

EDUARDO TORROJA  
OFICINA TECNICA DE INGENIERIA  
MADRID

*Cálculo del Viaducto*

Fecha *30-11-32*  
Núm. *194556*

Clavo de las horas  
Col. ~~Fojado~~ de andén:

Se forma este fojado con horas metidas hechas en taller, y que se montaron por medio de una pegajosa pluma rejuntable después.

Se calculan por tanto como espaldas con una luz de 1,20 m; su ancho puede ser de 60 cm pero se calcula por metro lineal.

La carga que reportan es:

Lohcarga	= 450	= 450 kg/m <sup>2</sup>
Lreta de 3cm	= 0,03 × 1800	= 44 "
Hornjeon	= 0,07 × 2400	= 168 "
		662 kg/m <sup>2</sup>

El momento flector maximo es:

$$\frac{662 \times 1,25^2}{8} = 130 \text{ mKg}$$

Con este canto ~~1,55~~ y una armadura de tenision de 8 φ 7 quedan trabajando el hornjeon y el acero a 45 y 11 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente. La armadura de reparticion se dispone de 8 φ 5

Club de los  
Mensula de anclaje.

Las mensulas se ejecutaron tambien en taller para colocarse con pluma mas facilmente, dado el reducido de su peso que no llega a 540 kg por pieza.

El apoyo y enganche se hace con la forma indicada en los planos, introduciendo <sup>como pasador el estribo</sup> ~~un pasador~~ entre <sup>de la viga principal en</sup> los agujeros de la mensula y del puente y homojenando con mortero los huecos.

Los cargas que reporta la mensula son:

Carga y m sobre carga:  $662 \times 1,25 = 827,5$  kg

Peso de la viga:  $2400 \times 0,15 \times 0,50 \times 2,50 = 450$  kg

1070  
100 kg

Baranquilla:

Momento flector maximo:  $\frac{1070 \times 3,50}{2} + 100 \times 3,50 = 4,800$  mkg

Esfuerzo cortante:  $1,070 \times 3,50 + 100 = 3,115$  kg

Con la seccion de arriague de 15 x 25 cm y una armadura de tension de 10 cm <sup>= 2625</sup> tiene para posicion de la fibra neutra:

$\frac{25}{2} g^2 - 15 \times 10 (63 - g) = 0$  "  $g = 27$  cm

Momento de inercia:

$\frac{15}{3} \times 27^3 + 15 \times 10 \times 35^2 = 28500$  cm<sup>4</sup>

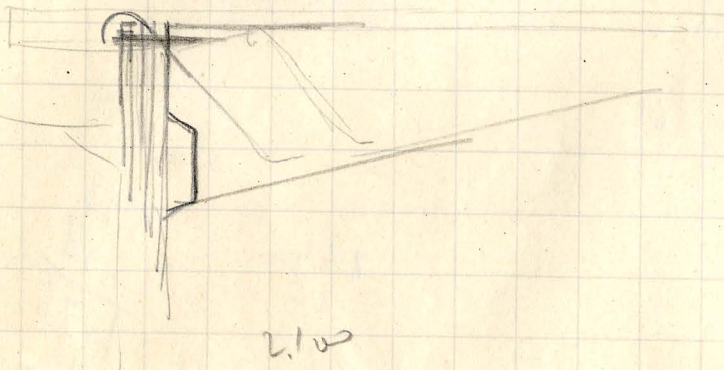
Cargas de trabajo

$$H = \frac{4.800 \text{ kg} \times 27}{285.000} = 45 \text{ kg/cm} \quad A = 15 \frac{4.800 \text{ kg} \times 35}{285.000} = 9 \text{ kg/cm}$$

La tension total es por tubo =  $1,420 \times 9 = 10.000 \text{ kg}$   
que se resistan perfectamente tanto por los pernos como  
por el pasador de 30 mm.

Previamente de la baya levantada, el  
diámetro cortante se resiste por los dos entubos,  
de 7 mm a 15 cm de separacion a razon de

$$\frac{2.100}{7,5 \times \frac{60}{15}} = 1.000 \text{ kg/cm}^2$$



Calculo del Forjado de calzada

El piso se desarrolla en forma de forjados cruzados de 7,5 x 7,5 m perfectamente empotrados en sus extremos gracias a la duplicidad de los elementos de apoyo, tanto viguetas como vigas principales.

La carga fija de estos forjados de 30 cm de espesor es:

$$\begin{aligned} \text{Lenta} &: 0,05 \times 1800 = 90 \text{ Kg/m} \\ \text{Hormigon} &: 0,30 \times 2400 = \underline{720} \\ & 810 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

La flexion maxima debida a esta carga con arreglo a los estudios de Pigeaud y teniendo en cuenta el perfecto empotramiento del  $L$  es constante es:

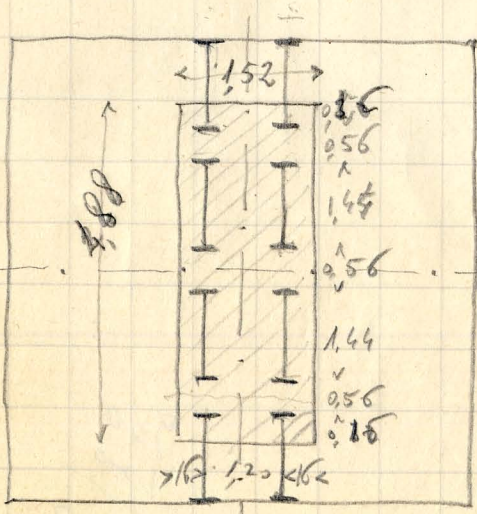
$$0,034 \times 810 \times 7,5^2 = 1,360 \text{ mfg/ml}$$

El esfuerzo constante maximo puede tomar igual a:

$$810 \times \frac{7,50}{4} \times 1,5 = 2,3 \text{ Kg/cm}^2$$

La hipotesis de sobrecarga más desfavorable consiste evidentemente en el paso combinado de todos los bogies que caben a la vez del puente sobre el forjado.

Con la disposición del croquis adjunto se ve que los ruedas este riel de los bogies extremos se apoyan del forjado en cuestión. Quedan por tanto doce ruedas que reparten la carga a través de los



16  
56  
144  
28  
1244  
588  
556  
588



extiende en un rectángulo centrado de  $152 \times 4,88$  m  
 Los corrientes de estas dimensiones a los totales del  
 fogaje son  $0,20$  y  $0,82$  Las flecciones según los  
 abajos de Pigeaud valen por consiguiente

*0,117*  
*0,083*

$$0,083 \times 49,200 = 4,100 \text{ mkg/pul}$$

$$0,117 \times 49,200 = 5,750 \text{ " "}$$

Los flecciones máximas debidas al peso muerto, sobrecarga  
 ion =

$$4,100 + 1360 = 5,460 \text{ mkg/pul}$$

$$5,750 + 1360 = 7,110 \text{ " "}$$

No ha lugar a considerar sobrecarga uniforme por  
 que dada la posición de los fogajes, los coches cubren  
 todo el área del fogaje.

El máximo esfuerzo cortante debido a la sobrecarga  
 se produce evidentemente alrededor de cada rueda  
 y vale:

*9,6*  
*250*  
*300*  
*272*  
*48*

$$\frac{6,150}{4 \times 30 \times 12} = 1,6 \text{ kg/cm}^2$$

y no tiene por tanto importancia.

