_u \text{ sen } \theta = 0.8t_c^2 F_{y0} [6\pi\beta Q_q] Q_f$$

para carga axil

$$M_u \text{ sen } \theta = 0.8t_c^2 F_{y0} [d_b/4] [6\pi\beta Q_q] Q_f$$

para momento flector

siendo t_c el espesor del tubo principal; d_b es el diámetro del tubo secundario; Q_f se debe calcular con las tensiones en estado límite último del cordón principal.

$$\bar{U}^2 = \left(\frac{F_a^*}{F_{y0}} \right)^2 + \left(\frac{f_b^*}{F_{y0}} \right)^2$$

También se deben cumplir las limitaciones de resistencia a cortante del material que forma el cordón. En general el punzonamiento es más restrictivo que la rotura plástica.

$$P_u \text{ sen } \theta = 0.95\pi d_b t_c F_{y0} / \sqrt{3}$$

$$M_u \text{ sen } \theta = 0.95 d_b t_c F_{y0} / \sqrt{3}$$

Para combinación de esfuerzos en estado límite último se debe verificar la siguiente expresión

$$(P/P_u)^{1.75} + M/M_u \leq 1.0$$

La última comprobación que se debe realizar es la que se refiere al colapso general del nudo. El axil de servicio de cualquier tubo secundario debe ser inferior a la capacidad de abolladura del cordón principal. Este caso es especialmente restrictivo para nudos en X. La capacidad del nudo viene dada por

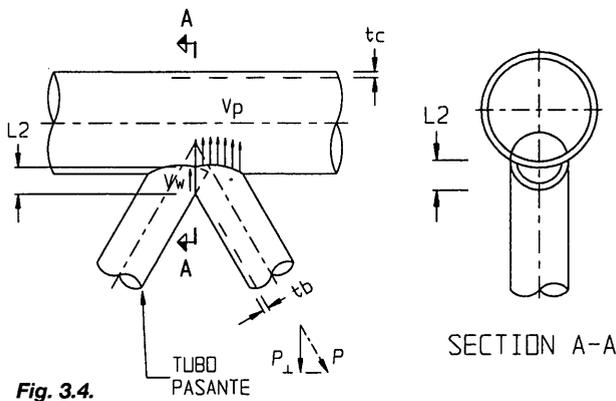


Fig. 3.4.

$$P_{sen \theta} = t_c^2 F_y (1.9 + 7.2\beta) Q_p Q_r$$

Estas tres comprobaciones se deben aplicar a cada uno de los tubos secundarios que forman el nudo. En caso que no se cumpla alguna de ellas la capacidad portante del nudo es inferior a la sollicitación y por tanto se debe cambiar. Lo más eficiente es aumentar el espesor del tubo que forma el cordón principal y volver a comprobar el nudo. Para que esta solución sea válida el aumento de espesor del cordón se debe prolongar como mínimo cinco cuartos del diámetro del cordón principal a cada lado del nudo. Se puede también aumentar el diámetro del tubo secundario con formas troncocónicas (ver Puente Vitoria).

Las comprobaciones anteriores son válidas para nudos planos en que los tubos secundarios no se cortan entre sí, es decir la soldadura está toda ella en la superficie del tubo prin-

cipal. Si esto no se cumple, generalmente en uniones en K con tubos secundarios con diámetros cercanos al tubo principal, parte de la carga que llevan los tubos secundarios se transfiere directamente, sin pasar por el tubo principal. Esto significa una mayor capacidad de carga en el nudo. Este tipo de unión se muestra en la Figura 3.4. donde se detallan los elementos significativos.

En estas uniones planas con montaje de un tubo sobre otro se deben realizar dos comprobaciones, una en dirección perpendicular al cordón y otra en dirección paralela al mismo. En ambas intervienen las longitudes de soldadura entre tubos secundarios con el cordón principal y entre sí.

La primera comprobación se refiere a la proyección en la dirección perpendicular al tubo principal del axil máximo de servicio de cada uno de los tubos secundarios, que debe ser inferior a la carga transmitida por los cordones de soldadura.

$$P_{\perp} = (V_p t_c l_1) + (2V_w t_w l_2)$$

siendo V_p la tensión de punzonamiento de servicio admisible por el cordón principal; l_1 la longitud del cordón de soldadura del tubo secundario en contacto con el tubo principal; V_w la tensión de servicio del cordón de soldadura entre los tubos secundarios; t_w es el espesor del tubo secundario más fino; l_2 es la longitud del cordón de soldadura entre los tubos secundarios (una sola rama) proyectada en la perpendicular al tubo principal.

En la segunda se comprueba que la proyección del axil de servicio de todos los tubos secundarios en dirección paralela al cordón sea inferior a la capacidad de todas las soldaduras con el tubo principal.

En general en una estructura espacial los nudos no tienen todos los componentes en el mismo plano y por tanto se trata de nudos espaciales que necesitan una comprobación especial. En la Figura 3.5. se muestra un nudo de este tipo. Para este caso en la norma de AWS se recurre al cálculo del parámetro de ovalización (para cada uno de los tubos secundarios y que es una función de la geometría y de las cargas. Este parámetro recoge la influencia de los demás tubos cargados en la capacidad a punzonamiento del tubo que se comprueba. La expresión de este parámetro es

$$\alpha = 1.0 + 0.7 \frac{\sum P_{sen \theta} \cos 2\Phi e^{-z/(0.6\gamma)}}{P_{sen \theta}}$$

la suma se extiende a todos los tubos secundarios que forman el nudo, el parámetro α se calcula para cada tubo secundario y no debe ser inferior a uno. El ángulo Φ es el que forma cada tubo secundario con el que se está comprobando; la variable z tiene la siguiente expresión

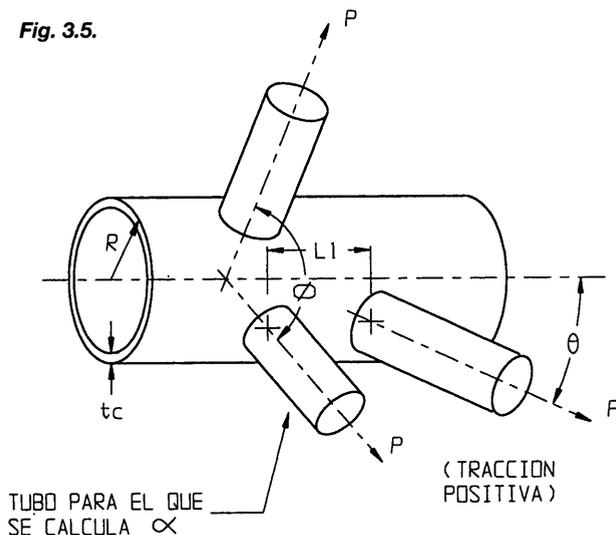


Fig. 3.5.

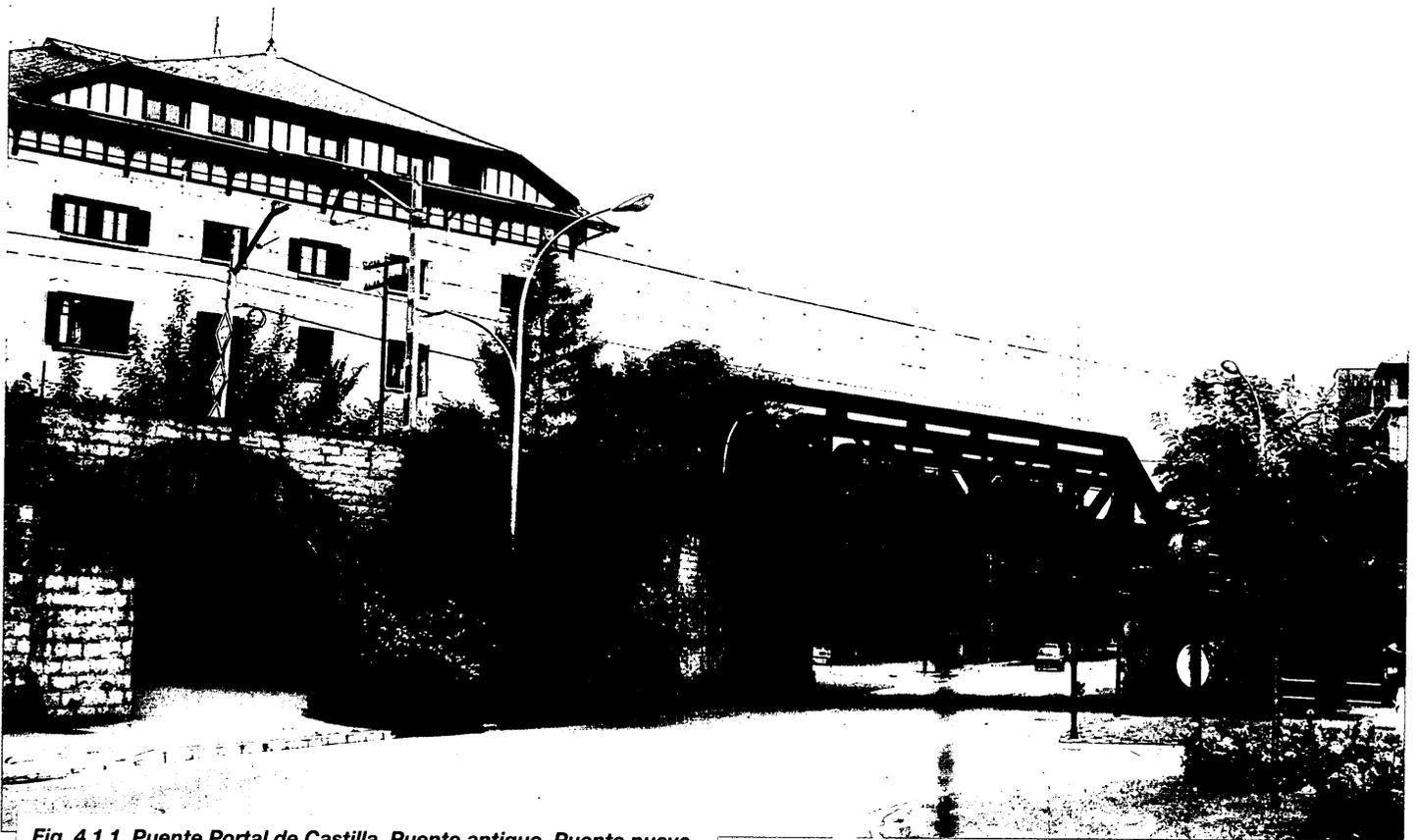
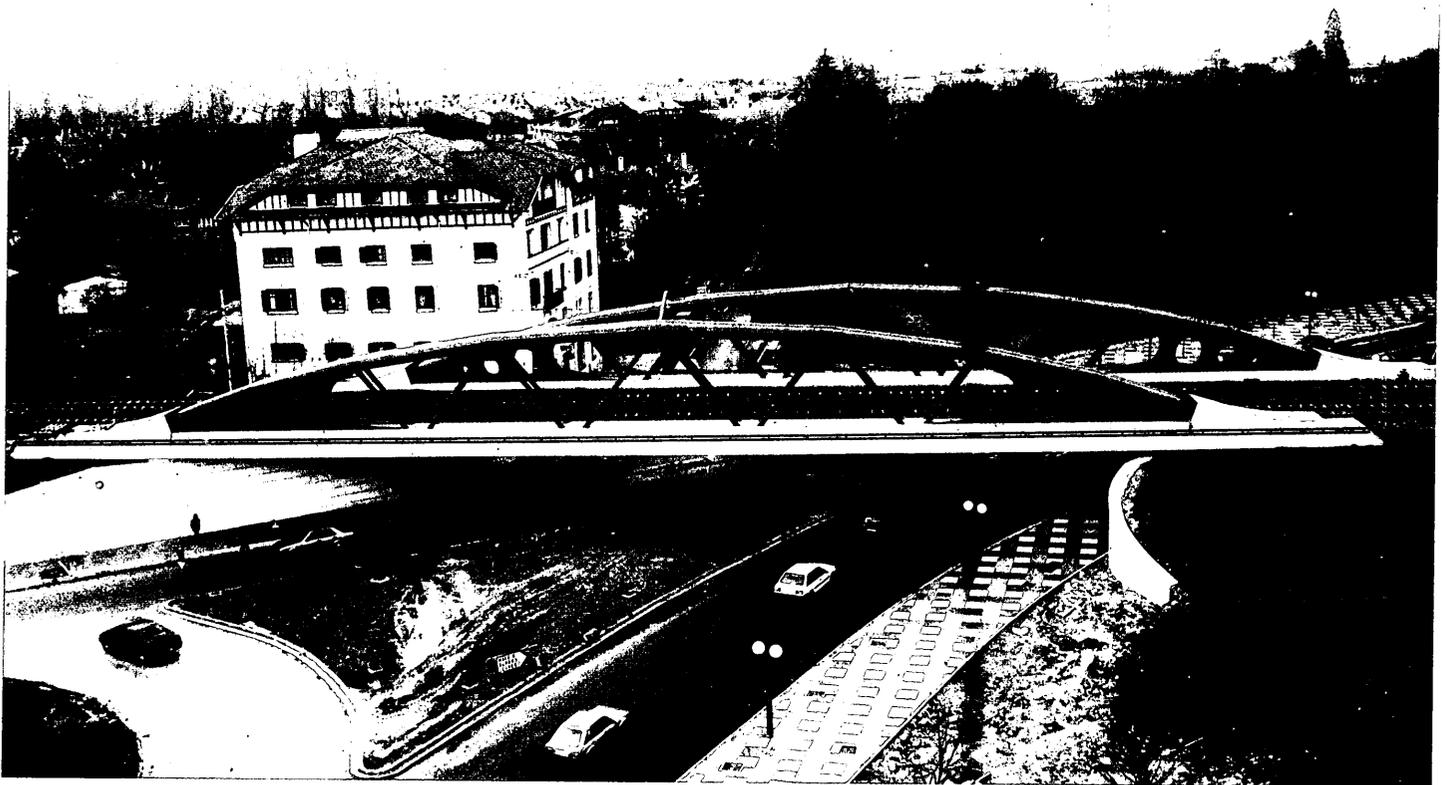


Fig. 4.1.1. Puente Portal de Castilla. Puente antiguo. Puente nuevo.



$$z = L_1 / \sqrt{Rt_c}$$

siendo L_1 la distancia de cada tubo secundario al que se está calculando el parámetro α ; R es el radio del tubo principal.

La comprobación de un nudo espacial se reduce entonces a realizar los tres cálculos como si fuera un nudo plano sólo que con el parámetro de ovalización calculado por medio de la fórmula y no tomado de una tabla en función del tipo de nudo. De esta manera se pueden unificar los criterios de comprobación de cualquier nudo lo que permite su utilización en un proceso de cálculo de la estructura. Se puede comprobar que el parámetro de ovalización calculado coincide con los casos particulares de nudos planos que están tabulados.

En resumen la comprobación de la capacidad resistente de un nudo de unión directa entre tubos se puede realizar por medio de cálculos sencillos conocidos la geometría del nudo y los esfuerzos máximos que solicitan los tubos secundarios. El cálculo del parámetro de ovalización permite tratar cualquier tipo de unión, plana o espacial por lo que la generalidad del método es total.

3.2. UNIONES RIGIDIZADAS

Los nudos rigidizados permiten uniones que por alguna razón no se pueden realizar directamente tubo con tubo. Este caso se suele presentar cuando se trabaja con diámetros grandes o bien cuando se ha agotado el límite de espesor de los tubos de fabricación normal.

Así como el caso de unión directa entre tubos está muy normalizado y se conoce su comportamiento, la tipología de uniones rigidizadas es muy variada ya que depende en gran medida de la imaginación del proyectista; no se ha llegado a establecer una ordenación como en el caso anterior. Por esta causa las normas sólo establecen criterios generales para la comprobación de estos nudos. Hay que tener en cuenta además que no se conoce en profundidad el comportamiento de esta unión por lo que hay que ser más cauto y no apurar el diseño.

Se recomienda concebir la forma de pasar las cargas de un tubo a otro de manera sencilla, donde se vea la transmisión de cargas. Esto permite que no haya errores graves en la realización de la unión.

Las formas que más se utilizan para rigidizar los nudos son anillos o diafragmas internos en el cordón principal y cartelas que recogen la carga de los tubos secundarios. A través de los diafragmas internos se impide la ovalización del tubo principal si ésta es la causa del mal comportamiento del nudo. Con las cartelas se transmite la carga de los tubos secundarios a las paredes del principal. Un detalle importante en este tipo de unión con cartelas es dejar el borde del corte del tubo con la cartela redondeada para evitar problemas de fatiga.

4. REALIZACIONES

Entre las muchas realizaciones que se están construyendo hoy en día en toda España, vamos a referirnos exclusivamente a los que se han realizado a lo largo de una serie de años, a partir de 1990, en Carlos Fernández Casado, S.L. Oficina de Proyectos.

4.1. PUENTE SOBRE CRUCE PORTAL DE CASTILLA - AVDA. DE GASTEIZ

(Vitoria. Proyecto 1990-1991. Construcción 1994)

(Dirección: Jesús Marcos Egido; Excmo.

Ayuntamiento de Vitoria. Renfe: Javier Alfaro Baztán.

Construcción: Entrecanales y Tavora.

Ripado: Lastra Ibérica.)

Según las autoridades municipales de Vitoria la situación del antiguo paso del FF.CC. sobre el Cruce Portal de Castilla-Avda. de Gasteiz era insostenible. La pequeña luz del paso, 9 m., impedía que se desarrollasen con normalidad las comunicaciones entre ambos lados de la ciudad. Se pretendía por tanto, eliminar la barrera que suponía semejante muralla en el tejido urbano, para lo cual era necesario construir un nuevo puente y mantener sin interrupción, durante la construcción, el tráfico ferroviario en una línea tan importante como la de Madrid-Francia. Fig. 4.1.1.

Las necesidades funcionales y la gran oblicuidad del cruce, 49°, obligó a la adopción de una luz importante para un puente de ferrocarril, 64 m. Este hecho unido al gálibo estricto que las vías tenían sobre la carretera determinó la conveniencia de adoptar una estructura superior, como ya ocurría en el puente existente.

Se dispuso un tablero de hormigón pretensado inferior que constituye el soporte de las vías además de ser el cordón inferior de una viga en celosía curva metálica. Está formado básicamente por dos vigas longitudinales principales separadas 11,60 m. y que se arriostran entre sí por dos vigas transversales de borde que forman con los longitudinales un ángulo de 54,7 g. Fig. 4.1.2.

Se dispone también una familia de vigas transversales, de 0,5 m de canto, perpendiculares a los ejes de las longitudinales, separadas entre sí 3,00 m. y sobre ellas se coloca una losa continua de hormigón de 0,30 m. de espesor que solidariza el conjunto. Cada una de estas vigas se pretensa con un cable de 19 cordones de 0,6". Fig. 4.1.3.

Las vigas longitudinales tienen sección poligonal, un hexágono irregular con dos caras paralelas que son los parámetros superior e inferior de las vigas, el superior de 1,40 m. de ancho y el inferior de 1,20 m. El canto es de 1,60 m. Interiormente se aligera con una sección también hexagonal, dando espesores de 0,275 para las losas superior e inferior y 0,265 para las paredes laterales o almas. Este aligeramiento se maciza en las intersecciones con las vigas transversales y con los tubos metá-

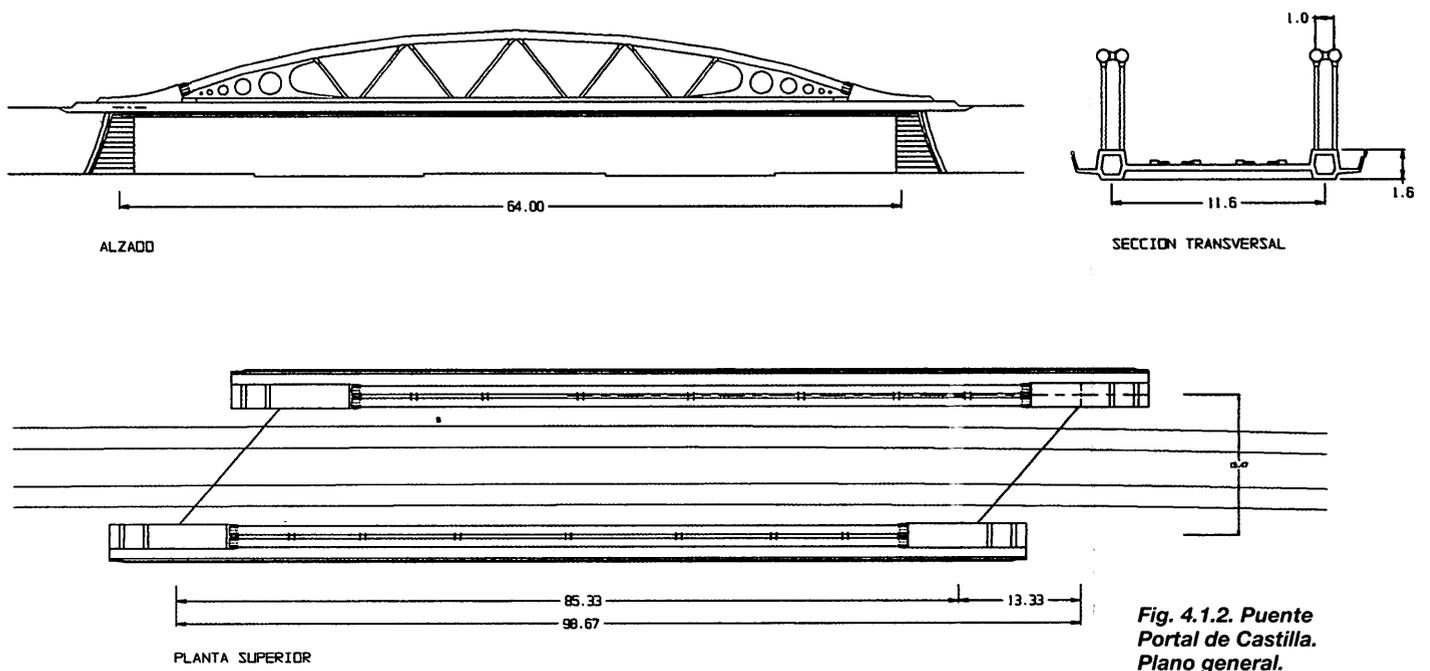


Fig. 4.1.2. Puente Portal de Castilla. Plano general.

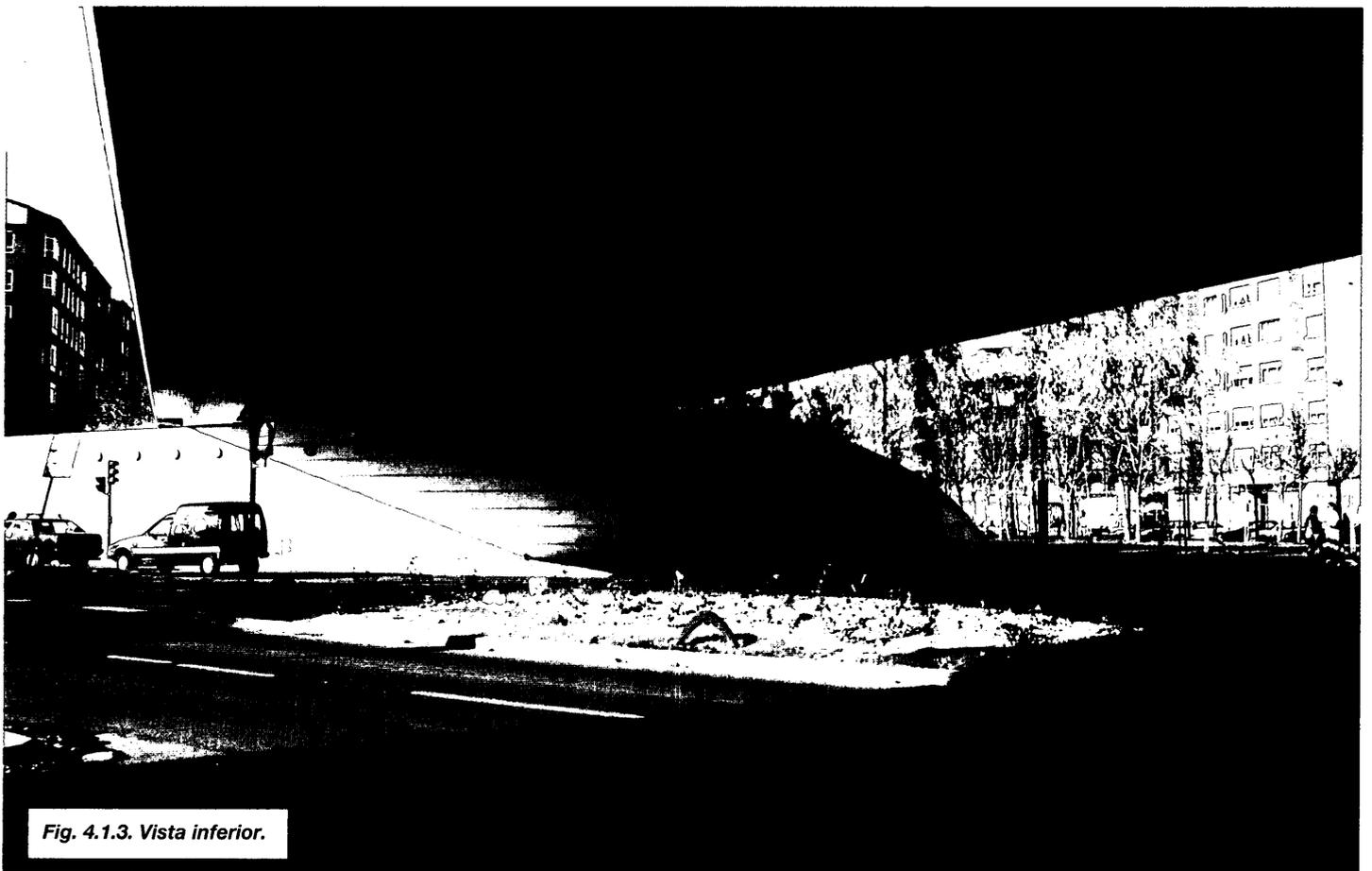


Fig. 4.1.3. Vista inferior.

