

NUEVO TIPO DE PUENTE FORMADO POR MENSULAS ENLAZADAS EN CONTINUIDAD

Por. JUAN J. GOMEZ-CORDOBES HERNANDEZ,
Ingeniero de Caminos.

Continúa el autor desarrollando su idea sobre un nuevo tipo de puente, que planteó en el número de marzo último de nuestra Revista, e indica métodos de cálculo de los elementos fundamentales.

En el artículo publicado con el mismo título que el presente en la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS número 2855, correspondiente al mes de marzo último, se anuncia la publicación de otros artículos sobre el mismo tema. En este segundo artículo comenzamos corrigiendo las erratas observadas en el anterior.

En la página 114, columna de la izquierda, línea cuarta, dice: las costillas a , más gruesas que las b , ... Debe decir: las costillas a , más anchas que las b , ...

En la página 122, columna de la izquierda, párrafo cuarto, línea séptima, dice: en la segunda, un rectángulo de dimensiones $c_1, (L_2, L_1)$; en la tercera, un rectángulo de dimensiones $c_1, (L_3, L_2)$, y así sucesivamente. Debe decir: en la segunda, un rectángulo de dimensiones $c_1, (L_2 - L_1)$; en la tercera, un rectángulo de dimensiones $c_1, (L_3 - L_2)$, y así sucesivamente.

Los pisos representados en la semisección de la proyección vertical del elemento representado en la figura 12 del primer artículo, se construirán de hormigón armado los que se estimen necesarios, como el de la calzada del puente, y el inmediato inferior que ha de servir para la instalación de los medios que han de establecer la continuidad de las ménsulas contiguas de dos elementos y algún otro exigido para el buen arriostramiento de los nervios de las ménsulas. Los demás pisos figurados se construirán, con carácter provisional, de madera, como auxiliares de la cons-

trucción, y que se harán desaparecer en momento oportuno. Examinando las figuras 12 y 13, se observa la posibilidad de utilizar como locales para viviendas, almacenes, etc., los espacios que resultan entre los nervios que integran las ménsulas, y desde este punto de vista se presentarán casos en los que convendrá dar al puente mayor anchura de la que corresponda a la categoría de la vía de comunicación que motivó su construcción, lo cual alejará la necesidad de ampliar el ancho del puente, ampliación que se presenta indispensable en muchas obras construídas hace pocos años.

III

Continuando los desarrollos de cálculo iniciados en el citado primer artículo publicado, tenemos preparados otros desarrollos referentes al momento flector y al esfuerzo cortante en la ménsula, tal como ha sido concebida; pero antes de su exposición, estimamos conveniente estudiar el elemento fundamental del nuevo tipo de puente desde otro punto de vista más simplista, siguiendo el mismo procedimiento de construcción por hiladas horizontales.

En lo que llevamos expuesto hemos obtenido una cierta poligonal; sensiblemente, una cierta curva. En lo que vamos a exponer, fijamos *a priori* la línea de intradós de los nervios que integran la ménsula y escogemos la línea recta, con lo que dicha poligonal

VIADUCTO FRANCISCO ALIAGA

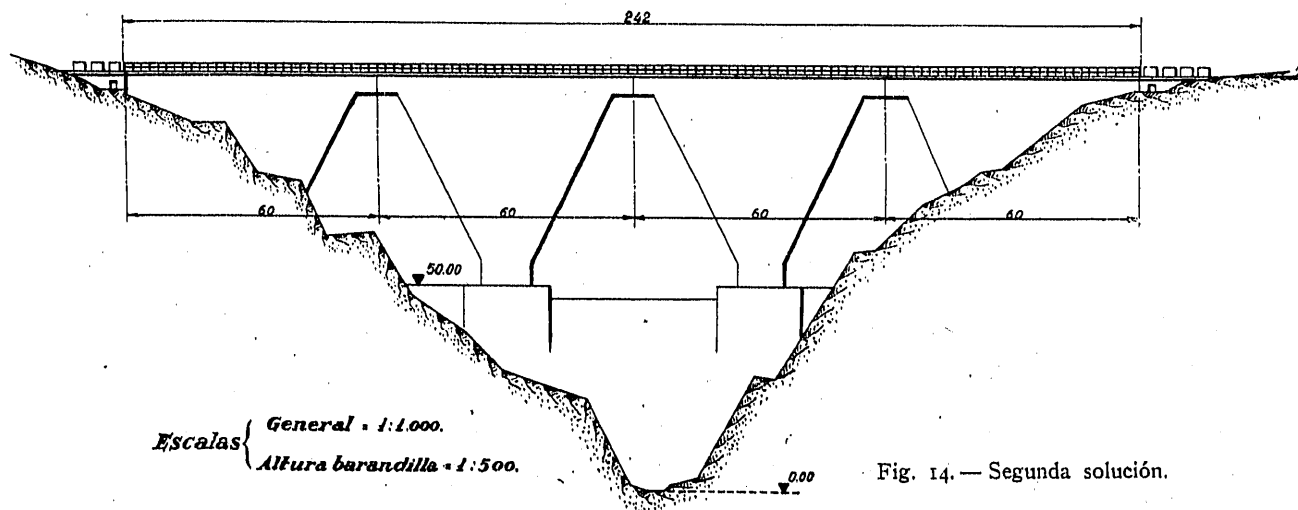
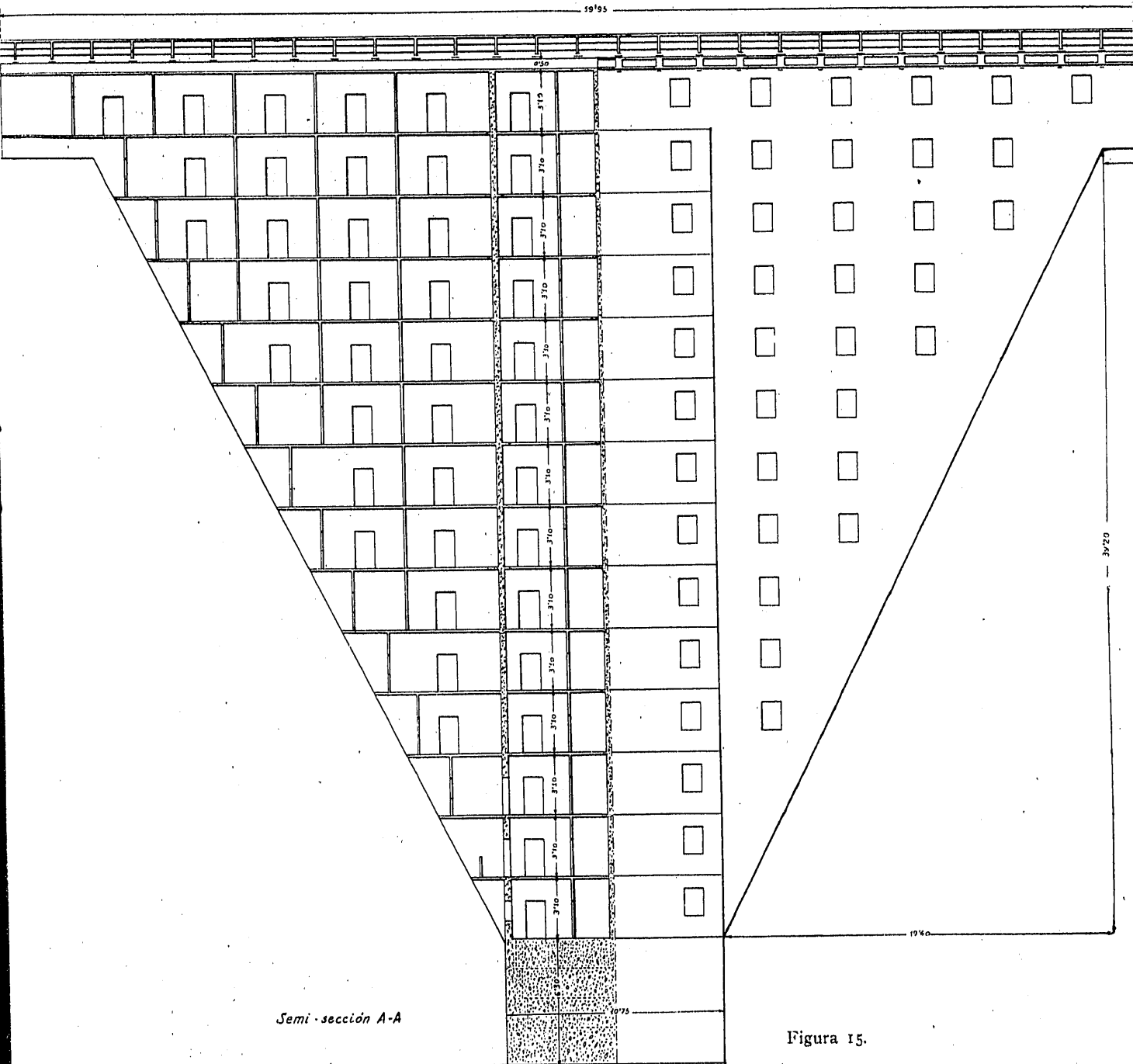


