

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

PUBLICACION TECNICA DEL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR

D. MANUEL MALUQUER Y SALVADOR

COLABORADORES

LOS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SE PUBLICA LOS JUEVES

Dirección y Administración: Plaza de Oriente, 6, primero derecha.

PUENTES ECONÓMICOS DE HORMIGÓN ARMADO PARA CAMINOS VECINALES ⁽¹⁾

III

OBRAS DE MEDIANA LUZ.

Designamos así las que salvan vanos desde 6 hasta 20 m. Son losas nervadas con almas macizas, que, gracias a la distribución de espesores y armaduras, forman en cada tipo una sola pieza, de elementos perfectamente soldados unos a otros por continuidad elástica.

El forjado que enlaza los dos nervios trabaja, al soportar sobrecargas concentradas, como empotrado en ellos de un modo perfecto. De otro modo habría que admitir que en la zona afectada por dichas sobrecargas la resistencia a la torsión de las fortísimas escuadras, formadas por los nervios y los voladizos, fuera nula o muy escasa; empotramiento equivale a inmovilidad de los planos de sustentación.

Claro es que si en lugar de una sobrecarga concentrada se supusiera una fila de ellas cubriendo toda la longitud de la obra habría deformaciones por torsión, bastantes para que el forjado, elásticamente empotrado en los nervios, girara en sus planos de arranque algo, aunque nunca con la libertad que corresponde al simple apoyo. Los tres casos, empotramiento perfecto, imperfecto y apoyo aparecen con la habitual exageración al representar las deformaciones en la figura 4.^a; el último, absolutamente irrealizable, sólo figura como límite.

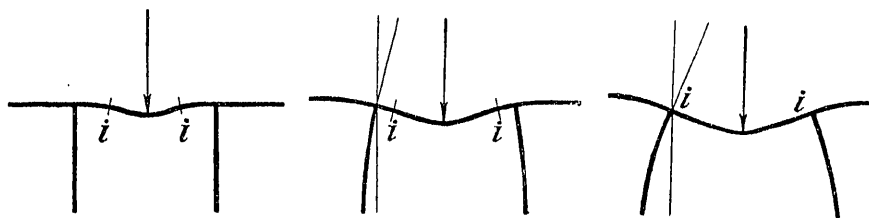


Fig. 4.^a

En los puentes de una vía de 6 a 20 m de luz, el forjado ofrece en la zona central de 60 cm un espesor de 12, que crece hasta 24 en las dos laterales de 25, con una luz de 110 entre los arranques de los grandes cartabones. El eje delantero del cilindro de 20 000 kg da una presión de 8 000 en una longitud de 130 cm, o una flexión $-\frac{1}{12} \frac{8\,000}{1,3} \times 1,1^2 = -621 \text{ mkg}$ en los extremos y $+311$ en el centro.

Una rueda de carreta de 6 000 kg de peso total puede llegar, con el carril ordinario de 140 cm, y cuando la otra rueda toca al bordillo opuesto, a $140 - 0,5 \times 220 = 30$ cm del centro, o sea 25 del extremo. Las flexiones así producidas son

$$-\frac{25 \times 85^2}{110^3} (3\,000 \times 1,1) = -448 \text{ mkg}$$

(1) Véase el número 2350.

en el extremo inmediato y

$$+ \frac{2 \times 25^2 \times 85^2}{110^4} (3\,000 \times 1,1) = + 204 \text{ mkg}$$

bajo la misma rueda.

Con la armadura de seis barras de 12 mm ($\alpha = 6,8 \text{ cm}^2$) y el canto útil de 22 cm en las secciones extremas, se puede contar con un momento resistente de $11 \times 6,8 \times 22 = 1\,645 \text{ mkg}$ en la faja de un metro de anchura. En la zona central, reducidas las barras a cuatro y el canto útil a 10 cm, el momento es, análogamente, 495 mkg.

Según las reglas ya citadas, la acción de una rueda interesa una zona prácticamente igual al doble del espesor del firme, más dos tercios de la luz. Lo que da en el caso actual $0,67 \times 110 + 2 \times 15 = 103 \text{ cm}$, con momentos resistentes casi dobles, cuando menos, que los flectores.

En los puentes de doble vía el forjado presenta una zona central de 80 cm con espesor de 16, que crece hasta 32 en las laterales de 40. La sobrecarga más desfavorable parece ser la de una rueda trasera del cilindro compresor, colocada en el centro del vano, lo que da 6 000 kg en 40 cm, que interesan, por intermedio del firme, una longitud de 70 cm.