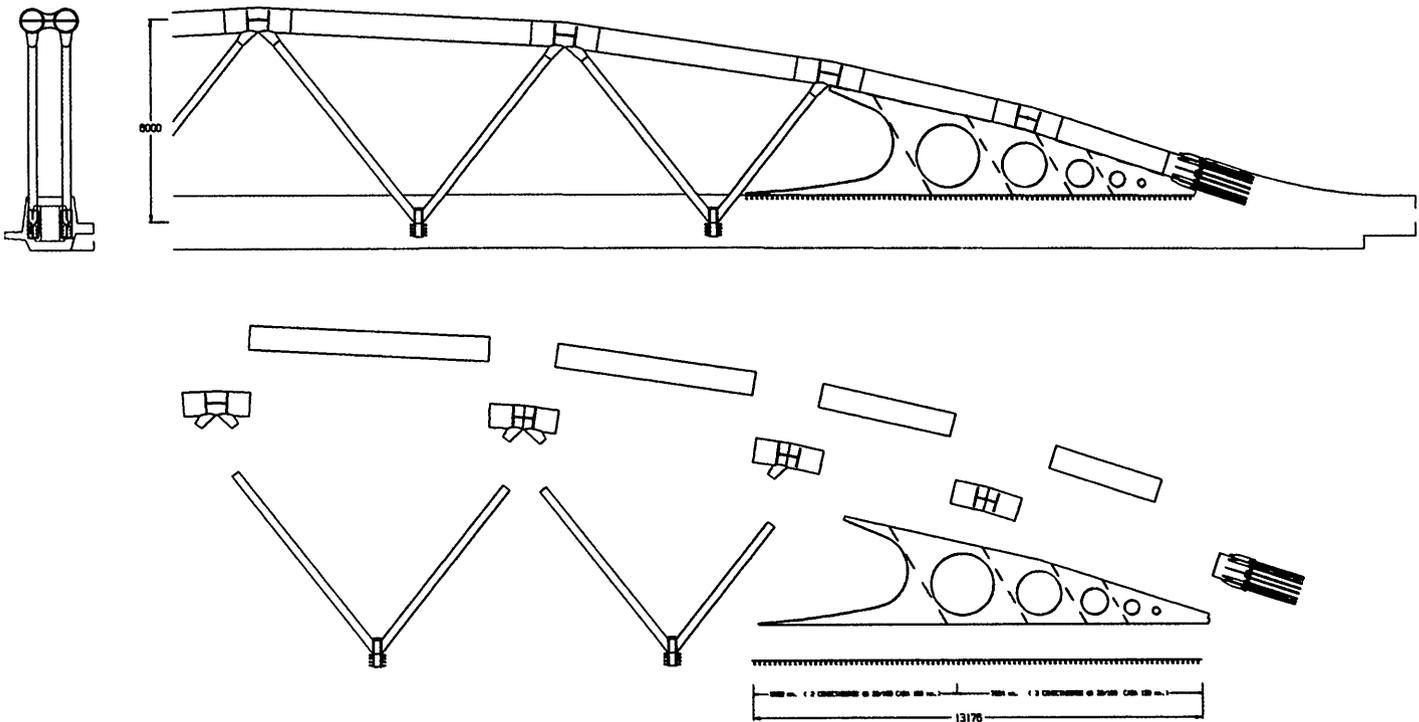


Fig. 4.1.4. Celosía metálica.

licos que las unen al arco. Cada viga va pretensada por ocho cables de 19 cordones de 0,6" de diámetro.

El tablero se completa con una losa de 0,30 m. de espesor dispuesta sobre las vigas riostras extremas y sobre las transversales. La losa es maciza en toda su superficie a excepción hecha de tres huecos donde se alojan apoyos y tacos de hormigón salientes de los estribos y que permiten anclar el puente a efectos de viento y de frenado, efecto que se soporta a lo largo de la losa por cuatro cables de pretensado de tres cordones de 0,6" de diámetro, dos a cada lado de los huecos. El resto de la armadura de la losa es acero pasivo.

El cemento que se emplea en el hormigón del tablero es blanco. Todos los paramentos vistos del hormigón están pintados de color blanco.

El tablero cuelga de dos parejas de arcos metálicos estando el eje de cada par en el plano vertical que contiene al eje de las vigas longitudinales. Los arcos tienen unas flechas de 6,00 m. y están formados por una poligonal de ocho lados inscrita en un círculo de 87,00 m. de radio. Fig. 4.1.4. Cada pareja de arcos está formada por dos tubos de 711 mm de diámetro exterior y paredes de 25 mm de espesor de AE-355D.

En los nudos de la poligonal el espesor de paredes aumenta a 30 mm, en 1,00 m. a cada lado y se mantiene el diámetro exterior del tubo normal. Están separados los dos tubos en 1,00 m. y están arriostrados entre sí por chapas de 20 mm de

espesor formando una H con el segmento horizontal quebrado para acomodarse a los cambios de directriz. Fig. 4.1.5.

Los tubos se conectan a las vigas longitudinales del tablero por medio de una chapa de reparto de 1960x960x60 mm que se anclan al hormigón por medio de dos familias de 16 pernos de 40 mm de diámetro y 1500 mm de longitud, distribuidas cada una de ellas en una circunferencia de 420 mm de radio. El último tramo del tubo pasa a ser de 30 mm de espesor y se une a la placa de anclaje en el hormigón, por soldadura directa con ella y a través de 8 chapas rectangulares de 700x290x15 mm que se disponen radialmente en el interior del tubo y en su prolongación se dispone de otras tantas cartelas de 700x120x15 mm.

La vinculación entre arco y vigas longitudinales del tablero se realiza por medio de una triangulación de tubos, uno por cada arco, en la zona central, aproximadamente 33 m. y por medio de dos chapas, una por cada arco, en las zonas extremas en donde la triangulación quedaría muy cerrada.

La triangulación se realiza con tubos de 244,5 mm de diámetro exterior y paredes de 12,5 mm de espesor. La unión de los tubos de las triangulaciones con los tubos del arco se realiza por medio de unos tubos troncocónicos de 400 mm de longitud teórica y con una divergencia de paredes de 8°. Se evitó la utilización de chapas en la conexión para eliminar los puntos de concentración de tensiones y la aparición de problemas de fatiga. Fig. 4.1.5. La unión con el hormigón se realiza a través

de unas chapas soldadas entre sí formando una H, las laterales de 850x300x20 mm y la central de 850x200x20, colocada verticalmente dentro del hormigón y con el brazo horizontal de la H en paralelo al eje de las vigas. El punto teórico de intersección de los ejes de los tubos con el de la H está situado en el eje de las vigas de hormigón quedando la parte inferior de la H a 445 mm por debajo de éste y el superior, por tanto, a 405 mm. Esta pieza tiene como misión introducir en el tablero la componente horizontal resultante de los axiles en las barras inclinadas de la triangulación. Fig. 4.1.6.

La conexión de la H con el hormigón se hace por medio de conectadores de 22 mm de diámetro y 100 mm de longitud en número de 24 unidades, 12 por cada cara exterior de cada H. De estos conectadores cuelga el tablero.

Las chapas que vinculan tablero y arco, en los extremos de ésta, son de 200 mm de espesor, coplanarias con la triangulación de tubos, o sea separados entre sí 1,00 m. Las chapas ocupan todo el hueco dejado por el tubo del arco y el paramento superior de las vigas longitudinales del tablero. Fig. 4.1.4. Las chapas se aligeran por medio de cinco círculos interiores. Se colocan en su interior cuatro chapas de 15 mm de espesor con inclinaciones similares a las de las triangulaciones. La conexión de las chapas con tubos del arco es directa, mediante soldadura. Con el hormigón se realiza soldando las chapas a otra colocada horizontalmente de 13176x300x15 mm anclada al mismo con conectadores de 22 mm de diámetro y 100 mm de longitud en número de dos o tres por fila y separadas estas 150 mm. Toda la estructura metálica se pintó en color azul RAL 5009.

CÁLCULO

Se realizó un modelo de cálculo constituido por un emparrillado espacial que reproduce todas y cada una de

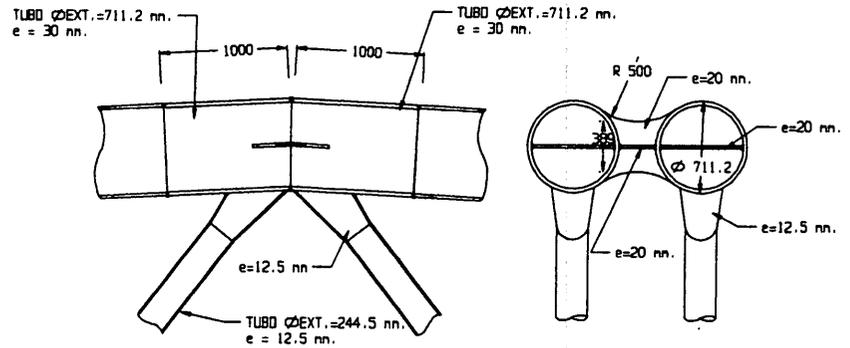
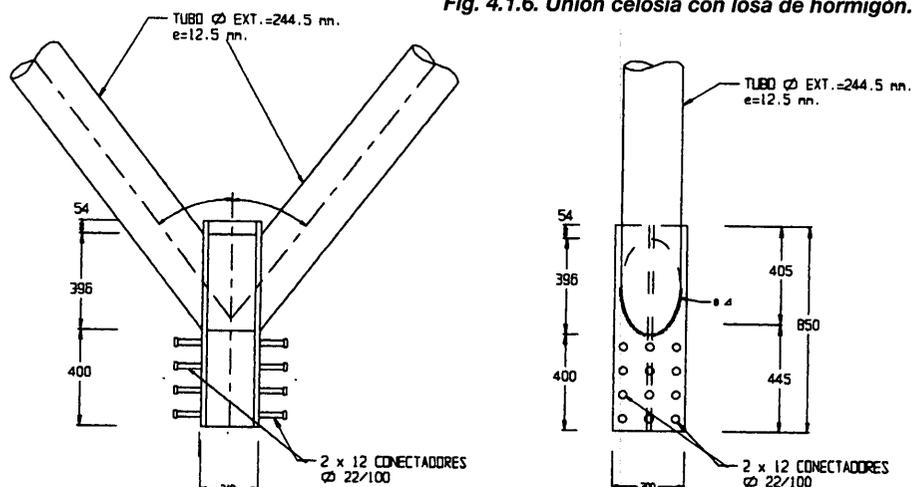


Fig. 4.1.5. Nudo de celosía tubular.



Fig. 4.1.6. Unión celosía con losa de hormigón.



UNION DIAGONALES - LOISA

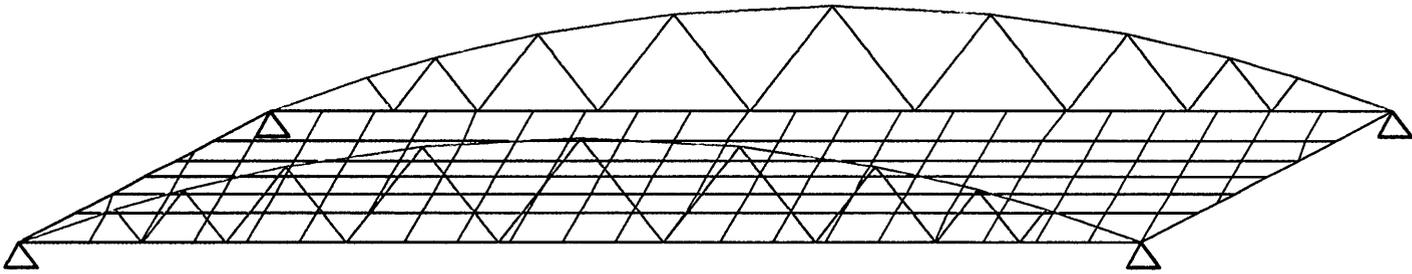


Fig. 4.1.7. Modelo espacial de cálculo

las barras de acero así como el emparrillado del tablero de hormigón pretensado formado por las vigas transversales, las vigas longitudinales de borde y la losa de hormigón. fig. 4.1.7.

Con este método se realizó, en primer lugar, un análisis modal con el fin de determinar los primeros modos de vibración que intervienen en la determinación del coeficiente de impacto a aplicar en la sobrecarga de ferrocarril. A continuación se realizó el cálculo general del puente y con los esfuerzos obtenidos se comprobó el estado tensional de los distintos elementos con las inclusiones de las correspondientes acciones del pretensado.

El modelo de emparrillado, sin embargo, reproduce mal el comportamiento en su plano del tablero de hormigón frente a las cargas concentradas que introduce el arco superior o las cargas de pretensado longitudinal que son necesarias para contrarrestarlas. Para este estudio se realizó un modelo plano de elementos finitos que reprodujo la losa de hormigón, así como las vigas longitudinales y transversales, en el que se analizó el estado tensional a superponer al de flexión del tablero.

Así mismo fue necesario la realización de un modelo de detalle para el estudio del diafragma de acero encargado de transmitir parte de las cargas del arco superior al hormigón por medio de una conexión a base de pernos. Se realizó un modelo de elementos finitos que permitió dimensionar el diafragma.

Cada arco se descompuso en dos tubos arriostrados que tienen mucha más inercia transversal y menor inercia vertical, lo cual es bueno tanto para reducir sus flexiones verticales como para mejorar su respuesta ante las cargas transversales. Aun y todo, la no existencia de arriostramiento transversal entre los arcos superiores nos aconsejó estudiar la seguridad de la estructura frente a fenómenos de inestabilidad transversal. Los primeros predimensionamientos, mediante modelos simplificados previeron una seguridad suficiente frente a esta inestabilidad debido a la gran rigidez transversal que confieren ambos tubos. Sin embargo la importancia de las sobrecargas de ferrocarril aconsejaron realizar un estudio no lineal de la estructura para estudiar el fenómeno.

Se estudió la estructura frente a las acciones de sobrecarga y viento transversal, incorporando las imperfecciones correspondientes a las tolerancias de ejecución.

Los resultados demostraron que existía seguridad suficiente frente al fenómeno, tanto al incremento de sobrecarga como al incremento del viento transversal.

CONSTRUCCIÓN

Por tratarse de un puente de FF.CC. de gran frecuencia de paso, su construcción se convirtió en una de las partes más importantes de todo el proyecto y a la que se ha dedicado una gran atención.

El procedimiento consistió en construir el puente en situación paralela al antiguo a 16 m. y repararlo transversalmente una vez construido. Todo se preparó para que se pudiese realizar en un plazo de dos horas. fig. 4.1.8.

Pero el ripado presentaba serios inconvenientes. El puente antiguo era mucho más corto que el nuevo lo que hacía que al reparar transversalmente el puente nuevo se ocupasen zonas que eran de hormigón - donde se encontraban los pasos de peatones - y zonas donde las vías estaban sobre el suelo. Era necesario eliminar previamente estas zonas.

Las fases a seguir en el proceso constructivo fueron las siguientes:

- ▼ Se acondicionó la zona de obras, se hincaron los pilotes de los estribos y se eliminó la gasolinera existente. Se condujo el tráfico de peatones. El de vehículos no cambió.
- ▼ Uno de los muros, que sirvió para reparar el puente y que posteriormente constituyó un estribo definitivo, se ubicaba en el interior de uno de los pasos de peatones. El otro atravesaba el terraplén del tren. Para realizar éste y no producir ninguna perturbación al tráfico ferroviario se hincó un cajón con cubierta de vigas metálicas y dentro se construyó el estribo.
- ▼ Se empezó a construir el puente nuevo, para ello fue necesario realizar un cimbrado del mismo en el que permitiera el paso de vehículos.
- ▼ Se retiró del puente viejo. Previamente se había liberado de sus apoyos.
- ▼ Esta operación duró una hora con cierre total del tráfico ferroviario.

- ▼ Ripado del puente nuevo. Esta operación duró una hora.
- ▼ El puente nuevo llevaba colocadas las vías y el balasto definitivo.
- ▼ Se ajustó la nivelación de las vías y las catenarias y se restableció el tráfico ferroviario.
- ▼ Se demolieron los muros de ripado y se ejecutaron los muros nuevos.
- ▼ Finalmente se realizó la ordenación viaria y todas las terminaciones.
- ▼ Toda la operación, desde el cierre del puente antiguo al restablecimiento del tráfico ferroviario duró ocho horas.

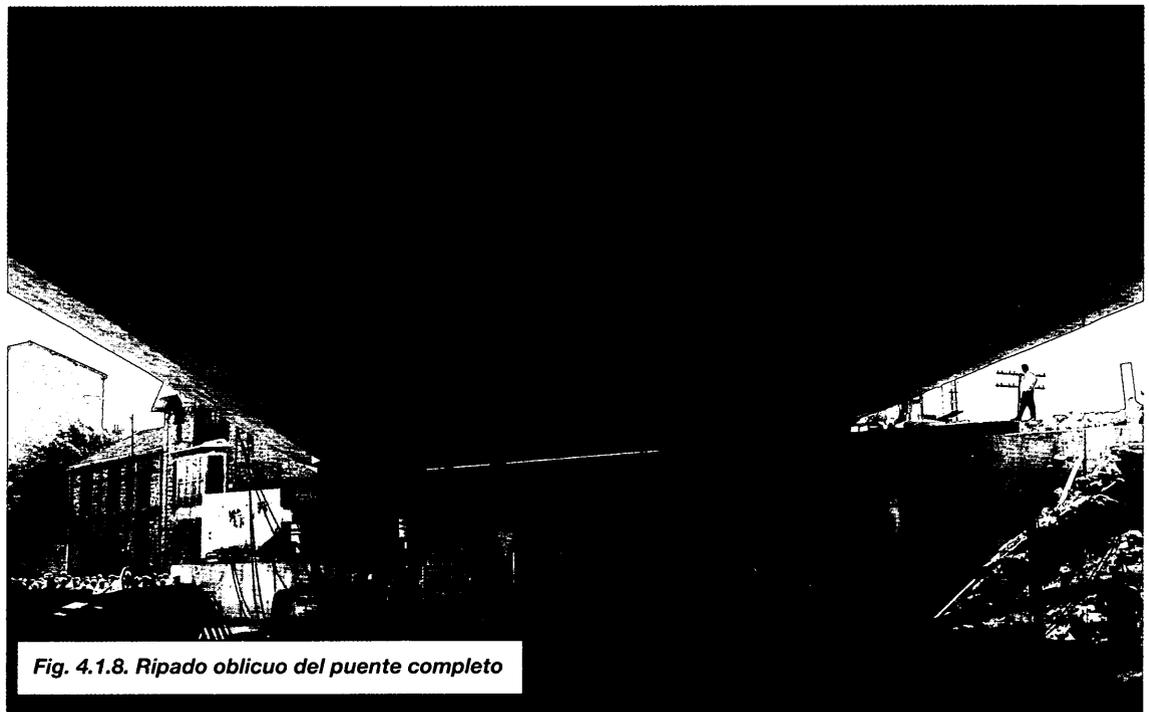


Fig. 4.1.8. Ripado oblicuo del puente completo

4.2.- PUENTE DE MONTSERRAT - PROYECTO 1991.

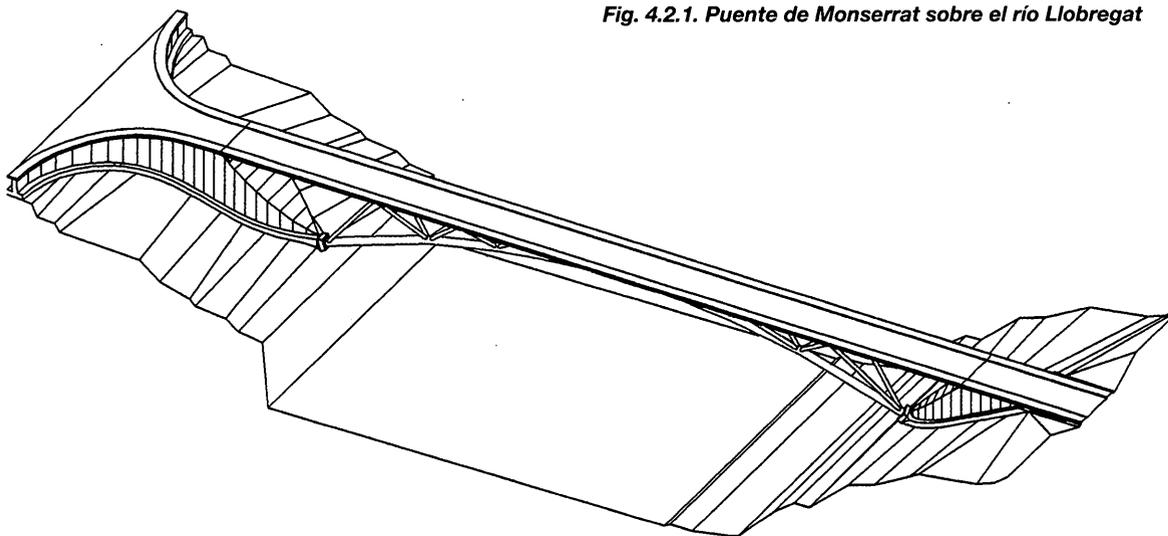
(Dirección. Ferrocarriles de la Generalitat de Catalunya)

En 1990 la Generalitat de Catalunya a través de los Ferrocarriles Catalanes nos encargó la realización de dos puentes, uno de carretera y otro de ferrocarril, para establecer el nuevo acceso al Monasterio de Montserrat. En el puente de ferrocarril

realizamos una propuesta en celosía que finalmente la sustituimos por un tablero de hormigón pretensado. El puente de carretera sobre el río Llobregat está formado por un arco tubular único que se relaciona con el dintel a través de una celosía espacial, también tubular, Fig. 4.2.1.

Se trata de un puente arco de 115 m de luz y 11 m de anchura. Tiene un solo arco de 14 m de flecha, 1500 mm de diámetro y 30 mm de espesor que se vincula con el tablero a través de una celosía de 660 mm de diámetro y espesores variables entre 30 mm y 17,5 mm. Fig. 4.2.3.

Fig. 4.2.1. Puente de Montserrat sobre el río Llobregat



Esta celosía soporta un tablero mixto formado por dos tubos laterales de 812 mm de diámetro y espesor de 17,5 mm y 25 mm en los nudos y dos vigas doble "T" centrales que soportan una losa de hormigón armado de 23 cm de espesor. Fig. 4.2.3.

El arco está empotrado en cimientos pero no es en este empotramiento donde radica la estabilidad transversal de la estructura. Es en el estribo a través de una llave que impide el movi-

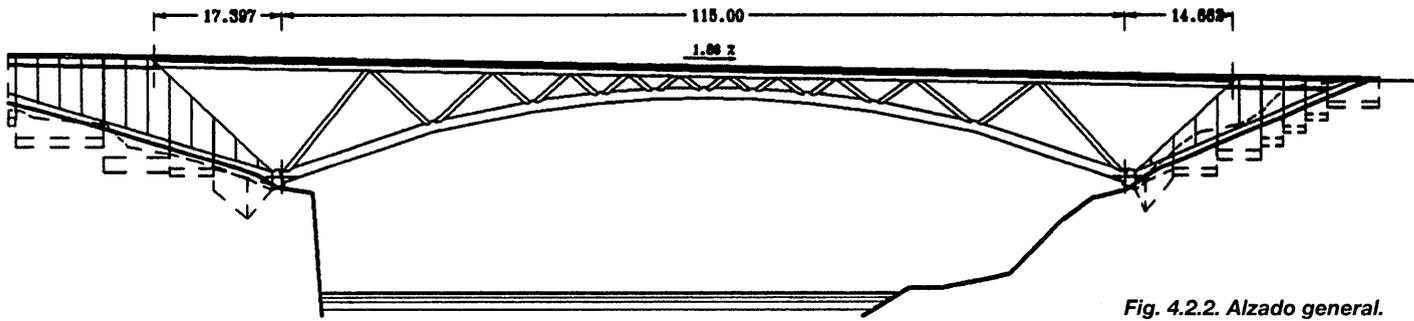


Fig. 4.2.2. Alzado general.

miento transversal del tablero donde se produce la resultante horizontal transversal que con la que se produce en la base del arco constituye el par estabilizador general del puente. Los movimientos longitudinales son libres en estas llaves, Fig. 4.2.4.

