

P U E N T E S O B R E E L M U G A

M E M O R I A

381.301, 2

P U E N T E S O B R E E L M U G A

M E M O R I A

Al hacer el estudio detallado de las posibilidades de reconstrucción del Puente metálico sobre El Muga, se ha visto la posibilidad de construir unos tramos totalmente nuevos, pues aun cuando la parte metálica del puente antiguo aprovechable parece grande, hay que tener en cuenta que, no solamente sería necesario reparar la parte doblada o destrozada, sino repasar también los ensambles de la parte que ha sufrido menos y desmontar y reponer totalmente los arriostramientos trasversales.

Por estas razones se presenta este nuevo proyecto de puente que permite, sin aumento de presupuesto, mejorar desde todos los puntos de vista las condiciones de la obra a reponer.

Como son totalmente aprovechables no solo las cimentaciones sino también las pilas y estribos en su mayor parte, se mantienen las mismas luces de 30,00 metros para los tres tramos. En la nueva solución que se

propone, cada luz está formada por un tablero de hormigón unido a tres vigas metálicas inferiores de tipo Warren. El conjunto permite de este modo aprovechar el mismo hormigón que forma el tablero del puente como cabeza de compresión de las vigas principales, y mantener tanto en las diagonales como en la cabeza inferior metálicas la máxima ligereza y el máximo aprovechamiento del hierro. Además el empleo de la moderna técnica de soldadura eléctrica en los ensambles, permite también un aprovechamiento de las secciones brutas, y por consiguiente una máxima economía en el peso de la obra metálica.

Tanto en el tipo estructural como en su proporcionamiento y métodos de cálculo, hemos seguido las iniciativas propuestas por el Ingeniero de Caminos Don Eduardo Torroja, para este tipo de estructuras mixtas soldadas, cuya justificación se hace a continuación.

El ancho actual de la calzada es de 6,50 metros y el de cada andén de 0,75 metros.

Las diagonales están formadas por perfiles I reforzados con platabandas.

La cabeza inferior está formada por gruesos palastros soldados a tope y rígidamente con cubrejuntas, de tal modo que permite no solamente el máximo aprovechamiento de la altura de viga, sino la mínima rigidez bajo la acción de los esfuerzos secundarios correspondientes a la deformación propia del sistema triangulado.

Los detalles de ensambles pueden verse en los planos, y resultan no solamente muy simplificados, gracias

a la soldadura eléctrica, sino perfectamente racionales para los esfuerzos que han de soportar.

Para facilitar el montaje y el hormigonado y asegurar la perfecta ejecución de la triangulación de las vigas principales, se dispone como cabeza superior provisional de éstas unas dobles \square , de tal modo que la parte metálica tenga resistencia suficiente para soportar el peso del hormigón de los largueros estando las vigas principales apoyadas solamente sobre sus apoyos definitivos extremos; y el conjunto de la parte metálica y los largueros de hormigón tienen a su vez resistencia para soportar el hormigonado del tablero completo.

Todo el hormigón del tablero está proyectado a base de una ejecución esmerada y pervibrado en todo su espesor con objeto de obtener la máxima resistencia. De este modo y proveyendo a la calzada de sobrespesor de tres centímetros se obtiene una superficie de rodadura en magníficas condiciones de dureza para soportar el tránsito. Pero además, puede también recubrirse con un riego de alquitrán en caliente y con otro de emulsión asfáltica, o bien con una capa de hormigón asfáltico perfectamente cimentada sobre el tablero de hormigón.

P U E N T E S O B R E E L M U G A

CALCULO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

DESCRIPCION DEL CALCULO E HIPOTESIS
EMPLEADAS

Esfuerzos principales: El cálculo se ha hecho por medio de diagramas de Cremona, haciendo uno por nudo para fuerza unidad aplicada en el mismo (hojas 1 a 3 del anejo) y después, para las cabezas superior e inferior, se han tomado por cada barra los efectos de todos ellos, multiplicando los resultados por el peso propio y por la sobrecarga (tomando la equivalente que marca la Instrucción), y para las diagonales se han sumado los efectos que produce para cada una el peso propio de todos los nudos y la sobrecarga, desde la barra considerada al extremo mas alejado (tomando para ésta la equivalente que manda la Instrucción para es fuerza cortante).

Para el cálculo del arriostramiento horizontal en el plano del tablero, antes de haber hormigonado éste, bajo la acción del empuje transversal del viento, se ha contado a razón de 270 kg/m² tomando la superficie en la forma que indica la Instrucción.