En una viga empotrada, una sobrecarga s , repartida desde la abscisa unitaria α hasta la simétrica $\alpha_1 = 1 - \alpha$, produce una flexión extrema $-\frac{1}{12} (1 - 6\alpha^2 + 4\alpha^3) sl^2$, que, para $\alpha = 45 : 160$, $s = 6\,000 : 0,7 \text{ kg} : \text{m}$ y $l = 1,60 \text{ m}$, vale $-1\,125 \text{ mkg}$. En el centro es $+\frac{1}{24} (1 - 8\alpha^3) sl^2$, o bien, $+ 752 \text{ mkg}$.

En realidad, hay una posición más desfavorable para una sobrecarga que cubra desde una cierta abscisa unitaria ξ , hasta otra $\xi + \delta$, la que da el máximo de $\left\{ \frac{6\alpha^2 - 8\alpha^3 + 3\alpha^4}{12} \right\}_{\xi}^{\xi + \delta}$, que resulta $\xi = \frac{4 - 3\delta - \sqrt{4 - 3\delta^2}}{6}$ y para $\delta = \frac{70}{160}$ es 0,22, correspondiéndole un momento extremo

$$-\frac{6(0,66^2 - 0,22^2) - 8(0,66^3 - 0,22^3) + 3(0,66^4 - 0,22^4)}{12} \frac{6\,000 \times 2,56}{0,7} = -1\,229 \text{ mkg},$$

poco superior a $-1\,125$. En la zona central la flexión es inferior a la antes calculada, $+ 752$.

Una rueda de 3 000 kg, supuesto un ancho de llanta de 5 cm, interesaría una longitud de 35 y daría lo mismo sensiblemente.

Con la armadura de seis barras de 12 mm y el canto útil de 30 cm, la faja de un metro puede resistir en los arranques $11 \times 6,8 \times 30 = 2\,244 \text{ mkg}$, y en el centro, análogamente, $11 \times 4,5 \times 14 = 693$. El ancho de la faja afectada es $0,66 \times 160 + 2 \times 15 = 136 \text{ cm}$: a la máxima flexión, de $-1\,229 \text{ mkg}$, se opone un momento resistente total de 3 051; a la de $+ 752$ otro de 943.

En suma, las resistencias de los forjados son muy superiores a lo que estrictamente exigen las más desfavorables posiciones de las sobrecargas. Esta exageración corresponde al importantísimo papel que aquéllos desempeñan ligando directa y rígidamente los dos nervios.

Las mismas armaduras del forjado prolongadas dan a los vuelos rigidez y resistencia también muy grandes. En las obras de doble vía, una rueda de carreta puede, a lo sumo, producir $3\,000 \times 0,4 = 1\,200 \text{ mkg}$ en el mismo paramento del nervio y la sobrecarga de aceras $400 \times 0,7 \times 0,85 = 238$, en total 1 438 mkg en un metro de anchura, suponiendo reducido a esto la zona interesada por la rueda.

El bordillo, cuyo detalle aparece en la lámina núm. 10, se enlaza con el forjado por sus armaduras propias, seis barras de 10 mm por metro, terminadas en amplios codos de fácil hormigonado. Prescindiendo de la rigidez que le presta la cantonera y suponiendo que se haga siempre por trozos de un metro (en general, convendrá hacerlos mayores) ofrece cada uno a la flexión hacia afuera un momento resistente de $11 \times 472 \text{ cm}^2 \times 10 \text{ cm} = 517 \text{ mkg}$, equivalente a una presión actuante en el filo, con el brazo de palanca de 0,25 m, de 2 068 kilogramos, en dirección normal a la acera, muy superior a cuanto puedan representar los choques de las ruedas contra el bordillo.

Los imbornales de metro en metro desaguan perfectamente la superficie del firme. El agua que éste absorbe y conserva durante algún tiempo después de una lluvia, muy poco puede afectar al hormigón del forjado, que si no es impermeable desde el principio lo llega a ser muy pronto por entarquinamiento. En climas muy lluviosos podrá convenir, para mayor seguridad, alquitranar en caliente una o dos veces la caja del firme, una vez seco el hormigón.

