

# Colección de puentes de altura estricta<sup>1</sup>

## Justificación de los elementos estructurales

Justificaremos primero los elementos estructurales comunes a todas las series, y después los particulares de cada una de ellas.

*Justificación de los elementos estructurales comunes.*—Como ya indicamos, la reducción de altura de tablero se ha obtenido principalmente: 1.º, mediante la adopción de estructura solidaria (justificada en el artículo anterior), y 2.º, adaptación de los dinteles a la forma de igual resistencia a la flexión.

El estudio correspondiente al segundo punto se ha desarrollado considerando las dos clases de dinteles que integran las estructuras, y que corresponden a los tipos de viga doblemente empotrada y viga apoyada en un extremo y empotrada en el otro.

En cada uno de los casos hemos partido de la viga de espesor constante, determinando los momentos flectores producidos por el peso propio y los máximos producidos por la sobrecarga en diversas secciones, para luces comprendidas entre 4 y 24 m. Después, suponiendo que el momento de inercia es proporcional al cubo de la altura, y por consiguiente, que el momento resistente lo es al cuadrado de la misma, hemos determinado la raíz cuadrada de los máximos momentos flectores resultantes, lo que nos dará en primera aproximación la variación teórica del espesor en la viga de igual resistencia.

Esta ley de variación teórica la hemos convertido en práctica, amoldándole rectas, que en la viga doblemente empotrada han sido: horizontal y dos inclinadas simétricas, partiendo del cuarto o del quinto de la luz, y en la empotrada-apoyada, dos inclinadas, partiendo del punto al cuarto o quinto de la luz con relación a la sección de empotramiento.

Como los empotramientos que hemos de considerar no son perfectamente rígidos, sino elásticos, preparamos unos cuantos modelos de vigas con variación de espesores en distintas proporciones y acartelamientos diferentes, para disponer de elementos utilizables en los diferentes casos que se presentan.

El resumen de los cálculos efectuados con este fin es el siguiente:

A) Deducción de las características de los distintos tipos de vigas consideradas: *coeficientes elásticos, factores de transmisión de cargas y momentos de empotramiento* para fuerzas aisladas y cargas uniformemente distribuidas. (Ejemplo: cuadro 1.)

Recordaremos a lo que se refieren estas características:

*Coficiente elástico derecho o izquierdo* es el factor por el que hay que multiplicar la masa elástica  $\frac{I_0}{L}$  correspondiente a la viga con sección uniforme  $I_0$ , para obtener la de nuestra viga en el extremo derecho o izquierdo. Significa el momento que es preciso aplicar en esta sección extrema supuesta libre, para obtener giro unidad, estando la otra perfectamente empotrada.

*Factor de transmisión de cargas* es la relación entre el momento que aparece en el extremo de una viga empotrada al que lo origina por actuación en el extremo opuesto.

*Momento de empotramiento* es el correspondiente a la sección extrema de la viga considerada inmóvil.

En el cuadro puede verse la deducción analítica de estos parámetros, que se comprende sin más que recordar las ecuaciones fundamentales de la viga elástica, las cuales, a mi modo de ver, se expresan del modo más claro mediante los dos teoremas de las áreas:

1) En una viga sometida a flexión, el ángulo de las tangentes a la elástica en dos puntos cualesquiera viene dado por el área del diagrama  $\frac{M}{EI}$  entre las ordenadas correspondientes a los dos puntos.

2) En una viga sometida a flexión, la ordenada desde un punto  $Q$  en la elástica hasta la tangente a esta misma curva en otro punto  $P$  viene dada por el momento del área del diagrama  $\frac{M}{EI}$ , entre los dos puntos con relación al primero.

B) Obtención de las líneas de influencia de los momentos flectores en las secciones más interesantes. (Ejemplo: cuadro 2.)

C) Deducción de los momentos flectores producidos por peso propio y sobrecarga en las distintas secciones de cada una de las luces consideradas. (Ejemplo: cuadro 3.)

D) Determinación de la ley de variación de los máximos momentos flectores referidos al de una sección típica. (Ejemplo: cuadro 3.)

E) Comprobación de la eficacia de la ley de variación de espesores adoptada, al compararla con la de la raíz cuadrada de estos momentos unitarios. (Ejemplo: cuadro 3.)

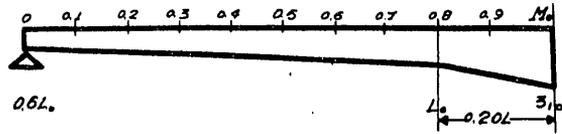
Para el cálculo de las estructuras hemos utilizado el método elástico bajo la forma conocida *slope deflection* de los norteamericanos, resolviendo las ecuaciones por el procedimiento de Cross (*Distributed Fixed End Moments*), que ya detallaremos al exponer un ejemplo.