Fig. 14. — Segunda solución.



o curva aparente, obtenida en el anterior artículo, es sustituida por una línea recta a la que podemos dar diversas inclinaciones o pendientes. Fijada la pendiente, quedan determinadas geométricamente las luces de las hiladas.

En la figura 14 presentamos el perfil longitudinal de un campo vecinal al pasar de una ladera a otra, de un barranco con altura de rasante de 100 m. y altura sobre el nivel del mar del orden de 1.600 m.,

en una región montañosa poblada de pinos maderables, lugar muy solicitado por veraneantes de lejanas residencias. A un lado del barranco existe un pequeño pueblo que tiene al otro lado del mismo casi la totalidad de sus terrenos de cultivo. Los vecinos del pueblo, para el laboreo de sus tierras, tienen que cruzar, dos veces, penosamente el barranco, descendiendo por camino de cabras, para volver a remontarse, por lo que unánimemente es esperada la construcción del

viaducto que lleva el nombre del Alcalde existente en la fecha en que se tomaron los datos de campo para la preparación del proyecto.

Las avenidas del barranco, producidas por deshielos en el invierno y por tormentas en el verano, ocasionan, sumando su caudal al de otros afluentes del río en que desemboca, daños considerables en las huertas situadas aguas abajo, por lo que puede ser una solución la que se representa en la citada figura 14: una presa de contención de las avenidas del barranco de unos 50 m. de altura y sobre su coronación un viaducto con el resto de la altura de la

primer artículo, que reproducimos en la sección transversal, figura 17 del presente.

La figura 15 representa una proyección vertical longitudinal de uno de los dos elementos centrales del viaducto, con un semialzado y una semisección A-A (ver fig. 16). En el centro de cada elemento existe una escalera que comunica los diversos pisos representados y que en planta se representa en la figura 16, en la que se ve que en cada piso existe un pasillo central de 1,90 m. de ancho, con puertas de entrada a locales laterales con ancho de 2 m. y longitud la conveniente cuando se fije el destino que

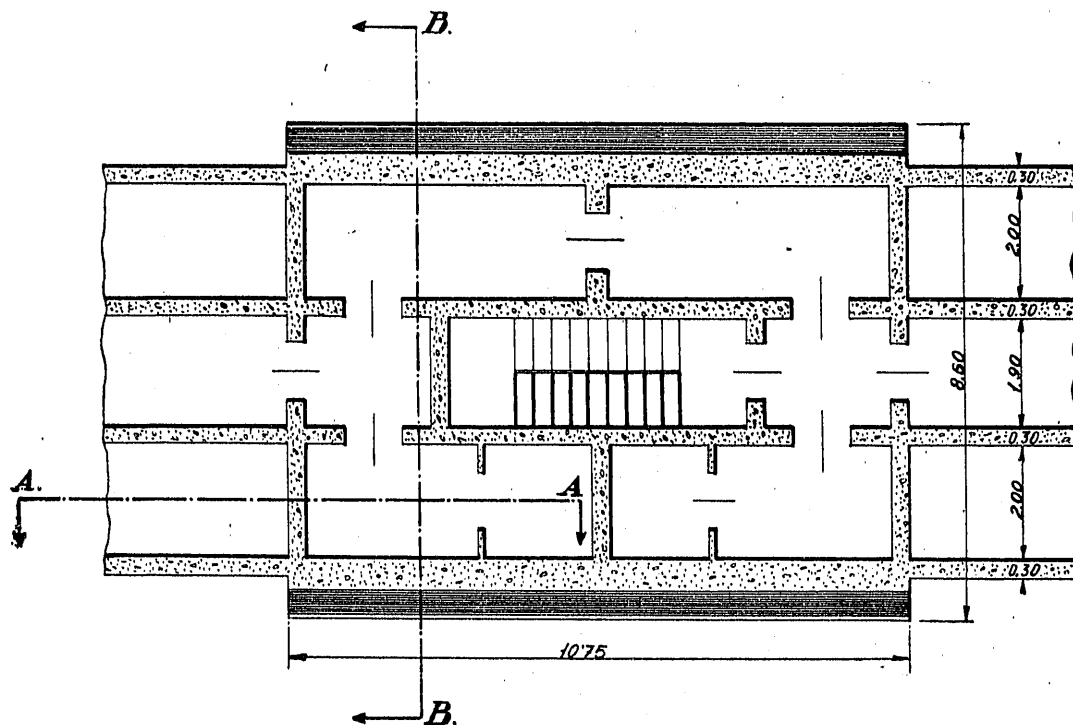


Figura 16.

rasante del camino. Los dos elementos centrales de 60 m. forman el viaducto, si consideramos que los otros dos elementos extremos de 60 m. forman parte de los accesos del puente.

