

Nuestra promoción, que había tenido la suerte de ser la primera en escuchar las explicaciones de Portuondo en Mecánica racional, recogió también las primicias de sus disertaciones económico-sociales. De espíritu ampliamente liberal y progresivo, supo imprimir la tendencia social a la ciencia egoísta creada por los economistas clásicos, aunque permaneciera adicto a las doctrinas tradicionales indicadas.

Suprimida la Escuela general preparatoria en 1892, volvió Portuondo a encargarse de la asignatura de Mecánica racional, hasta su jubilación. Al ascender a Inspector, los reglamentos del Cuerpo le obligaban a torcer su vocación, pasando a despachar expedientes al Consejo de Obras públicas; pero la Dirección de la Escuela y la Real Academia de Ciencias Exactas informaron que debía continuar de profesor, y así se acordó.

En 1908 desempeñó interinamente la Dirección de la Escuela de Caminos, hasta que fué nombrado para este cargo D. Mariano Carderera.

En 1894 se publican sus *Apuntes de Mecánica*; en 1898, los *Apuntes de cálculo de probabilidades, teoría de los errores y método de los mínimos cuadrados*, y en 1904, otro volumen acerca de la *Composición de los movimientos helicoidales*.

Al retirarse de la vida activa de profesor, después de jubilado, continuó trabajando en el estudio e investigación de las ciencias en que era maestro, y viva siempre la llama de su amor a la Escuela de Caminos.

Conjunción notable de sus profundos conocimientos en las ciencias mecánica y social fué su libro *Apuntes de Mecánica social*, publicado en Madrid en 1912, y del que en 1925 apareció una edición francesa con el título *Essais de Mécanique sociale*, formando parte de la Biblioteca Sociológica Internacional (tomo LVII), publicada bajo la dirección de M. René Worms, secretario general del Instituto Internacional de Sociología, del que Portuondo era asociado. La obra está dedicada por el autor a la Escuela de Caminos de España—según dice—, en público testimonio de gratitud a nuestro ilustre centro de enseñanza.

En el prólogo de esta edición se recuerda que la introducción y su capítulo final acerca de la Energía fueron publicados en la *Revue Internationale de Sociologie*; que este mismo capítulo sobre la Energía apareció en la *Revue Générale des Sciences*, y que la *Revue Philosophique* publicó los principios fundamentales en que se basa este estudio de mecánica social.

Añade que el primer estudio crítico que se hizo sobre este libro apareció en el *American Journal of Sociology*, escrito por el eminente sociólogo norteamericano Lester F. Ward, pocos días antes de su muerte, juicio que se reproduce íntegro en el prólogo, traducido al francés, y en el que se encomia el alto alcance científico de la obra de Portuondo.

El año 1924 el Consejo de Obras públicas votó por aclamación que se concediera con carácter extraordinario un premio a Portuondo, como profesor, y la Escuela de Caminos quiso rendir un amplio homenaje de admiración y simpatía al venerable maestro, que había entrado en sus ochenta años. Seguramente recordarán los lectores de esta REVISTA la emocionante carta que me escribió pidiéndome por Dios y por lo que más quisiera en el mundo desistieramos de realizar el acto proyectado, pues temía que su corazón se paralizase de emoción. En el número 2412, de 1.º de septiembre de 1924, se publicaron las cartas que cruzamos y una fotografía de su noble figura, que se reproduce ahora.

Su vida privada fué ejemplar, y si a la santidad se concede amplia y elevada extensión, Portuondo, ¡quién lo duda!, fué un santo, a la manera de Giner de los Ríos, con quien tenía vínculos espirituales.

Quedó viudo a los veinticinco años, con un hijo único, en el que concentró el amor vehemente y apasionado de su tierno corazón, y cumplidos los ochenta años sufrió la cruel desgracia de perderlo. Continuó viviendo al calor de la familia, que le adoraba, y sin que la nieve de los años enfriase los puros ideales, que siempre profesó con fuego juvenil.

¡Llor eterno a los que, como Portuondo, pasan por la vida dejando sólo una estela de amor y gratitud!