El cálculo del puente se realizó formalizando un modelo matemático espacial, Fig. 4.2.5., donde se reproducen todas y

cada una de las barras del puente. La rigidez del tablero en su plano se establece en dos fases. En primer lugar triangulándolo por las diagonales reales que existen en el tablero, necesarias, durante la ejecución del mismo, para mantener la estabilidad mientras se procede a realizar el hormigonado de la losa. En segundo lugar añadiendo la rigidez de la losa para obtener su respuesta ante las sollicitaciones exteriores, Fig. 4.2.6.

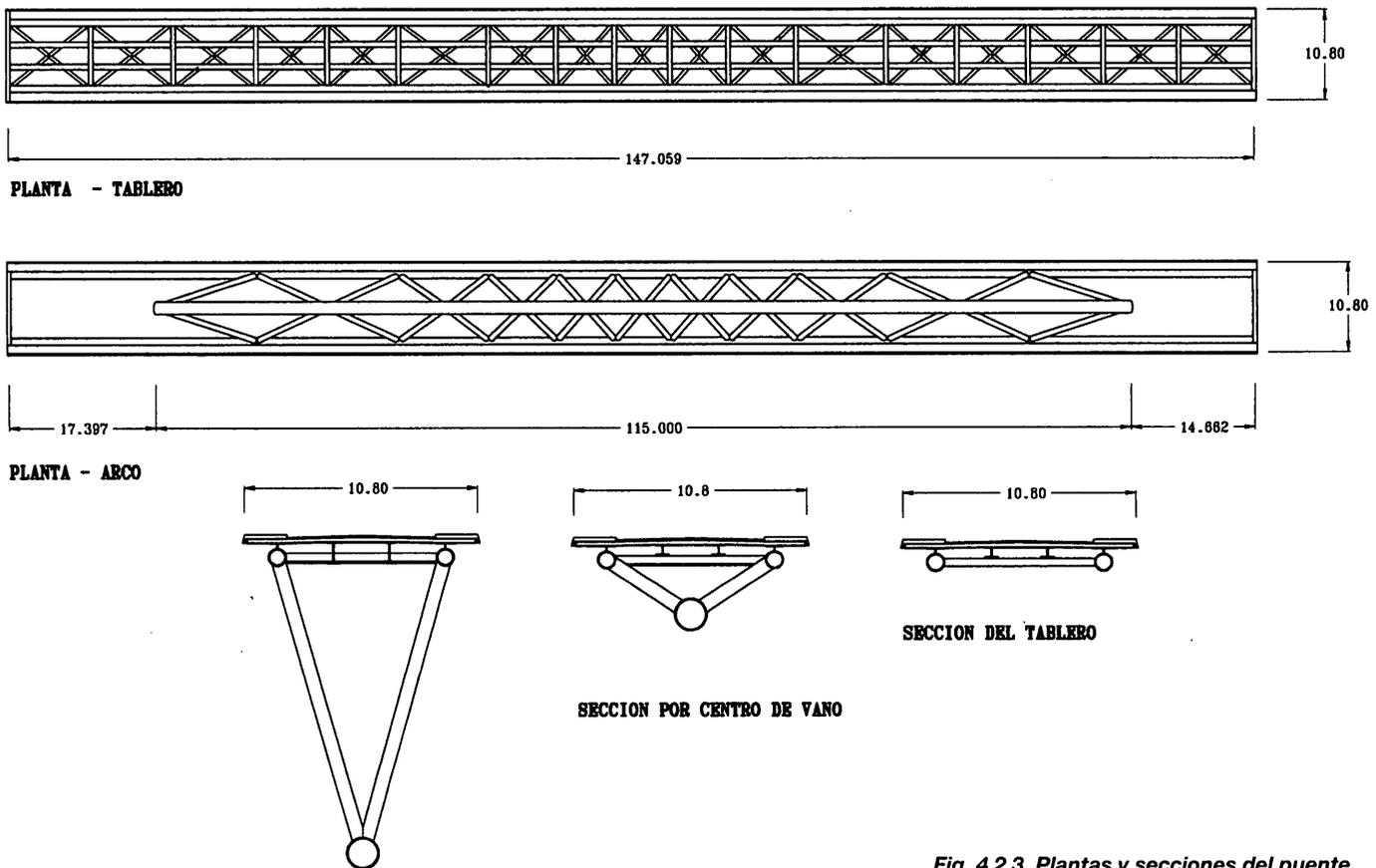


Fig. 4.2.3. Plantas y secciones del puente.

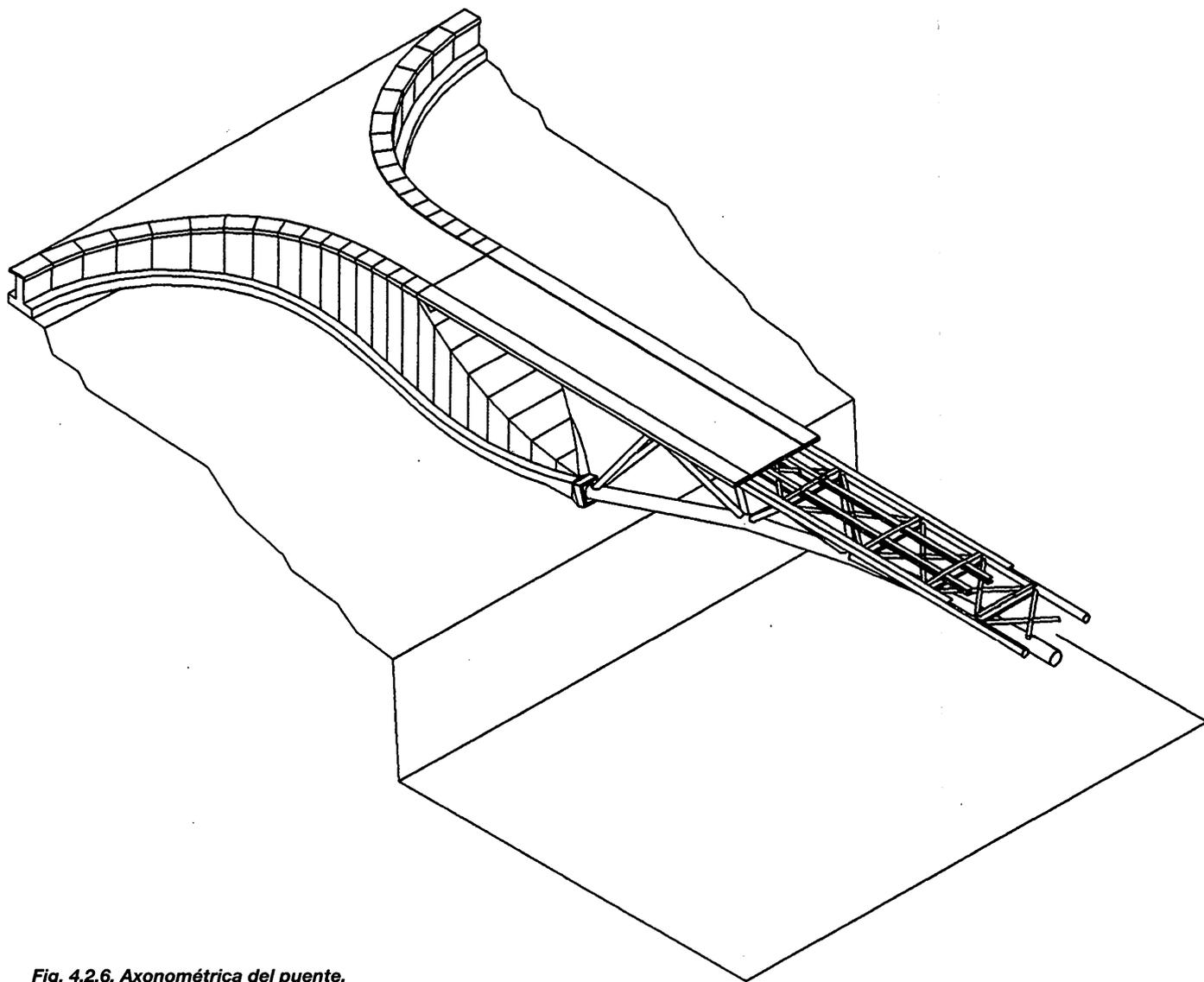


Fig. 4.2.6. Axonométrica del puente.

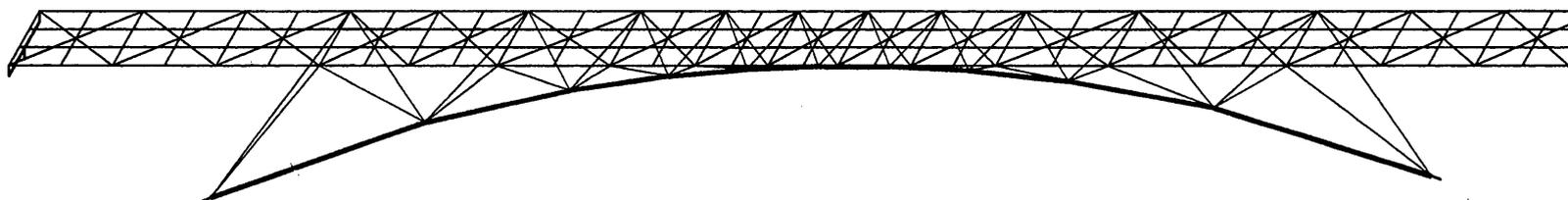


Fig. 4.2.5. Modelo espacial de cálculo.

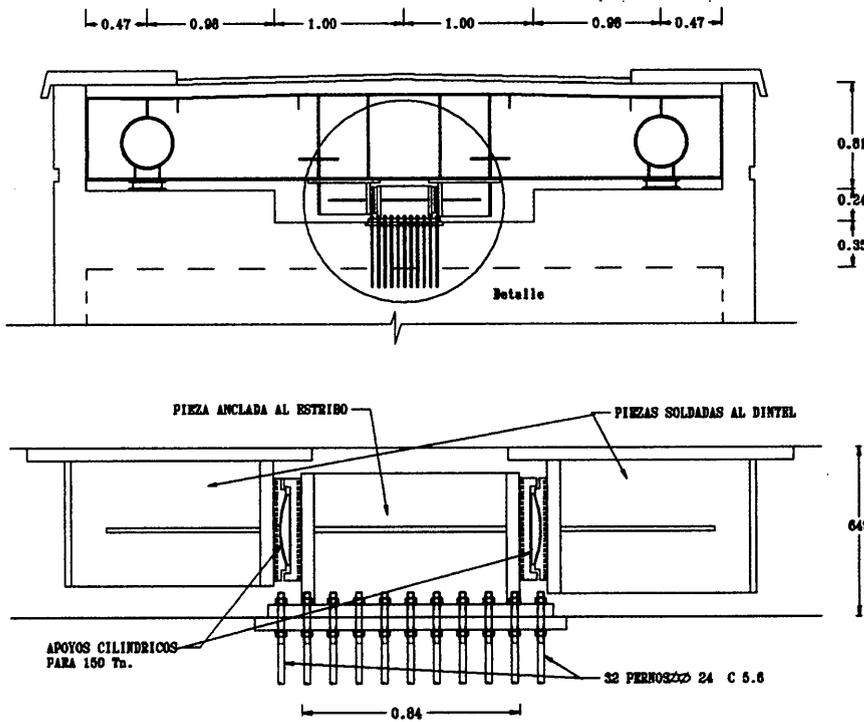


Fig. 4.2.4. Topes laterales en el tablero.

La construcción está prevista realizar en tres pasos, Fig. 4.2.7. Se montan los laterales de la celosía, cimbrando sus apoyos y se levanta el tramo central. Se retirarán los apoyos provisionales y se procederá al hormigonado del tablero mediante un carro que desliza sobre los tubos superiores de la triangulación superior.

4.3.- PUENTE DE FERROCARRIL SOBRE LA ESTACIÓN DE METRO DE PRÍNCIPE PÍO EN MADRID. (1993).

(Dirección general de Infraestructuras del transporte ferroviario. Javier Orrico Blázquez, Jacobo Abecasis Machuel. Construcción: Entrecanales. Antonino García Gil)

PLANTEAMIENTO GENERAL

La vía derecha del ferrocarril de Cercanías Atocha - Príncipe Pío, pasa sobre el foso de la estación de las líneas 6 y 10 del Metro. Este

Fig. 4.2.7. Proceso constructivo

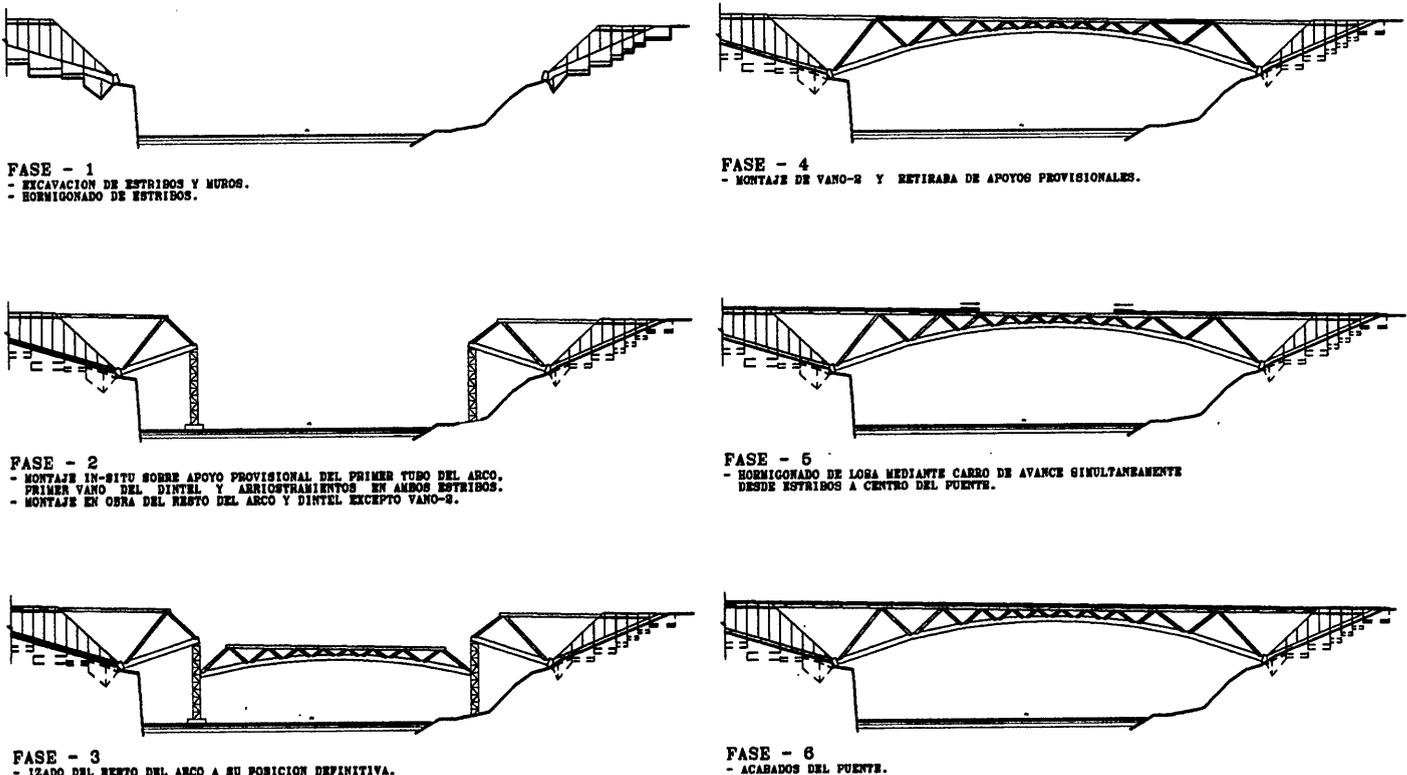




Fig. 4.3.1. Vista general del puente.

paso se ha resuelto mediante un puente de un solo vano con una luz libre de 37,5 metros.

Este puente, si bien pasa a bastante altura sobre la estación del Metro, está muy condicionado de gálibo por las escaleras que bajan de la entreplanta lado Este a los andenes. El ferrocarril pasa a una altura de 10 metros sobre los andenes, pero el puente debe tener un canto estricto para dejar paso a las escaleras. Esto llevó a plantear un vano único sobre el recinto, con una luz de 38,5 metros entre apoyos, y con estructura superior para conseguir el canto estricto a que obligan las escaleras. Fig. 4.3.1.

Por todo ello la estructura del puente es una viga triangulada de tablero inferior formada por dos cuchillos arriostrados en sus cabezas superior e inferior; con ella se forma un espacio interior por donde circula el tren; esto nos parece muy positivo para los usuarios de la estación del metro, porque tienen muy próximo y a la vista el tren de Cercanías, pero separado de ellos por la estructura triangulada del puente que crea un espacio interior para el tren.

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

El canto de la viga es de 6,60 metros, obligado por el gálibo del ferrocarril que pasa por su interior. La estructura se ha planteado a base de tubos, como todas las estructuras metálicas nuevas de la estación. Como el canto es sobrado para la luz de la viga, se ha planteado una triangulación lo más abierta posible, a base de cruces de San Andrés.

Los tubos de los cordones superior e inferior de las vigas, son de 609 mm. de diámetro, y los de las cruces de San Andrés y arriostramientos horizontales entre las dos vigas, de 406 mm. La unión entre los tubos se hace por intersección directa entre ellos y soldadura completa de las uniones. Fig. 4.3.2.

El dimensionamiento de los tubos ha estado definido en todos ellos por la abolladura en los nudos, cuyo estudio ha sido el fundamental de la estructura. La mayoría de estos nudos son planos, salvo los del cordón inferior que son espaciales, porque en ellos se une la triangulación de la viga, el arriostra-

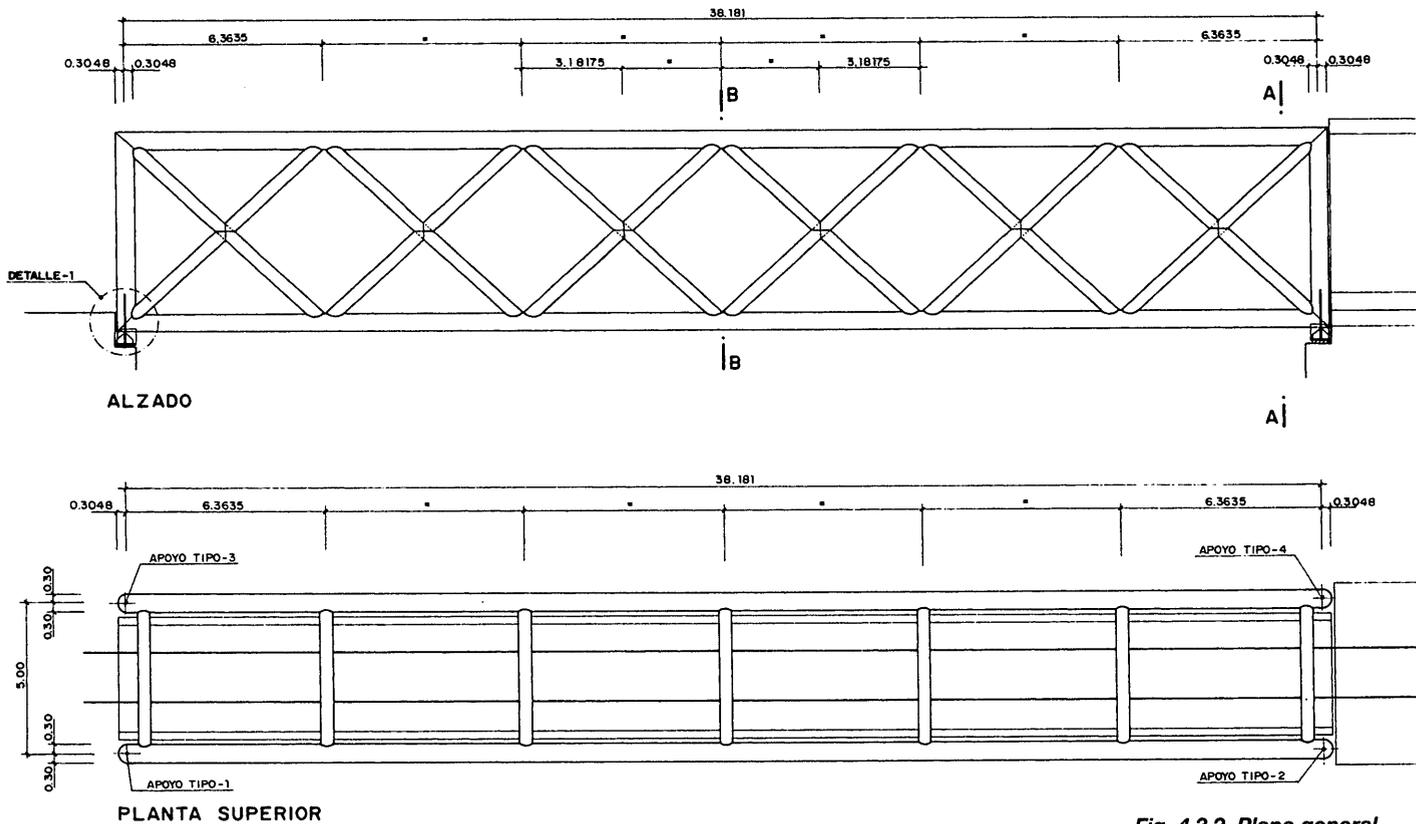


Fig. 4.3.2. Plano general.

miento transversal que transmite la carga del ferrocarril a la triangulación y el cordón inferior. Fig. 4.3.3.

Sobre los tubos de arriostamiento inferior se apoya la losa de hormigón que soporta las vías de ferrocarril, que es independiente de la estructura metálica; se apoya sobre ella mediante neoprenos que independizan ambos elementos. La losa tiene 0,20 metros de espesor y apoyos cada seis metros.

Los apoyos del puente están situados en la intersección de los cordones inferiores con los montantes verticales que rematan las vigas en sus extremos y tienen el mismo diámetro que los cordones superiores e inferiores. Estos apoyos son fijos en un extremo, donde se transmite el frenado del ferrocarril, y libres en el contrario. Los libres son apoyos de neopreno-teflón y los fijos de neopreno alojado en cazoletas metálicas. Fig. 4.3.4.

CÁLCULO DEL PUENTE

El problema fundamental del cálculo de esta estructura ha sido el de los nudos de

unión de los tubos que, como hemos dicho, son los que dimensionan sus espesores.



Fig. 4.3.3. Vista interior del puente.



Fig. 4.3.5. Vista inferior del puente dentro de la estación de Príncipe Pio.

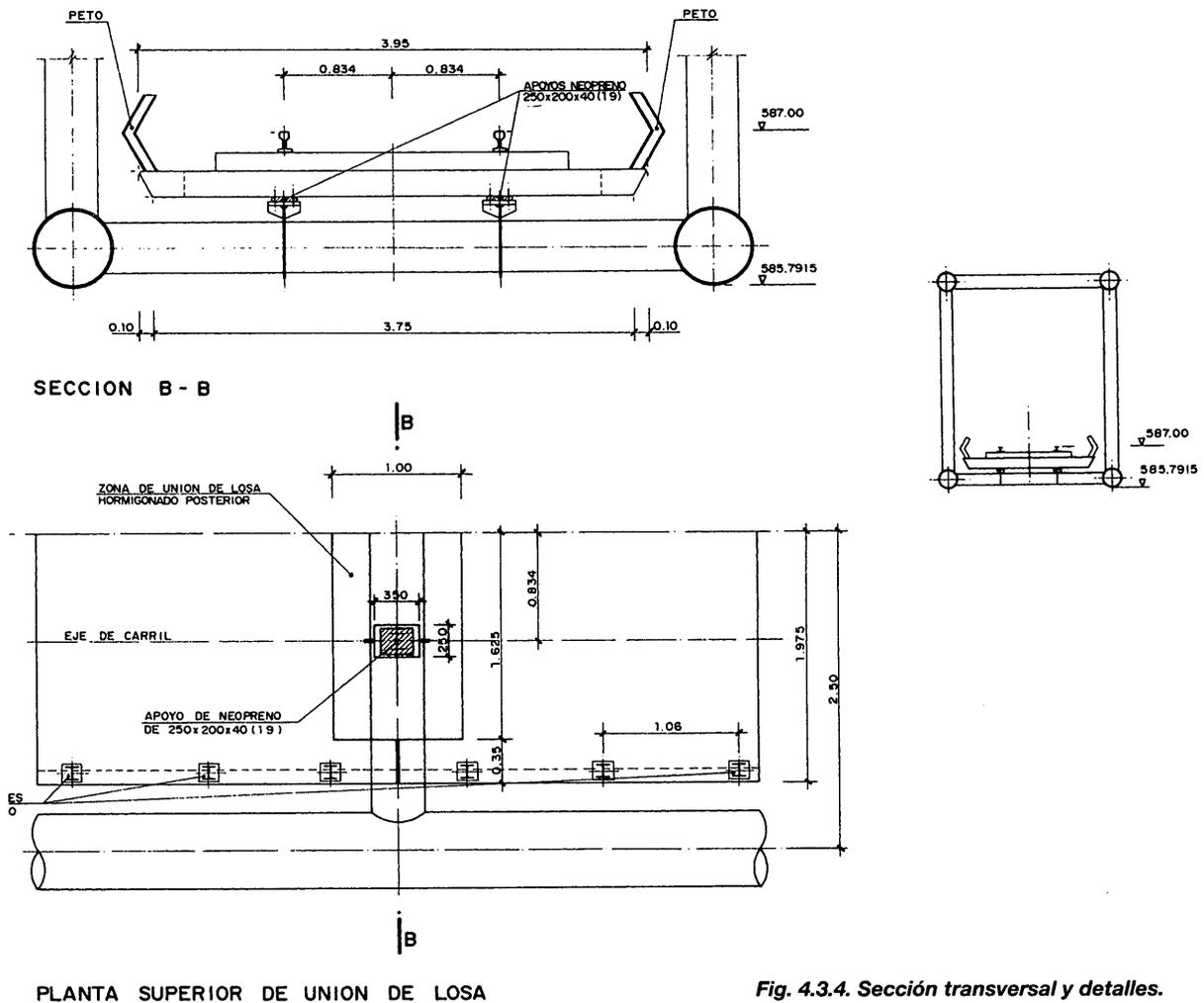


Fig. 4.3.4. Sección transversal y detalles.