El cálculo se hace también por medio de un diagrama de Cremona (Hoja nº 4 del anejo), considerando la viga como una Pratt de montantes oblicuos y diagonales extendidas solamente.

Determinación de secciones.- La cabeza superior está constituida fundamentalmente por el tablero de hormigón y su cálculo se hace en capítulo aparte. Unicamente la armadura rígida que constituye parte de la misma se calcula aquí, de tal forma que resista el montaje del tramo a toda luz, así como los esfuerzos de viento y peso del tablero de hormigón, sin contar aun con la resistencia de éste y con la única condición de hormigonar primeramente los dos largueros inferiores hasta cubrir las viguetas metálicas, sin exigir tampoco a esta parte del hormigón entrar en trabajo, pero sí impedir toda posibilidad de pandeo de la vigueta metálica.

La cabeza inferior se calcula bajo el esfuerzo principal de tracción, mas la flexión debida a su peso propio.

Las diagonales se calculan bajo el esfuerzo principal de compresión, suponiendo para la comprobación de pandeo, que éstas barras estén empotradas en su extremo superior y articuladas en el inferior en un sentido y no libre en el otro sentido.

Cargas de trabajo.- Se han admitido en la parte metálica cargas de trabajo de 11 a 12 kg/cm² para todos los esfuerzos de peso propio y efectos de la sobrecarga tomando para estos los trenes indicados en la Instrucción de Puentes Metálicos.

Aun cuando en algún capítulo aparecen cargas de

2.000 kg/cm² ha de advertirse, que esto corresponde solamente al caso de sobrevenir una fuerte riada que socave o arrastre el andamiaje de construcción durante el escaso número de días que se necesario dedicar al hormigonado del tablero; tratándose en realidad de un accidente de fuerza mayor, nada probable, hemos querido sin embargo comprobar que aun en condiciones tan desfavorables podría la estructura resistir sin llegar a alcanzar en ninguna de sus piezas el límite elástico del material.

P U E N T E S O B R E E L M U G A

C A L C U L O S J U S T I F I C A T I V O S

E S T R U C T U R A M E T A L I C A

C A R G A S G E N E R A L E S P A R A T O D O E L A N C H O

| | | | | |
|------------------------------------------------------------------------------|---|---------------|-------|---|
| Peso propio incluso pavimento | = | 6.000 kg/m.l. | 6.420 | |
| Sobrecarga (Flexión) | = | 6.000 " | | x |
| Sobrecarga (Esfuerzos cortantes) | = | 6.600 " | | x |
| Peso aproximado de la estructura metálica. | = | 900 " | | x |
| Peso aproximado de la estructura metálica, mas el hormigón de los largueros. | = | 2.300 " | 3.020 | |
| Viento sobre la estructura metálica | = | 420 " | | |
| Peso total del puente sobrecargado | = | 380,00 ton. | | |

$$\begin{aligned} 0,45 \times 0,61 \times 3 &= 0,824 \\ \frac{0,28 \times 0,10}{2} \times 4 &= 0,056 \\ 0,824 + 0,056 &= 0,88 \\ 0,88 \times 2,400 &= 2,120 \end{aligned}$$

$$12,420 \times 30 = 372,600 \text{ kg}$$

Paris

45
270
2745
140

VIGA PRINCIPAL

Hipótesis de carga: Peso propio = 6.000,00 kg/m.l. o sea 30.000,00 kg por nudo para todo el ancho,

| <u>Cabeza superior</u> | | <u>Cabeza inferior</u> | |
|------------------------|---------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------------------|
| <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para todo el ancho.</u> | <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para todo el ancho.</u> |
| 2-3 | + 83,5 | 15-14 | - 68,0 |
| 3-4 | +182,0 | 14-13 | -158,0 |
| 4-5 | +202,0 | 13-12 | -202,0 |

| <u>Diagonales</u> | | <u>Montantes</u> | |
|-------------------|---------------------------------------------------|------------------|---------------------------------------------------|
| <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para todo el ancho.</u> | <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para todo el ancho.</u> |
| 15-2 | +113,0 | 1-15 | +7,50 |
| 2-14 | - 75,5 | | |
| 14,-3 | + 75,5 | | |
| 3-13 | - 37,7 | | |
| 13-4 | + 37,7 | | |
| 4-12 | 0 | | |

+ Compresión

- Tracción.