En la distribución de hierros hemos procurado disponerlos para resistir directamente las tensiones principales, moldeándolos lo más adaptados a las líneas isostáticas que las necesidades constructivas permiten, para lo cual estudiamos detenidamente los elementos de cada estructura mediante dichas curvas de *transmisión de esfuerzos* y las denominadas de *resistencia intrínseca*, valiéndonos para las primeras de las experiencias, generalmente fotoelásticas<sup>1</sup>, lleva-

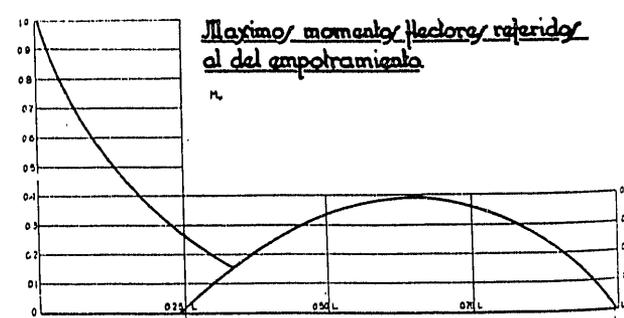
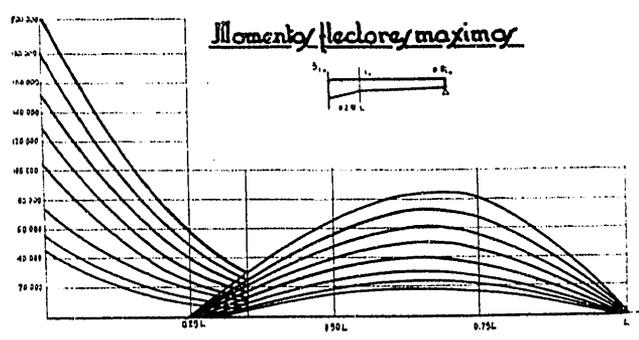
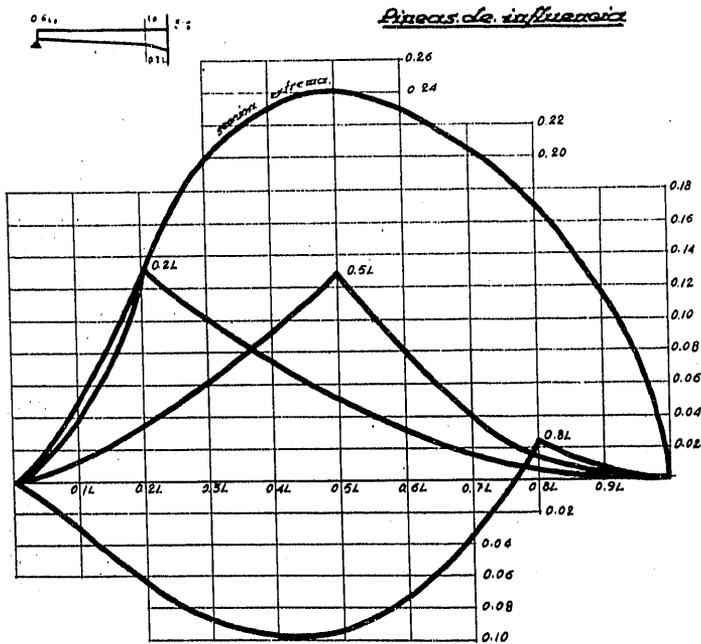
<sup>1</sup> Aprovechamos, una vez más, la ocasión, para llamar la atención sobre la importancia del estudio fotoelástico de las estructuras. Se obtienen directamente las siguientes familias de curvas: *Isocromáticas* de igual componente tangencial máxima de tensión, *isoclinas* o de igual inclinación de las tensiones principales; de éstas se deducen fácilmente las *isostáticas* y las curvas de igual tensión, con lo que se tiene elementos para un estudio completo de la cuestión.

<sup>1</sup> Véase el número anterior, página 27.