La construcción de la presa interesa a varios pueblos y se puede llevar a cabo con los auxilios del Instituto de Colonización y la construcción del viaducto, que también interesa a varios pueblos, como obra integrante de un camino vecinal que figura en un plan provincial, con los correspondientes auxilios del Estado y demás Entidades interesadas.

Estando anunciada por la Mancomunidad de Diputaciones Provinciales el aumento del ancho de los caminos vecinales, y teniendo en cuenta las consideraciones expuestas en este segundo artículo, vamos a tantear esta obra con ancho de carretera comarcal o de segundo orden, con la distribución de ancho de calzada y aceras representada en la figura 13 del

se ha de dar a estos locales, y que, por estar la obra ubicada en lugar muy indicado para el veraneo, se pueden dedicar a dormitorios, y los situados inmediatos a la escalera, para cuartos de aseo, tal como se representa en dicha figura 16. La distribución de habitaciones será simétrica con relación al eje del elemento, al objeto de que el peso muerto se halle equilibrado.

Se representa en la figura 17 una sección transversal, B-B, del elemento (ver fig. 16), en la que se cuentan 14 pisos con sus respectivas alturas todas iguales. Como se ve, se trata de un pequeño rascacielos, cuya cubierta es al mismo tiempo la calzada de una vía de comunicación. Si en vez de dar a la obra el ancho de carretera comarcal, le diéramos el de carretera nacional, el pasillo central tendría 2 m. de ancho y las habitaciones resultarían con 2,70 m. de anchura.

Para construir la obra tenemos, naturalmente, que comenzar por la hilada inferior. Prescindimos de tratar de la construcción del apoyo o pila por no ofrecer particularidad alguna, y comenzamos por los nervios integrantes de las ménsulas. Los encofrados para construir las hiladas son de 1 m. de altura, y a los efectos de cálculo, repartiremos los 10 cm. de los forjados de los pisos entre las tres hiladas que requiere cada piso, con lo que la altura de cada hilada para el cálculo será $c = 1,03$ m.

Con la pendiente adoptada para la recta de intradós de los nervios, resulta que cada hilada vuela con relación a la inmediata inferior, la mitad de su altura. Las luces de las sucesivas hiladas a partir de la inferior, a la que asignamos el primer subíndice, cumplen con la condición de que la diferencia entre dos luces consecutivas es constante:

$$L_1; L_2 = 2 L_1; L_3 = 3 L_1; \dots; L_n = n L_1. \quad [3]$$

Los momentos flectores producidos por cada hilada independiente, se determinan seguidamente:

$$M_1 = \frac{1}{2} L_1 a c \delta \cdot \frac{2}{3} \frac{1}{2} L_1 = \frac{a c \delta}{6} L_1^2, \text{ m.-Kg.} = \\ = \frac{a c \delta}{600} L_1^2, \text{ cm.-Kg.}; \quad a \text{ y } c \text{ en cm., } \delta \text{ en Kg.-m.}^3 \text{ y } L_1 \text{ en m.}$$

$$M_2 = \frac{1}{2} (L_2 - L_1) \frac{a c \delta}{100} \left(\frac{L_2 - L_1}{3} + L_1 \right) + \frac{1}{2} \frac{a c \delta}{100} L_1^2 = \\ = \frac{a c \delta}{600} (4 + 3) L_1^2 = 7 M_1.$$

$$M_3 = \frac{1}{2} (L_3 - L_2) \frac{a c \delta}{100} \left(\frac{L_3 - L_2}{3} + L_2 \right) + \frac{1}{2} \frac{a c \delta}{100} L_2^2 = \\ = \frac{a c \delta}{600} (7 + 12) L_1^2 = 19 M_1.$$

$$M_4 = \frac{1}{2} (L_4 - L_3) \frac{a c \delta}{100} \left(\frac{L_4 - L_3}{3} + L_3 \right) + \frac{1}{2} \frac{a c \delta}{100} L_3^2 = \\ = \frac{a c \delta}{100} (10 + 27) L_1^2 = 37 M_1. \quad [4]$$

$$M_n = \frac{1}{2} (L_n - L_{n-1}) \frac{a c \delta}{100} \left(\frac{L_n - L_{n-1}}{3} + L_{n-1} \right) + \\ + \frac{1}{2} \frac{a c \delta}{100} L_{n-1}^2 = \frac{a c \delta}{600} (3(n-1) + 1 + 3(n-1)^2) L_1^2 = \\ = (3n(n-1) + 1) M_1.$$

Los momentos flectores producidos por cada 2, 3, ..., n , hiladas consecutivas, contadas desde la inferior con el primer subíndice, se obtienen sumando las correspondientes expresiones [4], como lo hacemos

seguidamente, distinguiendo con acentos los nuevos momentos:

$$M'_1 = M_1 = 1^3 M_1;$$

$$M'_2 = M_1 + M_2 = (1 + 7) M_1 = 2^3 M_1;$$

$$M'_3 = M_1 + M_2 + M_3 = (1 + 7 + 19) M_1 = 3^3 M_1;$$

$$M'_4 = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = (1 + 7 + 19 + 37) M_1 = 4^3 M_1. \quad [5]$$

...

$$M'_n = M_1 + M_2 + M_3 \dots (1 + 7 + 19 + \dots + (3n(n-1) + 1)) M_1 = n^3 M_1.$$

A cada uno de los momentos componentes [4] hay que agregar otro momento para tener en cuenta el peso de los encofrados, andamios, etc.: $M'' = 1/2 \cdot 200 \cdot L_n^2 = 100 L_n^2$, y además, a los que tienen subíndice múltiplo de tres, hay que agregar los momentos producidos por los forjados $M''' = 1/2 \cdot 2 \cdot 300 L^2$. A medida que se construye la obra, van desapareciendo los encofrados y andamios, favoreciendo la estabilidad de la misma.

La luz de la primera hilada de los nervios de la ménsula es:

$$L_1 = \frac{1,03}{2} = 0,516 \text{ m.}$$

Las expresiones [3] nos dan las luces de las sucesivas hiladas hasta la

$$12 \times 3 = 36, \quad L_{36} = 12 \times \frac{3,10}{2} = 18,60 \text{ m.}$$

Las dos siguientes luces de la zona triangular del nervio, núms. 37 y 38, se encuentran en el piso número 13, cuyo forjado se encuentra fuera de la zona triangular, por lo que estas dos últimas hiladas tendrán solamente la altura de 1 m.:

$$L_{37} = L_{36} + 1/2 = 19,10 \text{ m}; \quad L_{38} = L_{37} + 1/2 = 19,60 \text{ m.}$$

A partir de la hilada 39, la luz de las restantes permanece constante e igual a $L_{38} + 5 = 24,60$ m.

La longitud de la pila rectangular, en el sentido de la del viaducto, es de:

$$60 - (2 \times 24,60 + 0,05) = 60 - 49,25 = 10,75 \text{ m,}$$

habiendo previsto 5 cm. para el establecimiento de una junta de dilatación.