La comprobación de la flexión más cargada o  
 flexión se desarrolla en la siguiente forma:

*166*  
*48*  
*211,8*  
*58,000*  
*34*

Profundidad de la fibra neutra con 25 cm de canto útil

$$\frac{100}{2} g^2 - 15 \times 30 \times (27 - g) = 0 \quad \text{" } g = 12,5 \text{ cm}$$

Momento de inercia:

$$I = \frac{100}{3} \times 12^3 + 15 \times 30 \times 15^2 = 152,000 \text{ cm}^4$$

Cargas de trabajo:

$$H = \frac{7,110 \times 12}{152,000} = 5,6$$

$$A = 15 \frac{7,110 \times 15}{152,000} = 105 \text{ kg/mm}^2$$

*(Comienza a pinchar un poco el hierro)*

Más adelante se estudiarán los esfuerzos combinados de estas flecciones  
 Calculado por: ..... Comprobado por: ..... en de ..... de 193  
 con la colaboración general debida a la flexión general del puente.

En el otro sentido y con la misma suadura se tienen los siguientes resultados.

Profundidad de la fibra neutra

$$\frac{W_{xx}}{z} p^2 = 15 \times 30 (27 - p) \quad \text{'' } p = 12 \text{ cm}$$

Momento de inercia

$$\frac{W_{xx}}{3} \overline{r^3} + 15 \times 30 \times \overline{r^2} = 160000 \text{ cm}^4$$

Cargas de trabajo

$$H = \frac{546000 \times 12}{160000} = 41 \text{ Kg/cm} \quad \text{'' } A = 15 \frac{546000 \times 15}{160000} = 7,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Mas adelante se estudian los esfuerzos como derivados de estas flexiones con la compresion debida a la flexion general del puente.



Fojado de cabeza en el Viaducto de 24m

En este caso el fojado resultaria con mayor tension en cabeza que en los apoyos y con mayor carga en ventos longitudinal que es la que la de combadura despues con la compresion general del piso por tanto es preferible hacer un piso de fojado transversal y ligeros sobre viguetas.

El fojado con 2,90 de luz entre ejes, 2,20 de luz libre o sea 2,55 de luz de calculo y con la carga aislada de 15 tn en el centro que es la por hipotesis, repartida en 30x30 cm de mallas flexiones de

$$12000 \times 0,25 = 3.200 \text{ mkg/pel}$$

$$12000 \times 0,18 = 2.250 \text{ id}$$

Las flexiones debidas al peso muerto son:

$$(2400 \times 0,20 \times 2,20) \times 2,55/12 = 330 \text{ mkg/pel}$$

~~$$(2400 \times 0,30 \times 2,20) \times 2,55/10 = 400 \text{ mkg/pel}$$~~

y las flexiones totales = 3.270 y 2.860 mkg

Con el fojado de 30 cm y una anchura de 15 cm

Profundidad de la fibra neutra

$$\frac{1}{2} g^2 = 15 \times 15 (27 - g) \quad g = 9 \text{ cm}$$

Momento de inercia

$$\frac{1}{3} 15 \cdot 9^3 + 15 \times 15 \cdot 18^2 = 97000 \text{ cm}^4$$

Cargas de trabajo

$$M = \frac{327000 \times 9}{97000} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 15 \frac{327000 \times 18}{97000} = 9,2 \text{ kg/cm}^2$$

En sentido longitudinal las cargas son analogas a una armadura de  $7\phi 15 = 12 \text{ cm}^2$

Largueros en el Viaducto de 24m

El larguero tiene 2,50 de luz y soporta una carga de:

$$2400 \times 0,30 \times 2,20 = 1580 \text{ Kg}$$

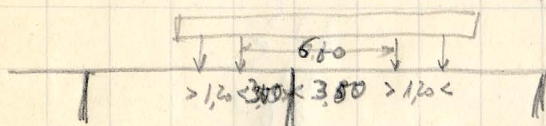
$$2400 \times 0,70 \times 0,20 = 360$$

$$1940 \text{ Kg/m}$$

Las flexiones en el arranque y en el centro son:

$$19400 \times 7,50^2 / 12 = 9000 \text{ mkg}$$

$$1940 \times 7,50^2 / 28 = 6000 \text{ mkg}$$



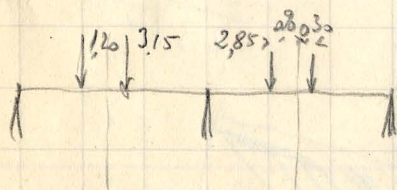
Como en este viaducto de 24m de ancho disponemos colgados de 2,50m de anchura, podemos tomar para cada larguero el doble de la carga de una via teniendo en cuenta el efecto de impacto.

La posicion mas desfavorable para el arranque se produce es la que se indica en el croquis proximo momento. La flexion en este caso es

$$12,200 \times (0,08 + 0,07 + 0,07 + 0,08) \times 7,50 = 27600 \text{ mkg}$$

y en el centro con la posicion del segundo croquis

$$12200 (0,035 + 0,038 + 0,120 + 0,150) \times 7,50 = 18500 \text{ mkg}$$



Las flexiones totales son por tanto

$$36,600 \text{ y } 24,600 \text{ mkg}$$

En la sección de anaque se tiene  
 Profundidad de la fibra neutra

$$\frac{70}{2} p^2 + 10 \times 39 (p-3) = 15 \times 58 \times (65-p) \quad p = 26 \text{ cm}$$

Momento de inercia

$$\frac{70}{3} 26^3 + 10 \times 39 \times 23^2 + 15 \times 58 \times 40^2 = 2,215,000 \text{ cm}^4$$

Cargas de trabajo

$$H = \frac{266,000 \times 26}{2,215,000} = 3.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad A = 15 \frac{266,000 \times 40}{2,215,000} = 7.2 \text{ Kg/cm}^2$$

En la sección central

Profundidad de la fibra neutra

$$\frac{290}{2} p^2 = 15 \times 58 (47 \times p) \quad p = 14$$

Momento de inercia

$$I = \frac{290}{3} 14^3 + 15 \times 58 \times 33^2 = 1,210,000 \text{ cm}^4$$

Cargas de trabajo

$$H = \frac{244,000 \times 14}{1,210,000} = 2.8 \text{ Kg/cm}^2 \quad A = 15 \frac{244,000 \times 33}{1,210,000} = 10 \text{ Kg/cm}^2$$

Cargas menores que las obtenidas en el colgado del viaducto de 20 metros.

El esfuerzo cortante máximo en el nervio es el debido al peso propio mas el debido producido al peso de los topes junto al anaque, o sea =

Peso muerto:  $\frac{1940 \times 7.50}{2} = 7,275 \text{ Kg}$

Carga:  $1300 \times 2.5 = 3,250$

$\frac{7,275 + 3,250}{20} = 31.8 \text{ Kg}$

La carga en el hormigon sin armadura es:

$$\frac{31.8 \times 50}{70 \times 50} = 9 \text{ Kg/cm}^2$$

En la resistencia de las armaduras se toman 7 a la  $\text{Kg/cm}^2$  con 12 barras de 12 mm + 20 cm y una barra levantada a la cinta de refuerzo

$$10 \times 6 \times 1.5 \frac{42}{20} + 10 \times 9.5 \frac{42}{40} = 32,000 \text{ Kg}$$

## Club de las Viguetas

Con objeto de dar la maxima rigidez al conjunto de la estructura se proyecta la vigueta en forma de ~~V~~ traverosa sobre los nervios exteriores por dentro de las vigas cojon. De este modo se logra un empotramiento perfecto en el apoyado y un fuerte anclamiento de los nervios que deja todo peligro de pandeo.