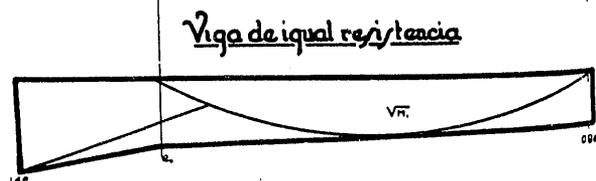
CUADRO 1



Sección	Relación de Momentos de Inercia	Fuerza unitaria en:				Carga continua en toda la viga		Fuerza unitaria en:					
		Extremo izquierdo		Extremo derecho		en toda la viga		a 2L.		a 5L.		a 8L.	
		$(\frac{M}{L})$	$(\frac{M}{L})$	$(\frac{M}{L})$	$(\frac{M}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$	$(\frac{m}{L})$
0	0.60	1.670	.830	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.64	1.400	1.260	0.166	.140	0.070	0.063	.125	.012	.038	.008	0.31	.003
0.2	0.68	1.180	.944	.294	.236	.118	.094	.235	.047	.147	.029	0.59	.012
0.3	0.73	0.960	.570	.412	.288	.144	.101	.191	.057	.206	.062	0.82	.025
0.4	0.77	0.780	.468	.520	.312	.156	.091	.156	.062	.260	.104	1.04	.042
0.5	0.83	0.603	.301	.603	.301	.150	.075	.120	.060	.301	.150	1.20	.060
0.6	0.88	0.456	.180	.683	.273	.136	.054	.091	.055	.227	.136	1.36	.082
0.7	0.94	0.320	.096	.745	.226	.112	.034	.064	.045	.160	.112	1.49	.104
0.8	1.00	0.200	.040	.800	.160	.080	.016	.040	.032	.100	.080	1.60	.128
0.9	1.80	0.055	.008	.500	.050	.025	.002	.011	.010	.028	.026	0.44	.039
1.0	3.00	0	0	.333	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Áreas		0.679		0.487		0.991		1.033		1.507		0.885	
Momentos		$5 \times 0.705 = 0.479$		$5 \times 0.405 = 0.198$		0.530		380		0.706		0.495	
Factores de Invariabilidad		$\alpha = \frac{0.198}{0.479} = 0.416, \alpha = 0.60$				$0.991 - 0.487[M = 0.679] = 0.504 - 0.198[M = 0.479] = 0.306$		$M_0 = \frac{0.380}{0.291} = 0.130$		$M_0 = \frac{0.706}{0.291} = 0.242$		$M_0 = \frac{0.495}{0.291} = 0.170$	
Coeficientes elásticos		$\beta_1 = \frac{1}{4(0.487 - 0.679)} = 1.25, \beta_2 = 0.73$				$M_1 = 0, M_2 = 1.20, M_3 = 0.62$		$\beta_1 = 1.49, \beta_2 = 0.72$					



Sección	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0	0.050	0.180	0.200	0.231	0.241	0.230	0.204	0.170	0.118
0.2	0.039	0.134	0.100	0.074	0.013	0.030	0.040	0.015	0.003
0.5	0.013	0.036	0.063	0.093	0.129	0.080	0.040	0.014	0.006
0.8	0.031	0.064	0.087	0.098	0.094	0.086	0.034	0.024	0.008



das a cabo, y controlando las segundas por la situación de grietas en ensayos llevados hasta la rotura.



Fig. 1. Isostáticas en el extremo de un dintel

Las isostáticas en un dintel son de sobra conocidas y justifican plenamente el modo corriente de armarlo: barras horizontales, que en la zona central

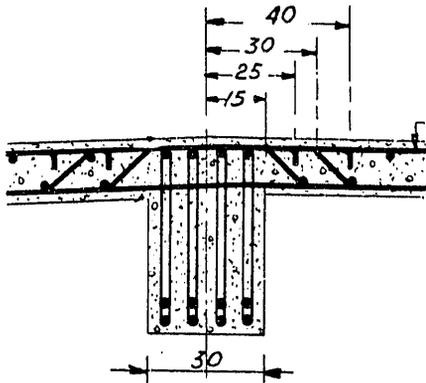


Fig. 2. Detalle del enlace de losa y viga

van inferiores y en las zonas extremas superiores, y barras inclinadas que enlazan ambas regiones. Hemos utilizado este sistema modificando únicamente la inclinación del doblez a 1 1/2 por 1, en lugar del 1 a 1 corrientemente adoptado. La figura 1 evidencia la ventaja de esta variación, pues las barras se adaptan mejor a la forma de las isostáticas, cuya inclinación es inferior a 45° por encima de la fibra neutra, que es donde interesa su actuación.

En los dinteles con vigas disponemos éstas cada 1,50 m (distancia a la que hemos llegado por consideraciones económicas, al considerar las dos funciones de la losa: soportando las cargas y formando la cabeza de las vigas, y por consideraciones prácticas relacionadas con el ancho de vía), adoptando para unión de losa y viga la disposición que se indica en la fig. 2, cuyas características especiales son: supresión de los pequeños acartelamientos y existencia de armadura inferior en la losa.