A los cuatro nervios que integran la ménsula damos el mismo espesor, $a = 30$ cm., y estando los dos centrales solicitados por mayores cargas, los siguientes cálculos se refieren a estos últimos, habiéndose empleado la regla logarítmica y la máquina calculadora.

Para no alargar excesivamente este artículo, limitamos el estudio a la zona triangular del nervio,

triángulo que tiene por catetos $L_{38} = 19,60$ m., para el horizontal, y $2 \times 19,60 = 39,20$ m., para el vertical, por haber sido adoptada para inclinación de la hipotenusa la pendiente $= 2$. El área de este triángulo es $19,60^2 = 384,16$ m.², y el volumen correspondiente del nervio, $384,16 \times 0,30 = 115,248$ m.³, que, multiplicado por la densidad, resulta que su peso es de $115,248 \times 2500 = 288\,120$ Kg. El momento flector solicitante producido por esta fuerza es de $288\,120 \times 2/3 \times 1/2 \times 19,60 = 1\,882\,384$ m.-Kg. A este momento hay que agregar el producido por los forjados de los doce primeros pisos, que determinamos como sigue:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} 1,95 \times 300 \times 1,55^2 \sum_1^{12} n^2 &= 292,50 \times \\ \times 2,4025 \frac{12 \times 13 \times 25}{1 \times 2 \times 3} &= 292,50 \times 1561,625 = \\ &= 456\,775 \text{ m.-Kg.} \end{aligned}$$

A título de imprevistos, durante la construcción y después de la misma, a los dos momentos anteriores agregamos en cada hilada el producido por una carga uniformemente repartida, a razón de 200 Kg. por metro de la luz, cuyo valor total es de $1/2 \times 200 \times 1561,625 = 156\,163$ m.-Kg.

El momento total solicitante resulta ser $2\,482\,151$ metros-Kg.

Tanto los momentos dados por las expresiones [4] y [5], como el momento global que acabamos de hallar para la parte triangular del nervio, suponen que no se ha hecho descuento alguno por huecos, como los representados en la figura 15, por lo que los valores que se obtienen para los momentos son mayores que los que se producen realmente quedando la estabilidad favorecida, siempre que los pesos suprimidos no sean precisos para garantizar la estabilidad al viento.

El peralte de la parte triangular del nervio correspondiente al momento total que acabamos de determinar es de $5000 - (25 + 425 + 630) = 5000 - 1080 = 3\,920$ cm.

Con los datos que acabamos de obtener, seguidamente deducimos la compresión máxima del hormigón, del nervio y la sección de armadura necesaria correspondiente, considerando solamente, en honor a la brevedad y en beneficio de la estabilidad, su sección rectangular: peralte $= 3\,920$ y ancho $= 30$ centímetros, sin tomar en consideración la colaboración de los doce forjados, en la resistencia, situados unos, en la zona de compresión, y otros, en la de tracción, que intervienen poderosamente en la resistencia de la ménsula. Con armadura asimétrica $K = 0$ y tensión máxima para la armadura $A = 1\,000$ Kg./cm.², en la página 143 del Peña Bœuf tenemos la tabla correspondiente.

Tomando para recubrimiento de la armadura 5 centímetros, el canto útil es $3920 - 5 = 3\,915$ cm.

$$\begin{aligned} 3915 &= f(\varphi) \sqrt{\frac{248215100}{30}} = f(\varphi) \sqrt{8273837} = \\ &= 2880 f(\varphi) = \frac{3915}{2880} = 1,36; \\ 1,36 &= \sqrt{\frac{5,866}{H}} \therefore 1,85 = \frac{5,866}{H} \therefore H = \frac{5,866}{1,850} = \\ &= 3,2 \text{ Kg./cm.}^2 \therefore H = 648 \end{aligned}$$

(ver pág. 140 del Peña).

Discípulo el autor del presente artículo del ilustrísimo Sr. D. Juan Manuel de Zafra (q. e. p. d.), como Profesor de la asignatura Hormigón Armado en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, en todos los momentos ha usado la letra griega β para indicar el coeficiente de equivalencia $\beta = E_a/E_h = r$, tal como pueden comprobar los que disponen del *Hormigón Armado* de Zafra, y naturalmente, las numerosas veces que es preciso hacer uso de dicho coeficiente, forzosamente el discípulo ha recordado gratamente a su querido e inolvidable Profesor:

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{648}{3,2} = 202 \therefore \beta_q = 0,127 \therefore q = \frac{0,127}{202} = \\ &= 0,00063 \therefore \alpha = 3915 \times 30 \times 0,00063 = 11745 \times \\ &\quad \times 0,00063 = 74 \text{ cm.}^2. \end{aligned}$$

Comparemos el resultado anterior con el que vamos a obtener, considerando el nervio formado por hiladas horizontales. Supongamos que los encofrados tienen 1 m. de altura, y que, inexpertos en esta forma de construcción, tomamos la altura de las hiladas igual a la altura de los encofrados. Los encofrados se proyectarán para resistir a su peso, al del material que los ha de llenar y al de los andamios y obreros. Cada hilada tiene una parte central de 10,75 m., correspondiente a la longitud de la pila, que descansa sobre ésta, y dos partes extremas, en voladizo, que son las que exigen el armado. Naturalmente, comenzaremos la construcción por la hilada inferior núm. 1, y como en los comienzos disponemos de encofrados abundantes, sin desencofrar la primera montaremos sobre ella los encofrados de la segunda hilada, que llenaremos seguidamente, igual que se llenó la primera, con el material de la obra, y así sucesivamente. Supongamos que antes de proceder a la construcción de la segunda hilada desencoframos la primera estando fraguado el material, y determinemos la tensión del hormigón en los dos voladizos extremos:

$$\begin{aligned} \text{Momento flector solicitante} &= \frac{1}{6} 0,30 \times 1 \times 2500 \times 0,50^2 = \\ &= 31,25 \text{ m.-Kg.} \end{aligned}$$

La pequeñez de este momento nos dice que la compresión máxima del hormigón y la correspondiente sección de armadura en la zona de tracción, son despreciables, por lo que, aunque empleemos encofrados de 1 m. de altura, consideraremos hiladas de altura igual a la constante existente entre cada dos forjados consecutivos, y la construcción se puede llevar exactamente igual que la de un edificio como el representado en la figura 5.^a, página 115 del número 2855 de la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, resultando tan sencilla la construcción de este tipo de viaducto como la de un edificio corriente con las paredes de fachada esquinadas verticalmente.

En vista de lo expuesto, vamos a considerar hiladas de altura 3,10 m., para los doce primeros pisos, y dos de 1 m., en el piso núm. 13, las que figuran en los siguientes cuadros con el número de orden 13' y 13'', por estar en el piso 13, pero en su altura de 1 metro, a los efectos de aplicación de las expresiones [4] y [5] de los momentos flectores; los números de orden correspondientes son 38,20 y 39,20, tal como se indica en la columna núm. 1 de los cuadros I y II.