El cálculo general de la estructura se ha hecho mediante un modelo de barras que la reproduce perfectamente. Para el cálculo de los nudos se han utilizado los procedimientos ya descritos.

Un problema que se estudió especialmente fue el nudo central de las cruces de San Andrés. Primeramente se estudió hacerlo con una pieza de acero fundido al que se unían los tubos, y en segundo lugar la unión directa. Se adoptó esta segunda solución porque era más simple y funcionaba de forma muy similar a la primera.

CONSTRUCCIÓN

La estación de Metro de Príncipe Pío se construyó en el interior del antiguo patio de trenes de la estación de ferrocarril, y por ello el acceso a la obra se hacía a través del edificio de viajeros de la estación inicial. Esto impedía transportar piezas de gran tamaño, lo que obligó a traer los tubos sueltos y hacer

la mayor parte de las soldaduras en obra, montando la estructura sobre una cimbra provisional. Fig. 4.3.5.

Una vez terminada la estructura metálica, la losa de hormigón que sirve de plataforma para el paso de los trenes, se hizo con piezas prefabricadas que se empalmaban mediante el hormigonado in situ de las juntas.

4.4.- PUENTE DE GARCÍA SOLA. (1995).

(Dirección: Manuel Bruno Romero, Roberto Díaz Franco).

La utilización de secciones triangulares mixtas en celosía la hemos intentado en varias ocasiones. En el anteproyecto del puente de ferrocarril a Montserrat (1990), en un estudio que realizamos en 1995 para unos viaductos en Asturias, y en el puente de García Sola. Este tipo de sección tiene a nuestro entender ventajas e inconvenientes. Como ventaja encontramos la eliminación natural de la distorsión del cajón y por tanto la simplificación de la sección transversal, así como la simplici-

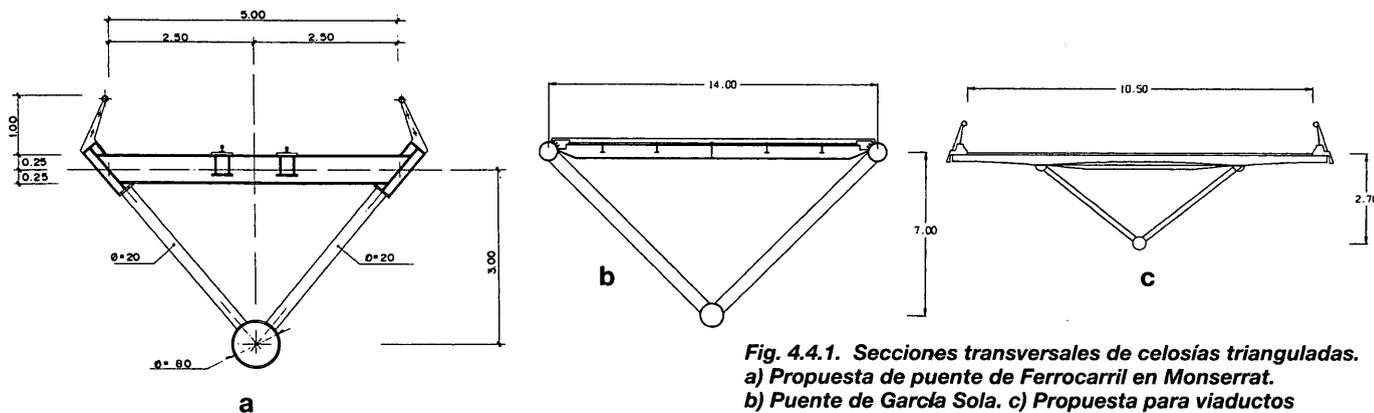


Fig. 4.4.1. Secciones transversales de celosías trianguladas. a) Propuesta de puente de Ferrocarril en Monserrat. b) Puente de García Sola. c) Propuesta para viaductos continuos de 40 m de luz.

dad visual. Como inconveniente vemos que tiene una menor rigidez a torsión que la que tendría en una sección rectangular.

En el puente de ferrocarril de Montserrat, Fig. 4.4.1a, la sección transversal es totalmente metálica, las vías (tren de vía estrecha, sin balasto) se apoyan directamente sobre perfiles longitudinales que transmiten la carga a los perfiles transversales que a su vez lo hacen a dos dobles T situados en las esquinas superiores. En este caso, no tenemos sino el acero para el cordón de compresión, lo que obliga a aumentar su presencia definitiva. La disposición adoptada funciona bien para establecer el nudo entre las vigas transversales del tablero y los tubos diagonales que constituyen la celosía general.

En el estudio que realizamos para una serie de viaductos en Asturias, Fig. 4.4.1c, y Fig. 4.4.2, la celosía triangular es mixta. El cordón superior solo debe estar dimensionado para los esfuerzos durante la construcción y el hormigonado del tablero. Pensado para luces de 40 m, el peso del dintel era suficientemente pequeño, como para que una grúa pudiese montar desde el suelo todo el vano, lo que hacía el proceso constructivo muy interesante. No pudo ser.

En el Puente sobre el embalse de García Sola, Fig. 4.4.1b, 4.4.3, se realizó el proyecto de construcción y está a la espera de su inicio. Tiene cinco luces de 99 m + 2 x 132 m + 110 m + 88 m. La anchura total del puente son 14 m. Se adopta también la sección triangular mixta, pero en este caso para un viaducto de 132 m de luz máxima para el que adoptamos 7 m de canto. Dado que la anchura del puente es pequeña, 14 m, la triangulación recoge el tablero en su totalidad sin la disposición de voladizos transversales. La rigidez a torsión aumenta y las proporciones son mas adecuadas.

El tablero de este puente tiene tres tubos fundamentales, los dos de las esquinas superiores de 812 mm de diámetro y espesor variable entre

15,9 mm y 29,4 mm y de 1,00 m de diámetro el de la esquina inferior con espesores variables entre 25,4 mm y 50,8 mm. Los tubos que constituyen la triangulación del alma son de 558,8 mm de diámetro y espesores variables entre 12,7 mm y 50,8 mm, Fig. 4.4.4.

Una Cruz de San Andrés, triangula las riostras transversales del tablero y crea una subestructura concéntrica que soporta la losa superior.

La deformación de los tubos inclinados de la celosía equivale a una deformación por cortante del conjunto, la cual crea unos momentos de flexión muy importantes en los tubos inferiores situados sobre los apoyos. Para eliminar estos momentos secundarios y ayudar al comportamiento general de la ce-

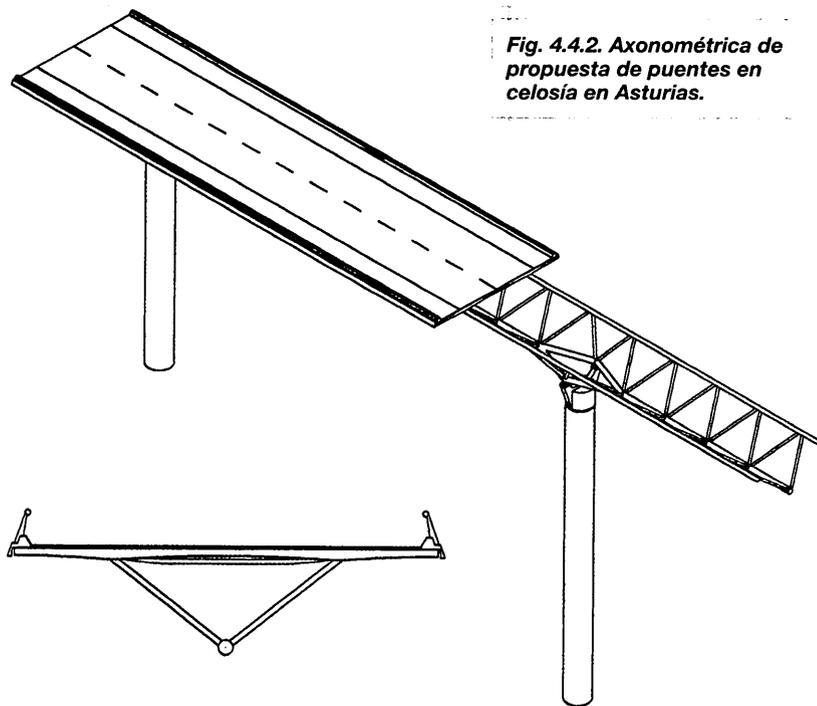


Fig. 4.4.2. Axonométrica de propuesta de puentes en celosía en Asturias.

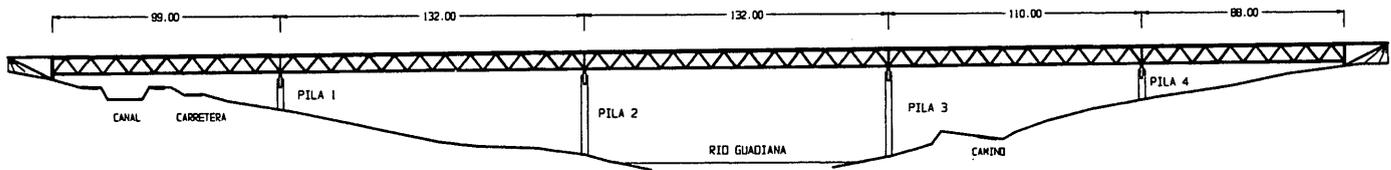


Fig. 4.4.3.-
Plano general
y vista del
puente.

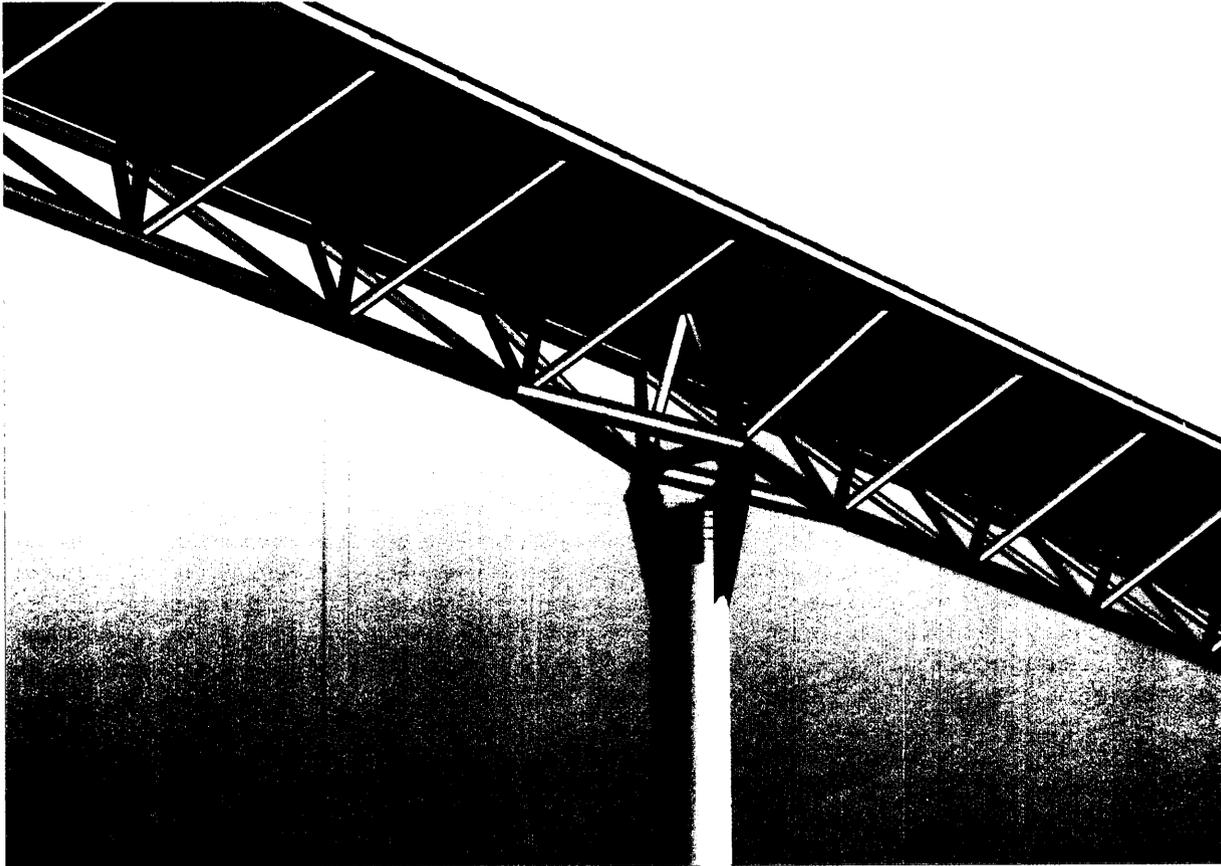
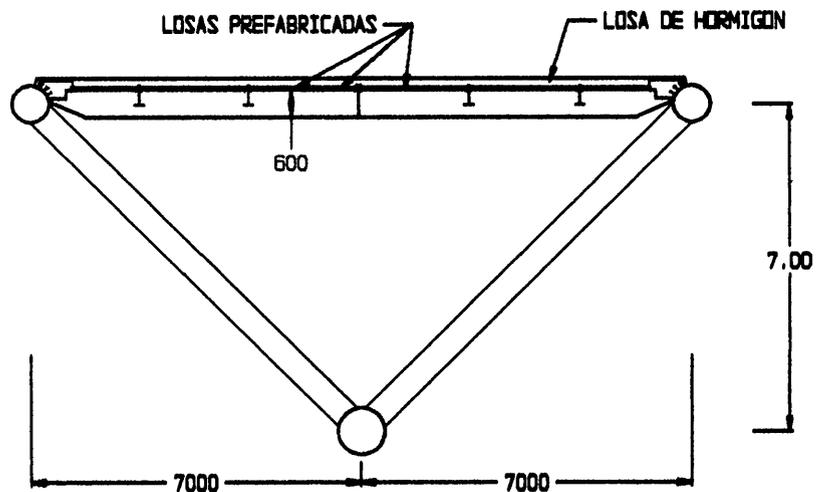


Fig. 4.4.4.
Sección
transversal.

losía, hemos dispuesto un pretensado exterior situado dentro del cajón y constituido por dos cables de 31 \varnothing 0,6", Fig. 4.4.5.

Un problema que enfrentamos con cuidado, no en este puente sino cuando trabajamos en los viaductos de Asturias, es la relación entre la pila y el dintel en lo que se refiere al problema específico de recoger los momentos de torsión del dintel. La solución adoptada en las pocas propuestas que hay con este tipo de secciones es la de recoger el par en los dos tubos superiores, manteniendo la sección triangular que atraviesa la pila. En el formidable puente de Charrolles se dispone un diafragma transversal ajeno a todo el espíritu y la forma del diseño. Estas so-



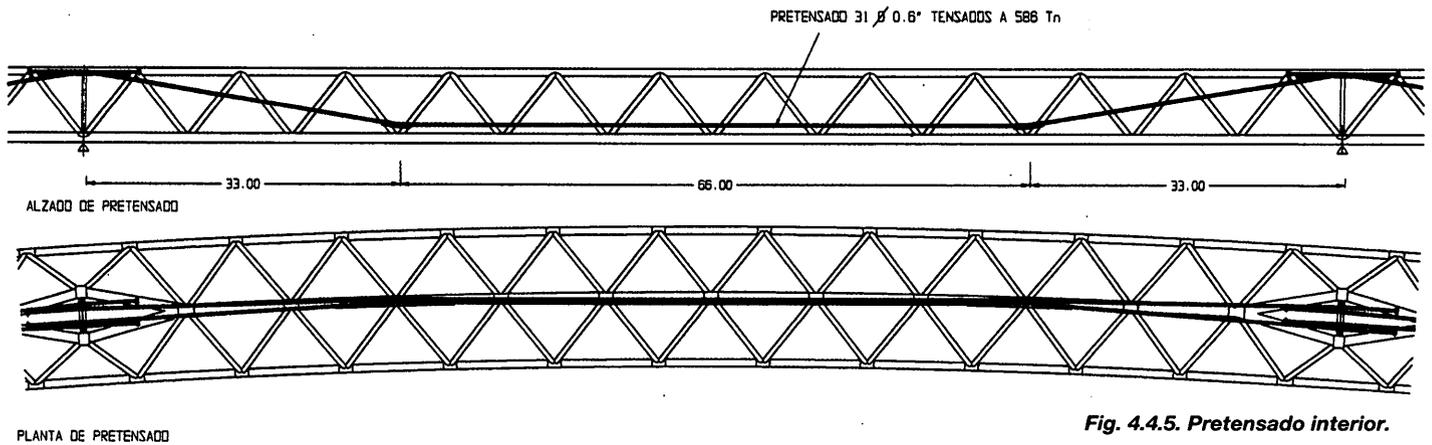


Fig. 4.4.5. Pretensado interior.

luciones no nos convencían y optamos, en primer lugar por mantener un apoyo puntual a compresión, que soporta el tubo central y recoger el par por tirantes transversales. Fig. 4.4.6. Esta disposición, unida a el atirantamiento transversal de la pila, mantenida en dimensiones muy pequeñas para adecuarla visualmente al dintel, producía un resultado muy atractivo a nuestra manera de ver. Sin embargo resultaba una disposición muy flexible que ha habido que abandonar por el momento. Planteamos entonces otra solución que resuelve perfectamente bien el problema y consiste en dividir en dos partes el tubo inferior central y abrir la triangulación de las caras laterales hasta tener una viga cajón que la pila pueda recoger perfectamente. Además así se consigue aumentar el área del cordón inferior, tan necesaria en esa zona de máximos momentos negativos, sin necesidad de aumentar el diámetro ni el espesor de los tubos. Esta solución fue la finalmente adoptada. Fig. 4.4.7.

CÁLCULO

Como es habitual en toda nuestra manera de enfrentar el cálculo de los puentes, es la de realizar un modelo matemático lo mas preciso posible y con las menos simplificaciones posibles y siempre espacial, con el fin de obtener siempre la respuesta conjunta de dintel y pilas o mas generalmente de superestructura e infraestructura.

En este caso también enfrentamos el problema realizando un modelo espacial en el que se reproducen todas y cada una de las barras existentes. Fig. 4.4.8. Pero así como éstas se reproducen con suma facilidad, no suele pasar lo mismo con los tableros de hormigón, que dotados de una gran rigidez transversal no es fácil discretizarlos en todas sus dimensiones resistentes. Por ejemplo es muy fácil recoger su rigidez horizontal, a efectos de los movimientos transversales del puente. Solo hay que conferir la rigidez horizontal total a una de las ba-

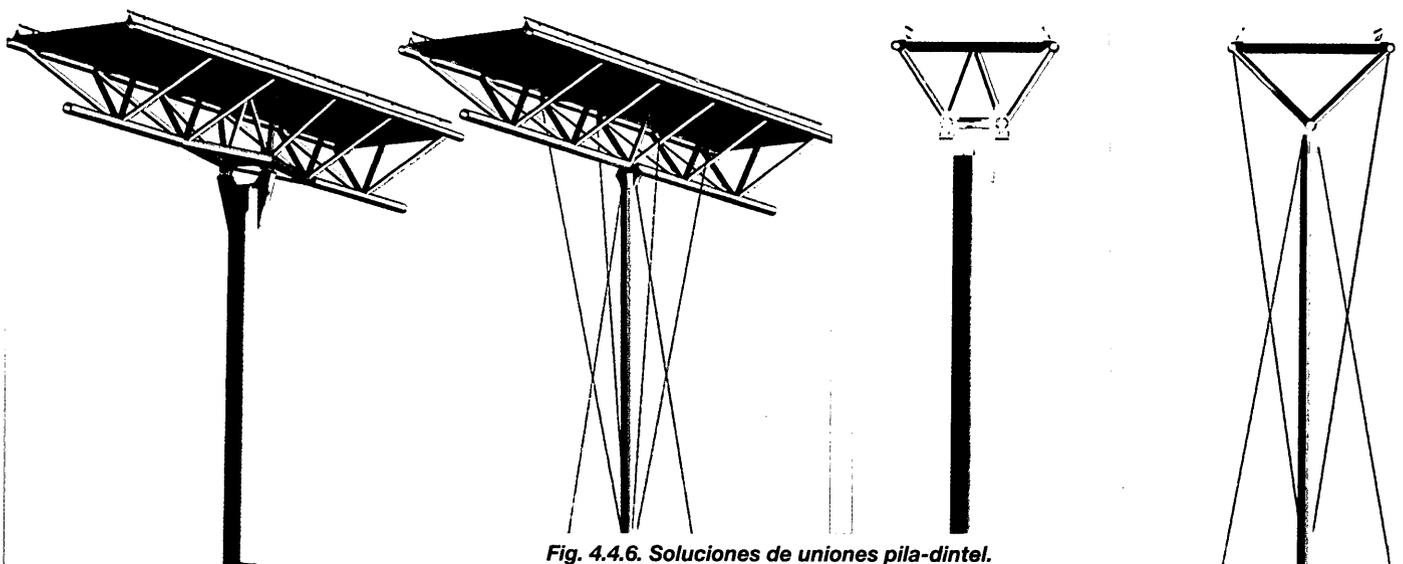


Fig. 4.4.6. Soluciones de uniones pila-dintel.



Fig. 4.4.7. Detalle de unión pila-dintel.

rras longitudinales del tablero. Sin embargo, a efectos de la flexión vertical del tablero, la losa está solicitada por cargas de borde, a lo largo de los tubos superiores que recogen la resultante horizontal de las diagonales de la celosía. La colaboración del tablero, solicitado exclusivamente en el borde, se comprobó, previamente a la introducción de características en el modelo general, realizando un modelo de elementos finitos de cinco módulos de losa. Se vio que podría utilizarse toda la losa como cabeza superior de la estructura, adjudicando la mitad de su área a las barras exteriores de la celosía.

En este puente, como en otros casos que hemos enfrentado, no convertimos el hormigón en acero homogeneizando comportamientos. El hormigón, con su

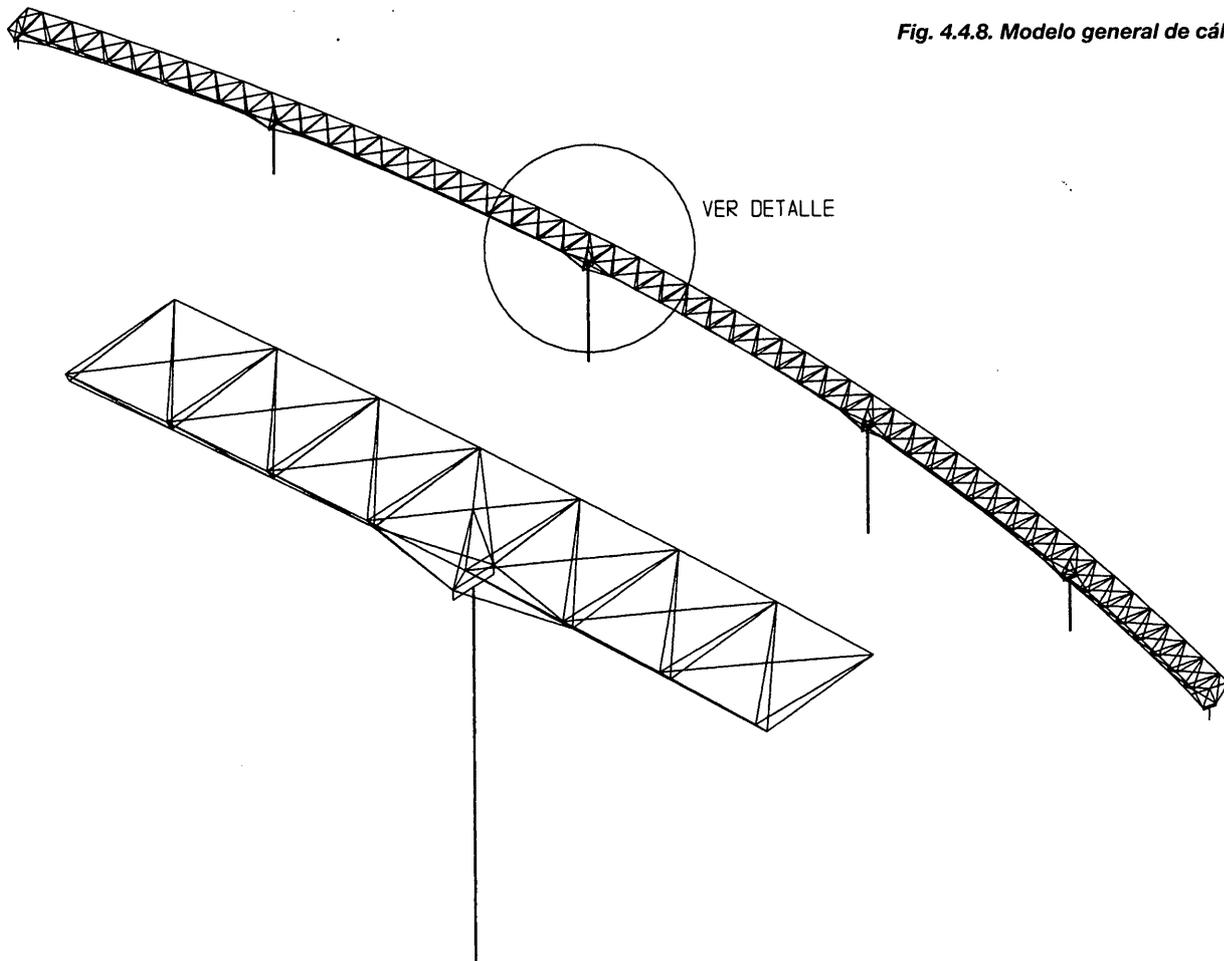


Fig. 4.4.8. Modelo general de cálculo.