La lista que sigue da los pesos unitarios de las superestructuras de simple vía, y los totales resultantes de sumarle 574 del afirmado y 560 de la sobrecargas de aceras:

Luz de 6,00 m	2 352	y	3 486	kg : m
— 7,25 —	2 424	y	3 558	—
— 8,50 —	2 510	y	3 644	—
— 10,00 —	2 669	y	3 803	—
— 11,50 —	2 971	y	4 105	—
— 13,00 —	3 130	y	4 264	—
— 14,50 —	3 274	y	4 408	—
— 16,00 —	3 418	y	4 552	—
— 18,00 —	3 590	y	4 724	—
— 20,00 —	3 734	y	4 868	—

En la losa sencilla de 5 m, el peso propio es 3 223 kg : m, 871 más que en la losa nervada de un metro más de luz. La losa nervada de 5 m resulta más ligera que la sencilla, pero bastante más costosa.

El cuadro a continuación da los momentos flectores que en las abscisas ξ , referidas a la luz como unidad, se producen por las causas así designadas: s , el tren de sobrecarga; p , los pesos de hormigón y firme, más la sobrecarga de aceras; t , la totalidad.

Resumen del cálculo de momentos flectores.

Luces.	Causas.	$\xi = 0,15$	$\xi = 0,30$	$\xi = 0,37$	$\xi = 0,43$	$\xi = 0,47$	$\xi = 0,50$
6,00	s	10 674	15 927	16 928	17 940	18 342	18 495
	p	7 996	13 170	14 624	15 373	15 622	15 679
	t	18 670	29 097	31 552	33 313	33 964	34 174
7,25	s	13 999	21 624	22 699	22 973	22 447	22 663
	p	11 991	19 757	21 791	22 914	23 287	23 371
	t	25 990	41 381	44 490	45 887	45 734	46 034
8,50	s	17 508	26 848	28 983	29 483	29 147	28 662
	p	16 791	27 656	30 698	32 278	32 818	32 924
	t	34 299	54 504	59 681	61 761	61 965	61 586
10,00	s	21 906	34 218	37 017	37 931	37 768	37 250
	p	24 162	39 813	44 193	46 468	47 226	47 527
	t	46 078	74 031	81 210	84 399	84 994	84 777
11,50	s	26 455	41 850	45 575	46 854	46 787	46 348
	p	34 330	56 748	62 966	66 214	67 296	67 558
	t	60 785	98 598	108 541	113 068	114 083	113 906
13,00	s	31 402	49 638	54 384	56 184	56 820	55 976
	p	45 948	75 673	83 997	88 317	89 767	90 087
	t	77 350	125 311	138 381	144 501	146 587	146 063
14,50	s	36 535	57 319	63 768	66 053	66 352	65 936
	p	59 072	97 280	107 989	113 482	115 393	115 812
	t	95 607	154 599	171 757	179 535	181 745	181 748
16,00	s	41 917	67 677	73 094	76 348	76 879	76 494
	p	74 023	121 920	135 323	142 286	144 602	145 144
	t	115 940	189 597	208 417	218 634	221 481	221 638
18,00	s	49 180	79 641	87 440	90 949	91 508	91 332
	p	97 569	160 601	178 293	187 495	190 544	191 230
	t	146 749	240 242	265 733	278 444	282 052	282 562
20,00	s	56 514	93 876	101 800	106 357	107 313	107 050
	p	123 955	204 162	226 619	238 285	242 174	243 050
	t	180 469	298 038	328 419	344 642	349 487	350 100

El nuevo cuadro que sigue da los esfuerzos tangenciales producidos por las causas: s' , tren de sobrecarga, que ahora engloba la de las aceras; p' , pesos unitarios de la estructura y del firme; t' , totalidad más desfavorable.

Resumen del cálculo de esfuerzos tangenciales.