El momento flector solicitante en la primera hilada, de altura 3,10 m., en metros-kilogramos, según la primera de las expresiones [4], es:

$$1/5 \ 0,30 \times 3,10 \times 2500 \times 1,55^2 = 125 \times 3,10 \times 2,4025 = 930,96875 \text{ m.-Kg.}$$

Siendo el espesor de los forjados de pisos de 10

centímetros, en todos ellos consideramos el centro de gravedad de la armadura de tracción del nervio, a la altura de los centros de los forjados, por lo que restamos de las alturas de las hiladas 5 cm., para tener los correspondientes cantos útiles. En el siguiente cuadro I, con sus nueve columnas, se resume la marcha seguida para la obtención de los momentos flectores por hiladas independientes, sirviéndose de las expresiones [4] para el peso propio del nervio, figurando los resultados en la columna núm. 6, obtenidos con máquina de calcular, multiplicando el momento correspondiente a la primera hilada, que acabamos de obtener con cinco decimales, por los coeficientes de la columna núm. 5. Para las dos últimas hiladas. 13' y 13'', de 1 m. de altura, el momento inicial correspondiente ha sido recientemente valorado en 31,25 m.-Kg. Los momentos M'' de la columna núm. 7 se refieren a los forjados de los doce primeros pisos, y como comprobación, su suma es igual al valor obtenido al considerar la parte triangular del nervio formado por una sola hilada. Los momentos M''' de la columna núm. 8 se refieren al peso de encofrados, andamios, obreros, etc., principalmente a título de capítulo de imprevistos. En la columna núm. 9 figuran los momentos totales en cada hilada.

Para las catorce hiladas se ha hecho el cálculo que exponemos seguidamente para la primera, siguiendo el tratado de *Hormigón Armado* tantas veces citado, con tensión para el acero de la armadura $A = 1000 \text{ Kg./cm.}^2$ y armadura asimétrica $K = 0$,

CUADRO I

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Hiladas, núm. de orden	Alturas — p	L U C E S		$3n(n-1)+1$	MOMENTOS COMPONENTES, EXPRESIONES [4]			
		m.	m. ²		M'	M''	M'''	Totales M
1	3,10	1,55	2,4025	1	931	703	240	1 874
2	6,20	3,10	9,6100	7	6 517	2 811	961	10 289
3	9,30	4,65	21,6225	19	17 688	6 325	2 162	26 175
4	12,40	6,20	38,4400	37	34 446	11 244	3 844	49 534
5	15,50	7,75	60,0625	61	56 789	17 568	6 006	80 363
6	18,60	9,30	86,4900	91	84 718	25 298	8 649	118 665
7	21,70	10,85	117,7225	127	118 233	34 434	11 772	164 439
8	24,80	12,40	153,7600	169	157 334	44 975	15 376	217 685
9	27,90	13,95	194,6025	217	202 020	56 921	19 460	278 401
10	31,00	15,50	240,2500	271	252 293	70 273	24 025	346 591
11	34,10	17,05	290,7025	331	308 150	85 030	29 070	422 250
12	37,20	18,60	345,9600	397	369 595	101 193	34 596	505 384
38,20 - 13'	38,20	19,10	364,8100	4 264,12	133 254	•	12 160	145 414
39,20 - 13''	39,20	19,60	384,1600	4 493,32	140 416	•	12 801	153 217
Sumas					1 882 384	456 775	181 122	2 520 281

designando con la letra H la compresión máxima del hormigón:

$$305 = f(\varphi) \sqrt{\frac{187400}{30}} = f(\varphi) \sqrt{6247} = 79 f(\varphi) \therefore f(\varphi) = \frac{305}{79} = 3,86 = \sqrt{\frac{5,866}{H}} \quad H = \frac{5,866}{14,90} = 0,39 \text{ Kg./cm.}^2 \therefore$$

$$\therefore \beta H = 648 \therefore \beta = \frac{648}{0,39} = 1645 \therefore q = \frac{0,127}{1665} = 0,0000772.$$

Designando por α la sección de armadura necesaria, se tiene:

$$\alpha = 305 \times 30 \times 0,0000765 = 921 \times 0,000765 = 0,70 \text{ cm.}^2.$$

La tracción total que sufre el nervio, en su primera hilada, es de $1000 = 700$ Kg. Deduzcamos la tracción total que puede soportar el nervio, admitiendo para el hormigón una tracción máxima de 5 Kg./cm.^2 y tomando en consideración la pequeña armadura de repartición que se acostumbra poner en los forjados de pisos: 4 redondos de 5 mm./m. l. , que, en el ancho de $1,95 \text{ m.}$ de forjado que carga sobre el nervio, entran 88, con sección $= 1,57 \text{ cm.}^2$.

Profundidad fibra neutra: $f = 305 \times 0,393 = 120 \text{ cm.}$

$$\text{Longitud zona tracción} = 310 - 120 = 190 \text{ cm.}$$

$$t = -\frac{5}{190} z. \text{ (Ver fig. 18.)}$$

Para los 30 cm. de anchura del nervio se tiene como tracción total:

$$T = \frac{5 \times 30}{190} \int_0^{190} z dz = 75 \times 190 = 14250 \text{ Kg.}$$

$$\text{Para los 195 cm. del forjado } T' = \frac{5}{190} (190 - 5)$$

$$195 \times 10 = 9192$$

$$\text{Para la armadura de repartición del forjado } T'' = 1570$$

$$\text{Suma} = 25312 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo de tracción que sufre la primera hilada del nervio por efecto del peso propio es menor que un 3 por 100 del que puede soportar, lo que confirma más justificadamente nuestra anterior afirmación de que una obra del tipo de la que estamos considerando se puede construir tan fácilmente como un edificio corriente con las esquinas de fachada verticales.

La insignificante sección metálica obtenida, $\alpha = 0,70 \text{ cm.}^2$ es innecesaria, sin que queramos decir que deje de ponerse. En el cuadro III se resume el cálculo de las 14 hiladas, partiendo de las expresio-

