Memoria del proyecto definitivo del puente Longaví

III Sección Km. 321

Por la Oficina de Puentes del Departamento de Vía y Obras
de los Ferrocarriles del Estado

(*Conclusión*)

Esfuerzo de corte

El máximo se presenta para la sección A — A' y su valor es igual a la suma de las proyecciones, sobre un eje vertical, de todas las fuerzas que quedan aun lado de esa sección.

1) *Peso propio*

$$T = R \operatorname{sen} \alpha + \mu R \cos \alpha - G$$

pero

$$R = \frac{G + g}{\operatorname{sen} \alpha - \mu \cos \alpha}$$

luego

$$T = G + g - G = g = 11{,}4$$

2) *Tierras*

$$T = 0$$

3) *Aire comprimido*

$$T = - V + F_1 \operatorname{sen} \alpha = - 60 + 36 \cdot 0{,}53 = - 40{,}9$$

$$T \text{ máx.} = - 40{,}9 + 11{,}4 = - 29{,}5 \text{ ton.}$$

Para las consolas el esfuerzo de corte será igual a la proyección horizontal de esas fuerzas.

1) *Peso propio*

$$T = R \cos \alpha - \mu R \operatorname{sen} \alpha = 49\ (0{,}846 - 0{,}4 \cdot 0{,}53)$$

$$T = 26{,}3$$

2) *Tierras*

$$T = - Q \cos \delta = - 26{,}99 \cdot \cos 30^{o} = - 23{,}4$$

3) *Aire comprimido*

$$T = F_1 \cos \alpha = 36 \cdot 0{,}846 = + 30{,}4$$

$$T \text{ máx.} = + 26{,}3 + 30{,}4 - 23{,}4 = 33{,}3 \text{ ton.}$$

Armadura

a) *Losa.*—El cajón está armado con rieles, consultándose cinco por metro en la zona tendida de la losa y dos en la zona comprimida. Para el cálculo se considera un riel tipo F gastado en un 10% cuya sección será en este caso de 35 cm.²

Altura de la losa d = 150 cm.

Armadura tendida, 5 rieles $\omega_a' = 175$ cm.²

comprimida, 2 rieles $\omega_a' = 70$ »

$h' = 9$ cm. $h = d - h' = 141$ cm.

La posición del eje neutro queda determinada por la ecuación:

$$x = -\frac{m(\omega_{a'} + \omega_a)}{b} + \sqrt{\frac{m(\omega_a + \omega_{a'})}{b} + \frac{2 \cdot m}{b}(h\,\omega_{a'} + h'\,\omega_{a'}}$$

$$x = -\frac{15,\ 245}{100} + \sqrt{1.350 + 0,3\ (2.450 + 630)}$$

$$x = -36,7 + 94,6 = 57,9 \text{ cm.}$$

El momento máximo vale 13 316.000 kg./cm.
La fatiga del concreto es:

$$R_b = \frac{6 \cdot 13.310.000 \cdot 57,9}{335.000\ (423 - 57,9) + 420 \cdot 15 \cdot 132 \cdot 48,9} = 28,3 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_{a'} = \frac{15 \cdot 28,3 \cdot 83,1}{57,9} = 608 \text{ kg./cm.}^2$$

Esfuerzo de corte máximo

$$T \text{ máx.} = 29.500 \text{ kg.}$$

$$\tau_0 = \frac{T}{b\,(h - x/3)} = \frac{29.500}{12.170} = 2,43 \text{ kg./cm.}^2$$

El concreto puede resistir, al cizalle, 2,5 kg/.cm.² de modo que todo este esfuerzo rasante será resistido por él. Sin embargo, se colocará tres horquillas de 1/4" por metro.

b) *Consolas*

Armadura tendida: tres rieles $\omega_{a'} = 105$ cm.²
» comprimida: dos » $\omega_a = 70$ »

Sección 3

$$M = 6.548.000 \text{ kg. cm.} \quad d = 130 \quad h' = 9$$

$$h = d - h' = 121$$

$$x = -\frac{15\,175}{100} + \sqrt{690 - 0{,}3\,(12{\cdot}700 - 630)} = 42{,}2$$

$$R_b = \frac{6{\cdot}6.548.000{\cdot}42{,}2}{178.000{\cdot}320{,}8 + 6.300{\cdot}112{\cdot}33{,}2} = 21{,}6 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_a = \frac{15{\cdot}21{,}6{\cdot}78{,}8}{42{,}2} = 604 \text{ kg./cm.}^2$$

$$\tau_0 = \frac{T}{b\,(h - x/3} = \frac{33.300}{10.640} = 3{,}12 \text{ kg./cm.}^2$$

Se colocarán tres horquillas por metro.