La vigueta queda con 7,50 m de luz y bien empotrada en sus extremos, pero de todos modos colubraremos con un coeficiente de flexion de  $\frac{1}{10}$ .

Las cargas de la vigueta son

Sobrecarga de los bogies pasando sobre la vigueta y colubranda el impacto en igual forma que para el

Soportes	4.9200 kg
Peso muerto del apoyado $\frac{2}{4} 810 \times 7,50^2 =$	22.800
Peso muerto de la viga $= 2.400 \times 7,50 \times 0,30 \times 2,10 =$	10.800
	<u>82.800 kg</u>

Maxima flexion en el centro y en el arranque

$$\frac{82.800 \times 7,5}{10} = 62.000 \text{ mkg}$$

Maximo esfuerzo cortante: 41.400 kg

La comprobacion de la reunion se desarrolla en la siguiente forma:

Profundidad de la fibra neutra en la union de arranque

$$\frac{20}{2} p^2 + 15 \times 50 (p-10) = 15 \times 50 (170 - p) \quad \therefore \quad p = 57 \text{ cm}$$

Momento de inercia

$$\frac{30 \cdot 57^3}{3} + 15 \cdot 50 \cdot 50^2 + 15 \cdot 50 \cdot 113^2 = 13000000$$

Cargas del hormigon y el acero

$$H = \frac{8280000 \cdot 57}{13000000} = 37 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 15 \frac{82800 \cdot 113}{13000000} = 10,8 \text{ kg/cm}^2$$

La seccion central carga a esfuerzo cortante del  
hormigon sin contar la armadura

$$\frac{41400}{30 \cdot 180} = 7,7 \text{ kg/cm}^2$$

El brazo mecanico de la seccion es

$$\frac{8280000}{10,8 \cdot 50} = 153 \text{ cm}$$

y la carga por esfuerzo cortante del estribo, la  
barra levantada de  $\square 50$  a  $\square$  cm de separacion =

$$\sqrt{\frac{41400}{25 \cdot \frac{153}{125} + \sqrt{2} \cdot 25 \cdot \frac{153}{125}}} = 5,50 \text{ kg/cm}^2$$

La seccion central esta evidentemente en  
mejores condiciones y no necesita por tanto con  
probacion

Vigneta en el Tránsito de 24 m

La vigneta tiene en este caso una ley de 11 m y reparte la carga debida a los pesos muertos de travesaños y largueros, y la sobrecarga de tránsito.

Peso propio =  $2400 \times 0,20 \times 2,20 = 1056 \text{ Kg/m}$

Largueros =  $2 \times 7200 = 14400 \text{ Kg}$

Sobrecarga en los seis vías duplicando dos por impactos  
 Impactos =  $8 \times 12300 = 98400 \text{ Kg}$

Flexión debida a:

peso propio =  $1056 \times 10,90/10 = 115,04$

Largueros central =  $14400 \times 10,90/5 = 312,96$

Largueros laterales =  $14400 \times 2,90 = 41760$

Sobrecarga =  $98400 \times 10,90/10 = 107256$

197308 mkg

Momios apoyo constante:

peso propio =  $1056 \times 10,90/2 = 577,52$

Largueros =  $14400 \times 1,5 = 21600$

Sobrecarga =  $98400/2 = 49200$

78600 Kg

Comprobación de la reacción de arranque

$\frac{40}{2} p^2 + 15 \times 50 \times (p-10) = 15 \times 150 \times (170-p)$ ,  $p = 73 \text{ cm}$

Momento de inercia

$15 \times \frac{40^3}{12} + 15 \times 50 \times 63^2 + 15 \times 150 \times 97^2 = 29.200.000 \text{ cm}^4$

Cargas de trabajo

$H = \frac{197308000 \times 73}{29200000} = 50 \text{ Kg/cm}$       $A = 15 \frac{197308 \times 97}{2920000} = 10 \text{ Kg/cm}$

Las cargas a apoyo eran suficientemente bajas para no necesitar nueva comprobación.

Calculo de vigas principales.

Peso y anchuras del revestimiento:

Losa de orden sobre baje cajon en 1,25 de ancho	= 0,18 x 2,40 x 1,25 x 100 =	540
Losa de orden sobre baje	= 0,02 x 1,80 x 1,25 x 100 =	180
Forjas de id. voladas	= 0,07 x 2,40 x 100 =	500
Mensulas id.	= 0,180 x 100 =	540
Borandilla id.	=	100
		<u>1860</u>

✓ <u>Peso total de orden por metro lineal</u>	= $\frac{1860}{1,25}$	= 1500	kg/m
<u>Losa de calzada</u>	0,05 x 1,80 x 5,00	1,25	550
<u>Bordillo</u>			80
		<u>2130</u>	kg/m

Nervios	= 2 x 0,40 x 3,82 x 1,00 x 2,40 =	7290
Cartelones inferiores	= 2 x 0,40 x 0,20 x 1,00 x 2,40 =	380
Forjado entre nervios inferior	= 0,10 x 1,60 x 1,00 x 2,40 =	380
Forjado entre nervios superior	= 2,20 x 0,35 x 1,00 x 2,40 =	1830
Cartelones superiores interiores	= 2 x 0,20 x 0,20 x 1,00 x 2,40 =	420
<del>Rechazo de orden</del>	= 0,18 x 0,75 x 2,40 =	<del>360</del>

✓ <u>Peso de la viga cajon por metro lineal</u>		<u>10.300</u>	kg/m
		33	

Vigueta central	= 1,80 x 0,30 x 3,75 x 2,40 =	4.850
<del>Cabeza de los nervios</del>	= 1,00 x 0,30 x 3,75 x 2,40 =	<del>2.920</del>
Vigueta lateral	= 1,75 x 0,30 x 2,20 x 2,40 =	2.850
<del>Cabeza</del>	= 1,00 x 0,30 x 2,20 x 2,40 =	<del>1.580</del>

<u>Peso de una vigueta</u>		<u>17.700</u>	kg/m
----------------------------	--	---------------	------

Forjado central	= 0,30 x 3,75 x 2,40 =	2.700
Cartelón	= 0,20 x 0,20 x 2,40 =	220
<del>Losa de calzada</del>	= 0,05 x 1,80 x 6,00 =	<del>2.920</del>
<del>Bordillo</del>		<del>80</del>

<u>Peso del forjado de calzada por metro lineal</u>		<u>250</u>	kg/m
---	--	------------	------

540  
1300  
1870

Capítulo: \_\_\_\_\_

	<i>en los mangues</i>	
✓	Aumento de costo de los nervios = $2 \times 0,70 \times 12,00 \times 0,40 \times 2400$	16.800
	Fojado central de mangue = $0,35 \times 12,00 \times 3,75 \times 2400$	37.500
✓	id lateral = $0,25 \times 12,00 \times 2,20 \times 2400$	33.200
	Fojos de refuerzo = $0,70 \times 0,30 \times 12,00 \times 2400$	4.200
	<u>Peso del fojado inferior de mangue =</u>	<u>175.900 Kg</u>
	Refuerzo del fojado inferior = $0,25 \times 2,60 \times 5,00 \times 2400$	4.800
	Fojado central inclinado = $0,20 \times 6,20 \times 3,75 \times 2400$	11.400
	id lateral " = $0,20 \times 6,20 \times 2,20 \times 2400$	6.500
	Doble vigneta central = $2 \times 0,20 \times 2,00 \times 3,75 \times 2400$	17.200
	idem lateral = $2 \times 0,20 \times 1,90 \times 2,20 \times 2400$	4.000
✓	<u>Peso del fojado de enlace =</u>	<u>33.600 Kg</u>