CUADRO II

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Hiladas, núm. de orden	Cubos índices	MOMENTOS n HILADAS, EXPRESIONES [5]				$\frac{100}{30} M = 3,3 M$ y $\sqrt{3,3 M}$			
		M'	M''	M'''	M	EXPRESIONES [4]		EXPRESIONES [5]	
1	1	931	703	240	1 874	6 246,6	79,03	6 246,6	79,03
2	8	7 448	3 514	1 201	12 163	34 296,6	185,19	40 543,3	201,35
3	27	25 136	9 839	3 363	38 338	87 250,0	295,38	127 793,3	357,48
4	64	59 582	21 083	7 207	87 872	165 113,3	406,34	292 906,6	541,21
5	125	116 371	38 651	13 213	168 235	267 876,6	517,57	560 783,3	748,85
6	216	201 089	63 949	21 862	286 900	395 550,0	628,92	956 333,3	977,92
7	343	319 322	98 383	33 634	451 339	548 130,0	740,36	1 504 463,3	1 226,56
8	512	476 656	143 358	49 010	669 024	725 616,6	851,83	2 230 080,0	1 493,34
9	729	678 676	200 279	68 470	947 425	928 003,3	963,33	3 158 083,3	1 777,10
10	1 000	930 969	270 552	92 495	1 294 016	1 155 303,3	1 074,85	4 313 386,6	2 076,87
11	1 331	1 239 119	355 582	121 565	1 716 266	1 407 500,0	1 186,37	5 720 886,6	2 391,84
12	1 728	1 608 714	456 775	156 161	2 221 650	1 694 613,3	1 297,93	7 405 500,0	2 721,30
38,20 - 13'	55 742 968	1 741 968	456 775	168 321	2 367 064	484 713,3	696,21	7 890 213,3	2 803,95
39,20 - 13"	60 236 288	1 882 384	456 775	181 122	2 520 281	510 723,3	714,64	8 400 936,6	2 898,44
Sumas		9 288 365	2 576 218	917 864	12 782 447				

CUADRO III

1	2	3	4	5	6	7	8
Hiladas, núm. de orden	Cantos útiles C	PARA MOMENTOS FLECTORES, EXPRESIONES [4]					
		$f(\varphi)$	$f(\varphi)^2$	H	β	q	α
1	305	3,859	14,89	0,39	1 645	0,0000772	0,70
2	615	3,266	10,67	0,55	1 179	0,0001077	1,99
3	925	3,131	9,80	0,60	1 083	0,0001173	3,25
4	1 235	3,039	9,24	0,63	1 021	0,0001224	4,61
5	1 545	2,985	8,91	0,66	984	0,0001291	5,98
6	1 855	2,949	8,70	0,67	961	0,0001322	7,36
7	2 165	2,924	8,55	0,68	944	0,0001345	8,74
8	2 475	2,905	8,44	0,69	932	0,0001363	10,12
9	2 785	2,891	8,36	0,70	923	0,0001376	11,50
10	3 095	2,879	8,29	0,71	916	0,0001386	12,87
11	3 405	2,870	8,24	0,71	910	0,0001396	14,26
12	3 715	2,862	8,19	0,72	905	0,0001403	15,64
13'	3 815	5,480	30,03	0,19	3 318	0,0000383	4,38
13"	3 915	5,478	30,01	0,19	3 315	0,0000383	4,50
Sumas				8,09			105,90

nes [4] de los momentos flectores para hiladas independientes.

En el cuadro II con sus 10 columnas, se resume la obtención de los momentos flectores para n hiladas consecutivas, partiendo siempre de la núm. 1, sirviéndose de las expresiones [5]. Los resultados se hallan en la columna núm. 3 y se obtienen multiplicando el momento correspondiente a la primera hilada, $M' = 930,96875$ m.-Kg., obtenido anteriormente, por los cubos de los índices de las hiladas que se hallan en la columna núm. 2. Los momentos flectores del cuadro II se deducen también como comprobación de los correspondientes M' de la columna núm. 6 del cuadro I por sumas sucesivas, igualmente que los momentos M'' y M''' .

En el cuadro I debe verificarse que la suma de la columna núm. 9 sea igual a la suma de las sumas de las columnas núms. 6, 7, 8.

En el cuadro II debe verificarse que la suma de la columna núm. 6 sea igual a la suma de las sumas de las columnas núms. 3, 4, 5. En las columnas números 7 y 8 se calcula para cada hilada la expresión $\frac{100 M}{30} = 3,3 M$, que entra en la del canto útil

$c = f(\varphi) \sqrt{\frac{100 M}{a}}$; en nuestro caso, $a = 30$ cm. para M , obtenido por las expresiones [4], y en las columnas núms. 9 y 10, para los momentos obtenidos con las expresiones [5].

En la columna núm. 5 del cuadro III se tienen

las catorce compresiones del hormigón (máximas) producidas por los momentos flectores de cada una de las catorce hiladas; en la hilada inferior núm. 1, que da una resultante máxima $H = 8,09$ Kg./cm.², resultante que, sobre ser pequeña, es superior a la real, pues en su determinación se ha considerado solamente el material del nervio, sin tener en cuenta la importante colaboración de los forjados en la resistencia, en honor a la brevedad para no demorar la salida del presente artículo. En la columna núm. 8 del mismo cuadro III se tienen las catorce secciones de armadura α cm.² correspondientes, y multiplicando por 1 000 cada una de ellas, se obtienen las tracciones correspondientes, que dan una resultante de 105 900 Kg.

Al considerar en este artículo el nervio formado por una sola hilada, de altura 39,20 m., obtuvimos:

Compresión máxima: $H = 3,2$ Kg./cm.², con armadura $\alpha = 74$ cm.².

Tracción correspondiente $= 74 \times 1000 = 74\ 000$ kilogramos.

Comparando estos resultados con los que acabamos de ver contenidos en el cuadro III, se descubre que, desde el punto de vista del momento flector, hay ventaja en dar a las hiladas la mayor altura posible, por lo que, una vez descubierta esta ventaja, optamos por la conveniencia de llevar el cálculo de los nervios integrantes de las ménsulas por las expresiones [5] del momento flector solicitante, como se hace en el cuadro IV, en cuyas columnas núms. 3 y 6 se tiene, en la última horizontal, $H = 3,2$ Kg./cm.² con arma-

CUADRO IV

1	2	3	4	5	6	7	8
* PARA MOMENTOS FLECTORES, EXPRESIONES [5]						ZONA DE	
$f(\varphi)$	$f(\varphi)^2$	H	β	q	α	Compresión	Tracción $p - \varphi c$
3,859	14,89	0,39	1 645	0,0000772	0,70	120	190
3,054	9,33	0,63	1 031	0,0001123	2,07	242	378
2,587	6,69	0,88	739	0,0001718	4,77	364	566
2,282	5,20	1,13	574	0,0002212	8,20	485	755
2,063	4,25	1,38	469	0,0002665	12,35	607	943
1,987	3,59	1,63	396	0,0003207	17,85	729	1 131
1,765	3,11	1,89	343	0,0003703	24,05	851	1 319
1,657	2,75	2,13	304	0,0004178	31,02	973	1 507
1,567	2,45	2,39	271	0,0004686	39,15	1 095	1 695
1,490	2,22	2,64	245	0,0005184	48,13	1 216	1 884
1,423	2,02	2,90	223	0,0005695	58,17	1 338	2 072
1,365	1,86	3,15	205	0,0006195	69,04	1 460	2 260
1,358	1,84	3,19	203	0,0006256	71,60	1 499	2 231
1,351	1,83	3,20	202	0,0006287	73,84	1 539	2 381

CUADRO IV (conclusión).