Luces.	Causas.	$\xi = 0,00$	$\xi = 0,05$	$\xi = 0,10$	$\xi = 0,15$	$\xi = 0,25$	$\xi = 0,35$	$\xi = 0,50$
6,00	s'	16 678	15 455	14 253	13 074	10 778	8 932	6 585
	p'	8 777	7 899	7 021	6 144	4 388	2 633	0
	t'	25 455	23 354	21 274	19 218	15 166	11 565	6 585
7,25	s'	18 213	16 901	15 616	14 357	11 918	9 610	6 768
	p'	10 867	9 781	8 694	7 607	5 434	3 260	0
	t'	29 080	26 682	24 310	21 964	17 352	12 870	6 768
8,50	s'	19 561	18 160	16 657	15 457	12 756	10 412	6 948
	p'	13 107	11 796	10 485	9 175	6 553	3 332	0
	t'	32 668	29 956	27 142	24 632	19 309	13 744	6 948
10,00	s'	21 031	19 527	18 059	16 627	13 871	11 259	7 611
	p'	16 215	14 593	12 972	11 350	8 107	4 864	0
	t'	37 246	34 120	31 031	27 977	21 978	16 123	7 611
11,50	s'	22 399	20 789	19 221	17 695	14 766	12 003	8 169
	p'	20 383	18 345	16 306	14 268	10 191	6 115	0
	t'	42 782	39 134	35 527	31 963	24 957	18 118	8 169
13,00	s'	23 701	21 986	20 333	18 697	15 596	12 866	8 661
	p'	24 076	22 668	19 261	16 853	12 038	7 223	0
	t'	47 777	43 654	39 594	35 550	27 634	20 089	8 661
14,50	s'	24 956	23 137	21 369	19 653	16 379	13 313	9 107
	p'	27 898	25 108	22 318	19 578	13 949	8 369	0
	t'	52 854	48 245	43 687	39 231	30 328	21 682	9 107
16,00	s'	26 180	24 254	22 385	20 566	17 129	13 910	9 520
	p'	31 936	28 742	25 548	22 355	15 968	9 508	0
	t'	58 116	52 996	47 933	42 921	33 097	23 418	9 520
18,00	s'	27 778	25 706	23 706	21 770	18 092	14 674	10 038
	p'	37 476	33 728	29 981	26 233	18 738	11 243	0
	t'	65 254	59 434	53 687	48 003	36 830	25 917	10 038
20,00	s'	29 335	27 129	24 995	22 933	19 025	15 405	10 515
	p'	43 080	38 772	34 464	30 156	21 540	12 924	0
	t'	72 415	65 901	59 459	53 089	40 565	28 329	10 515

Las sobrecargas uniformes equivalentes, respecto a las flexiones, al tren tipo adoptado son, para las luces de 10, 16 y 20 m ($s_e = 8 \mathcal{M} : l^2$) = 3 035, 2 402 y 2 146 kg : m, mientras que las equivalentes al tren de carros de 8 toneladas, según la Instrucción en vigor para los puentes metálicos, valen 1 760, 1 150 y 950 kg : m. Más exagerada todavía resultaría la comparación entre las sobrecargas uniformes equivalentes respecto a los esfuerzos tangenciales. Queda bien patente el amplio margen que las obras proyectadas ofrecen para lo porvenir; aunque no es de esperar que los camiones automóviles aumenten mucho en peso, sí es de prever que se generalicen los camiones pesados con tractor automóvil, formando trenes, desde luego más densos que los de vehículos de 8 toneladas previstos en dicha Instrucción.

Expondremos detalladamente el cálculo deductivo de una de las obras, por vía de ejemplo. Para los tanteos, en muchas de ellas inevitables para conocer la profundidad de la fibra neutra, formamos previamente la tabla que sigue, con las áreas, momentos estáticos y profundidades de centros de gravedad, correspondientes a secciones que comprenden desde el trasdós hasta sucesivas profundidades, z. Por sencillez se refieren todos los datos a la mitad de la sección, descompuesta en rectángulos y triángulos.

Rectángulo...	190 × 12	2 280 cm ²	× 6 cm	= 13 680 cm ³
Armadura....	15 × (6,3)	94	× 3	= 282
Triángulo....	0,5 × 100 × 3	150	× (12 + 1)	= 1 950
Triángulo....	0,5 × 88 × 3	132	× (12 + 2)	= 1 848
Total hasta z = 15 cm		2 656 cm ²	× 6,7 cm	= 17 760 cm ³

De igual modo, que no creemos necesario repetir con igual prolijidad, visto ya el mecanismo, resultan:

Total hasta $z = 18$ cm	2 900 cm ²	×	7,5 cm	=	21 776 cm ³
— 21	3 106	×	8,3	=	25 784
— 24	3 275	×	9,0	=	29 577
— 30	3 545	×	10,4	=	36 837
— 36	3 755	×	11,6	=	43 737