VIGA PRINCIPAL

Hipótesis de carga: Sobrecarga.

Para las cabezas: $6.000,0 \times 5,00 = 30.000,00$ kg por nudo

Para las diagonales: $6.600,0 \times 5,00 = 33.000,00$ kg por nudo.

| <u>Cabeza superior</u> | | <u>Cabeza inferior</u> | |
|------------------------|--------------------------------------------|------------------------|--------------------------------------------|
| Barras | Esfuerzos en toneladas para todo el ancho. | Barras | Esfuerzos en toneladas para todo el ancho. |
| 2-3 | + 83,5 | 15-14 | - 68,0 |
| 3-4 | +182,0 | 14-13 | -158,0 |
| 4-5 | +202,0 | 13-12 | -202,0 |

| <u>Diagonales</u> | | <u>Montantes</u> | |
|-------------------|--------------------------------------------|------------------|--------------------------------------------|
| Barras | Esfuerzos en toneladas para todo el ancho. | Barras | Esfuerzos en toneladas para todo el ancho. |
| 15-2 | +124,0 | 1-15 | - 8,2 |
| 2-14 | + 3,3 - 86,0 | | |
| 14-3 | + 86,0 - 3,3 | | |
| 3-13 | + 13,5 - 55,0 | | |
| 13-4 | + 55,0 -13,5 | | |
| 4-12 | + 31,0 -31,0 | | |

VIGA PRINCIPAL

Hipótesis de carga: Peso propio y sobrecarga total.

| <u>Cabeza superior</u> | | <u>Cabeza inferior</u> | | |
|------------------------|---------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------------------|-----|
| <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para las dos vigas.</u> | <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para las dos vigas.</u> | |
| 2-3 | + 158,00 | 15-14 | - 129 | 53 |
| 3-4 | + 340,00 | 14-13 | - 309 | 61 |
| 4-5 | + 380,00 | 13-12 | - 380 | 123 |

Diagonales

| <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para las dos vigas.</u> | |
|---------------|---------------------------------------------------|-------|
| 15-2 | + 224,00 | |
| 2-14 | + 3,20 | - 153 |
| 14-3 | + 153,00 | - 3,2 |
| 3-13 | + 13,00 | -88,1 |
| 13-4 | + 88,10 | -13,0 |
| 4-12 | + 31,50 | -31,5 |

+ Compresión

- Tracción

VIGA PRINCIPAL

Hipótesis de carga: Peso de la estructura metálica = 900 kg/m.l. o sea 4.500,00 kg. por nudo para todo el ancho.

| <u>Vabeza superior</u> | | <u>Cabeza inferior</u> | |
|------------------------|---------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------------------|
| <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para todo el ancho.</u> | <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para todo el ancho.</u> |
| 2-3 | + 12,5 | 15-14 | - 10,2 |
| 3-4 | + 27,2 | 14-13 | - 23,6 |
| 4-5 | + 30,5 | 13-12 | - |

| <u>Diagonales</u> | | <u>Montantes</u> | |
|-------------------|---------------------------------------------------|------------------|---------------------------------------------------|
| <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para todo el ancho.</u> | <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas para todo el ancho.</u> |
| 15-2 | + 17,00 | 1-15 | + 5,6 |
| 2-14 | - 11,40 | | |
| 14-3 | + 11,40 | | |
| 3-13 | - 5,65 | | |
| 13-4 | + 5,65 | | |
| 4-12 | 0 | | |

VIGA PRINCIPAL

Hipótesis de carga: Peso de la estructura metálica
mas hormigón de los largueros = 2.300,00 kg/m.l. o
sea 11.500,00 kg, por nudo, para todo el ancho.

Cabeza superior

| Barras | Esfuerzos en toneladas para todo el ancho. |
|--------|--------------------------------------------|
| 2-3 | + 32,2 |
| 3-4 | + 70,0 |
| 4-5 | + 78,0 |

ARRIOSTRAMIENTO ENTRE CABEZAS SUPERIORES

Hipótesis de carga: Viento en sentido horizontal, sobre la estructura metálica = 480 kg/m.l. o sea 2.400,00 kg. por nudo.