9	10	11	12	13	14	15	16	17
$T = 75 \times$ $\times (p - \varphi c)$	$\frac{5}{p - \varphi c}$	$1 - \frac{5}{p - \varphi c}$	T'	Armadura de repartición en forjados	T''	$T + T' + T''$	1 000 . α	$\frac{\%}{1000}$ $T + T' + T''$
14 250	0,02631	0,97369	9 494	1,57	1 570	25 314	700	2,76
28 350	0,01323	0,98677	9 621	1,57	1 570	39 541	2 070	5,23
42 450	0,00883	0,99117	9 664	1,57	1 570	53 684	4 770	8,88
56 625	0,00662	0,99338	9 685	2,26	2 260	68 560	8 200	11,96
70 725	0,00530	0,99470	9 698	2,26	2 260	82 683	12 350	14,94
84 825	0,00442	0,99558	9 707	3,08	3 080	97 612	17 850	18,29
98 925	0,00379	0,99621	9 713	3,08	3 080	111 718	24 050	21,53
113 025	0,00332	0,99668	9 718	4,02	4 020	126 763	31 020	24,47
127 125	0,00295	0,99705	9 721	4,02	4 020	140 866	39 150	27,79
141 300	0,00265	0,99735	9 724	5,09	5 090	149 114	48 130	32,28
155 400	0,00241	0,99739	9 725	5,09	5 090	170 215	58 170	34,17
169 500	0,00221	0,99779	9 728	6,28	6 280	185 508	69 040	37,22
174 075	"	"	"	"	"	174 075	71 600	41,13
178 575	"	"	"	"	"	178 575	73 840	41,35

dura $\alpha = 74 \text{ cm.}^2$, valores idénticos a los obtenidos al considerar el nervio formado por una sola hilada. Estos valores pequeños de H y α todavía son mayores que los reales, pues en su determinación no se ha tenido en cuenta la importante colaboración de los forjados con su resistencia.

Al estudiar la primera hilada, de altura 3,10 m., vimos que la tracción 700 Kg. obtenida es menor que

el 3 por 100 de la que puede soportar, sin tomar en consideración la sección $\alpha = 0,70 \text{ cm.}^2$ obtenida por el cálculo. En las columnas núms. 7 al 16 del cuadro IV, se obtiene la tracción total que puede contrarrestar el nervio para cada uno de los catorce momentos de su construcción, figurando en la columna núm. 14 las secciones de armadura de repartición previstas en los forjados de los pisos.

Comparando las tracciones solicitantes 1000 α , columna núm. 6 del cuadro IV, con las tracciones, columna núm. 16 del mismo, que puede soportar el nervio, se tienen en la columna núm. 17 los tantos por ciento correspondientes a favor de la estabilidad que, por la razón repetida varias veces, están muy por encima de la realidad. En el próximo artículo, Dios mediante, habremos tenido tiempo de hacer intervenir con su resistencia a los forjados y tendremos la oportunidad de ver confirmada nuestra afirmación al comparar los resultados actuales con los reales.

IV

Todo cuanto llevamos expuesto en el apartado III se refiere a un primer tanteo, que vamos a comprobar seguidamente, para el efecto de un viento de 150 kilogramos/m.², normal a cualquiera de los dos frentes del viaducto, y para el de una sobrecarga de 1 500 Kg./m.² actuando solamente en uno de los vueltos del elemento componente del viaducto, haciendo el cálculo de comprobación solamente para la sección de coronación de la pila, por resultar demasiado largo este artículo.

El peso de la doble ménsula completa, sin contar el afirmado de la calzada, lo deducimos comenzando por su cubicación.

Parte rectangular de un nervio central:

$$59,95 \times 4,25 \times 0,3 = 76,436 \text{ m.}^3$$

Parte triangular de un nervio central:

$$(2 \times 384,16 + 10,75 \times 39,20) 0,30 = 356,916 \text{ m.}^3$$

Cuatro nervios dan un cubo de:

$$4 \times (76,436 + 356,916) = 433,352 \times 4 = 1\,733,408 \text{ m.}^3$$

Suplemento de nervios exteriores:

$$2 \times 3,10 \times 10,75 (0,05 + 0,10 + 0,15 + 0,20 + 0,25 + 0,30 + 0,35 + 0,40 + 0,45 + 0,50 + 0,55 + 0,60 + 0,65) = 66,65 \times 4,55 = 303,258 \text{ m.}^3$$

Tres muros arriostramiento pila:

$$3 \times (43,45 - 1,45) \times 3,90 \times 0,30 = 3 \times 42 \times 1,17 = 147,42 \text{ m.}^3$$

Forjados parte rectangular:

$$59,95 (1,90 + 4) 0,25 = 88,426 \text{ m.}^3$$

Forjados parte triangular:

$$[2 (1,55 + 3,10 + 4,65 + 6,20 + 7,75 + 9,30 + 10,85 + 12,40 + 13,95 + 15,50 + 17,05 + 18,60) + 12 \times 10,75] (1,90 + 4,00) \times 0,10 = (2 \times 120,90 + 129) 0,59 = 218,772 \text{ m.}^3$$

Forjados aceras:

$$2 \times 59,95 \times 1,20 \times 0,10 = 14,388 \text{ m.}^3$$

Tabiques aceras:

$$2 \times 30 \times 1,20 \times 0,40 \times 0,25 = 7,200 \text{ m.}^3$$

Largueros aceras:

$$1 \times 59,95 \times 0,50 \times 0,15 = 8,993 \text{ m.}^3$$

Resumen de la cubicación

$$\text{Nervios } 1733,408 + 303,258 = 2036,666 \text{ m.}^3$$

$$\text{Muros.} = 147,420 \text{ m.}^3$$

$$\text{Forjados.} = 249,353 \text{ m.}^3$$

$$\text{Imprevistos (enlucidos, etc.) . . .} = 67,561 \text{ m.}^3$$

$$\text{Suma} = 2500,000 \text{ m.}^3$$

Peso de la obra por encima de la coronación de la pila:

$$P = 2500 \times 2500 = 6\,250\,000 \text{ Kg.}$$

Superficie expuesta al empuje del viento:

$$\text{Parte superior rectangular } 60 \times 4,75 = 285,00 \text{ m.}^2$$

$$\text{Parte trapecial } \frac{50 + 10,75}{2} \times 39,20 = 1190,70 \text{ m.}^2$$

Brazos de los respectivos momentos respecto de la coronación de la pila:

$$4,75/2 + 3,10 \times 12 + 2 = 41,575 \text{ m.}$$

$$39,20 - \frac{50 + 2 \times 10,75}{50 + 10,75} \frac{39,20}{3} = 39,20 \frac{182,25 - 71,50}{182,25} = 23,743 \text{ m.}$$

Momento total volcador por el viento de 150 kilogramos/m.²:

$$M = 150 (285 \times 41,575 + 1191 \times 23,743) = 150 (11848,875 + 2837,913) = 150 \times 40726,788 = 6\,109\,018 \text{ m.-Kg.}$$