✓	<del>...</del>	<del>4.500</del>
	<del>...</del>	<del>6.300 Kg/mul</del>
	<del>...</del>	<del>1.800</del>
✓	<del>Sobrecarga uniforme equivalente para espigas verticales =</del>	<del>4.800</del>
	<del>...</del>	<del>6.500 Kg/mul</del>

Resumen de cargas

✓	<del>Peso de una viga cojon</del>	<del>10.300 Kg/mul</del>
✓	<del>Peso de una vigneta</del>	<del>17.700 Kg</del>
✓	<del>Peso del fojado inclinado</del>	<del>17.600 Kg</del>
✓	<del>Peso del fojado de compresion</del>	<del>118.600 Kg</del>
	<del>Peso del fojado de calzada</del>	<del>2.920 Kg/mul</del>
	<del>Peso del pavimento total y estructura de orden</del>	<del>2.200 Kg/mul</del>
	<del>Sobrecarga para flexion luz central</del>	<del>6.300 Kg/mul</del>



4900  
35000  
177  
140  
33

Sobrecargas del rempuente

(segun la Instruccion)

Sobrecarga equivalente por calzada en la luz central: 1500 Kg/m

Como dijimos los efectos de impactos no son simultaneos en todas las calzadas y se aplica solamente a dos de ellas

o sea una en el rempuente que estudiamos; la otra en la adyacente.

El coeficiente de impactos segun la misma Instruccion para luz de 7,00 m es:

$$\frac{1}{100} (140 - 0,56 \sqrt{500 \times 7,00 + 7,00^2}) = 0,33$$

La maxima sobrecarga en las tres calzadas del rempuente y en su orden correspondiente es:

$$3,33 \times 1500 + 450 \times 4,00 = \underline{6800 \text{ Kg/m}}^2$$

900  
15000

En las luces laterales la carga equivalente segun la Instruccion es de 1700 Kg/m

El coeficiente de impactos:

$$\frac{1}{100} (140 - 0,56 \sqrt{500 \times 30,00 + 30,00^2}) = 0,62$$

y la sobrecarga total equivalente:

$$0,62 \times 1700 + 450 \times 4,00 = \underline{8000 \text{ Kg/m}}^2$$

6200  
1800

### Hipotesis de calculo

Hipotesis correspondientes a los pesos muertos:

- 1º) Sistema estatico formado por la luz central apoyada en las pila nueva y antigua volando 15m sobre esta, y la luz lateral volando 25m, *todo a rececion incompleta*
- 2º) Sistema estatico formado por la luz lateral volada en 25m y la central apoyada sobre el costillote auxiliar y volando sobre el 10,00 m hasta llegar al centro, todo con rececion incompleta
- 3º) Sistema estatico formado por la rececion incompleta en todo el puente apoyando solo sobre las pila definitivas y reportando el foyido de colgada rececion hominizada en los 23,00 m centrales
- 4º) Sistema hiperestatico apoyado sobre los cuatro apoyos definitivos con rececion completa en el centro e incompleta en el resto, reportando el foyido de colgada en todo el puente menos en los 23m centrales y el orden en todo el puente. Esto esfuerzos se han de sumar con los de la hipotesis 3º.

Hipotesis correspondientes a las sobrecargas

- 5º) Sobrecarga en la luz central solamente
- 6º) Sobrecarga en la luz central y una cualquiera de las laterales
- 7º) Sobrecarga en las dos luces laterales
- 8º) Sobrecarga en una luz lateral solamente

La sobrecarga a puente completo da reacciones menores y no se estudia. Las maximas reacciones debidas en cada rececion a las diferentes hipotesis de sobrecarga se han de sumar a las maximas de las hipotesis 1º y 2º.

2550  
2550  
5140

25  
72  
45

Proyecto de: Viad 2o N.º 18

Capítulo: .....

EDUARDO TORROJA  
OFICINA TECNICA DE INGENIERIA  
SECCION DE PROYECTOS

1ª Hipótesis: Sistema estático formado por la luz central apoyada en los pilas nueva, antigua volando 16m sobre esta, y la luz lateral volando 25m toda a sección incompleta.

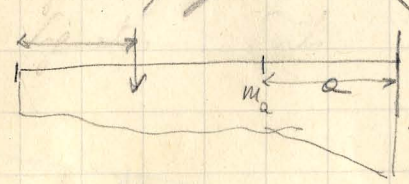
Flexiones en la sección de apoyo sobre la pila antigua debidas a los pesos siguientes

Viga copin:	$10,200 \times \frac{15,00^2}{2} =$	1.160.000
Viguetas:	$7,700 \times 13,75 =$	106.000
Fojado de enlace:	$33,800 \times 4,20 =$	141.000
Fojado de arranque:	$75,900 \times 2,00 =$	151.800
		<u>1.507.000 mkg</u>

Flexión en el arranque de la luz lateral

Viga copin:	$10,200 \times \frac{18,00^2}{2} =$	1.310.000
Fojado de enlace:	$33,800 \times 14,75 =$	495.000
Fojado de arranque:	$75,900 \times 4,00 =$	303.000
Viguetas:	$7700 \times 7,50 =$	57.000
		<u>2.155.000 mkg</u>

En la luz lateral la flexión será la debida a una carga aislada menos el efecto del momento de empotramiento producido por la luz central. Estudiamos la sección a 12m. La flexión debida a una carga concentrada a la distancia a del otro apoyo viene dada por la formula:



$$M_a = P \frac{a}{l} = P \times \frac{12,00}{25,00} = 0,48 P \text{ si esta}$$

a la izquierda de la sección; y por lo:

$$M_a = 0,48 P - P(a-l+p) = (1,300 - 0,52 p) P \text{ si esta}$$

a la derecha.

El momento debido a una carga uniforme en toda la luz

$$M_a = \frac{p}{2} a - \frac{p a^2}{2} = \frac{a}{2} p (l-a) = 78 p$$

2ª Hipótesis Sistema atético formado por la luz lateral volando 24 m sobre la pila definitiva, la luz central suspendida hasta el centro, apoyando en la misma, en el castillete auxiliar a 10,00 m del eje.

Flexión en la sección de arranque de la luz central  
 Igual que en la hipótesis anterior 4.500.000 mkg

10,00  
 2,25  
 6,25

Flexión en la sección sobre el castillete

Viga cajón: $10,300 \times 10,00^2 / 2$	=	506.500 mkg
Viguetas: $7,700 \times 6,25$		48.500
		550.000 mkg

Flexión en la sección de arranque de la luz lateral.

3,125

Viga cajón = $10,300 \times 24,00^2 / 2$	=	2.950.000
Viguetas = $7,700 \times (7,50 + 23,75)$		240.000
Fojos de embudo = $33600 \times 14,75$		495.000
Fojos de arranque = $75900 \times 4,00$		303.000
		3.988.000 mkg

Los esfuerzos cortantes y las flexiones en otras secciones son evidentemente menores que en otras hipótesis siguientes y no interesa determinarlos en esta hipótesis.