| <u>Cabeza superior</u> | | <u>Cabeza inferior</u> | |
|------------------------|--------------------------------|------------------------|--------------------------------|
| <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas.</u> | <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas.</u> |
| 1-2 | + 3,5 | 1'-2' | 0 |
| 2-3 | + 8,1 | 2'-3' | - 3,5 |
| 3-4 | + 10,5 | 3'-4' | - 8,1 |
| 4-5 | + 10,5 | 4'-5' | -10,5 |

| <u>Diagonales</u> | | <u>Montantes</u> | |
|-------------------|--------------------------------|------------------|--------------------------------|
| <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas.</u> | <u>Barras</u> | <u>Esfuerzos en toneladas.</u> |
| 1-2' | - 8,0 | 1-1' | + 7,2 |
| 2-3' | - 6,7 | 2-2' | + 7,2 |
| 3-4' | - 3,3 | 3-3' | + 4,8 |
| 4-5' | 0 | 4-4' | + 2,4 |

Cabeza superior.-

La parte metálica de la cabeza superior, habrá de resistir:

- a) Peso de la estructura metálica a toda luz.
- b) Peso de la estructura metálica y hormigón de los largueros, mas flexión en el vano entre nudos debido a dicho peso.
- c) Viento sobre la estructura metálica.
- d) Peso propio total resistido solo por la armadura de la cabeza superior, con pequeño coeficiente de seguridad.
- e) Suma de las hipótesis A- y c).

El esfuerzo máximo que produce el peso de la estructura metálica, a toda luz, vale 30,5 toneladas para todo el puente, o sea $\frac{30,5}{3} = 10,15$ toneladas para cada una de las tres vigas que constituyen la cabeza.

El peso de la estructura metálica, mas el hormigón de los largueros produce una carga axial de 78 toneladas, para las tres viguetas, o sea $\frac{78}{3} = 26$ toneladas por vigueta.

La carga del hormigón de un larguero (500 kg/m.l.) produce una flexión máxima de:

$$500 \times \frac{5,00^2}{12} = 1.000 \text{ mkg.}$$

a la cual corresponde una flecha de 0,002 metros, lo que con la carga axial de 26,00 toneladas, nos da un momento de flexión de 52 mkg. que sumados a los ante-

res son 1.052 Mkg. y con una sección compuesta por 2 [de 16 trabaja a $= \frac{105.200 \times 8}{1.850} = 455 \text{ kg/cm}^2$.

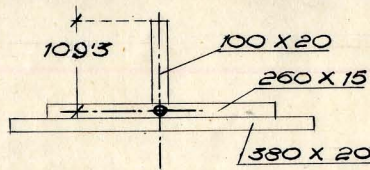
El viento produce una carga máxima de compresión o tracción de 10,5 toneladas, como se ve, despreciable para la sección considerada.

El peso propio total, produce una carga de 202 toneladas, o sea $\frac{202}{3} = 67,00$ toneladas por vigueta que supondremos resistida por la cabeza metálica, compuesta de dos [de 16 a compresión simple sin admitir pandeo alguno y con una carga de compresión de: $\frac{67,000}{48,00} = 1.390 \text{ kg/cm}^2$., que se admite por lo fuerte de la hipótesis.

La suma de las hipótesis A) y c), da una carga de compresión de 20,65 toneladas, que han de ser resistidas a pandeo en sentido vertical por la pieza supuesta, para mayor seguridad articulada en sus dos extremos, con una longitud de cálculo de 5,00 metros con lo cual la carga que la sección compuesta por dos perfiles [de 16 es capaz de soportar a pandeo es de 30,00 toneladas, carga muy superior a la que ha de resistir.

Cabeza inferior.-

El esfuerzo máximo de tensión en el caso de sobrecarga total vale, para una sola de las tres vigas, $\frac{404}{3} = 135.000 \text{ kg}$. correspondiente a la pieza 13-12.



Para resistir esta tensión disponemos una pieza como la indicada en

la figura adjunta, cuya sección es de 135 cm². La carga por tracción será por consiguiente:

$$\frac{135.000}{135} = 1.000 \text{ kg/cm}^2.$$

El peso propio de esta pieza, es 106,0 kg/m.l., produce en la sección de arranque junto al nudo, con la luz de 5,00 metros, una flexión que vale:

$$M_a = 106.0 \times \frac{5,00^2}{12} = 221 \text{ mkg.}$$

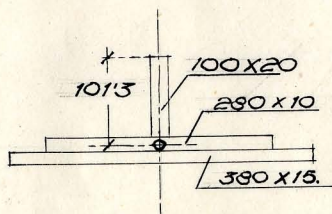
y como a la sección considerada, corresponde un centro de gravedad a 10,93 centímetros de la cabeza superior, el momento de inercia valdrá 902,0 cm⁴ y la carga por tracción en la parte superior será:

$$A = \frac{221 \times 100 \times 10,93}{902} = 267 \text{ kg/cm}^2.$$

que se suman a los 1.000 obtenidos anteriormente, dando un total de 1.267 kg/cm².

