

**EDUARDO TORROJA**  
**OFICINA TÉCNICA DE INGENIERÍA**  
**MADRID**

---

PUENTE SOBRE EL GUIZ.  
MEMORIA.

---

ETM-015/capa 004/04\_01

Fecha 23/6/28

Núm. 16.301-101

ETM-015/caja 004/04\_01

FUENTE SOBRE EL GUIS, EN LA CARRETERA DE MELILLA  
A VILLA SANJURJO

=====

El Puente está formado por doce tramos de 15 m. de luz total formando en conjunto una luz de 180 m. Los tramos son de hormigón armado con 4,50 m. de ancho de calzada, andenes de 0,75 m., y disposición análoga a la de los modelos oficiales de Obras Públicas para esta clase de puentes, habiendo introducido en ellos únicamente aquellas modificaciones que la práctica de su construcción ha impuesto como más convenientes, tales como la sustitución del andén por una losa maciza, la mayor separación de los nervios, y el aumento del canto que redundaba en una sensible economía de hierro.-

Las pilas son de hormigón lo mismo que los cimientos, y por razones de economía se ha dividido el cimiento de cada pila en dos macizos de 1,50 x 1,50 m. centrados bajo los nervios del puente. Sobre estos macizos insiste la pila, formada también de dos cuerpos octogonales en planta unidos entre sí por una pared cuya finalidad principal es la de dar rigidez al conjunto impidiendo las desigualdades de asiento. Para asegurar su eficiencia se arma ligeramente tanto la pared como los prismas octogonales que une y que forman los verdaderos apoyos. De este modo la resistencia queda sobradamente asegurada aun cuando la cubicación de los apoyos es muy pequeña, y con ello se obtiene la ventaja de entorpecer lo menos posible el curso de las aguas.-

Como el terreno es de aluvión compacto, formado principalmente por grava y piedra de diferentes tamaños mezcladas

*Alfredo Torres (Monuco)*

con arcilla suelta y el cauce, por estar casi al nivel del mar, no está expuesto a socavaciones importantes, los cimientos se proyectan a 4,00 m. de profundidad, esperando que ésta pueda alcanzarse con agotamientos dado lo reducido de la planta de cada macizo; y en caso de que no pueda alcanzarse se asegurará la compacidad y resistencia del terreno inferior por medio de inyecciones de cemento, viniendo así a incorporar éste al macizo de cemento.-

CALCULO DEL FORJADO.-

Está formado por una losa de 20 cm. de espesor con cartabones de unión a los nervios de 30 cm. y va armado con 8  $\phi$  12 p.m.l.-

Para la determinación de las sobrecargas seguiremos las normas de los modelos oficiales de Obras Públicas, tomando 450 kg/m<sup>2</sup> en las aceras, y considerando el caso de cruce de dos carros con ejes de 8 tn.-

En el arranque del voladizo las cargas y flexiones son las siguientes :

	<u>Pesos</u>		<u>Brazos</u>		<u>Momentos</u>
Peso	(0,15 x 0,85 x 2.400 = 310	x	0,87	=	265
	(0,15 x 0,70 x 2.400 = 250	x	0,80	=	200
muerto	(0,30 x 0,50 x 2.400 = 360	x	0,22	=	80
	920 kg.				545 mkg/ml
Sobrecarga de aceras -	0,75 x 450 = 338	x	0,87	=	295 "
Rueda de 4 tn.	$\frac{4.000}{2 \times 0,24 + \frac{4}{3} \times 0,45} = 3700$	x	0,45	=	1670 "
	4958 kg.				2510 mkg/ml

Siendo :  $2 \times 0,24 + \frac{4}{3} \times 0,45$  el ancho de repartición igual al doble del espesor del forjado más los cuatro tercios del vuelo

como preconiza el Sr. Zafra en sus modelos.-

En la parte central del forjado comprendida entre los nervios, considerándola como empotrada rigidamente en estos, los momentos en el centro y en el empotramiento son los siguientes:

Peso por metro cuadrado :

$$0,26 \times 2,400 = 624 \text{ kg.}$$

Momentos debidos al peso muerto:

$$\text{En el centro : } \frac{624 \times 2,80^2}{24} = 205 \text{ mkg/m.l.}$$

$$\text{En el arranque : } \frac{624 \times 2,80^2}{12} = 410 \text{ mkg/m.l.}$$

Considerando para mayor simplificación y seguridad las dos ruedas que se cruzan a pequeña separación como superpuestas en el centro de la luz se obtiene el siguiente momento, tanto en el centro como en el arranque :

$$\frac{(2 \times 4.000) \times 2,80}{8} \times \frac{1}{2 \times 0,26 + \frac{2}{3} 2,80} = 1.180 \text{ mkg/m.l.}$$

siendo:  $2 \times 0,26 + \frac{2}{3} 2,80 = 2,38$  el ancho de repartición.

Los momentos totales son por tanto :

en el centro : 1.385 mkg/m.l.

en el arranque : 1.590 mkg/m.l.

Aun cuando esta es la comprobación de los modelos oficiales, consideramos sin embargo prudente estudiar el forjado sin esa condición de rigidez en los nervios. Con la sola sobrecarga de aceras el momento en el centro es negativo pero muy pequeño y no tiene importancia, pero con la carga de los carros considerados y sin sobrecarga de aceras el momento de empotramiento producido por el vuelo es el siguiente cuando

se considera el mismo ancho de reparto deducido para la parte central :

Momento debido al peso muerto : 545 mkg/m.l.

Momento debido a la rueda de 4 tn.

$$\frac{4.000 \times 0,45}{2,38} = 760 \quad "$$

Total 1.305 mkg/m.l.

Por tanto el momento en el centro, sin contar con la rigidez de los nervios, sería :

$$\frac{p l^2}{8} + \frac{P l}{4} - M_a = \frac{624 \times 2,80^2}{8} + \frac{8.000 \times 2,80}{4 \times 2,38} - 1305 = 1660 \text{ mkg/ml}$$

siendo:  $p = 624 \text{ kg/m}^2$  el peso muerto,  $P = 8.000 \text{ kg}$ . la carga concentrada en el centro, y  $M_a = 1.305 \text{ mkg}$  el momento negativo en los arranques.-

Como los cartabones son iguales y las armaduras también corren invariables de lado a lado, bastará comprobar la sección central para este momento de 1.660 mkg/m.l. que es mayor que el hallado anteriormente, y la sección arranque de cartabones para el máximo momento de 2.510 mkg/m.l.

Las comprobaciones son las siguientes:

Sección central.

Ancho = 100 cm.

Canto total = 20 cm.

Canto útil = 17 cm.

Armadura de tensión : 8  $\phi$  12 p.m.l. = 9 cm<sup>2</sup>.

Profundidad de la fibra neutra:

$$\frac{100}{2} f^2 = 15 \times 9 (17 - f) \quad f = 5,5 \text{ cm.}$$

Momento de inercia:

$$I = \frac{100}{3} 5,5^3 + 15 \times 9 \times 12,5^3 = 23.000 \text{ cm}^4.$$

Cargas máximas del hormigón y el hierro :

$$H = \frac{167.000 \times 5,5}{23.000} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 15 \frac{167 \times 11,5}{23.000} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

Sección de arranque.

Ancho = 100 cm.

Canto total = 40 cm.

Canto útil = 36 cm.

Armadura de tensión = 8  $\phi$  12 p.m.l. = 9 cm<sup>2</sup>.

Profundidad de la fibra neutra :

$$\frac{100}{2} r^2 = 15 \times 9 (36 - r) \quad r = 8,6 \text{ cm.}$$

Momento de inercia :

$$I = \frac{100}{3} 8,6^3 + 15 \times 9 \times 27,4^2 = 122.800 \text{ cm}^4.$$

Cargas máximas del hormigón y el acero :

$$H = \frac{251.000 \times 8,6}{122.800} = 17 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 15 \frac{251.000 \times 27,4}{122.800} = 8,4 \text{ kg/mm}^2$$

A esfuerzo cortante podemos comprobar las secciones de encuentro del forjado con los cartabones; por la parte del voladizo la carga es 4.760 kg. y por la parte central 4.624 kg por tanto las cargas en el hormigón son solamente de :

$$\frac{4.760}{2.000} = 2,3 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DE LAS VIGAS.-