3º Hipótesis Sistema estático formado por la recepción  
 in completa en todo el puente apoyado sobre las pilas  
 definitivas y reportando el fijo de colgado en las  
 recei~~on~~ ~~en~~ ~~los~~ ~~23~~ m centrales y en los 6,40 m extremos  
 con 20.000 kg de sobrecarga en estos últimos

Flexión en el arranque de la luz lateral

Viga cajón = 10.200 × 20,00 1/2	=	4620.000
Viguetas = 7700 (750 + 23,75 + 29,85)	=	468.000
Fojido de embudo = 33600 × 14,75	=	490.000
Fojido de anaque = 75900 × 4,00	=	303.000
Fojido de colgado = 2920 × 6,40 × 26,80	=	500.000
Sobrecarga 20000 × 27,00	=	540.000
		<u>6921.000</u>

Flexión en la recepción extrema de costado de la luz lateral

Viga cajón = 10.200 × 18,00 1/2	=	1.660.000
Viguetas = 7700 × (11,75 + 17,85)	=	227.000
Fojido de embudo = 33600 × 2,75	=	92.000
Fojido de colgado = 2920 × 6,40 × 14,80	=	276.000
Sobrecarga = 20000 × 15,00	=	300.000
		<u>2.555.000</u>

Flexión en la recepción interna de costado de la luz central

2ª Hipotesis. La traza está formada por la sección incompleta en todo el puente apoyando solo sobre los pilos definitivos y reportando el forjado de colgada recién homogeneizado en los 20 m centrales y en los 6,40 de los extremos de luces laterales etcétera etcétera

Flexión en el arranque de la luz lateral:

61,10

Viga cajón:  $10,300 \times 30,00 / 2 = 4,620,000$   
 Viguetas:  $= 7,700 (7,50 + 23,75 + 29,85) = 468,000$   
 Forjados de enlace:  $28,800 \times 14,75 = 425,000$   
 Forjado de arranque:  $75,900 \times 4,00 = 303,000$   
 Forjado de colgada:  $2920 \times 640 \times 26,80 = 500,000$   
6316,000 mfg

Flexión en la sección extrema de catábano de la luz lateral

29,60

Viga cajón:  $10,300 \times 18,00 / 2 = 1,660,000$   
 Viguetas:  $7,700 (11,75 + 17,85) = 227,000$   
 Forjados de enlace:  $28,800 \times 2,75 = 79,000$   
 Forjado de colgada:  $2920 \times 640 \times 14,80 = 276,000$   
2,242,000 mfg

Flexión en la sección extrema de catábano de la luz central

dejar  
 libro  
 para  
 un  
 croquis

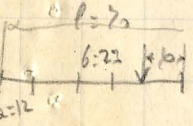
$M_a = P \frac{p}{l} a = \frac{12,00}{70,00} P_p = 0,171 P_p$  para fuerzas a la derecha como viga apoyada

$M'_a = 0,171 P_b - P(a-l+b) = (58,0 - 0,829 p) P$  para fuerzas a la izquierda

$M''_a = \frac{p \cdot l}{2} a - \frac{p a^2}{2} = \frac{12,00}{2} (70,00 - 12,00) p = 348 p$  para fuerzas uniformemente repartidas en toda la luz

$M'''_a = \frac{p \cdot b}{2} a = \frac{23,00}{2} \times 12,00 p = 138 p$  para una fuerza uniformemente repartida en una decapital  $b = 23m$  centrada en la luz

Aplicando valores teóricos los siguientes valores de flexión:



147,50

Viga cajón:  $348 \times 10,300 = 3,580,000$   
 Viguetas a la derecha:  $0,171 \times 7700 (7,50 + 23,75 + 31,25 + 38,75 + 46,25) = 196,000$   
 id. izquierda:  $7700 (58,00 - 0,829 \times 62,50) = 43,000$   
 Forjados de enlace derechos:  $0,171 \times 33600 \times 14,75 = 85,000$   
3,902,000

3,902,000

Fojados de entablazamiento =  $336 \text{ as } (58,00 - 0,829 \times 55,70) = 400,000$

Fojados de compresión derechos =  $0,171 \times 759,000 \times 4,00 = 52,000$

id izquierdo =  $75,900 (58,00 - 0,829 \times 66,00) = 228,000$

Fojados de calzada =  $138 \times 3550 \times 2920 = 300,000$

4,982,000 mkg

A deducir por flexión de empotramiento

6,925,000

1,939,000 mkg

Flexión en la sección central

Viga cajón =  $10,200 \times 70,00^2 / 8 = 6,350,000$

Viguetas =  $7700 \times (7,50 + 23,75 + 31,25) = 480,000$

Fojados inclinados =  $336,000 \times 14,75 = 492,000$

Fojados de compresión =  $759,000 \times 4,00 = 305,000$

Fojados de calzada =  $2920 \times 11,50 \times 4529 \times 29,25 = 980,000$

8,605,000

A descontar por flexión de empotramiento

1700,000

6,925,000

1,684,000 mkg

$\frac{23,50}{5,75} = 29,25$

Flexión en la sección a 23,50 m del arranque de la luz central

$M_a = P \frac{b}{l} a = 0,336 P b$

$M_a' = 0,336 P b - P(a - l + b) = (46,50 - 0,664 b) P$

$M_a'' = \frac{pl}{2} a - \frac{pa^2}{2} = \frac{23,50}{2} (70,00 - 23,50) p = 547 p$

$M_a''' = \frac{p}{2} b a = \frac{23,00}{2} \times 23,50 p = 270 p$

Viga cajón =  $10,300 \times 547 = 5,600,000$

Viguetas a la derecha =  $7700 \times 0,336 (7,50 + 23,75 + 31,25 + 38,75 + 46,25) = 380,000$

Viguetas a la izquierda =  $7700 \times (46,50 - 0,664 \times 62,50) = 38,000$

Fojados de entablazamiento derechos =  $336 \text{ as } \times 0,336 \times 14,75 = 165,000$

idem izquierdo =  $336,000 \times (46,50 - 0,664 \times 55,70) = 320,000$

Fojados de arranque derechos =  $759,000 \times 0,336 \times 4,00 = 102,000$

idem izquierdo =  $759,000 \times (46,50 - 0,664 \times 66,00) = 190,000$

Fojados de calzada =  $2920 \times 270 = 790,000$

7,585,000

A descontar por empotramiento

6,925,000

664,000 mkg

4ª Hipotesis. Sistema estatico formado por la viga completa apoyada sobre pilas solamente

Flexion en la seccion de arranque de la luz lateral

Flexion de la hipotesis anterior	6.881.000
Fogado de colada $2920 \times 23,60^2/2$	820.000
Orden y pavimento $2130 \times 30,50^2/2$	955.000
	<u>8.696.000</u>
Elementos de sobrecarga auxiliar	540.000
	<u>8.156.000</u>

Flexion en el extremo de catenon de la luz lateral

Flexion de la hipotesis anterior	2.555.000
Fogado de colada $2920 \times 11,60^2/2$	196.000
Orden y pavimento: $2130 \times 18,50^2/2$	245.000
	<u>3.096.000</u>
Elementos de sobrecarga auxiliar	300.000
	<u>2.796.000</u>

Flexion en el extremo de catenon de la luz central

Flexion de la hipotesis anterior	4.982.000
Pavimento y orden $2130 \times 348 =$	735.000
Fogado de colada $2920 \times (348 - 138)$	1.610.000
	<u>6.327.000</u>
A deducir por empalmientos	8.156.000
	<u>1.829.000</u>