La pieza 14-13 está sometida a un esfuerzo máximo de tensión de $\frac{316}{3} = 105,300 \text{ kg.}$ para una sola de las tres vigas.

Para resistir esta tensión disponemos una pieza



como la indicada en la figura adjunta, cuya sección es 105 cm². La carga por tracción será por consiguiente:

$$\frac{105,300}{105} = 1.000 \text{ kg/cm}^2.$$

El peso propio de esta pieza, 82,5 kg/m.l. produce en la sección de arranque, junto al nudo, con la

luz de 5,00 metros, una flexión que vale:

$$M_a = 32,5 \times \frac{5,00^2}{12} = 172 \text{ mkg.}$$

y como $\frac{A}{I}$ la sección considerada corresponde un centro de gravedad a 10,13 centímetros de la cabeza superior, el momento de inercia valdrá 688,3 cm⁴, y la carga por tracción en la parte superior será:

$$A = \frac{172 \times 100 \times 10,13}{688,3} = 253 \text{ kg/cm}^2.$$

que se suman a los 1.000 obtenidos anteriormente, dando un total de 1253 kg/cm².

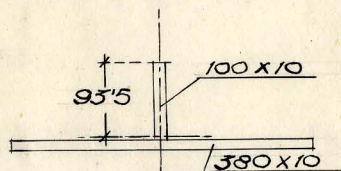
La pieza 15-14 está sometida a un esfuerzo máximo de tensión de 45,400 kg. para una sola de las tres vigas.

Para resistir esta tensión disponemos una pieza como la indicada en la figura adjunta, cuya sección es 48 cm². La carga por tracción, será por consiguiente:

$$\frac{45.400}{48} = 948 \text{ kg/cm}^2.$$

El peso propio de esta pieza, 35,6 kg/m.l. produ

ce en la sección de arranque, junto al nudo, con la luz de 5,00 metros una flexión que vale:



$$M_a = 35,6 \times \frac{5,00^2}{12} = 74 \text{ mkg.}$$

y como su centro de gravedad está situado a 9,35 centímetros de la cabeza superior, el momento de inercia valdrá 322,4 cm⁴, y la carga por tracción en la parte superior será:

$$A = \frac{74 \times 100 \times 9,35}{322,4} = 215 \text{ kg/cm}^2.$$

que se suman a los 948 obtenidos anteriormente, dando un total de 1.163 kg/cm².

Diagonales.-

Para las diagonales se adopta la sección compuesta por dos I, distintas según los esfuerzos a que están sometidas.

Para la 15-2 tomamos una sección, compuesta por dos I de 20 unidas por llaves de hierro - de 80 x 10.

El esfuerzo a que está sometida esta pieza, es para cada cuchillo = $\frac{226.000}{3} = 75.000 \text{ kg.}$ a compresión.

La sección es de 67.00 cm². y su momento de inercia mínimo 4.240 cm⁴.

La carga total que puede soportar teniendo en cuenta el pandeo, y suponiéndola con los dos extremos empotrados

$$P = \frac{10 \times 2.000,000 \times 4.240}{415^2} = 98.000 \text{ kg.}$$

Para la 14-3, tomamos una sección compuesta por dos I de 18 unidas por llaves de hierro - 80 x 10.

El máximo esfuerzo a que está sometida esta pieza, es para medio puente $\frac{151.000}{3} = 50.000$ kg. a compresión. Su sección es 55,8 cm². y su momento de inercia mínimo, vale 2.900 cm⁴.

La carga total que puede soportar teniendo en cuenta el pandeo es, considerando los dos extremos articulados:

$$P = \frac{10 \times 2.000,000 \times 2.900}{415^2} = 67.000 \text{ kg.}$$

Como se ve, el resultado es superior a lo exigido.

Para la 2-14, sometida a un esfuerzo de tracción de 50.000 kg. se toma una sección compuesta, formada por dos I de 18 unidas por llaves de hierro - 80 x 10 lo que da una sección de 55,8 cm². y una carga de trabajo:

$$\frac{50.000}{55,8} = 900 \text{ kg/cm}^2.$$

Esta sección de dos I. 18 se mantiene ya en las restantes piezas.