Sección 4

$$M = 460.000 \text{ kg. cm. ; } d = 100 \text{ cm. ; } h = 91$$

$$x = -26{,}2 + \sqrt{690 + 0{,}3\,(9.550 + 630)} = 35$$

$$R_b = \frac{96.660.000}{29.150.000{\cdot}13.450.000} = 22{,}6 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_{a'} = 15{\cdot}22{,}6{\cdot}56/35 = 542 \text{ kg./cm.}^2$$

Sección 5

$$M = 1.540.000 \text{ kg. cm. ; } d = 70 \text{ ; } h = 61$$

$$X = -26{,}2 + \sqrt{690 + 0{,}3\,(6.400 + 630)} = 25{,}7$$

$$R_b = 14{,}9 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_a = 307{,}0 \quad »$$

Cálculo del cajón de aire comprimido correspondiente al arco de 29,40 m. de luz teórica

Se calculó en la misma forma que el cajón del arco de 32,10 m.

Cálculo del estribo

a) Generalidades

Los estribos deberán ser calculados para resistir el empuje horizontal del arco correspondiente; trasmitir al suelo el esfuerzo vertical debido al peso del arco y contener las tierras de los terraplenes de acceso al puente.

Supondremos el estribo sumergido al nivel de aguas máximas. Tendremos entonces como pesos específicos:

Sobre agua

Albañilería.....	2,4 ton./m.^{3}
Tierras.....	1,5 »

Bajo agua

Albañilería.....	(2,4 — 1) = 1,4 ton./m.^{3}
Tierras.....	(1,5 — 1) = 0,5 »

b) Solicitación

El estribo estará sometido a

1) Peso de medio arco cargado

$$R = 163 + 100 = 263 \text{ ton.}$$

2) Empuje horizontal debido al arco cargado

$$H = 209{,}6 \text{ ton.} + 230 = 439{,}6 \text{ ton.}$$

3) Empuje de las tierras en una altura de 9,15 m.

5) Peso propio del machón y de las tierras.

c) CÁLCULO

Calcularemos aisladamente las fatigas producidas por cada una de las cargas. La fatiga resultante en cada junta será la suma algebraica de las fatigas aisladas.

Consideraremos tres juntas:

1.ª Al nivel del suelo;

2.ª A 8,50 m. de profundidad, sobre el cajón de aire;

3.ª A 12 » » » al nivel del suelo.

Resumen de las fatigas y fatigas resultantes

SOLICITACION	JUNTA 1		JUNTA 2		JUNTA 3	
	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2
Peso del arco.....	+2,31	−0,54	+2,06	− 0,61	+1,12	−0,46
Emp. del arco.....	−3,60	+6,33	−8,25	+11,40	−5,20	+5,20
Emp. de tierras.....	+0,486	−0,87	+1,335	− 1,85	+0,855	−0,855
Peso propio del machón.....	+0,765	+1,71	+2,18	+ 2,18	+1,90	+1,02
Peso de las tierras....	.....	.....	.....	.....	+0,16	−0,65
Fatigas totales...	−0,039 trac.	+6,63 comp.	−2,675 trac.	+11,12 comp.	−1,165 trac.	+5,555 comp.

La fatiga máxima de compresión sobre el terreno alcanza a 6,02 kg./cm.²

Cubicación total

Concreto 1 × 2 × 4 (armado)

6 Tramos de 29,24 m. de luz teórica.	138,8 m.³ × 6 =	815	m.³
4 Tramos de 32,1 m. de luz teórica..	158,9 m.³ × 4 =	635	»
7 Cajones de aire (10 × 8 m.²)...	170 m.³ × 7 =	1190	»
4 Cajones de aire (10 × 7,50 m.²)..	141 m.³ × 4 =	564	»
Pilares de las barandas...		18,2	»
		3122,2	m.³

Concreto 1 × 3 × 6 (elevación)

9 Machones en elevación.....	64,4 m.³ × 9 =	580	m.³
2 Estribos..	233,5 m.³ × 2 =	467	»
		1047	m.³

Concreto 1 × 4 × 8 (fundación)

4 Machones chicos...	368 m.³ × 4 =	1472	m.³
5 Machones grandes.....	420 m.³ × 5 =	2100	»
Relleno de los cajones chicos.....	109,4 m.³ × 4 =	436	»
Relleno de los cajones grandes... ..	118 m.³ × 7 =	826	»
2 Estribos	302 m.³ × 2 =	606	»
		5438	m.³

Fierros

4 Tramos de 32,1 m. de luz teórica..	32,91 ton. × 4 =	132	ton.
6 Tramos de 29,24 m. de luz teórica.	31,28 ton. × 6 =	138	»
4 Cajones de aire de los machones de los tramos de 29,24 m.....	30,91 ton. × 4 =	124	»
7 Cajones de aire de los estribos y machones de los tramos de 32,1.	33,00 ton. × 7 =	231	»
Fierros de los pilares de las barandas...		1,06	»
2 Estribos	5,50 ton. × 2 =	11	»
4 Machones de los tramos de 29,24..	5,307 ton. × 4 =	21,2	»
7 Machones de los tramos de 32,10.	5,307 ton. × 7 =	37,2	»
		745,46	ton.

Corresponden a rieles	350,9 ton.
Corresponden a fierros redondos nacionales.....	394,56
	745,46 ton.

FIN

Calculado el año de 1918, en la Oficina de Puentes del Departamento de la Vía y Obras Nuevas.—FF. CC. del E.