Excentricidad = $6109018 / 6250000 = 0,98$. Como el peralte de la sección resistente es de 8,50 m. y $8,50/6 = 1,416$ m., el punto de aplicación de la resultante está dentro del núcleo central. La superficie de la sección resistente en la coronación de la pila es de:

$$2 \times 10,75 (0,95 + 0,50) + 3 \times 5,90 \times 0,30 = 21,50 \times 1,45 + 5,90 \times 0,90 = 40,025 \text{ m.}^2$$

$$\text{Presión media} = \frac{6250000}{400250} = 15,61 \text{ Kg./cm.}^2$$

Sin contar con la ampliación producida por la armadura metálica y consiguiente reducción de la carga media, la tensión máxima del hormigón en la coronación de la pila es menor que el doble de la media hallada, en los momentos en que se produzca viento de 150 Kg./m.² en dirección normal al viaducto. En la comprobación anterior no se ha tenido en cuenta el peso del afirmado, por lo que, cuando la obra se encuentre terminada, con el peso del afir-

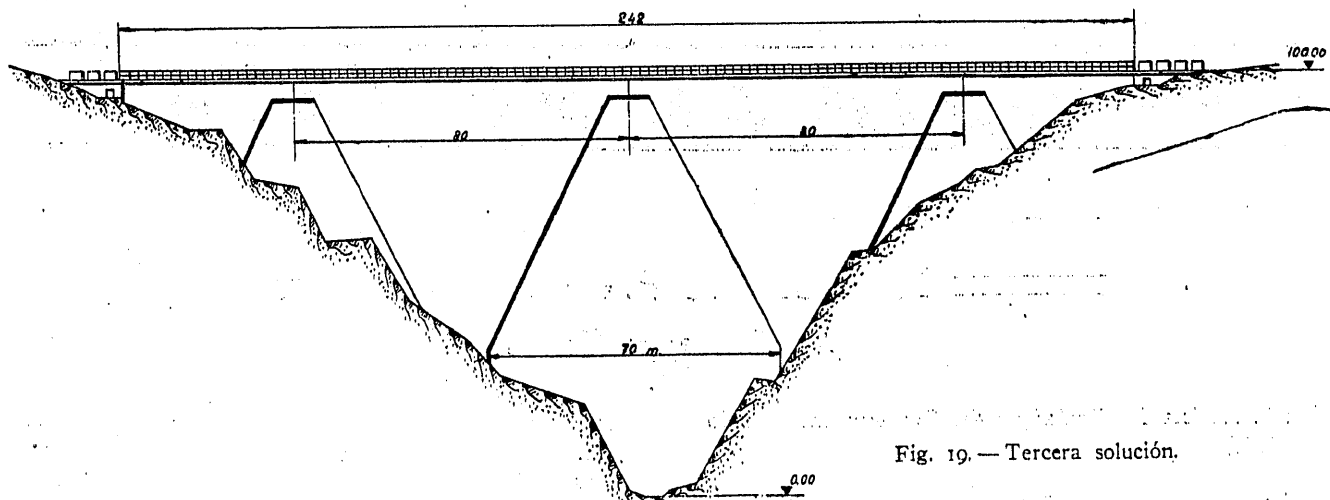


Fig. 19. — Tercera solución.

mado aumentará la estabilidad al viento. En la longitud entre dos juntas de dilatación, el peso del afirmado, a razón de 500 Kg./m.² es de

$$60 \times 6,50 \times 500 = 195\,000 \text{ Kg.}$$

Consideremos una sobrecarga de 1 500 Kg./m.², en el caso más desfavorable de actuar solamente en uno de los dos brazos del elemento cuya luz es de 24,60 m., estando el elemento independiente, sin enlaces de continuidad con los elementos contiguos.

$$\text{Momento flector solicitante} = 1/2 \times 6,50 \times 1500 \times 24,60^2 = 2\,950\,155 \text{ m.-Kg.}$$

$$\text{Esfuerzo cortante solicitante} = 6,50 \times 1500 \times 24,60 = 239\,850 \text{ Kg.}$$

Trasladando esta fuerza al centro de la pila, se tiene el siguiente momento de traslación:

$$239850 \times 10,75/2 = 239850 \times 5,375 = 1\,289\,193 \text{ m.-Kg.}$$

y sumado con el anterior, resulta un momento flector total solicitante de 4 239 349 m.-Kg., siendo la carga avial correspondiente:

$$6250000 + 195000 + 239850 = 6\,694\,850 \text{ Kg.}$$

$$\text{Excentricidad} = \frac{4239349}{6694850} = 0,635 \text{ m.}$$

$$\text{Carga media} = \frac{6694850}{400250} = 16,73 \text{ Kg./cm.}^2$$

$$\text{Peralto de la sección resistente} = 10,75 \text{ m. } \frac{10,75}{6} = 1,79 \text{ m.}$$

El punto de aplicación de la resultante se encuentra dentro del núcleo central, por lo que la tensión máxima del hormigón es menor que el duplo de la media hallada.

Teniendo en cuenta que pueden darse simultáneamente las dos tensiones anteriores, su resultante

será menor que el duplo de $\sqrt{15,61^2 + 16,73^2} = 23,3$ kilogramos/cm.².

Para proyectar la pila se puede seguir uno de los dos criterios siguientes: Constituyendo un depósito de agua en su interior, que suministre al hormigón de la obra un grado de humedad favorable, a la vez que con su peso aumenta la estabilidad estática, y como son varios los pisos, se pueden establecer a diversas alturas otros depósitos de agua con pequeña altura y la misma finalidad, y el otro criterio consiste en dar acceso al interior por la parte inferior, sin dejar de existir el acceso superior, para lo que se construirá la escalera en la totalidad de la altura de la obra.

En las figuras 14 y 19 se descubre en la parte superior, a la terminación de la barandilla por ambos extremos, debajo de un malecón, dos puertas que dan acceso al pasillo central de 252 m. de longitud por 1,90 m. de ancho, que permite pasar interiormente de una a otra ladera, en cuyo recorrido se suceden cuatro escaleras, de las que las dos centrales han quedado en nuestro estudio limitadas a la comunicación de los catorce pisos, con entrada por las indicadas puertas superiores.

Dado el caso de que no interese la construcción de la presa, se tiene la solución representada en la figura 19, que se deduce de la figura 14, añadiendo hiladas o pisos de la misma altura, hasta llegar al terreno natural.

En el artículo siguiente diremos algo sobre las posibilidades de este tipo de puente, formado por elementos-ménsulas, unidas en continuidad cuando sea necesario, pues se presentarán casos en los que, siendo despreciables las flechas de las ménsulas, no habrá lugar a establecer más continuidad que la del pavimento de la obra en las juntas de libre dilatación. Si Dios lo permite, continuaremos después con las ménsulas de igual resistencia, cuyo estudio se inició en el apartado II del primer artículo publicado con el mismo título que el presente.