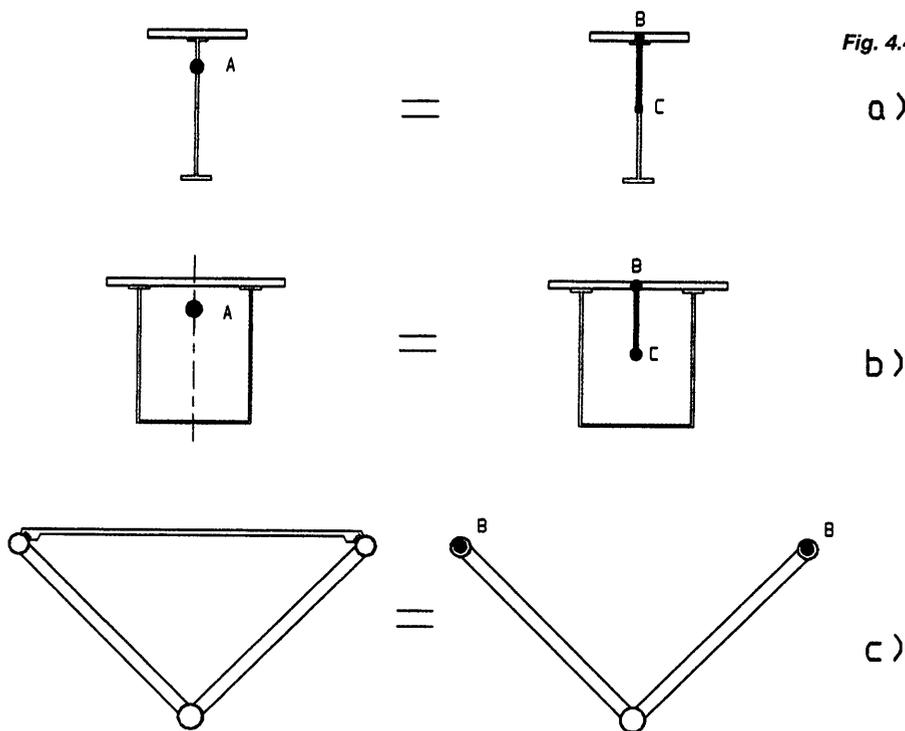


Fig. 4.4.9. Planteamiento de cálculo estructuras mixtas.

a)

En el caso de las vigas cajón, Fig. 4.4.9.b., el problema de la flexión se resuelve de la misma manera que en las vigas doble T. Sin embargo con la rigidez a torsión no puede procederse de la misma manera. Somos partidarios de adjudicarse totalmente a la viga metálica C y eliminar de la viga de hormigón B, su propia rigidez a torsión así como su rigidez horizontal, pues en caso contrario estaríamos incrementando muy substancialmente la rigidez a torsión del conjunto.

b)

Se puede argumentar que esta conversión de una estructura tan simple como una simple viga en una estructura compleja de muchos nudos es trabajo innecesario. Y no decimos que siempre hay que hacerlo, pero lo que si facilita es el tratamiento de las deformaciones im-

c)

módulo de elasticidad, se reproduce por una barra distinta a la del acero y ambas barras se conectan en puntos discretos, que en este caso han sido los nudos de la triangulación de la celosía, Fig. 4.4.9.c.

En el caso de vigas doble T, Fig. 4.4.9.a., la viga homogeneizada A se sustituye por una estructura constituida por dos vigas B y C, B reproduce el hormigón y C el acero que están vinculadas entre sí por una serie de barras verticales, 8 ó 10 por vano, que pueden ser indeformables, así las hemos utilizado hasta ahora, o podrían tener una cierta flexibilidad para reproducir conexiones flexibles.

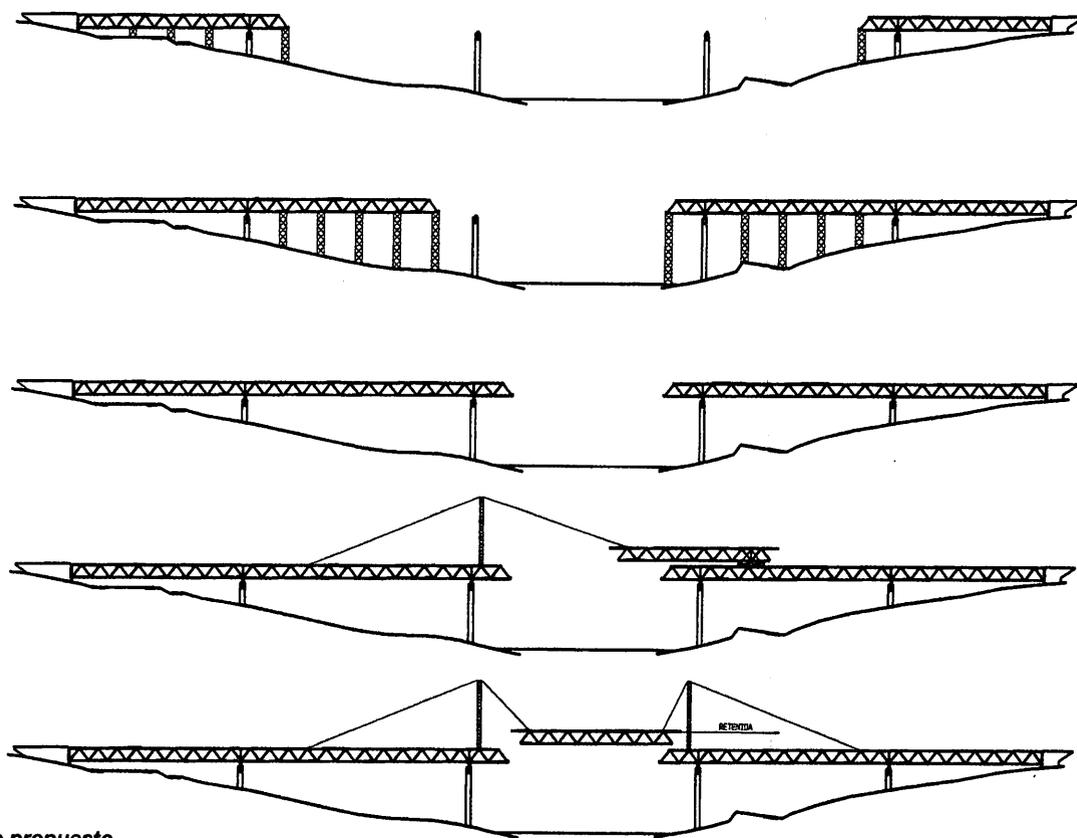


Fig. 4.4.10. Proceso constructivo propuesto.

puestas en el hormigón y en el acero, tales como variaciones de temperatura, retracción y fluencia. El tratamiento normal de estos problemas por la teoría de las estructuras mixtas suele ser confuso, lo que no quiere decir que no sea correcto. Con este procedimiento se clarifica, a nuestro entender, los problemas de interacción y su tratamiento minucioso. Y la complicación de cálculo es inexistente a la vista de la potencia y rapidez de los modernos ordenadores.

CONSTRUCCIÓN

Con respecto a la construcción, Fig. 4.4.10., pensamos que es bueno construir la zona situada sobre el suelo utilizando una cimbra. La zona central se realiza por premontaje sobre el tablero ya construido y por lanzamiento sobre el embalse de García Sola por medio de torres y atirantamiento a la manera que puso a punto Freyssinet.

4.5.- PUENTE SOBRE EL RÍO GALINDO (BILBAO 1994).

(Dirección IMEBISA Ing. Julián Ferraz y José Ramón Medinaveitia. Fulcrum. F. San Salvador) y en Alcoy (1998) Y PUENTE EN ALCOY (1998).

(Dirección M Fomento. Ing. Andrés Fuster, Eduardo Labrandero y Enrique Ballesteros).

El dintel en celosía siempre ha estado asociado al plano. El incremento de axiles en los elementos diagonales de la celosía, producidos por el cortante, se resuelve en un incremento de los axiles de las barras longitudinales que no es otro que el efecto del incremento de la flexión. La carga exterior P, Fig. 4.5.1, incrementa el valor de T1, respecto al de T2 en una componente vertical de valor P. La resultante horizontal es el incremento de carga F en las barras longitudinales.

En el caso de una celosía espacial, las cargas exteriores P, provenientes de la carga de la losa inferior, se transmiten como axiles P1, P2 y P3 a la celosía espacial, los cuales, como en el caso de una celosía plana, activan e incrementan los esfuerzos en las barras longitudinales.

El cambio de dirección de los axiles Pi en cada nudo produce fuerzas Xi radiales, las cuales flexionan el pórtico transversal de la celosía configurado por la rigidez fuera del plano de las diagonales y montantes. Normalmente este valor es pequeño pues las cargas Xi no se acumulan como el cortante a lo largo de la luz, sino que depende exclusivamente de la carga actuante en el punto de cuelgue de la celosía. Si en lugar de provenir la carga de la parte inferior, como en este caso, proviniese exclusivamente del peso propio de la celosía, esta flexión se minimizaría si la directriz de la sección

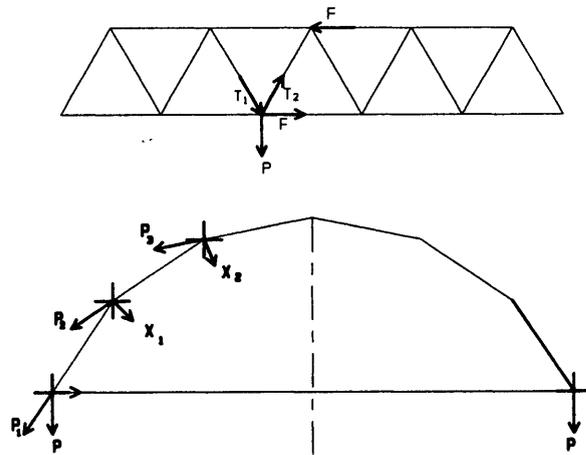


Fig. 4.5.1. Esquema de comportamiento de las celosías espaciales.

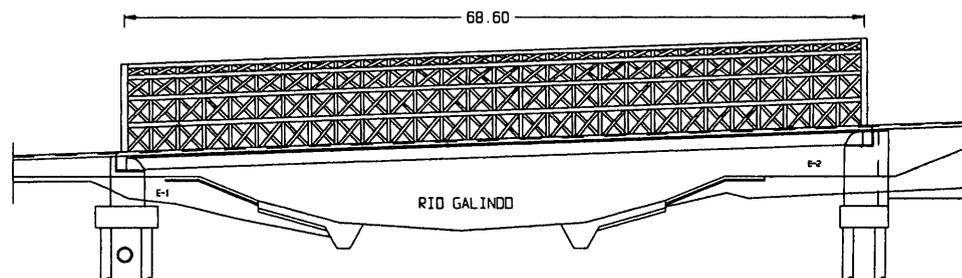
transversal fuese el antifunicular de estas cargas. Esta es la fuente de la temida flexión transversal a que se enfrentan estructuras laminares trabajando a flexión longitudinal y que exigen nervios transversales para resistirlas.

Este efecto se acentúa en el borde, allí donde la estructura espacial transmite su carga a los apoyos. Aquí es todo el cortante, toda la carga por tanto del puente, la que es necesario distribuir a lo largo de la celosía, lo que necesita una rigidización transversal importante, resuelta en el puente del río Galindo por un marco metálico y en el puente de Alcoy por una solución mejor, consistente en elevar el hormigón de la losa a la parte superior, cerrando así estructural y formalmente todo el circuito.

Este es el comportamiento resistente de una estructura que por primera vez se resuelve con una celosía espacial en el puente de vía doble para el Metro de Bilbao a su cruce sobre el río Galindo de 68,6 m de luz, Fig. 4.5.2.

En este caso, el ferrocarril metropolitano se desarrolla sobre el terreno y la estructura general adoptada es una losa de hormigón pretensado de sección lenticular de 1,5 m de canto en el centro, para luces muy pequeñas, 12 m, ya que ese tra-

Fig. 4.5.2. Alzado general del puente sobre el río Galindo.



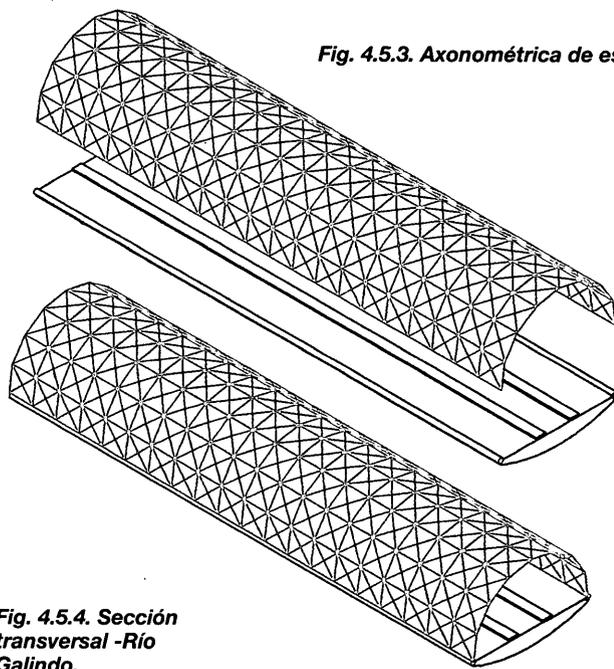


Fig. 4.5.3. Axonométrica de estructura -Río Galindo

Fig. 4.5.4. Sección transversal -Río Galindo.

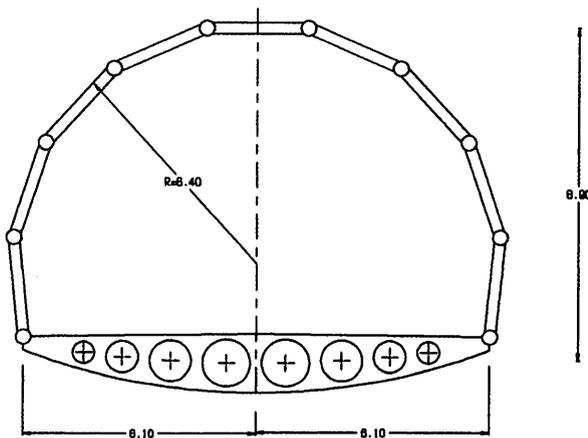
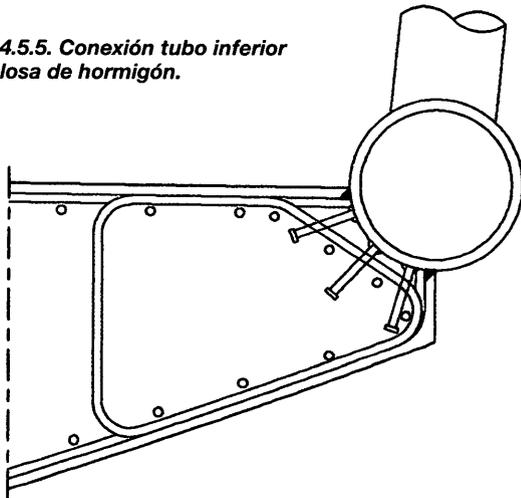


Fig. 4.5.5. Conexión tubo inferior con losa de hormigón.



mo se desarrolla a muy poca altura de un terreno sin obstáculo alguno que obligase a luces importantes.

La decisión de continuar la losa en el cruce sobre el río Galindo, cambiando de 12 m de luz a 68,6 m, hizo necesaria una ayuda a su capacidad resistente, lo que se consiguió añadiéndole una celosía espacial metálica tubular que forma con la losa de hormigón una viga cajón dentro de la cual pasa el metro, Fig. 4.5.3. Se realizaba además así una buena práctica para la conservación de los puentes de ferrocarril, realizar con hormigón aquella parte del puente de difícil vigilancia, la inferior y poder realizar con estructura metálica la parte superior.

En el puente sobre el río Galindo, el canto total de la estructura es 8,9 m y está formada por 10 tubos longitudinales de 406 mm de diámetro 25 y mm de espesor y tubos diagonales de 298 y 294 mm de diámetro con espesores variables entre 8 y 20 mm, Fig. 4.5.4.

El tablero de hormigón constituye el cordón inferior de la gran viga, y está, por tanto, muy traccionado por lo que se pretensa longitudinalmente con 35 cables de 19 ϕ 0,6". Una estructura en celosía como la proyectada es especialmente útil para evitar pérdida del pretensado en la parte metálica. La ausencia de cortante en la sollicitación del pretensado evita la dispersión del mismo.

El rigidizador en la sección de apoyo está constituido por una sección en cajón arqueada de 800x600x30.

Un punto de especial importancia es la conexión de la celosía con el hormigón. La conexión tiene que cumplir dos misiones, transmitir el cortante que va activando a la losa inferior, y colgar la losa inferior de la celosía. Esto se consigue con pernos y soldadura de redondos al tubo inferior que se monta y construye con la losa de hormigón y después va a servir de conexión con el resto de la celosía superior, Fig. 4.5.5.

El puente de Alcoy, actualmente en fase avanzada de proyecto, es mucho mayor. Es de carretera de 14,0 m de anchura y 136 m de luz. En su conjunto es una viga bi-apoyada. Fig. 4.5.6.

4.6.- PUENTE DE EUSKALDUNA

(Director de Obra: José Luis Ruiz. Director del Proyecto: Carlos Estefanía. Construcción: Dragados)
(Proyecto 1994, Construcción 1997)

El puente de Euskalduna enlaza la plaza del Sagrado Corazón, situada en la margen izquierda de la Ría en Bilbao con una nueva glorieta circular situada en la intersección de la calle Botica Vieja y la Ribera de Deusto en Deusto.

Los estudios de vialidad determinaron la necesidad de realizar dos vías de dos carriles de 3,5 m de anchura cada una separadas por una mediana de 0,75. Asimismo se dispuso la realización de un gran paso de peatones entre ambas márgenes con una anchura de 9 m.

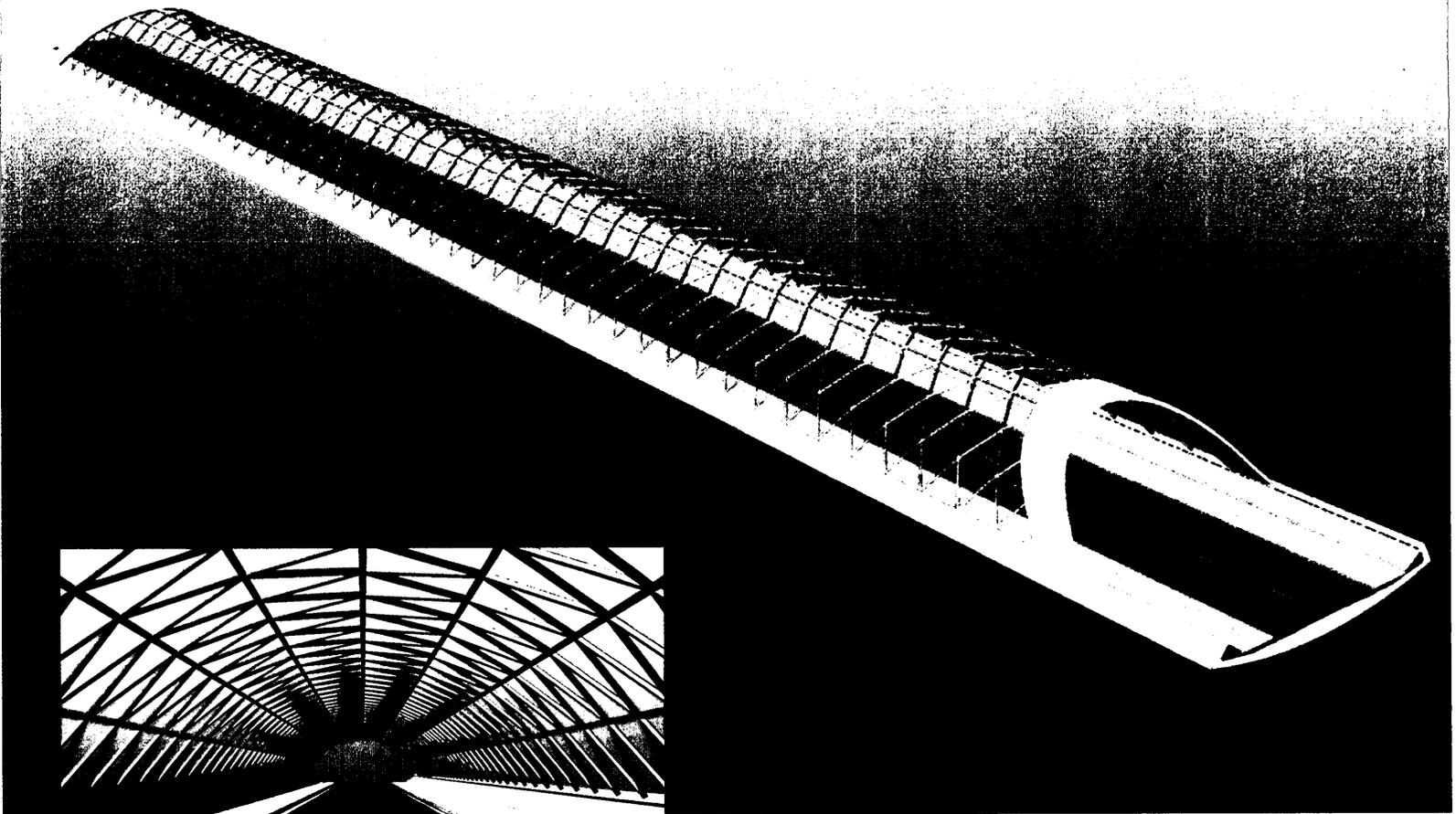
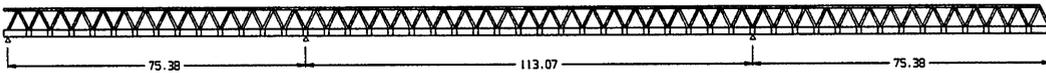
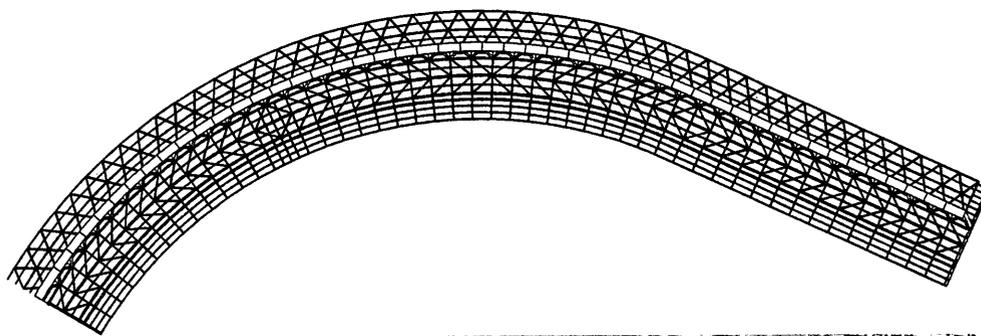


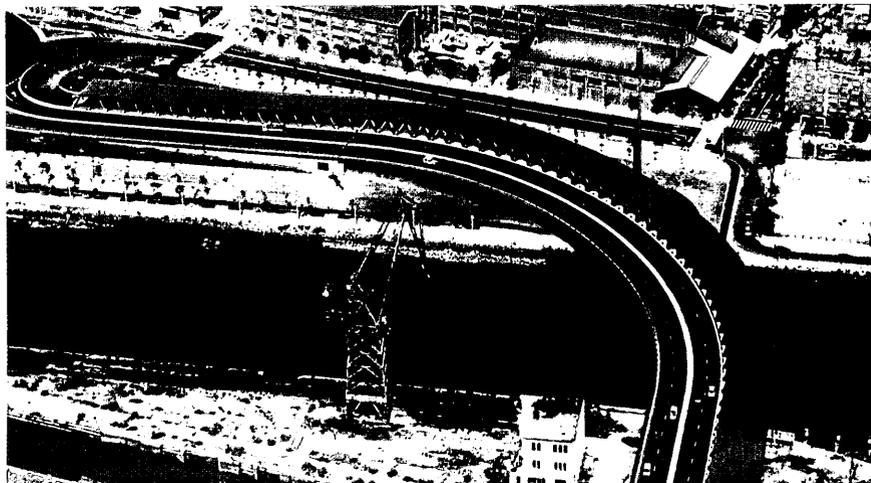
Fig. 4.5.6. Propuesta de puente para Alcoy.