210  
 610  
 138  
 472



Flexion en la seccion central

Flexion de la hipotesis anterior	=	8,605,000
Fojado de calzada: $2920 \times \overline{27,50}^2/2$	=	805,000
Orden y pavimentos: $2120 \times \overline{70,00}^2/8$	=	1,300,000
		<u>10,710,000</u>
A deducir por empotramientos		8,156,000
		<u>2,554,000</u>

Flexion en la seccion a 23,50 m del arranque de la seccion central

Flexion de la hipotesis anterior	=	7,585,000
Fojado de calzada: $2920 \times \overline{23,50}^2/2$	=	805,000
Orden y pavimentos: $2120 \times 547$	=	1,160,000
		<u>9,550,000</u>
A deducir por empotramientos		8,156,000
		<u>1,394,000</u>

Maximo espesor existente en el arranque de la luz lateral

Espesor existente de la hipotesis anterior	=	470,200
Desmunte por rocheyga auxiliar	=	10,000
		<u>460,000</u>

Fojado de calzada $2920 \times 23,60$	=	68,500
Pavimentos y orden $2120 \times 30,10$	=	63,900
		<u>592,400 Rf</u>

Maximo espesor existente en el estremo de catchon de la luz lateral

Espesor existente anterior sin rocheyga	=	254,600
Fojado de calzada $2920 \times 14,60$	=	93,800
Orden y Pavimentos: $2120 \times 18,10$	=	38,200
		<u>386,600</u>

Máximo espesor constante en el arranque de la luz central

Hipotenús exterior	526,100
Fojados de colada = $2920 \times 22,50$	68,500
Pavimento, orden = $2120 \times 35,00$	74,500
	<u>669,100</u>

Máximo espesor constante en el extremo de catenar de la luz central

Hipotenús exterior	319,500
Fojados de colada = $2920 \times 21,50$	63,600
Pavimento y orden = $2120 \times 23,00$	49,000
	<u>402,100</u>

Máximo espesor constante a 22,50m del arranque en la luz central

Hipotenús exterior	159200
Pavimento, orden = $2120 \times 11,50$	24500
	<u>183700</u>

5ª Hipótesis Soberano en la ley central sola  
mente. #

No habiendo reacción de estirido por eso mismo  
la flexión es como viga apoyada, y su reacción  
en el centro es:

$$6800 \times 70,0^2 / 8 = 4.150,000 \text{ mkg}$$

El momento en el apoyo es:

$$6800 \times 70,0 / 2 = 238,000 \text{ kg}$$

6ª Hipotesis, Soberano en dos luces contiguas.

No habiendo reacciones de entido por perpendicular el sistema es equivalente a uno de dos luces y el teorema de los tres momentos dice:

54,000,000  
580

$$2M(30+70) = -\frac{1}{4} 8000 \times 30^3 - \frac{1}{4} 6800 \times 70^3$$

$$M = \frac{634,000,000}{200} = 3,170,000 \text{ mkg}$$

El maximo esfuerzo cortante en el arranque de la luz lateral sobre pila es:

120,000  
105,000

$$8000 \times 30,00/2 + \frac{3,170,000}{30} = 225,700$$

y sobre el entido:

$$8000 \times 30,00/2 - \frac{3,170,000}{30} = 14,300$$

El maximo esfuerzo cortante de la luz central sobre la pila mas cargada es

207,000  
45,300

$$6800 \times 70,00/2 + \frac{3,170,000}{70} = 282,300 \text{ kg}$$

y sobre la otra pila

$$6800 \times 70,00/2 - \frac{3,170,000}{70} = 191,700 \text{ kg}$$

Flexion en el centro de la luz central

$$6800 \times 70,00^2/8 - 3,170,000/2 = 2,595,000$$

Flexion en el centro de la luz lateral

$$8000 \times 30,00^2/8 - 3,170,000/2 = -685,000$$

7ª Hipótesis Lohrera en los dos lúces laterales

El terreno de los tres momentos da:

$$2M(30+70) + 70M = \frac{1}{4} 8000 \times 30^3$$

$$M = \underline{\underline{200000 \text{ mkg}}}$$

900000 Flexión en el centro de la luz lateral

$$8000 \times \frac{30^2}{8} - \frac{200000}{2} = \underline{\underline{800000 \text{ mkg}}}$$

Esfuerzo cortante en el arranque de la luz lateral sobre pilas

1200000  
200

$$8000 \times 30,00/2 + 800000/30,00 = \underline{\underline{146.600 \text{ Kg}}}$$

Esfuerzo cortante sobre el entibo

$$8000 \times 30/2 = 800000/30 = \underline{\underline{93.400 \text{ Kg}}}$$

8º Hipótesis Carga en una luz lateral robuete  
 El sistema de los tres momentos de las siguientes ecuaciones

$$\left. \begin{aligned} 2 M_i (30+70) + M_d \times 70 &= \frac{1}{4} 8000 \times 30^3 \\ 70 M_i + 2 M_d (30+70) &= 0 \end{aligned} \right\}$$

de donde se deduce 84.500

$$M_i = \underline{243.000 \text{ mkg}} \quad " \quad M_d = \underline{-84.500 \text{ mkg}}$$

Flexión en el centro de la luz lateral cargada:

$$\frac{900.000}{154} \quad 8000 \times \frac{50,00^2}{8} - \frac{243.000}{2} = \underline{778.500 \text{ mkg}}$$

Esfuerzo cortante en el arranque de la luz lateral sobre pile:

$$\frac{120.000}{245.400} \quad 8000 \times \frac{30,00}{2} + \frac{243.000}{30,00} = \underline{128.000 \text{ Kg}}$$

Esfuerzo cortante sobre el entibo:

$$8000 \times \frac{30,00}{2} - \frac{243.000}{30,00} = \underline{112.000 \text{ Kg}}$$

Esfuerzo cortante en ~~el~~ el arranque de la luz central

$$\frac{41.700}{243.000 + 84.500} = \pm \underline{4.600 \text{ Kg}}$$

Los esfuerzos cortantes en la luz lateral opuesta no tienen importancia como se ve.

## Comprobación de secciones de la viga principal

Comprobaremos tres secciones: la de arranque, la central y la de extremo de costabon determinando en cada una de ellas el número de los armaduras necesarias para disponer proporcionalmente las necesidades en todos los puntos de la viga. En el plano se representen los diagramas de flexión y esfuerzo cortante trazados con los resultados anteriores y de los que resulten se obtienen los siguientes:

Sección de arranque:

Maxima flexion negativa (Hips 3+4+ ) = 10,431,000

Maximo esfuerzo cortante (Hips 3+4+ ) =

Sección extrema de costabon: 22.00

Maxima flexion negativa (Hips 3+4+ ) =

Maximo esfuerzo cortante (Hips 3+4+ ) =

Sección central:

Maxima flexion positiva a seccion incompleta (Hips 3+4) = 1,744,000

Maxima flexion positiva a seccion completa (Hips 3+4+ ) = 4,196,000

Maximo esfuerzo cortante (Hips 3+4+ ) =

Flexiones máximas en diferentes secciones  
Comprobación de la sección central incompleta

Sección central by lateral = (3+4+5)

Sección central carga eq. ~~Máxima flexión positiva~~  
 Máxima flexión positiva (3+4) =  $1,735,000 + 410,000 = 2,145,000 \text{ mkg}$