El problema de la ineficacia del pequeño acartelamiento lo trataremos detenidamente al ocuparnos del enlace de pilar y dintel en los pórticos sencillos; todo lo que exponemos entonces puede aplicarse al caso, pues los es-

<sup>1</sup> Esto se ha utilizado anteriormente y por vez primera en las estructuras de los edificios de la Ciudad Universitaria proyectadas por el ingeniero de Caminos D. Eduardo Torroja, quien utiliza el ángulo de 35°.

pesores de losa y viga, 15 y 30 cm respectivamente, son comparables.

La eficacia de la armadura inferior se comprueba fácilmente al considerar el modo de trabajar una viga en T con cargas en las alas. En la figura 3 se han dibujado las isostáticas para esfuerzos aplicados a la izquierda, pudiendo distinguirse tres regiones: aquella en que sólo existen tensiones de compresión,

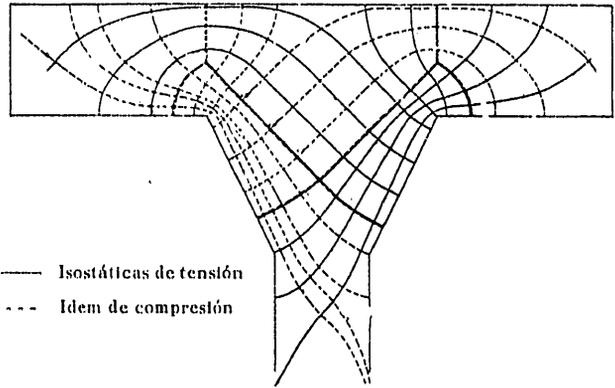


Fig. 3. Isostáticas en una viga en T para cargas situadas en la aleta izquierda

la que sólo tiene tensiones de tracción y las que contienen ambas; por consiguiente, en el ángulo de la región opuesta a la de aplicación de la carga existen siempre tracciones. La disposición adoptada para las armaduras con hierros inferiores e inclinados en las losas y estribos en las vigas sigue muy bien el trazado de las isostáticas, y además absorbe bien las tensiones, como se deduce al examinar las grietas de

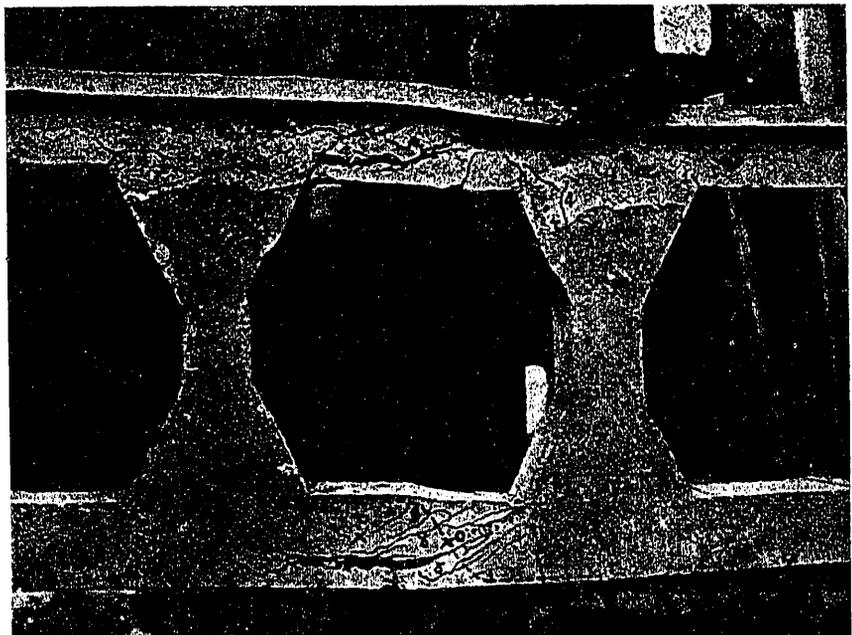


Fig. 4. Estructura ensayada hasta rotura durante la construcción de los nuevos almacenes Laffayette

la estructura ensayada hasta rotura (fig. 4) durante la construcción de los nuevos almacenes Laffayette.

En los tabiques hemos adaptado espesor constante, salvo en los de la serie II, por las razones que exponemos, disponiendo la armadura principal en relación con la del dintel correspondiente, siendo digno de advertir únicamente el modo de armar la unión