ALZADO DESARROLLADO



PLANTA SUPERIOR



El puente principal se desarrolla en un tramo recto y otro curvo, con curvatura de radio 120 m. Las luces principales varían según el punto en que se midan. Si lo realizamos entre los ejes de las pilas principales y los estribos en su dimensión desarrollada, tienen 75,4+113+75,4 m. Fig. 4.6.1.

La estructura del puente es un dintel recto, mixto y pretensado y está formada por una gran viga en "Z", constituida por una triangulación superior horizontal, la triangulación vertical y una gran viga cajón horizontal en la parte inferior. Los tres elementos trabajan conjuntamente en una unidad estructural. El acero utilizado es el AE-355 D, salvo en los perfiles laminados nor-

Fig. 4.6.1. Puente de Euskalduna -Vista aérea y plano general

males en que se utilizó acero AE-235. (Fig. 4.6.2.)

El canto del cajón metálico varía de uno a otro punto de la sección transversal alcanzando un valor máximo de 1,77 m en la intersección del cajón con la celosía metálica. Contando la losa de hormigón el canto alcanza los 2 m.

La celosía metálica vertical es de 6,6 m de canto. El cordón superior tiene chapas de espesor variable entre 20 y 60 mm y anchuras comprendidas entre 2 m y 65 cm. Las barras inclinadas de la celosía cumplen una doble misión, en primer lugar como alma triangulada de la gran viga metálica y en segundo lugar como ménsula empotrada en el cajón para resistir la componente radial producida por los esfuerzos axiles de tracción y compresión de los cordones superiores como consecuencia de la cur-

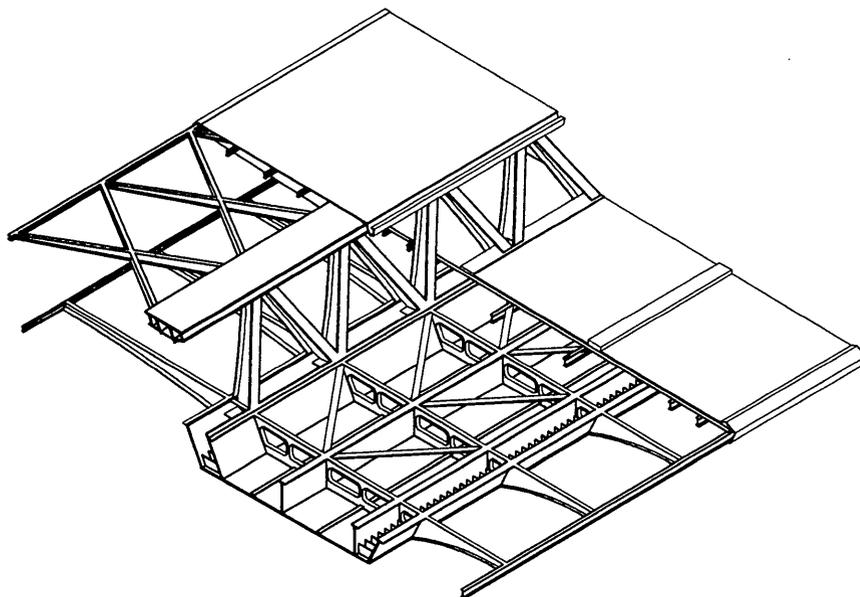


Fig. 4.6.2. Vista inferior y axonométrica de la estructura resistente.



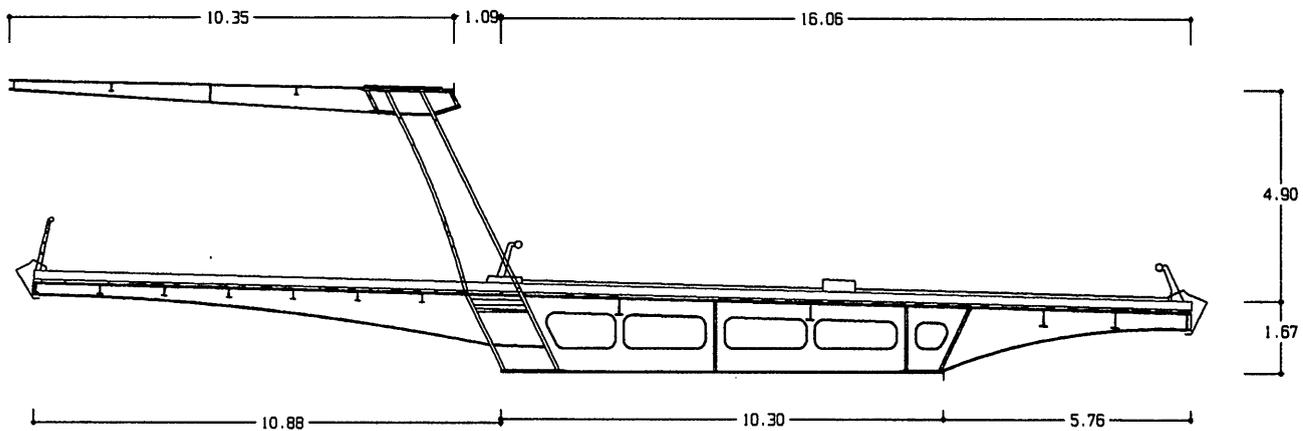
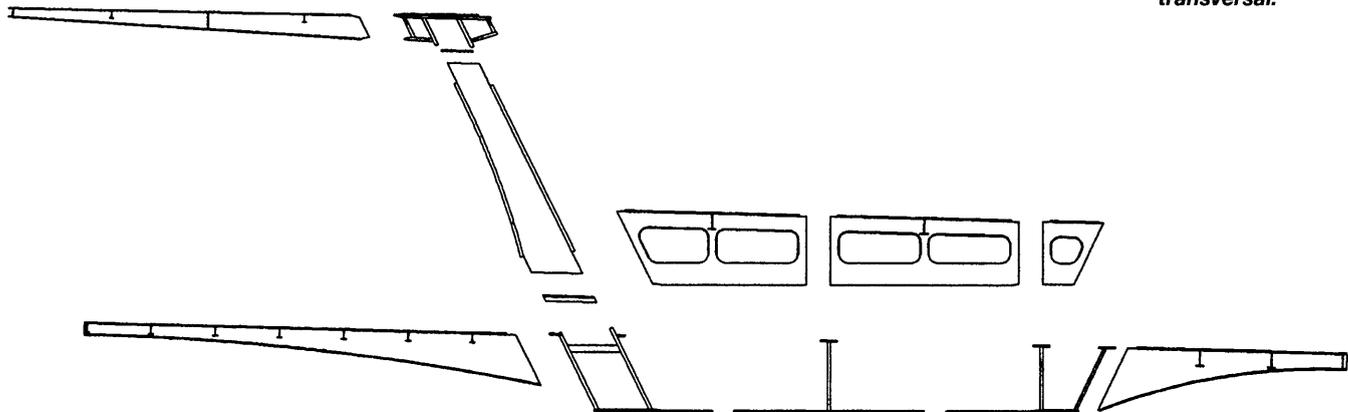


Fig. 4.6.3. Sección transversal.



vatura en planta del puente. (Fig. 4.6.8.). Por esta razón tienen canto variable, desde 1,2 m en la parte inferior a 0,8 m en la superior. El espesor de las chapas que las constituyen varía de una a otra zona del puente, con un máximo de 80 mm y un mínimo de 20 mm. (Fig. 4.6.3.)

El cordón superior de esta triangulación sostiene el voladizo de la cubierta del paso de peatones. Dicha cubierta se ha proyectado como una viga triangulada en planta con el fin de añadir una rigidez horizontal a la cabeza superior en la celosía vertical lo que permite repartir la componente radial citada a lo largo del puente, pues en una zona esta componente va hacia dentro de la curva (zona de los apoyos principales) y en otras va hacia fuera (zona del centro del vano). En fases del proyecto en que esta cubierta no estaba triangulada, las flexiones que se producían en las barras inclinadas de la celosía eran mucho mayores.

El tablero metálico tiene una anchura total de 26,95 m, de los cuales 14 m están destinados a dos calzadas de rodadura de vehículos y 9,5 m a un paso de peatones. El resto de la sección se destina a la ubicación de las defensas, barandillas y al paso de la celosía metálica. (Fig. 4.6.4.)



Fig. 4.6.4. Vista superior de puente.

Desde un punto de vista estructural el cajón metálico tiene una anchura de 10,17 m en su parte inferior y de 11,8 m en su parte superior. El espesor de las chapas inferiores varía entre 20 y 60 mm y el cajón metálico consta de las chapas superiores, cabezas de las almas, es de 30 mm.

Tiene cinco almas, una central y dos parejas de almas laterales. La disposición de esta doble pareja de almas en los extremos tiene un doble motivo. En el borde donde nace la celosía metálica es de presencia obligada para dar continuidad a la celosía con la cabeza inferior formada por la chapa inferior de la viga cajón. Pero además, debido a que el puente va a construirse por movimiento longitudinal, empuje y traslación, toda la parte inferior del mismo constituye camino de rodadura, apoyo por tanto, con unas reacciones considerables -ver proceso constructivo-. Para resistirlas hemos dispuesto una chapa inferior de 60 mm de espesor constante y además disponemos cada 40 cm un pequeño diafragma de 500x20 mm que recoge la carga del apoyo y la trasladada a las dos almas. Se evita así que la chapa de 60 mm se abolle o punzone a lo largo de todo el proceso de montaje. Para sujetar estas chapas es necesaria la segunda alma. (Fig. 4.6.2.)

La parte superior de la viga cajón tiene una triangulación en "K" necesaria no solamente para controlar el pandeo de las cabezas superiores de las vigas sino también para proporcionar rigidez a torsión al cajón abierto, necesaria en las operaciones de movimientos y montaje. Las dimensiones de esta triangulación horizontal varían según la zona desde media HEB de 320 hasta perfiles en T fabricados "in situ". Fig. 4.6.5.

Sobre el cajón se dispone una chapa plegada que soporta la losa de hormigón de 20 cm de espesor útil que forma unidad estructural con las IPE por medio de conectores.

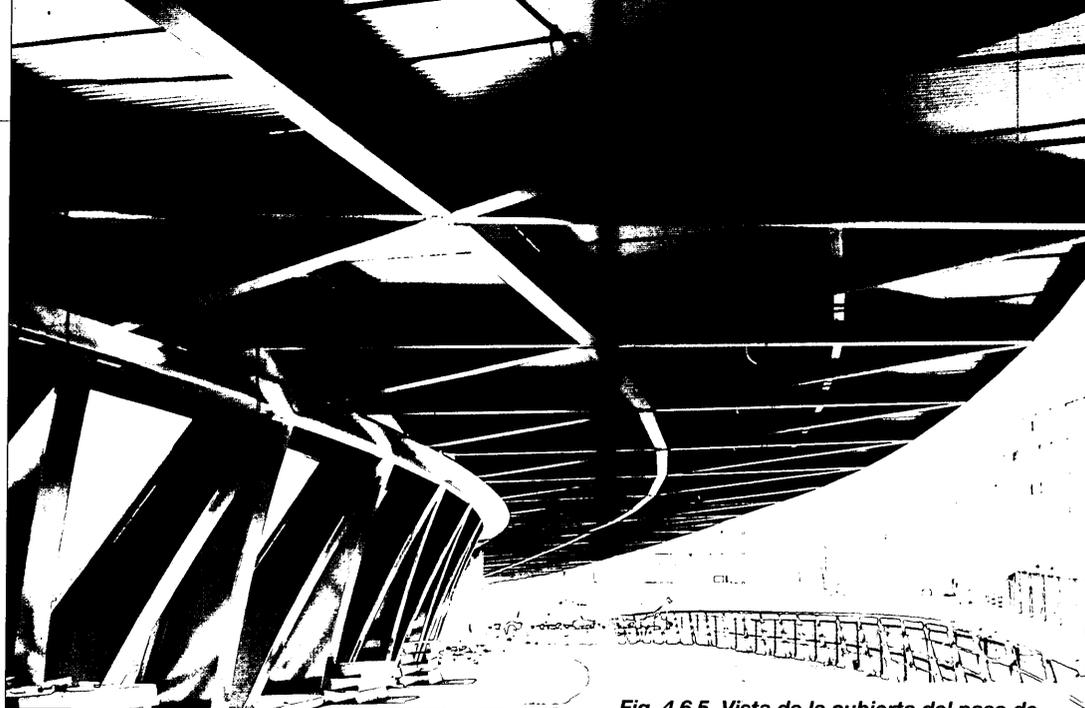
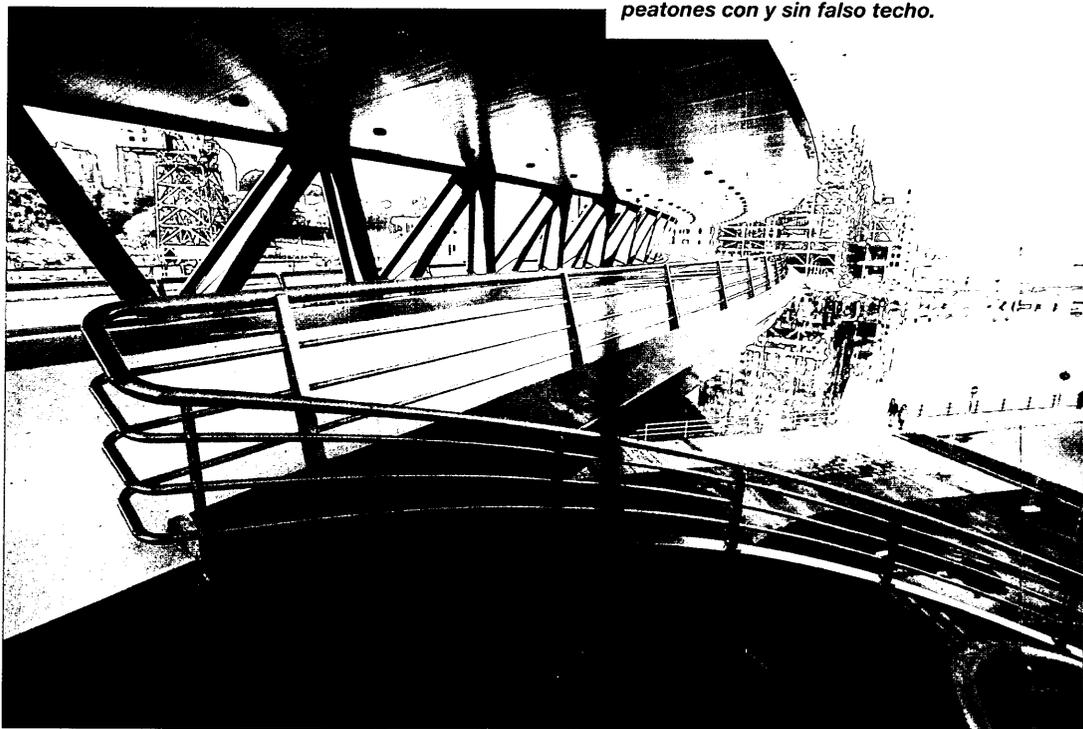


Fig. 4.6.5. Vista de la cubierta del paso de peatones con y sin falso techo.



La losa de hormigón se arma con redondos de armadura pasiva y se pretensa longitudinalmente en la zona de los apoyos por medio de 134 unidades de 7 0,6".

El puente principal tiene dos pilas principales constituidas por dos fustes, el primero de 2,4 m de diámetro y el segundo de 1,6 m de diámetro. La pila de 2,4 m de diámetro se sitúa bajo la viga en celosía. La pila de 1.600 mm de diámetro se sitúa en el otro borde del cajón inferior. Estas dos pilas se apoyan en un encepado de 2,8 m de espesor 14,7 m de largo y 8,6 m de ancho que descansa sobre 6 pilotes de 2 m de diámetro y 20 m de profundidad. (Fig. 4.6.6.)

En la parte superior de las pilas se disponen dos apoyos de neopreno-teflón en caja metálica. El situado sobre la pila de 2,4 m de diámetro es un apoyo con capacidad de resistir

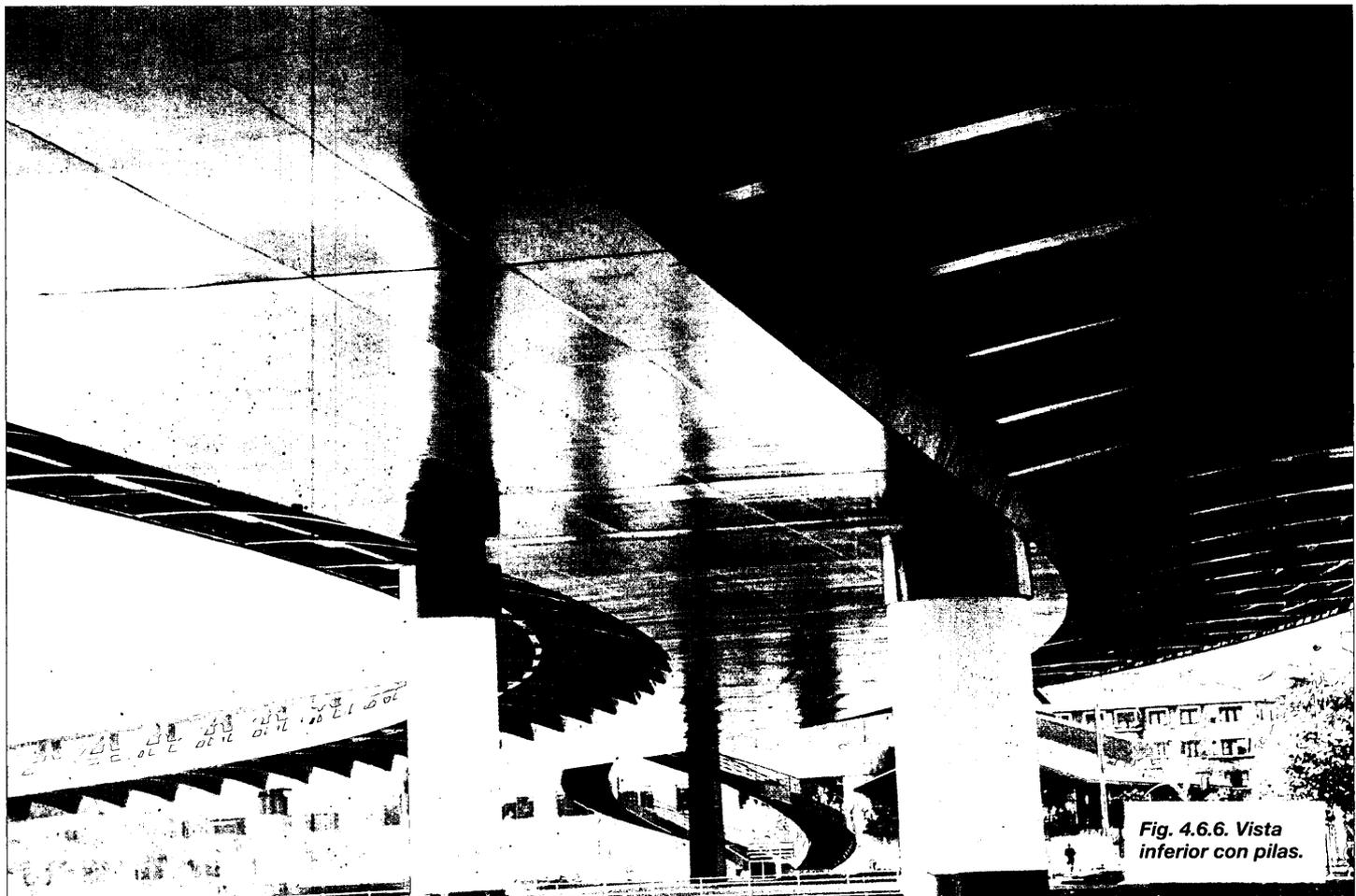


Fig. 4.6.6. Vista inferior con pilas.

4.500 Tn y el situado sobre la pila de 1,6 m tiene que tener una capacidad de 1.800 Tn.

El situado en las dos pilas de 2,4 m está dirigido, sólo puede moverse en una dirección que es precisamente la que une entre sí las pilas principales de 2,4 m. La fuerza transversal que debe resistir es de 80 Tn. Los otros apoyos son libres de moverse en cualquier dirección y la amplitud del movimiento es de 25 mm.

El puente se completa con dos estribos pilotados, una escalera helicoidal intermedia y una torre vertical de iluminación de 45 m de altura. (Fig. 4.6.7.)

CÁLCULO

La estructura del puente de Euskalduna está gobernada por su condición de viga en "Z" con una gran curvatura en planta. Los momentos flectores MF que solicitan a la sección total se resuelven en los pares de

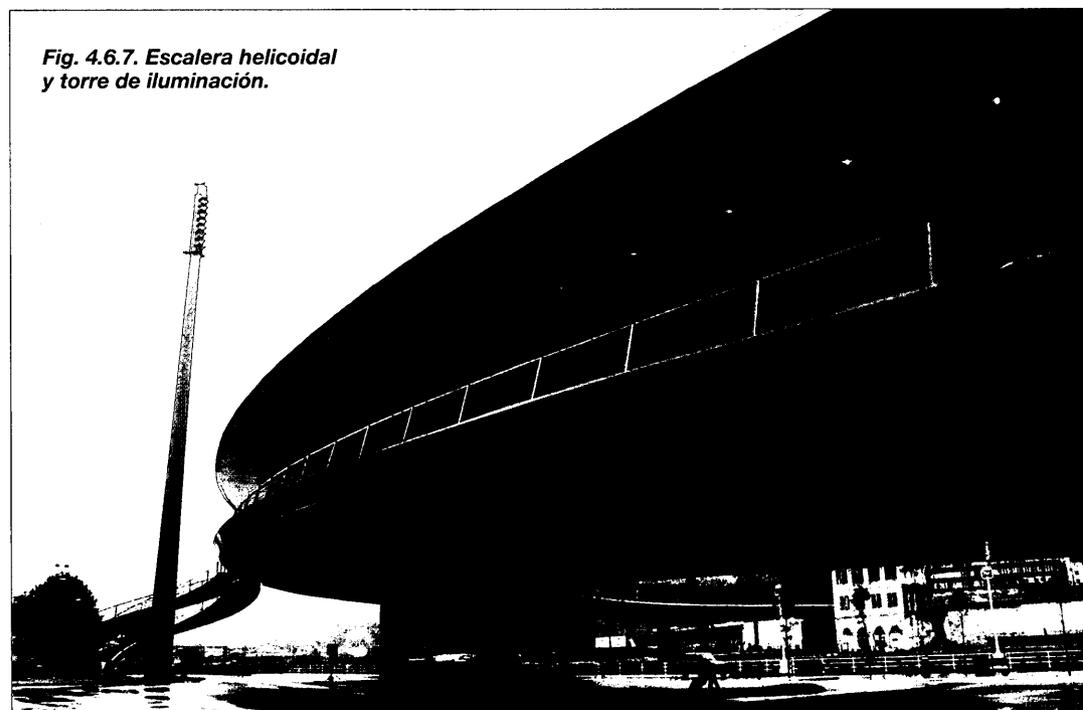


Fig. 4.6.7. Escalera helicoidal y torre de iluminación.

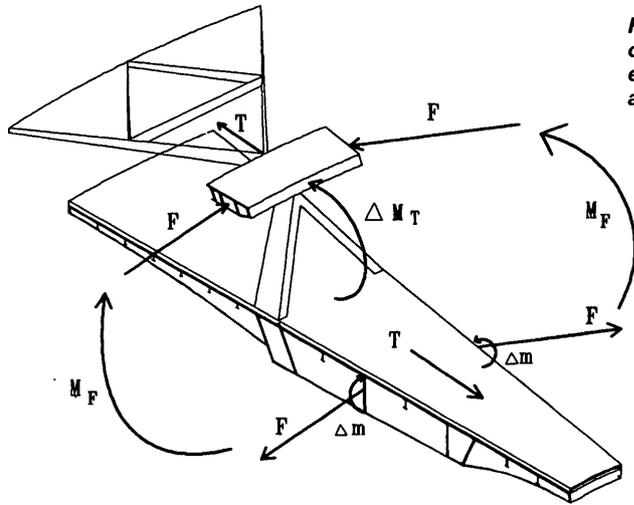


Fig. 4.6.8. Efecto de la curvatura en planta en las secciones abiertas.

fuerzas F dispuestos en el cordón superior e inferior, más pequeños momentos secundarios (m). La curvatura en planta determina que las fuerzas F tengan una componente transversal T cuya resultante no es sino (M_T) el incremento del momento torsor que aparece en la fórmula de equilibrio de todo puente curvo, Fig. 4.6.8.

siendo R el radio de curvatura en planta y m_t el incremento de la sollicitación torsora en el elemento ds . La rigidez en planta

del tablero y de la celosía dispuesta en la cubierta del paso de peatones, transmiten estas fuerzas T a lo largo del puente produciendo flexiones de eje vertical en esos planos que son fácilmente resistidas por ellos.