Profundidad de la fibra neutra

$$220 \times 75 (p - 17,5) + 2 \times 40 \times 9^2 + 2 \times 30 \times 60/2 (p - 45) + 10 \times 450 (p - 20) = 10 \times 1800 (365 - p)$$

$$7700p - 135000 + 40p^2 - 3720p - 152600 = 0 \quad p = \frac{180 \text{ cm}}{130}$$

Momento de inercia

$$220/3 \times (180^3 - 145^3) + 2 \times 40/3 \times 180^3 + 2 \times 30 \times 60/36 + 2 \times 30 \times 60/2 (180 - 45)^2 + 10 \times 450 \times 180^2 + 10 \times 1800 \times 185^2 = 1967,000,000 \text{ cm}^4$$

Cargas de trabajo del hormigón y el acero

$$M = \frac{16840000 \times 180}{17320000} = 27 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 10 \frac{16840000 \times 185}{17320000} = 275 \text{ kg/cm}^2$$

$$40p^2 + 7700p - 135000$$

$$1800 \quad 81000$$

$$4500 \quad 90000$$

$$18000 \quad 65500$$

$$32000 \quad 685600$$

$$p^2 + 1889p - 176000$$

$$p = \frac{470 + \sqrt{336000}}{2} = 58$$

$$2177 + \sqrt{75800}$$

$$\frac{599}{182} \quad 173000$$

$$185000$$

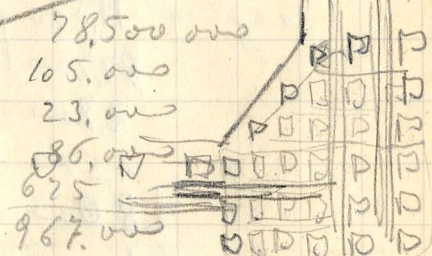
$$3920000$$

$$\frac{2850}{1000}$$

$$113$$

$$5850$$

$$\frac{225}{2800}$$



$$78500000$$

$$105000$$

$$23000$$

$$86000$$

$$675$$

$$967000$$

$$205000000$$

$$160$$

$$24$$

$$115$$

$$658$$

$$1132$$



Comprobación de la sección central completa

A los espesores anteriores, los hemos de sumar los mas desfavorables, producidos <sup>en la hipotesis de 475</sup> que dan ~~en la hipotesis y corresponden a una flexión de 3,9/1000 cm~~

Profundidad de la fibra neutra:

$$375 \times 20(p-15) + 220 \times 35(p-17,5) + 2 \times 60 \times 8 \frac{3}{4} + 3 \times 30 \times 60 \frac{1}{2}(p-45) + 10 \times 450(p-20) = 10 \times 1800(265-p)$$

$$p^2 + 1050p - 156400 = 0 \quad p = \underline{140 \text{ cm}}$$

Momentos de inercia

$$375/3(170^3 - 110^3) + 220/3(140^3 - 105^3) + 2 \times 60/3 \times 140^3 + 3 \times 30 \times 60/36 + 3 \times 30 \times 60/2(140-45)^2 + 10 \times 450 \times 170^2 + 10 \times 1800 \times 225^2 = I_x$$

$$= 1243,000,000 \text{ cm}^4$$

98. Cargas de trabajo del hormigón y el acero

36  
28  
74 cajón

$$\frac{5020000 \times 140}{13530000} = 52,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad A=10 \quad \frac{5020000 \times 225}{13530000} = 8,25 \text{ Kg/cm}^2$$

38  
26

En la cabeza de la viga cajón la carga total es:  
 $52 + 27 = 79 \text{ Kg/cm}^2$  y en la medida de tensión de:  $11 \text{ Kg/cm}^2$

En la parte central se tiene una carga de  $52 \text{ Kg/cm}^2$  en la parte alta del fajado, y en la cara inferior del mismo:

$$\frac{5020000 \times 110}{13530000} = 40 \text{ Kg/cm}^2$$

La carga media de compresión es  $46,5 \text{ Kg/cm}^2$  y además se tiene una flexión suplementaria que produce en los caras del fajado  $\pm 5,5 \text{ Kg/cm}^2$

La sección queda toda ella a compresión aun bajo la acción combinada de estos esfuerzos y los momentos de flexión de piso como vamos a ver.  
La flexión máxima del forjado como piso vivo que era <sup>anteriormente</sup> 5460 <sup>mtkg/m</sup>, siendo la sección <sup>(en esta parte del perfil del puente)</sup> toda y entera por estar toda a compresión el momento de inercia es:

2700000  
225000  
270000  
312

$$\frac{100 \times 30^3}{12} + 10 \times 50 \times 12^2 = 312000 \text{ cm}^4$$

y las máximas cogen bajo la flexión de piso

109  
215  
324

$$M = \pm \frac{546000 \times 15}{312000} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

27

225000

$$\frac{100 \times 30^3}{12} + 15 \times 50 \times 12^2 = 354000 \text{ cm}^4$$

225  
270000

y las máximas cogen bajo la flexión de piso

$$M = \pm \frac{546000 \times 15}{354000} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

La tensión queda por tanto anulada por la compresión mínima, y la compresión máxima vale:  $26 + 52 = 78 \text{ kg/cm}^2$

La compresión axial de este forjado se disipa uniéndose hacia los muros por la marcha de hormigones que como dijimos termina sobre estos. De este modo el forjado de calzada sobre las pilas no sufre más que la tracción correspondiente a la flexión general de la viga bajo la acción de la

robocarga cuya intensidad máxima corresponde  
de a la hipotesis reseñada, es de 2,170.000 mkg, y  
~~sea la tensión por consecuencia~~ <sup>mientras que</sup> le corresponde  
diente al peso muerto ~~que~~ en esta sección vale:  
8156.000 mkg. Como la armadura principal bajo  
la acción combinada de estas cargas es de 11 kg/mm<sup>2</sup>  
le corresponde por la robocarga una tensión de

$$\frac{2170.000}{2170.000 + 8156.000} \times 11 = 2 \text{ kg/mm}^2$$

Esta misma es la máxima carga que puede  
soportar la armadura del faja y que combinada  
con un tensión como armadura de piso que  
según vimos era de 7,5 kg/mm<sup>2</sup> no pasa del  
límite establecido.

Por esta razón dejamos el faja unido a  
los vigas principales en toda la longitud del puente  
sin creer necesario aislarlo de estas con juntas de  
dilatación que siempre quitan rigidez al conjunto.

En el plano n.º se haga la curva que indique  
el número de barras de tensión necesarias en cada punto  
con arreglo a la curva de momentos flectores.

Para los ensayos cortantes nos limitaremos a determi-  
nar la carga resistente de un estribo y una barra  
levantada, con cuyos datos se trazan también las  
curvas correspondientes.

Brozo mecánico de la sección =  $B = \frac{M}{A \times t} = \frac{2910.000}{720 \times 1580} = 2,45 \text{ m}$

$$B = \frac{M}{A \times t} = \frac{5080.000}{825 \times 1800} = 3,40 \text{ m}$$

$$\frac{T}{B \frac{3}{B}} = A c \frac{B}{S}$$

Proyecto de:

N.º

25

Capítulo:

Carga resistente de un estubo de 25 cm de sección a 1,25 m de separación trabajando a  $10 \text{ Kg/mm}^2$

$$25 \times 1000 \times \frac{3,40}{1,25} = 69.000 \text{ Kg}$$

Como al disminuir la medida de tensión cemente el hogo mecánico no hay inconveniente en mantener esta misma carga resistente en todas las secciones análogas.