Montantes 15-1 y 9-8.-

Estos han de resistir a compresión un esfuerzo de 5 toneladas cada uno.

Adoptemos la sección compuesta I.22 cuya sección es 39,6 cm² y su momento de inercia mínimo 162 cm⁴.

La carga que puede soportar a pandeo es:

$$\frac{10 \times 2.000,000 \times 162}{5 \times 330^2} = 6.000 \text{ kg.}$$

o sea superior a la que ha de tener.

Arriostramiento horizontal.-

Las cabezas de tensión y compresión de este arriostramiento están ya calculadas puesto que son las mismas de la viga principal.

Los montantes están constituidos por dos \square de 8 cm. unicos con llaves, y han de soportar una compresión máxima de 7.200 kg. La longitud libre entre puntos de arriostramiento es de 3.225 metros y teniendo en cuenta el pandeo, aun suponiendo los extremos articulados, soportan:

$$P = \frac{10 \times 2.000,000 \times 212}{5 \times 322 \times 322} = 8.300 \text{ kg.}$$

Las diagonales principales del arriostramiento horizontal tienen un esfuerzo máximo de tensión de 8,00 toneladas para la primera diagonal, que resistiremos con dos ϕ de 25 m/m, dejando esta misma sección para las restantes. Estos arriostramientos irán en dos planos horizontales, uno por cada cara de las viguetas que forman los montantes, quedando todo el conjunto dentro del espesor del tablero de piso.

Aparatos de apoyo.-

Apoyo móvil: La carga máxima sobre un apoyo es

$$\frac{380,00}{6} = 63 \text{ toneladas y con la fórmula de la instrucción suiza, aplicada al acero fun-}$$

dido, tenemos para diámetro del rodillo 50 centímetros de largo:

$$d = \frac{63,5 \times 16}{60} = 20,3 \text{ cm.}$$

La placa de apoyo sobre el hormigón tiene una superficie de: $20 \times 50 = 1.000 \text{ cm}^2$. y una carga unitaria

$$\frac{63.000}{1.000} = 63 \text{ kg/cm}^2.$$

Admisible para carga sobre un núcleo, en un macizo de hormigón.

En el apoyo fijo adoptamos un radio de curvatura en la pieza de apoyo, igual al anterior, e idénticas disposiciones para el asiento sobre el macizo de hormigón.

P U E N T E S O B R E E L M U G A

CALCULOS JUSTIFICATIVOS

TABLERO DE HORMIGON ARMADO.

Voladizo de andén.-

Las cargas que actúan sobre el voladizo son:

$$\text{Peso muerto} = 0,10 \times 0,75 \times 2.400 = 180,00 \text{ kg/m.l.}$$

$$\text{Barandilla} = \quad \quad \quad = 15,00 \quad "$$

$$\text{Sobrecarga} = 4,5 \times 0,75 \quad = 340,00 \quad "$$

y el momento flector en la sección de arranque, es:

$$180 \times 0,375 = 68,00 \text{ mkg/m.l.}$$

$$15 \times 0,75 = 11,00 \quad "$$

$$340 \times 0,375 = \underline{128,00} \quad "$$

$$M_a = \quad 207,00 \quad "$$

El canto total en el arranque es de 12 cm. y como el canto útil, queda de 10 cm. la armadura necesaria para resistir esta flexión es de 4 ϕ 8 pm.l. y la de repartición 4 ϕ 5 pm.l.

La carga de trabajo del hormigón a compresión no pasa de 50 kg/cm².

Forjado de calzada.-

Para la sección central del forjado de calzada, la peor hipótesis de carga es la que corresponde a la carga concentrada de 13 toneladas, que impone la Instrucción Oficial de Puentes Metálicos, actuando en el centro de la luz.