Uno de los problemas básicos que debía recoger el modelo de cálculo era el que acabamos de describir. Pero en la realización del modelo hubo que tener en cuenta otros muchos factores.

En primer lugar las simplificaciones necesarias para poder abordar un problema tan complejo. Y dentro de estas simplificaciones la más dura fue la de suponer que el dintel se comporta en su conjunto como una viga - AB - (Fig. 4.6.9.). Esta simplificación no es en principio tan grande, pues la viga tiene una gran cantidad de diafragmas interiores que imposibilitan la distorsión de la sección. Por otro lado, como las luces son muy importantes, no había duda de que los 10 m de anchura por 1,7 m de altura del cajón metálico, se pondrían en juego sin pérdida de eficacia por deformación por esfuerzo cortante de las caras que lo constituyen. Únicamente existía la duda sobre la cantidad de voladizo que debería ser considerado. Para dilucidar este hecho realizamos un modelo de elementos finitos simplificado de todo el puente que nos ayudó a tomar esta decisión. Este modelo de elementos finitos nos permitió determinar algunas de las características a conferir al emparrillado espacial, que es a fin de cuentas el modelo empleado.

Otro punto significativo lo constituye la vinculación entre el dintel y las celosías vertical y horizontal.

Para ello utilizamos las barras CD y DE que aparecen en la Fig. 4.6.9. a las cuales conferimos condiciones de indeformabilidad. El resto de los elementos constitutivos del modelo ge-

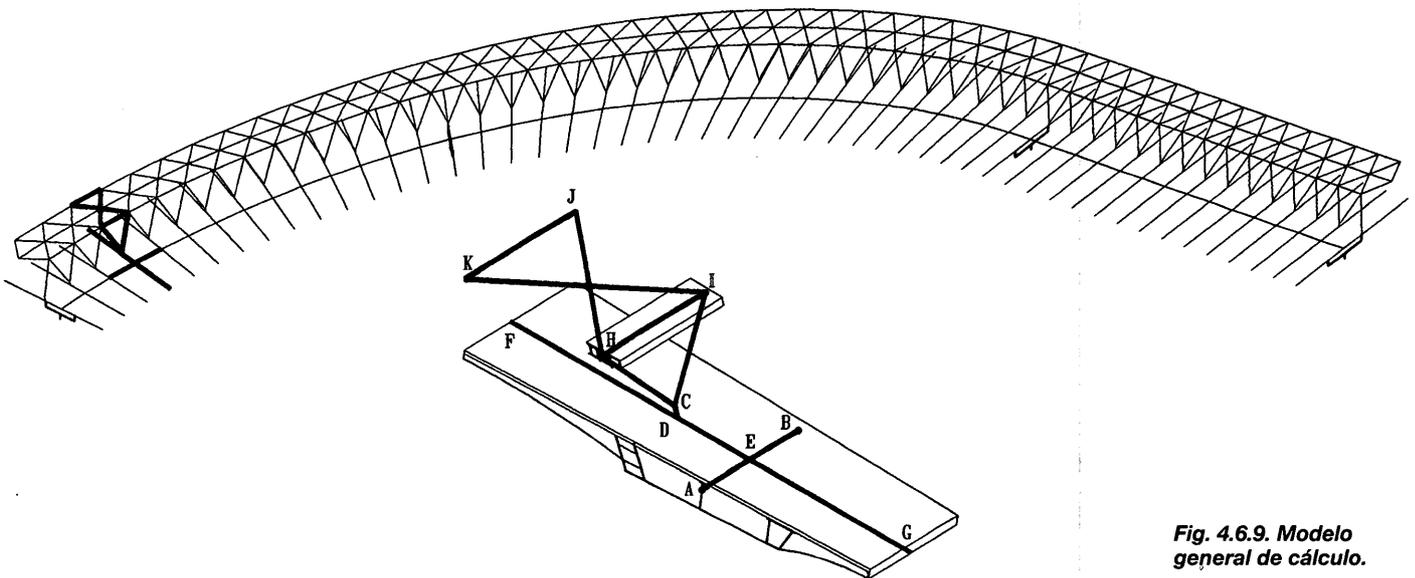


Fig. 4.6.9. Modelo general de cálculo.

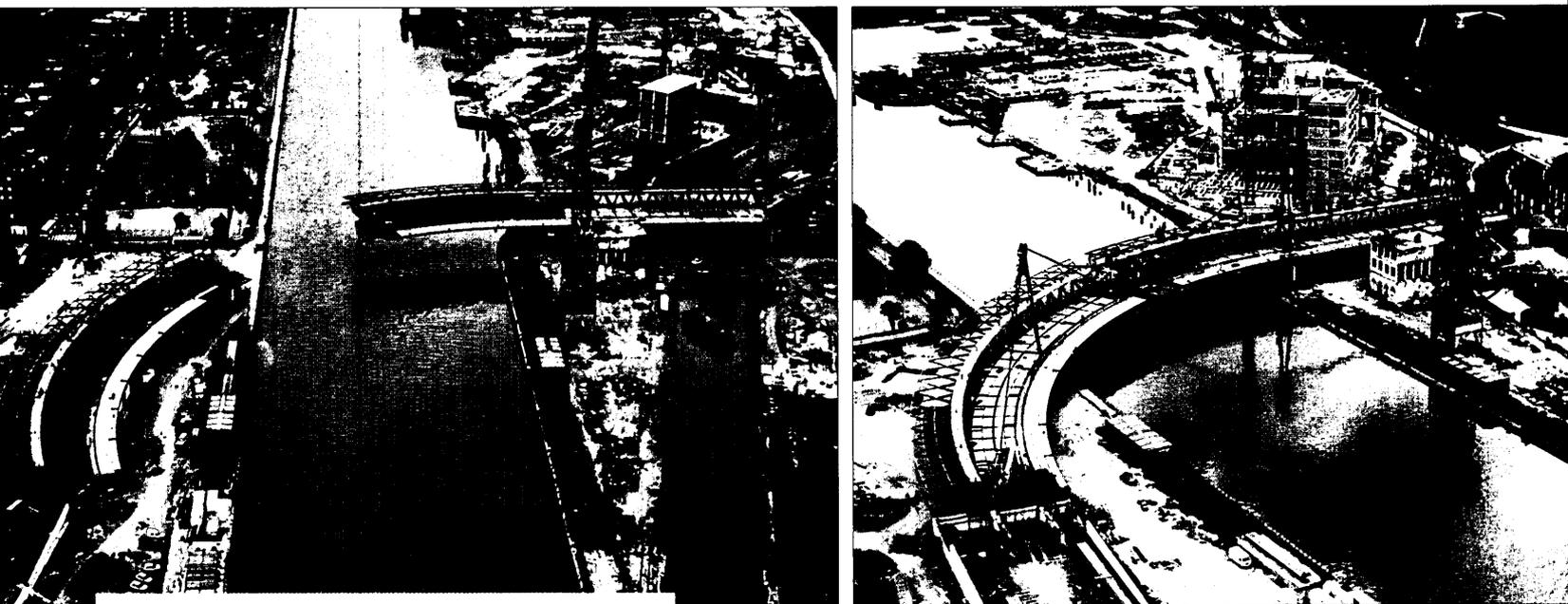
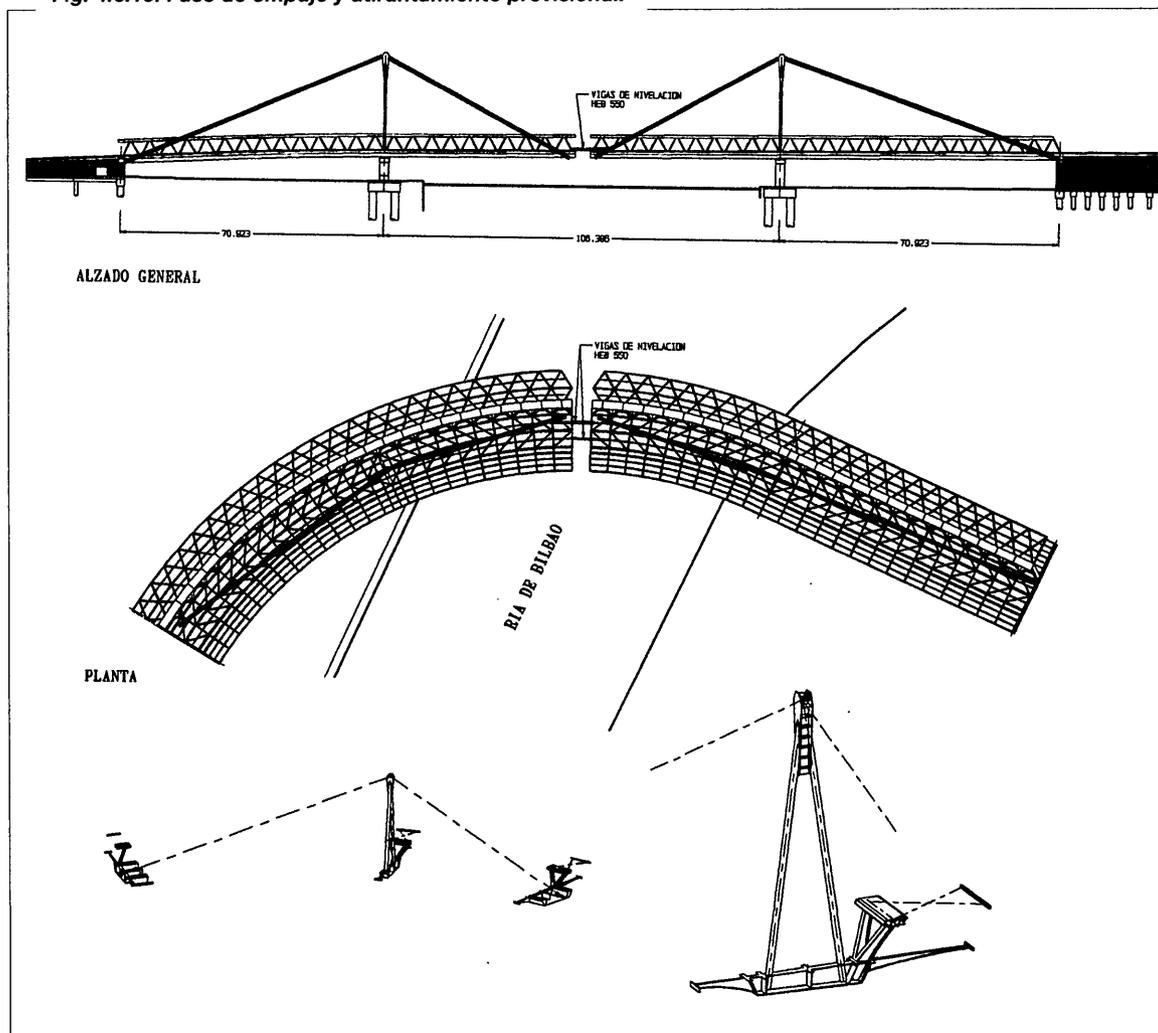


Fig. 4.6.10. Fase de empuje y atirantamiento provisional.



neral de cálculo del puente que aparecen en la Fig. 4.6.9. se reprodujeron sin simplificación alguna.

El modelo funcionó muy bien y se pudo comprobar su ajuste en el curso de las diferentes operaciones llevadas a cabo durante la ejecución y la prueba de carga.

PROCESO CONSTRUCTIVO

El puente se coloca en su situación definitiva por movimientos de traslación y giro desde las orillas de la ría.

El semipiente lado Bilbao se monta en la orilla y se traslada al centro de la Ría por deslizamiento sobre el estribo fijo nº 2 y por medio de un caballete que se mueve en el suelo sobre una es-

estructura provisional de pilas y pilotes. El movimiento de este semipunto es recto.

El semipunto lado Deusto se coloca en posición por la técnica de empuje. El trazado en planta es circular en toda su longitud lo que permite el empuje de uno a otro lado. El perfil del puente no es recto. En una zona tiene un 5% de pendiente, correspondiente a la zona sobre la orilla. La zona sobre la ría tiene 1% y entre ambas existe una transición curva. Fig. 4.6.10.

El empuje es perfectamente factible en estas circunstancias si sobre pila principal y el estribo, únicas zonas donde el puente se apoya a lo largo del empuje se utilizan apoyos deslizantes con rótulas que permitan tomar los giros variables que exige el puente.

Una vez que los dos semipuntos están lanzados y situados en posición, se realiza un atirantamiento provisional para ajustar la deformación de los dos semipuntos y poder realizar su continuidad. Sirve también para ayudar al soporte de la losa de hormigón mientras está blanda. Se elimina después de realizar las operaciones de pretensado del dintel.

El atirantamiento provisional se materializa en cada lado mediante una torre triangulada formada por dos tubos que sirve de punto de anclaje para dos tirantes de 37 ϕ 0,6". El plano de cada torre es radial, y dada la curvatura del tablero, los tirantes imponen sobre la cabeza de la torre una carga contenida en su plano, con una fuerte componente vertical y una componente radial, hacia el interior de la curva, de menor entidad. Por ello el tubo interior está más comprimido y tiene un diámetro de 800 mm mientras que el diámetro del tubo exterior es de 600 mm. Como la altura de las torres es de 26 m, la esbeltez es 33 para el tubo interior y 43 para el tubo exterior.

Con estos valores el cálculo clásico propuesto en las normas de proyecto de estructuras metálicas puede resultar excesivamente conservador por lo que se llevó a cabo un análisis no lineal geométrico y material para distintos valores de la desviación del tubo respecto a la alineación recta (entre 15 y 30 mm para la carga máxima) lo que permitió ajustar el nivel de seguridad al estrictamente necesario durante la etapa de construcción. Este cálculo también permitió definir con precisión el proceso de puesta en carga de los tirantes, especialmente delicado en este caso por la esbeltez de los tubos.

El ajuste de las dimensiones de los tubos era un punto importante para minimizar las implicaciones que entrañaba su conexión al tablero en su base inferior. Para el estudio de esta conexión también se llevó a cabo un análisis por elementos finitos no lineal geométrico y material a base de elementos lámina, tanto para representar los distintos elementos del tablero (almas, chapa de fondo, rigidizadores, cartelas), como el propio tubo. Este tipo de análisis se hace imprescindible para estudiar el estado tensional y las condiciones de estabilidad en casos que, por su complicación geométrica, nunca podrán ser tratados por las normas de cálculo.

4.7.- PUENTE SOBRE EL RÍO EBRO EN L.A.V. MADRID-BARCELONA- FRONTERA FRANCESA

(Director de Proyecto: José R. Pérez Rodríguez, L. Torres Quevedo). Proyecto 1995.

En el proyecto del Puente sobre el río Ebro, en la Línea de alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa realizado para la Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario, se planteó una nueva tipología de puente continuo

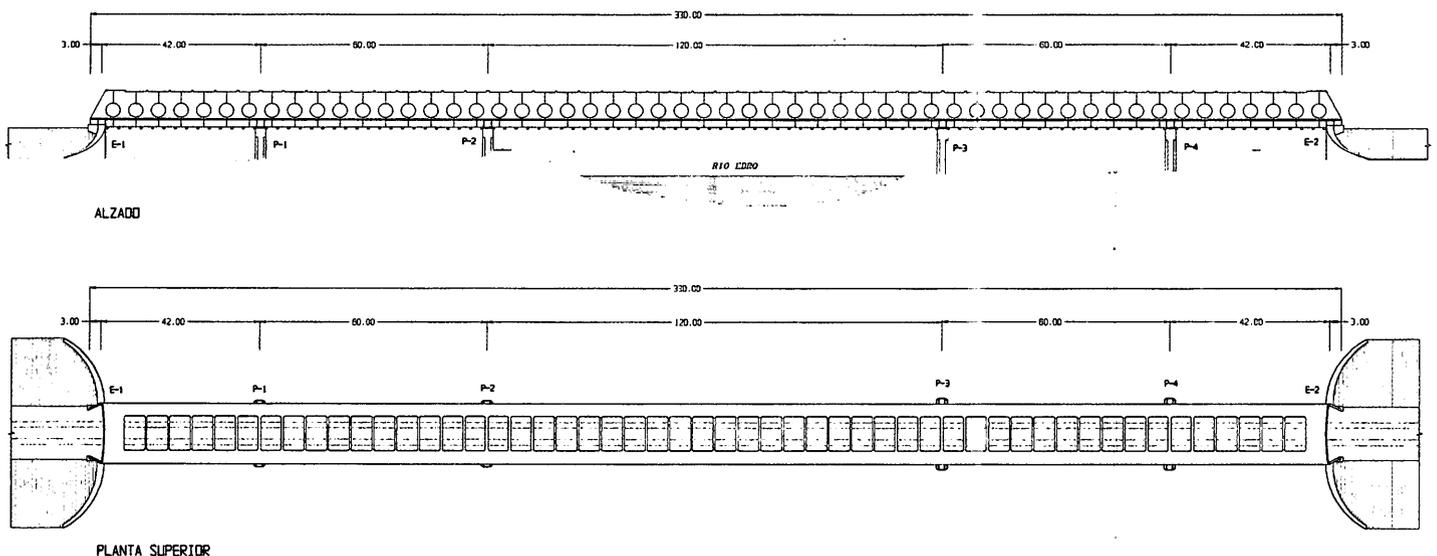


Fig. 4.7.1. Puente sobre el río Ebro.

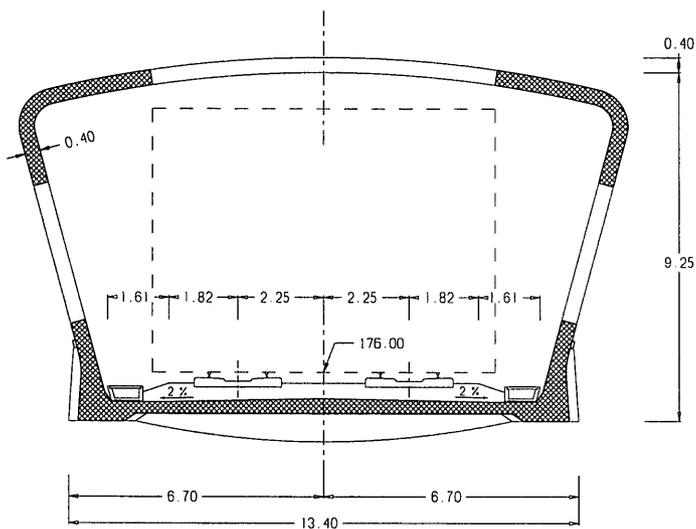


Fig. 4.7.2. Puente sobre el río Ebro. Sección transversal.

de hormigón pretensado en sección cajón de 9.25 m. de canto con almas aligeradas con orificios circulares y costillas superiores. La distribución de luces es de 42+60+120+42 m.

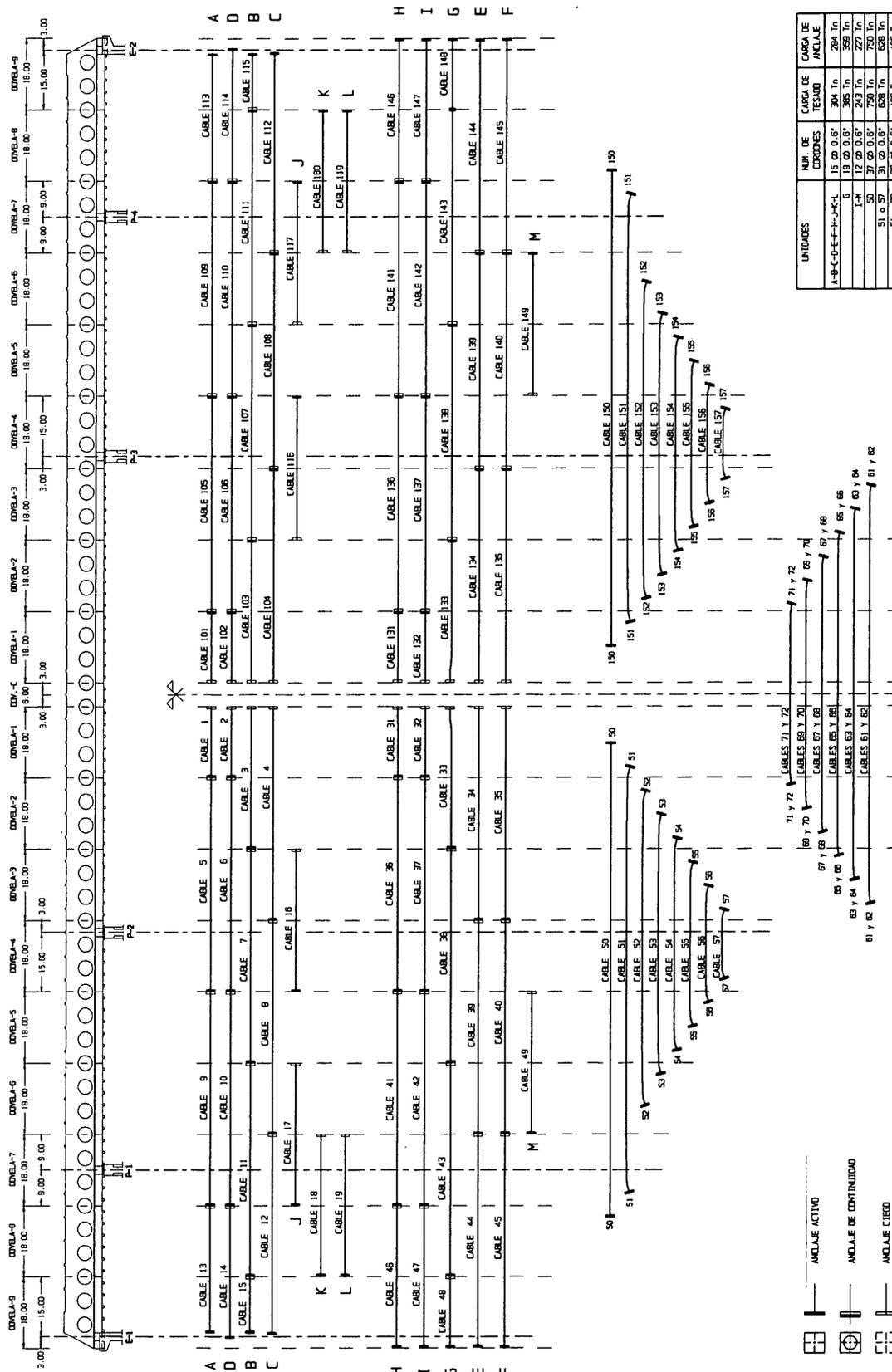
La tipología surge como una adaptación del concepto de celosía al puente de hormigón en el que, por facilidad de fabricación, es preferible la construcción de un alma continua con orificios circulares que la unión de elementos lineales, especialmente si la construcción es in situ (Fig. 4.7.1.)¹.

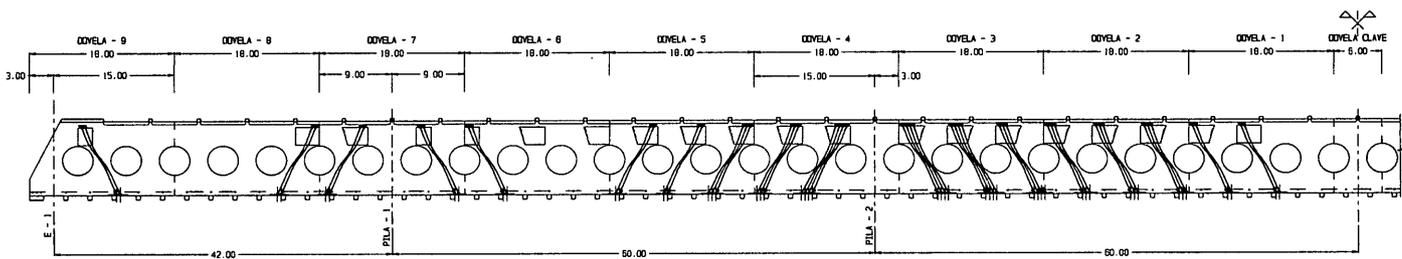
El comportamiento estructural corresponde al de una viga viendeel. Esta tipología, en su versión con elementos lineales verticales y horizontales, se ha utilizado tanto con estructuras de acero como de hormigón y tiene como principales características, bien conocidas:

El comportamiento estructural está gobernado por la flexión tanto de los montantes como de los cordones superior e inferior.