Si la fibra neutra corta el alma, el cálculo es directo, conocidas el área y momento estático de toda la cabeza, que comprende entonces hasta $z = 36$ cm. Así, para la obra de 20 m, con canto útil c de 150 cm y armadura de seis barras de 52 ($u = 127,4$ cm²):

$$3\,755 \text{ cm}^2 (x - 11,6) \text{ cm} + 0,5 \times 30 (x - 36)^2 = 15 \times 127,4 \times (150 - x)$$

$$15 x^2 + 4\,586 x - 310\,947 = 0; x = 56,8 \text{ cm.}$$

Pero cuando x no alcanza tanto hay que proceder por falsa posición. Para la luz de 6 m, supuesto que x valga 15 cm, la comprobación ($c = 60$ cm, $u = 31,9$ cm²), da:

$$2\,656 \text{ cm}^2 (x' - 6,7) \text{ cm} = 15 \times 31,9 (60 - x'); x' = 14,8 \text{ cm,}$$

es decir, un error de dos milímetros, que no merece el trabajo de rectificar.

Para la luz de 7,25 m ($c = 65$ cm, $u = 39,6$ cm²) la hipótesis $x = 18$ cm conduce a

$$2\,900 (x' - 7,5) = 15 \times 39,6 (65 - x'); x' = 17,2 \text{ cm.}$$

(Continuara.)

Los recientes desarrollos del aprovechamiento de las cataratas del Niágara.

Nos proponemos exponer la situación actual del aprovechamiento de las fuerzas hidráulicas del Niágara, para lo cual vamos a resumir un artículo de M. P. G., publicado en *Le Génie Civil*.

El primer aprovechamiento de las cataratas del Niágara data de 1853, y desde esta época la instalación de fábricas hidráulicas se ha proseguido, sin ninguna restricción administrativa ni legal, hasta 1906. En esta época, una campaña para la conservación de la belleza natural del lugar, hizo que, después de varias vicisitu-

de 300 metros de longitud, no consume más que el 5 por 100 de la corriente total, en tanto que por el salto canadiense o Horseshoe Falls (salto de la Herradura) (fig. 1.^a) corre el 95 por 100 restante.

En la actualidad la derivación permitida en la orilla americana se utiliza íntegramente, y en la canadiense lo será cuando se ponga en marcha la última fábrica, actualmente en construcción en Chippawa, por la Hydro-Electric Power Commission.

El salto total utilizable es de 99,50 metros, lo que representa una potencia total bruta de cerca de 8 millones de caballos; según parece, la potencia máxima aprovechable, limitada por la cantidad de agua necesaria para la corriente de los hielos, es de 3 millones de caballos; la legislación propuesta tiende al aprovechamiento de una potencia de 2 millones de caballos. En fin, las fá-

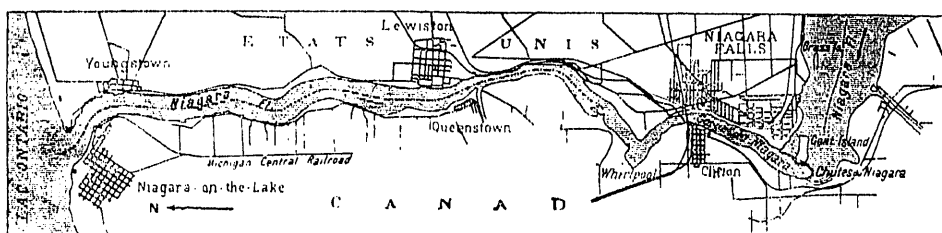


Fig. 1.^a

des, se concertaron en 1910 los Estados Unidos y el Canadá, limitándose a 1.600 metros cúbicos, próximamente, la derivación total de las aguas, de los que 1.020 corresponderían al Canadá y 570, próximamente, a los Estados Unidos.

Esta diferencia se explica por la configuración de la región del Niágara. Se sabe que el salto está dividido en dos partes por una isla: Goat Island (isla de la Cabra) (figuras 1.^a y 2.^a); el salto americano, que se produce por un vertedero sensiblemente rectilíneo,

bricas actualmente en servicio tienen una potencia total de caballos 800.000.

El autor cita las diferentes fábricas que desde 1853 han utilizado el agua de las cataratas; pero no nos ocuparemos de las antiguas, cuyo rendimiento es relativamente pequeño, y pasaremos a describir las más recientes: *F* (fig. 2.^a), de la Ontario Power C.^o, en la orilla canadiense, y *D*, de la Hydraulic Power C.^o

En 1909-11 la Ontario Power C.^o amplió su antigua fábrica