Esta sobrecarga de 13 toneladas, de acuerdo con la Instrucción para obras de Hormigón Armado, la suponemos repartida en un ancho igual a $2/3$ de la luz, o sea:

$$P = \frac{1.300 \times 3}{2 \times 3.225} = 6,050 \text{ kg/m.l.}$$

a la cual hay que sumar los pesos muertos, que contando con un grueso medio de forjado de 19 cm. mas 3 cms de pavimento, vale:

$$P = 0,22 \times 2,400 = 530 \text{ kg/m}^2.$$

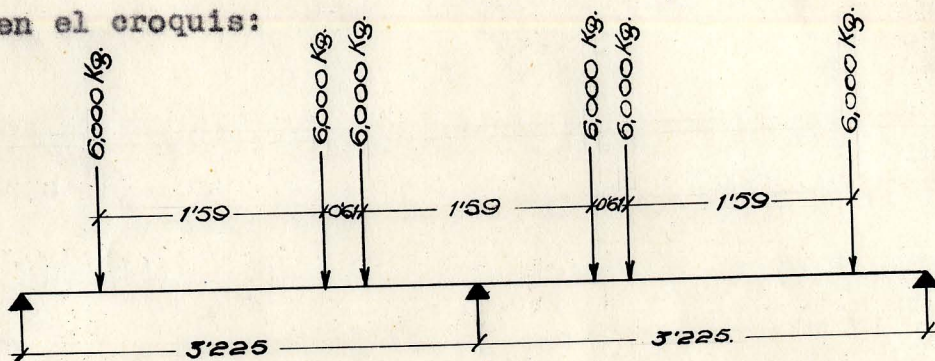
El momento flector en el centro del forjado, será por consiguiente:

$$M_c = 6050 \times \frac{3,225}{6} + 530 \times \frac{3,225^2}{10} = 3,855,00$$

mkg/m.l., que para un canto total de 19,5 cm. y útil de 17 cm. no pasando la carga en el hormigón de 50 kg/cm², nos exige una armadura de tensión de 9 ϕ 18 p.m.l.

En la sección de arranque, la peor hipótesis de sobrecarga, será, la que corresponde a un eje trasero de apisonadora, situado en el centro de la calzada, y

otros dos más, uno a cada lado, en la forma indicada en el croquis:



Estas cargas concentradas de 6 toneladas, las suponemos también repartidas en un ancho igual a $\frac{2}{3}$ de la luz, con lo que se reducen a 2.800 kg/m.l.

Para peso muerto, tomamos la misma cifra de antes, de 530 kg/m².

Así, tendremos para valor del momento flector en la sección de arranque, tomando los coeficientes de flexión calculadas por G. Magnel:

$$530 \times 3,225^2 \times 0,125 = 705 \text{ mkg/m.l.}$$

$$2.800 \times 3,225 \times 0,40 = \underline{3.615} \quad "$$

$$M_a = 4.320 \quad "$$

El esfuerzo cortante en el arranque interior, correspondiente a esta misma hipótesis de carga, vale:

$$T = 8.640 \text{ kg/m.l.}$$

con el canto total de 21 cm. esta sección, trabajando el hormigón a 65 kg/cm², necesita una armadura de tensión de 9 ϕ 18 p.m.l. y una de compresión de 4 ϕ 18 p.m.l.

Largueros.-

Larguero central.-

Para la sección central de este larguero, tomamos la misma posición transversal de las apisonadoras, estudiada anteriormente, de tal forma, que en sentido longitudinal, los ejes traseros, correspondan con el centro de la luz del larguero.

Nos queda así sobre el larguero, una carga concentrada en el centro de 16,280 kg. y una carga uniformemente repartida, debida al peso del forjado, mas el peso propio, de 2,160 kg/m.l.

Además, tenemos en cuenta, que a 1,37 metros por fuera del apoyo, o sea ya en la luz contigua actúan los ejes delanteros de estas mismas apisonadoras, con una carga total, sobre el larguero, de 10,400 kg.

Con estas cargas, el momento flector en la sección central vale:

$$\begin{aligned} 2.160 \times 5,00^2 \times 0,0417 &= 2,250 \text{ mkg.} \\ 16.280 \times 5,00 \times 0,1705 &= 14,200 \text{ " } \\ 10.540 \times 5,00 \times (-0,028) &= \underline{-1,500 \text{ "}} \\ M_c &= 14,950 \text{ " } \end{aligned}$$

En esta sección, como en las restantes de los largueros, hemos de tener en cuenta la compresión axial, que como cabeza superior del puente les corresponde.

La compresión axial máxima es 404,00 toneladas y la mínima 202,000 toneladas, para todo el ancho, y co-

mo la sección total de tablero y largueros es de 20,200 cm², la carga media de compresión, por esta causa es de 20 ó 10 kg/cm². respectivamente.