Carga resistente de unas barras inclinadas <sup>(a 45°)</sup> de 36 cm de sección espaciadas a 1,25 m

$$36 \times 1000 \times \sqrt{2} \frac{3,40}{1,25} = 140.000 \text{ Kg}$$

Además hay que contar como resistencia a presión ~~estando la proyección de la compresión sobre la vertical siendo la tangente del ángulo con la horizontal 0,10 y el hogo mecánico~~

Sección extrema de costalon (24x5) = 2,900,000 m<sup>2</sup>

282,000  
 295  
 1,800,000

Profundidad de la fibra neutra

$$160 \times 35 (g - 37) + 2 \times 70 \times g^2 / 2 - 2 \times 30 (g - 40)^2 / 2 + 10 \times 432 (g - 20) = 10 \times 1000 (165 - g)$$

$$4g^2 + 1820g - 2,824,000 = 0 \quad g^2 + 458g - 706,000 = 0$$

$$g = \frac{-458 + \sqrt{212,644 + 2,824,000}}{2} = \underline{160 \text{ cm}}$$

Momento de inercia

$$160 \times (160^3 - 133^3) / 3 + 2 \times 70 \times 160^3 / 3 - 2 \times 30 \times 120^3 / 3 + 10 \times 432 \times 140^2 - 10 \times 1000 \times 205^2 = 755,000,000 \text{ cm}^4$$

Cargas máximas del hormigón y acero

$$M = \frac{2,800,000 \times 160}{755,000,000} = 80 \text{ Kg/cm}^2 \quad A = 10 \frac{2,800,000 \times 205}{755,000,000} = 10,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Carga mecánica de la sección

$$\frac{2,800,000}{1000 \times 1,05} = 3,60 \text{ m}$$

Carga resistente de un artículo a 1,25 de reparación

$$25 \times 1000 \times \frac{3,60}{1,25} = 72,000 \text{ Kg}$$

Carga resistente de una barra levantada a igual reparación

$$36 \times 1000 \times \sqrt{2} \times \frac{3,60}{1,25} = 146,000 \text{ Kg}$$

3,215  
 1,750  
 58  
 1978

Comprobacion de la seccion de arrioque

Profundidad de la fibra neutra

$$375 \times 50 (p-45) + 220 \times 50 (p-45) + 2 \times 70 \times p^2 / 2 + 2 \times 30 \times 60 / 2 (p-85) + 10 \times 216 (p-20) = 10 \times 2280 (505-p)$$

$$22p^2 + 5785p - 12659000 = 0$$

$$p^2 + 1446p - 315225 = 0 \quad p = 190 \text{ cm}$$

1230  
 2460

Momentos de inercia

$$375 (170^2 - 120^2) / 3 + 220 (170^2 - 120^2) / 3 + 2 \times 70 \times 190^3 / 3 - 2 \times 30 \times 110^3 / 3 + 2 \times 30 \times 60 / 2 \times 100^2 + 10 \times 216 \times 170^2 + 10 \times 2280 \times 305^2 = 3089.000.000$$

Cargas de trabajo

97

$$M = \frac{11.326.000.000 \times 190}{3.139.000.000} = 68 \text{ Kgm}^2 \quad A = 10 \frac{11.326.000 \times 305}{3.139.000.000} = 114 \text{ Kg/cm}^2$$

Trabajo mecánico de la seccion:

276.000  
 145.500  
 5528  
 974.000

$$\frac{11326000}{2280 \times 114} = 4,60 \text{ m}$$

Carga resistente de un estribo a 1,25 m de separacion

$$25 \times 1000 \times \frac{4,60}{1,25} = 94.000 \text{ Kg}$$

Carga resistente de una barra levantada a igual separacion

$$36 \times 1000 \times \sqrt{2} \frac{4,60}{1,25} = 190.000 \text{ Kg}$$

En esta seccion hay que contar la carga resistente

a esfuerzo cortante que representa la componente vertical de la compresión de ~~la~~ inclinada del ~~pie~~ inferior, siendo la tangente del ángulo con la horizontal  $0,10$ , y el brazo necesario  $4,60m$  esta y el momento flector  $M$ , esta componente vale:

$$\frac{M}{4,60} \times 0,10 = 0,021$$

$$\frac{M}{3,60} \times 0,10 = 0,028$$

Junto a la sección extrema se ~~calculan~~ estos valores

y sus valores ~~se representan~~ <sup>se representan</sup> a lo largo de las secciones acortadas en el plan nº con

las demás resistencias a esfuerzos transversales de estribos, barras levantadas, tomando para

En la sección es mas requerida la flexión debida al peso muerto solamente

El fajado <sup>de compresión</sup> se ha considerado sin la anuencia de leña y trabeja como venas a 68 kg/cm<sup>2</sup>. La oblicuidad del mismo se ha tenido en cuenta al ~~trabaja~~ ~~dejar~~ el canto útil, y produce naturalmente sobre el apoyo en la arista de unión de los dos fajados una componente vertical que ~~no es~~ en la parte central entre piletas es necesario equilibrar mediante ~~las~~ ~~de~~ tensiones colocadas en la pantalla de arriostamiento. Estas tensiones verticales es igual a la producto de la sección del fajado central por su cajea y por el doble del coseno del ángulo que forma con la horizontal o sea:

$$50 \times 3,75 \times 68 \times 2 \times 0,70 = 255,000 \text{ kg}$$

y se resisten con ~~las~~ ~~de~~ barras verticales e inclinadas usando las primeras 110 cm<sup>2</sup> de sección y las segundas 300 cm<sup>2</sup> a razón de 8 kg/cm<sup>2</sup>

~~255000 / 8 = 31875~~  
~~110 x 31875 = 3506250~~  
~~300 x 31875 = 9562500~~  
210  
320



Aplicacion de la viga al Viaducto de 24 m de anchura

Como vimos al estudiar el forjado el aumento de carga se reduce al peso muerto de cuatro metros de forjado de colada y a la roberaja de m de orden, esto es:

Forjado de colada =  $4 \times 2550 = 10200 \text{ Kg/m}$   
 Orden

Forjado de colada  $\left\{ \begin{array}{l} 1800 \times 2,00 \times 0,05 = 180 \\ 2400 \times 2,00 \times 0,10 = 480 \end{array} \right. = 660 \text{ Kg}$

Nervios  $(0,70 + 0,25) 0,60 \times 2400 = 2550 \text{ Kg}$

Orden  $2130 \text{ Kg/m}$

Esta carga representa solamente el 2% del peso muerto por tanto las cargas en la dimensua peran de  $11 \text{ Kg/mm}^2$

Los momentos flectores en el centro debidos a esta robe carga en las diferentes secciones son:

Seccion de arranque:  $2130 \times 50^2/2 = 960000 \text{ mtg}$

Seccion de costabon  $2130 \times 18^2/2 = 347000 \text{ mtg}$

Seccion central:  $2130 \times 70^2/8 = 960000 \text{ mtg} = 348000 \text{ mtg}$

Como se ve estos momentos no llegan al 85% de los calculados en el viaducto de 20 m, por tanto las cargas del acero peran de  $11 \text{ a } 12 \text{ Kg/mm}^2$  en lo que no vemos inconveniente tratendore de una

variante de los hores, máxime teniendo en cuenta que este coya de 12 kg/mm<sup>2</sup> es la admisión en los modelos oficiales de puentes en arco del Ministerio de Fomento

En cuanto a las coyas del hormigón el cemento no existe porque la aumentada el arco se le colaja de compresión en mayor proporción, y