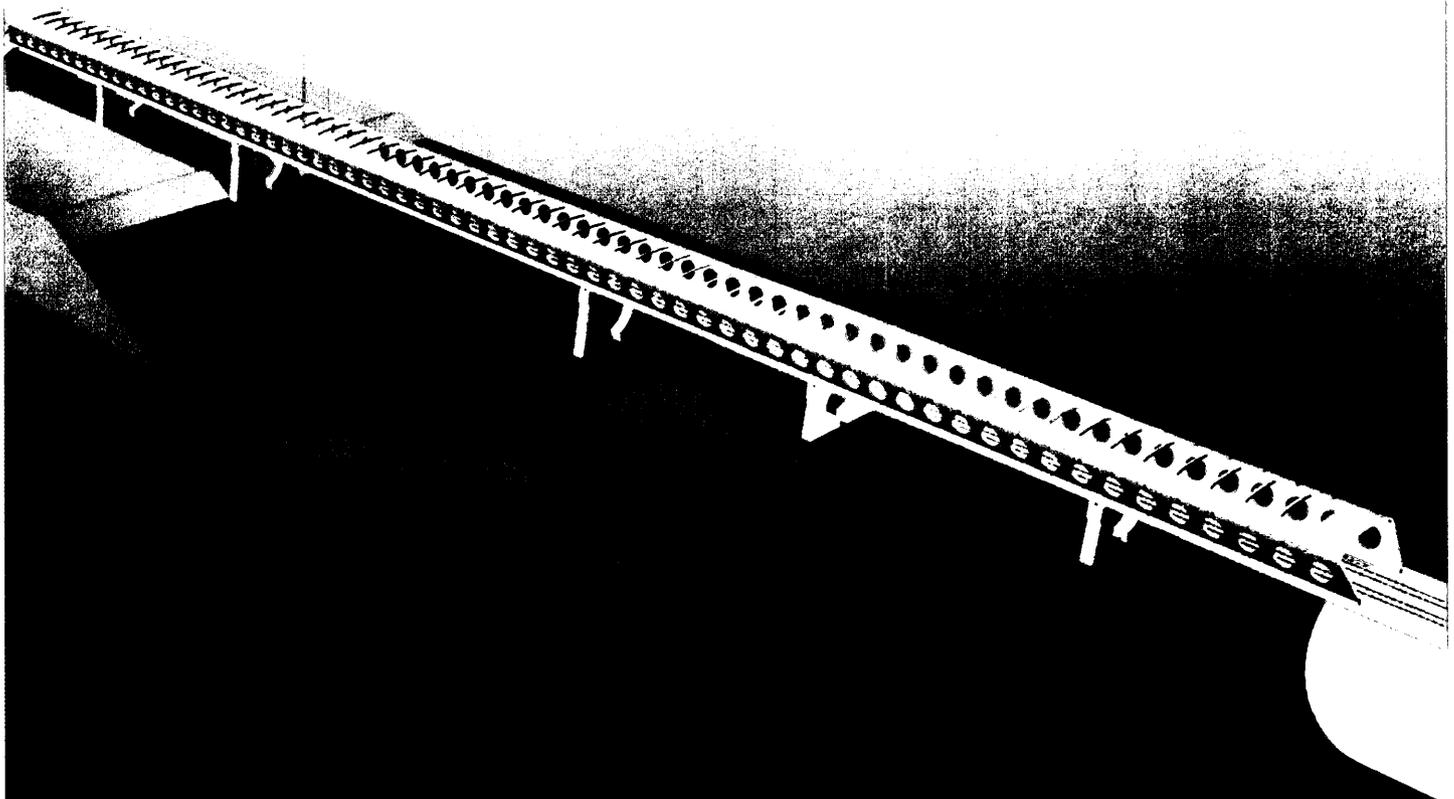
Fig. 4.7.3.
Puente sobre
el río Ebro.
Pretensado
longitudinal.





ALZADO GENERAL DE PRETENSADO EN ALMAS

Fig. 4.7.4. Puente sobre el río Ebro. Pretensado transversal de almas.



La estructura tiene, en general, gran deformabilidad.

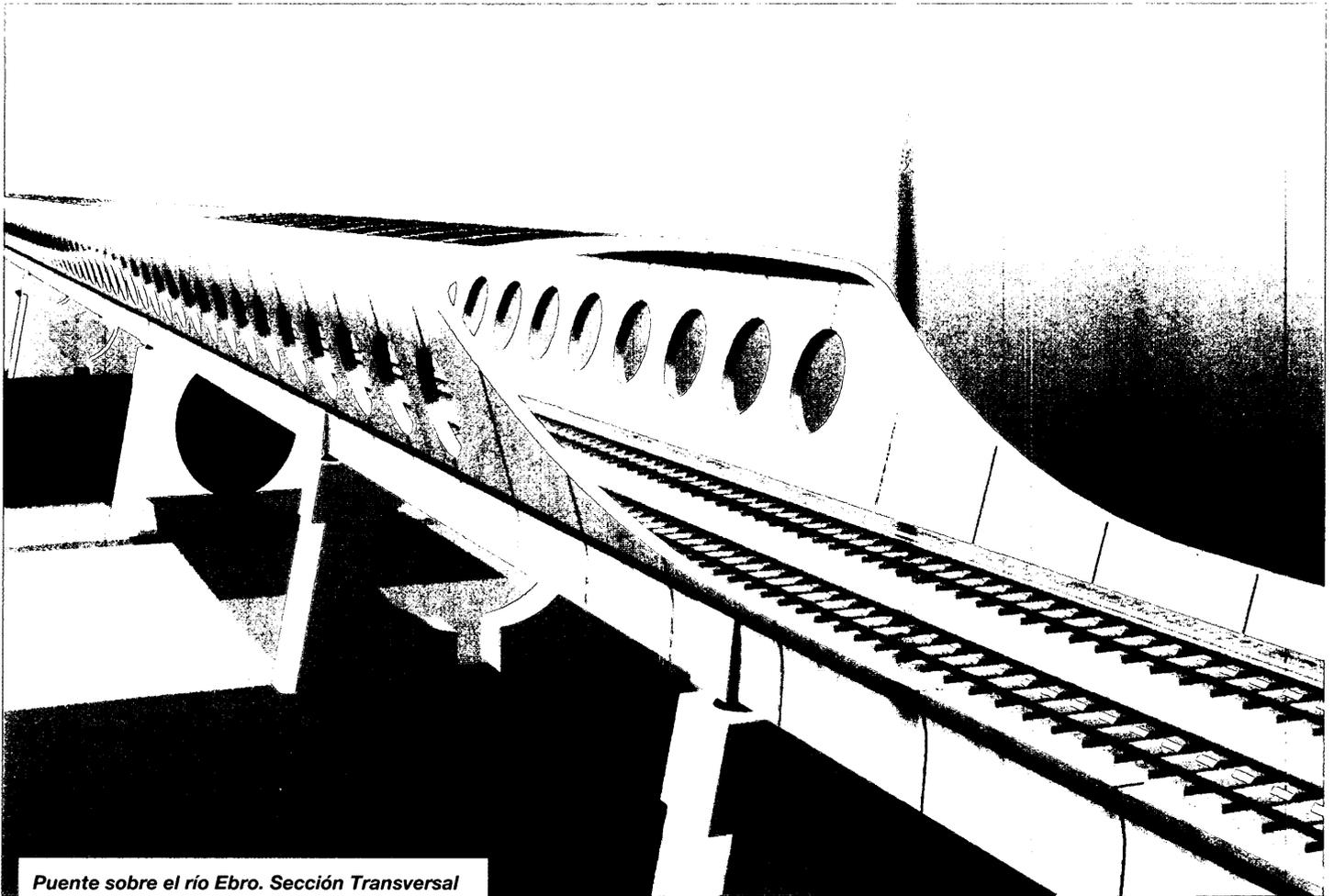
La utilización de orificios circulares permite reducir ambos efectos por la adecuación de la ley de cantos a la de flexiones en las zonas más solicitadas así como permite conferirle gran rigidez al conjunto.

DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

El tablero está compuesto por una sección cajón de 9.25 m. de canto máximo, 13.40 m. de anchura dentro de la cual se realiza el paso de los trenes. Tiene una longitud total de 330 m. y una distribución de luces de 42+60+120+60+42 m.

La forma de la sección transversal es trapezoidal (Fig. 4.7.2). En la parte superior tiene una anchura máxima de 16.01 m. y

12.90 m. en su parte inferior. Las almas están aligeradas con orificios circulares de 3.80 m. de diámetro cada 6.00 m. El espesor varía entre 0.40 m. y 0.50 m. en la zona de apoyos. La losa inferior tiene un espesor que varía desde los 0.30 m. en su unión con las almas hasta los 0.39 m. en el centro. Tiene un conjunto de vigas transversales con un canto de perfil circular separadas 3.0 m. con una sección trapezoidal de ancho variable desde 0.50 a 0.60 m. En la parte superior del cajón se introducen costillas de alzado circular que siguen la trayectoria de las paredes curvas superiores manteniendo el espesor de éstas. Están situadas cada 6 m. y tienen una anchura de 0.40 m. salvo las situadas sobre las pilas que tienen 0.80 m. y las próximas a éstas que tienen 0.60 m. Sobre los ejes de apoyos en estribos miden 5.20 m.



Puente sobre el río Ebro. Sección Transversal

El procedimiento de construcción previsto es el de empuje. El cajón se encuentra pretensado longitudinalmente y

transversalmente. El pretensado longitudinal está formado por tres familias de cables (Fig. 4.7.3):

Pretensado rectilíneo superior e inferior introducido en el parque de fabricación y tesados desde las caras frontales de las dovelas.

Pretensado rectilíneo superior introduci-

do durante el proceso y tesados desde unos cajetines en la unión de las almas con la losa superior.

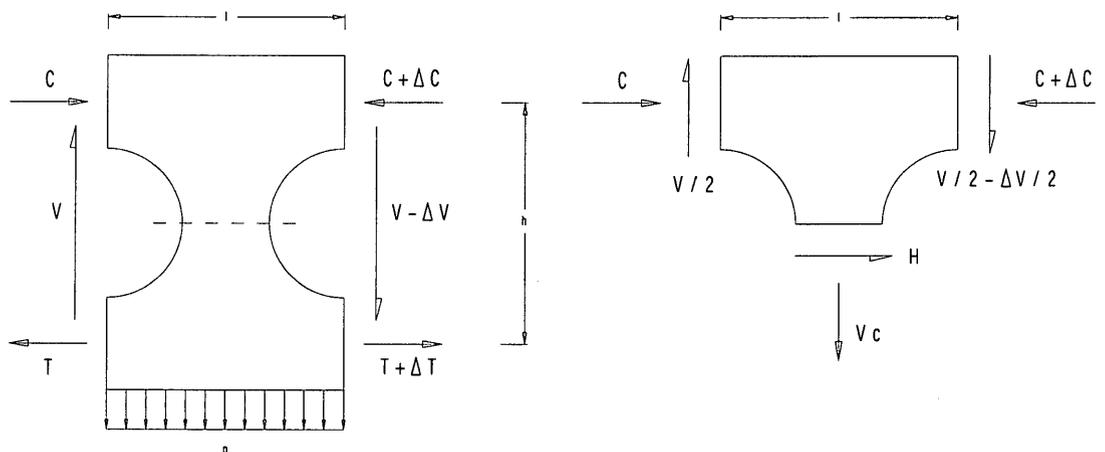


Fig. 4.7.5. Comportamiento estructural básico de una viga viereendeel.

Fig. 4.7.6. Puente sobre el río Ebro. Modelos longitudinales.

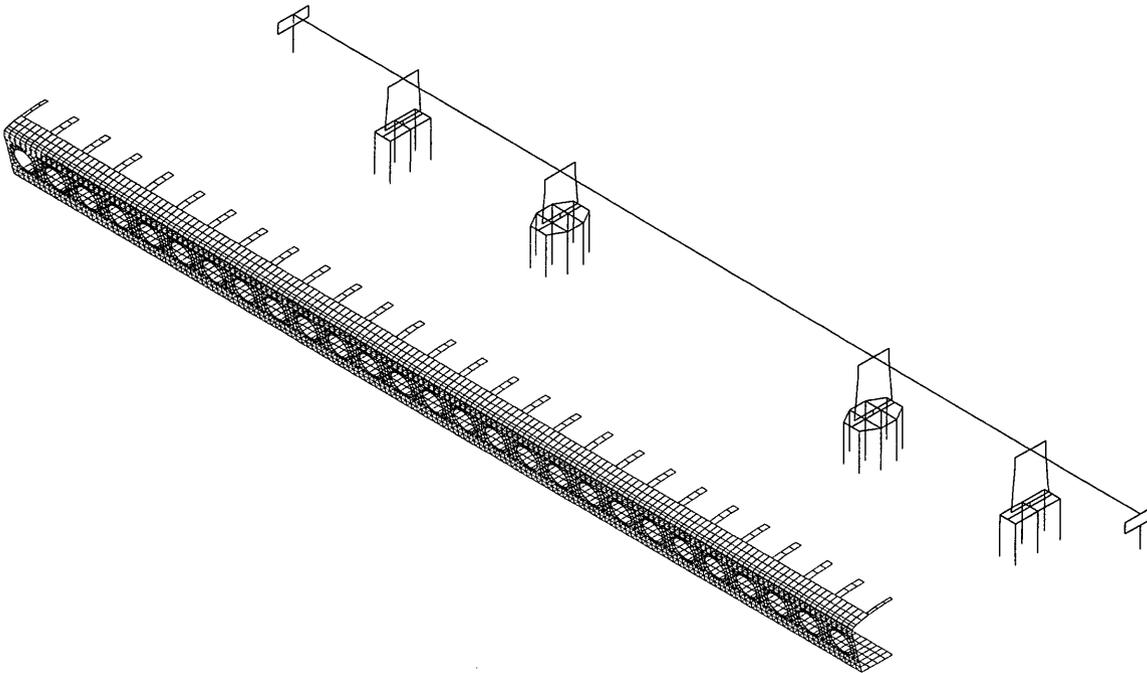
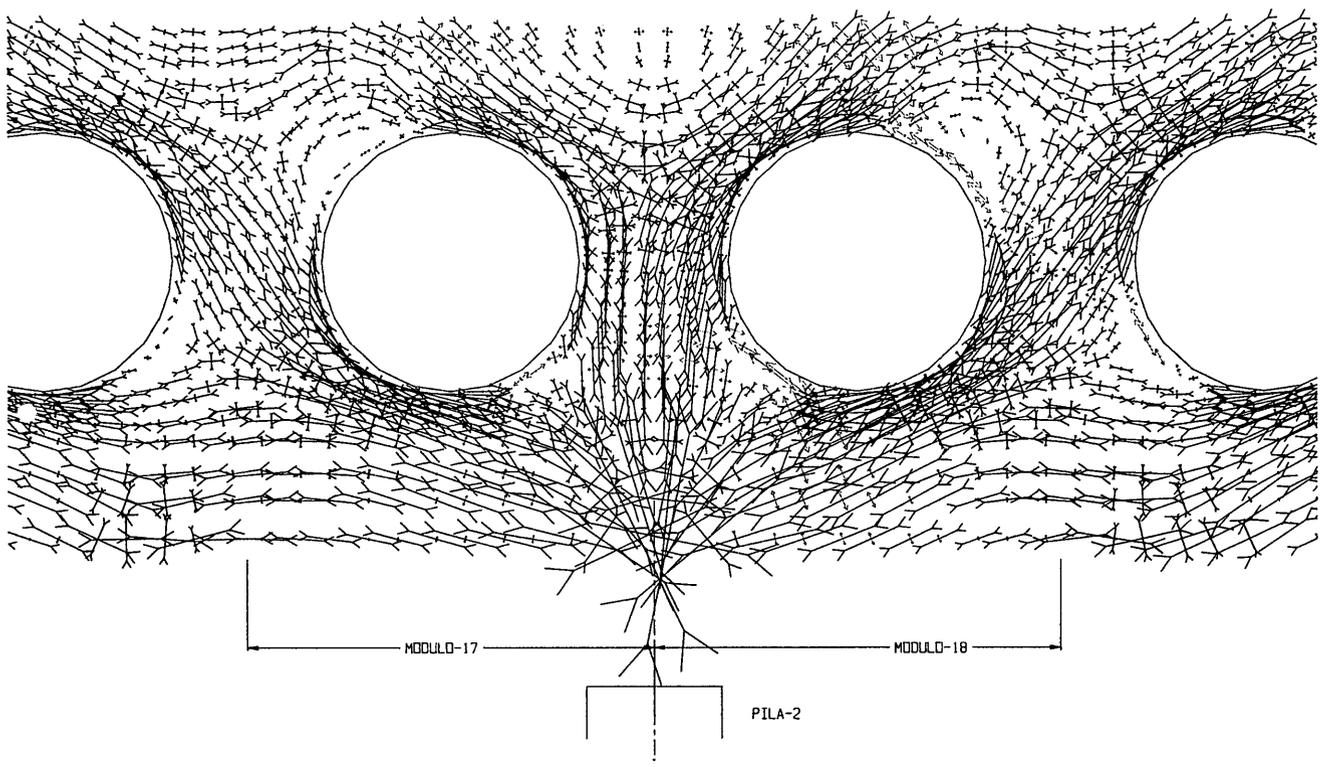


Fig. 4.7.7. Puente sobre el río Ebro. Distribución de tensiones en el plano medio de las almas.

alma
 tipo 7 c.p. + s.uso + pret. almas (t=inf.) + pret. long. (t=inf.)
 plano de almas (Tensiones en el plano medio)
 ←→ 2000.



PROCESO CONSTRUCTIVO Hipotesis final de empuje Desplazamientos verticales



Fig. 4.7.8. Puente sobre el río Ebro. Comparación de desplazamientos verticales en la fase final de empuje.

Pretensado rectilíneo inferior. Se introduce una vez empujado el puente, tesándose desde cajetines inferiores entre las vigas transversales.

El pretensado transversal, Fig. 4.7.4., está formado por un pretensado inclinado en las almas con un número de cables crecientes según la sección está más próxima a los apoyos. Estos cables se ponen en carga una vez empujado el puente, ya que el carácter inclinado de los cables es perjudicial para la resistencia a esfuerzo cortante en estas fases debido a su cambio de signo durante el empuje. Las vigas inferiores también están pretensadas transversalmente.

La armadura activa se complementa con la correspondiente armadura pasiva.

CARACTERÍSTICAS RESISTENTES

Como ya se ha indicado, esta tipología de almas aligeradas con orificios circulares, corresponde estructuralmente al comportamiento de una viga viendeel en el que los montantes tienen una sección variable adecuada a su ley de flexiones local. Este carácter variable de los montantes, además de facilitar la construcción reduce de forma muy notable la deformabilidad del tablero.

Desde esta óptica, el comportamiento con cargas centradas es el habitual para este tipo de estructuras, Fig. 4.7.5. El momento flector se descompone en un par de fuerzas de tracción-compresión que actúan en los cordones superior e inferior. La diferencia de momentos flectores, que produce el esfuerzo cortante, da lugar a un esfuerzo rasante en el estrangulamiento entre dos orificios que produce la flexión y la correspondiente concentración de tensiones en los orificios. El pretensado longitudi-

nal, contrarresta, de esta forma, las tracciones producidas por los momentos flectores, mientras que el pretensado transversal, con la inclinación adecuada, compensa las flexiones producidas por el esfuerzo cortante. La respuesta global, tanto en desplazamientos como en esfuerzos puede obtenerse de forma muy adecuada mediante un modelo de viga homogénea con deformación por esfuerzo cortante.

El comportamiento con cargas descentradas es más difícil de sintetizar ya que frente a la torsión el tablero tiene un comportamiento intermedio entre una sección cajón cerrada y una sección en U abierta muy dependiente de la rigidez y separación de las costillas superiores. El dimensionamiento de éstas se realizó con un modelo tridimensional de elementos finitos.

Un aspecto importante a mencionar es su comportamiento frente a cargas concentradas. El procedimiento de empuje del tablero provoca que todas las secciones son en alguna fase secciones de apoyo por lo que la reacción vertical produce tracciones importantes bajo los orificios circulares para difundir la carga al cordón superior. Para compensar estas tracciones fue necesario disponer un cable de pretensado rectilíneo bajo los orificios en las almas a lo largo del tablero. Por otro lado, las cargas importantes en la sección de apoyo, en situación de servicio, producían unas flexiones muy importantes de las almas por la superposición de los flujos de tensiones tangenciales a uno y otro lado de la sección con la presencia de almas inclinadas y losas horizontales.

CÁLCULO

La particularidad de esta tipología obligó a considerar con detenimiento tanto la metodología como los elementos de cálculo adecuados. Al tratarse de un tablero con una sección no

homogénea longitudinalmente, tiene un comportamiento claramente tridimensional que hace imprescindible la utilización de técnicas de elementos finitos. Este comportamiento especial lo provoca la presencia de aligeramientos circulares en las almas así como las costillas superiores discontinuas.

Aunque la técnica de los elementos finitos se encuentra muy consolidada, es una herramienta de cálculo muy costosa para el proyecto de puentes en lo que a preparación de datos e interpretación de resultados se refiere. Por ello la utilización de modelos de barras que suministran una información global e integrada sigue siendo de gran utilidad, especialmente en estructuras claramente prismáticas como son los tableros de puentes de luces grandes y medias. Estos modelos deben reproducir adecuadamente la respuesta global de la estructura mediante un ajuste adecuado de sus propiedades mecánicas como se comenta más adelante.

Para el estudio del puente se utilizaron dos tipos de modelos: los modelos de barras y modelos de elementos finitos con elementos tipo lámina. Se utilizaron dos modelos de barras, uno para el estudio longitudinal y otro para el transversal. En el modelo longitudinal, Fig. 4.7.6, se estudió de forma conjunta el tablero, los aparatos de apoyo, las pilas, las cimentaciones y los estribos. En este modelo se estudiaron los esfuerzos globales para todas las hipótesis de carga, tanto en servicio como durante la construcción. Se dimensionó y ajustó el pretensado longitudinal. Con los modelos de barras para el estudio transversal se dimensionó tanto el pretensado como la armadura pasiva de los nervios de la losa inferior para las hipótesis de carga de servicio y las accidentales de descarrilamiento.

Con los modelos de elementos finitos tridimensionales se calibraron adecuadamente las propiedades mecánicas de las barras del tablero del modelo longitudinal. Así mismo se obtuvo la respuesta resistente de las partes del tablero que no puede obtenerse de un modelo de barras: los esfuerzos en las costillas superiores, el estudio de la concentración de tensiones en los orificios circulares tanto por los efectos globales debido a las cargas exteriores, como los locales por la presencia de apoyos, tanto definitivos como provisionales durante el empuje. En la Figura 4.7.7. se representa la distribución de tensiones en el plano medio del alma en el apoyo de las pilas principales, en la hipótesis de carga permanente y máxima sobrecarga de uso con el pretensado longitudinal y transversal de alma a tiempo final. Se utilizaron dos modelos, el primero para la obtención de las propiedades mecánicas, correspondiente a una longitud de 60 m. (un cuarto del vano principal), con 26016 grados de libertad; el segundo correspondió a un cuarto del tablero completo, con 70000 grados de libertad que, mediante la combinación de hipótesis simétricas y asimétricas permitió, estudiar los diferentes aspectos reseñados (Fig. 4.7.6).

El ajuste de las propiedades mecánicas se realizó considerando la respuesta resistente global del tablero equivalente al de una pieza prismática homogénea con una importante deformación por esfuerzo cortante. Comparando los desplazamientos y

giros de la estructura real con la de la pieza prismática homogénea para hipótesis simples de cargas, se obtuvieron las correspondientes áreas de cortante, inercias a flexión y la inercia a torsión. Esta equivalencia de desplazamientos y giros implica, en un comportamiento elástico, una equivalencia de la energía de deformación almacenada. Los resultados del ajuste fueron en determinados casos muy espectaculares, como es el caso de los desplazamientos de la máxima ménsula durante el empuje, Fig. 4.7.8. en el que el modelo de barras y el de elementos finitos se ajustan perfectamente, en ambos casos se aprecia la discontinuidad angular en el apoyo debido a la deformación por cortante.

CONSTRUCCIÓN

El sistema de construcción previsto para el dintel es el de empuje. En el proyecto inicial se contemplaba el empuje desde ambos estribos construyendo dos semipuentes que se unían en el centro por medio de una dovela de cierre. En una nueva propuesta realizada, en la que ha sido necesario el aumento de la longitud, se ha planteado la posibilidad de que el empuje se realice desde uno de los estribos siendo necesaria la construcción de una pila provisional en el centro del vano principal con el fin de que la luz máxima durante el empuje sea 60 m.

El parque de fabricación está adosado y a continuación del estribo. Tiene dos zonas bien diferenciadas: la zona de fabricación propiamente dicha, de 19.50 m. de longitud, donde se instalan las suelas, moldes exteriores e interiores y la zona de transición hacia el estribo, la cual es necesaria para la estabilidad durante el empuje.

Para facilitar las operaciones de llegada a las pilas se dispone una nariz de lanzamiento de 24 m. de longitud que se ancla al dintel. Para garantizar la estabilidad durante las primeras fases de empuje se construye un apoyo provisional consistente en una pila-pilote en el centro del primer vano.

Las dovelas del tablero tienen una longitud de 18 m. El pretensado de las vigas transversales así como parte del pretensado longitudinal se tesa en el parque mientras que el pretensado transversal de las almas y el restante longitudinal se tesan una vez empujado el puente. ●

¹ J. E. Ribera en su Tomo IV de PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO (1932) refiriéndose a las dificultades de construcción de las vigas trianguladas de hormigón armado, habla de las vigas en celosía sin diagonales "los ingenieros belgas, que preconizan y han aplicado en varios puentes, la original disposición de su eminente profesor de la Escuela de Lieja...", refiriéndose al profesor Vierendel.