En la sección central podemos contar con un ancho de cabeza de compresión de 2,70 metros con lo que el momento de inercia de la sección total, sin contar armaduras vale:

$$I = 1.980,000 \text{ cm}^4.$$

y la carga por flexión debida al momento anteriormente calculado:

$$h_1 = \frac{14950 \times 100 \times 19}{1.980,000} = 14,2 \text{ kg/cm}^2.$$

siendo 19 centímetros la profundidad del eje neutro, y como la compresión axial, vale 10 ó 20 kg/cm². las cargas máximas y mínimas serán:

$$10 + 14,2 = 24,2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$10 - 14,2 = - 4,2 \quad "$$

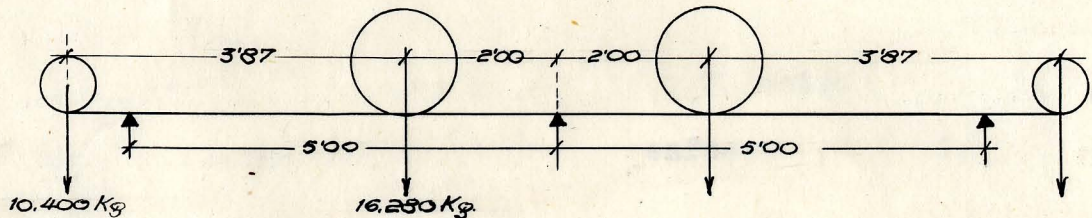
$$20 + 14,2 = 34,2 \quad "$$

$$20 - 14,2 = 5,8 \quad "$$

La carga negativa de - 4,2 puede aceptarse según la Instrucción, y la máxima de 34,2 kg/cm². tampoco nos exige armaduras, no obstante dispondremos una ligera armadura en ϕ , además de los perfiles necesarios para el montaje de los cuchillos principales del puente.

En la sección de arranque, tomamos en sentido

transversal, igual posición de las apisonadoras y en sentido longitudinal, hacemos que los ejes traseros estén a 2,00 metros por cada lado del apoyo, tal como se indica en el croquis.



contando también con iguales pesos muertos que antes. Así, el momento flector en la sección de arranque A, será:

$$2.160 \times 5,00^2 \times 0,0833 = 4,600$$

$$16,280 \times 5,00 \times 0,1704 = 14,240$$

$$10,540 \times 5,00 \times (-0,02) = \underline{1,050}$$

$$M_a = 17,790 \text{ mkg.}$$

Esta sección, a los efectos del momento en arranque, no tiene cabeza de compresión y está sometida también a la compresión axial de 10 ó 20 kg/cm². que para la sección completa del larguero son 29,000 y 58,000 kg. respectivamente, de carga total.

Comprobada esta sección bajo los efectos del momento flector de 17,790 mkg. y la carga axial de 29,000 kg. contando con una sección de 64 x 45 cm. y una armadura de tensión de 54 cm². y de compresión de 20 cm², nos da para el hormigón un esfuerzo de 61 kg/cm². y para el hierro a tensión 515 kg/cm².

Tomando en vez de los 29,000 kg. de carga axial, los 58000, que corresponden al puente completamente cargado, el trabajo del hormigón aumenta de 61 a 69 kg/cm² disminuyendo algo la del hierro.

El esfuerzo cortante máximo puede ser de 16,280 + 2160 x 2,5 = 21,680 kg. y como la sección en el arranque, contando con una cabeza de 2,70 metros es de 7,100 cm², la carga del hormigón por esfuerzo cortante, es de:

$$\frac{21,680}{7,100} = 3,05 \text{ kg/cm}^2.$$

a pesar de lo cual disponemos una ligera armadura de esfuerzo cortante.

Los largueros laterales, están sometidos siempre a cargas menores que el central y como los proyectamos de iguales dimensiones, no es necesario hacer la comprobación.

El incremento de compresión máximo, entre dos vanos consecutivos de la cabeza superior, es de 197 toneladas para todo el ancho del puente. Este esfuerzo se concentra en los tres nudos de una sección transversal, a razón de 65 toneladas en cada uno.

En cada larguero hay una armadura rígida de dos \square 12 ó sea 34 cm². que acepta bien una carga de 41 toneladas. Las 24 toneladas restantes se reparten entre dos núcleos zunchados de 20 cms. de diámetro total, o sea de 628 cm². entre ambos, en los cuales la carga unitaria de compresión por esta causa, no pasa de

$$\frac{24000}{628} = 38 \text{ kg/cm}^2.$$

carga que no justifica la adopción de tales precauciones; pero no obstante como se trata de una evidente concentración de esfuerzos, creemos conveniente reforzar esta zona en la forma indicada.