Para el cálculo de las vigas principales tomaremos la misma sobrecarga uniformemente repartida equivalente al tren de cargas de Obras Públicas, deducida para esta luz en sus modelos oficiales, y cuyo valor es de 1.888 kg/ml para la semicalzada.-

La carga total por metro lineal es por tanto :

Peso muerto	{	(Andén: 0,15 x 0,85 x 2.400	=	310 kg/m.l.
		(Voladizo: 0,15 x 0,70 x 2.400	=	250 "
		(Cartabones: 2 x 0,30 x 0,50 x 2.400	=	720 "
		(Forjado: 0,26 x 0,90 x 2.400	=	560 "
		Nervio : 0,40 x 1,55 x 2.400	=	1.480 "
		Sobrecarga de la acera - - - -	=	338 "
		Sobrecarga de la semicalzada - -	=	<u>1.888</u> "
	<b>Total</b>			<b>5.546 kg/m.l.</b>

Momento flector :

$$\frac{5.546 \times 14,50^2}{8} = 146.000 \text{ kg.}$$

Para comprobar a flexión la semisección consideraremos la pieza formada por un forjado o cabeza de compresión de 0,20 m. de espesor y 3,00 m de ancho, un cartabón o área triangular comprimida de 120 cm. de base en la parte alta y vértice sobre la fibra neutra, y una armadura de tensión de 12 redondos de 32 mm. o sean 92 cm<sup>2</sup>. - Con estos datos se tiene :

Profundidad de la fibra neutra ;  
 (tomando momentos respecto a esta)

$$300 \times 20 (x - 10) + 120 \times \frac{x}{2} \times \frac{2}{3} x = 15 \times 92 (140 - x)$$

$$x = 35 \text{ cm.}$$

Momento de inercia:

$$I = \frac{300}{3} (35^3 - 15^3) + \frac{120 \times 15^3}{4} + 15 \times 92 \times 105^2 = 19.500.000 \text{ cm}^4$$

Cargas máximas del hormigón y el hierro :

$$H = \frac{14.600.000 \times 35}{19.500.000} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 15 \frac{146.000 \times 105}{19.500.000} = 11,8 \text{ kg/mm}^2$$

Para la resistencia al esfuerzo cortante se emplean estribos a razón de 8 redondos de 8 mm. cada 20 cm. o sea 19 cm<sup>2</sup> por metro lineal y simultáneamente las barras levantadas no necesarias para la flexión en las partes laterales.-

Tomando las sobrecargas uniformemente repartidas equivalentes que determinan los modelos oficiales se obtienen los máximos esfuerzos cortantes siguientes :

$$\text{Peso propio : } 5.546 \times 7,25 = 40.250$$

$$\text{Sobrecarga : } 2.635 \times 7,25 = \underline{20.350}$$

60.600 kg.

Y a 3,50 m. del apoyo donde sólo quedan estribos para resistir este esfuerzo, contando con una sobrecarga equivalente uniformemente repartida en los 11,00 m. restantes de 2.913 kg/m.l., la reacción del apoyo más próximo o esfuerzo cortante en la sección considerada es :

$$\text{Sobrecarga : } 2.913 \times 11,00 \times \frac{5,50}{14,50} = 12.500$$

$$\text{Peso propio : } 5.546 \times 3,75 = \underline{20.900}$$

33.400 kg

Y las cargas a que trabajan las armaduras son :  
en la sección de apoyo con estribos y barras levantadas:

$$\frac{60.600}{129} \left( \frac{20}{4} + \frac{40}{7,6 \times 2} \right) = 4,0 \text{ kg/m}^2$$



en la sección a 4,00 m. del apoyo con sólo estribos:

$$\frac{33.400}{129} \times \frac{20}{4} = 12 \text{ kg/m}^2$$

siendo 129 cm. el brazo mecánico de la pieza.

Puede, en fin, comprobarse que la carga a esfuerzo constante del hormigón de la viga, sin contar con las armaduras, no pasa de

$$\frac{60.600}{40 \times 150} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

-----

Madrid, 23 de Junio de 1928

El Ingeniero de Caminos,

*Eduardo Torroja*