Vicente MACHIMBARRENA

Cubiertas de hormigón armado

Las vigas Virendeel, aplicadas con éxito por su autor en la construcción de puentes y con otras diversas finalidades, reúnen inmejorables condiciones

de ligereza y resistencia, siempre que la cabeza superior quede atirantada por la inferior, circunstancia que hace aconsejable su empleo como armaduras

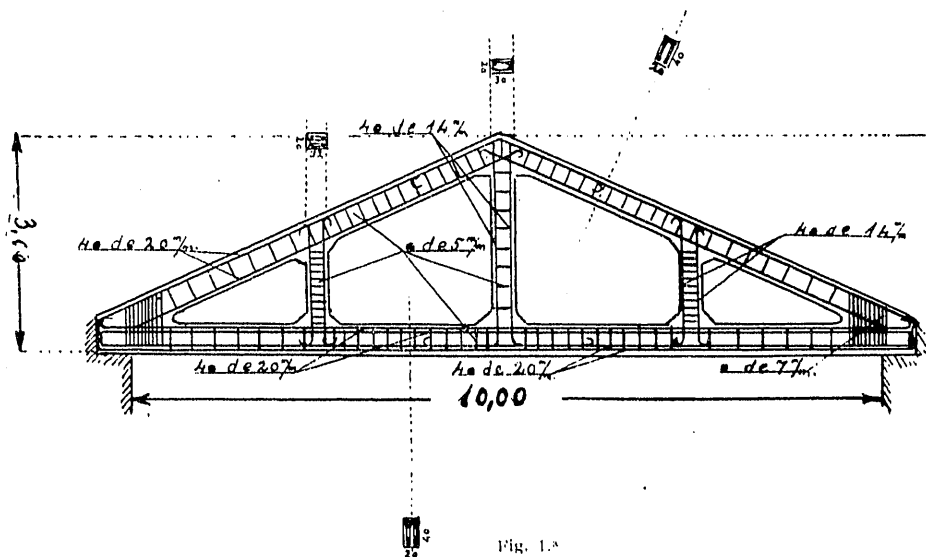


Fig. 1.a

de hormigón armado en cubiertas de edificios y naves industriales, sustituyendo a las habituales cerchas metálicas trianguladas, de las que se abusa con exceso suponiéndolas ventajas que no siempre son ciertas. La viga que representamos en la figura 1.ª, proyectada recientemente por nosotros y ya construida, da idea de la sencilla constitución de estas estructuras. La ejecución material es fácil; las secciones de sus elementos, reducidas, y ofrecen la estimable ventaja de permitir el aprovechamiento de los desvanes mejor que con cualquier otro tipo de armadura.

El cálculo de estas vigas no es tampoco difícil, aunque para hacerlo verdaderamente prác-

tico es menester introducir ciertas limitaciones, más teóricas que reales, y para llevarlo a cabo apelar necesariamente a las ecuaciones del trabajo elástico que desarrolla Zafra en el capítulo de su admirable obra consagrada al estudio de estructuras trapeziales, ecuaciones cuyo planteamiento y desenlace es siempre penoso, pero que pueden llevar, sin embargo, a resultados de sorprendente sencillez cuando se parte de los casos e hipótesis que vamos a señalar a continuación.

Cuando la viga y las cargas solicitantes son simétricas con relación a la vertical media, el número de ecuaciones se reduce a la mitad, próximamente; y si, además de esto, se suponen las fuerzas concentradas en los nudos y actuando con igual intensidad p en los de la cabeza superior, y p' en los de la inferior, la simplificación que introducimos en los cálculos es ya de grandísima importancia.

Las piezas son de sección constante, con momentos de inercia i_i , i_p e I en el tirante, pares y montantes contiguos a los apoyos, respectivamente (fig. 2.^a).

Establezcamos las siguientes relaciones entre estos momentos de inercia:

$$i_i = i_p \cos \alpha \quad [1]$$

$$\frac{i_p d}{I a} = \frac{1}{c s a} \quad [2]$$

aparentemente arbitrarias, aunque luego veremos que vienen impuestas por consideraciones constructivas en mayoría de casos.

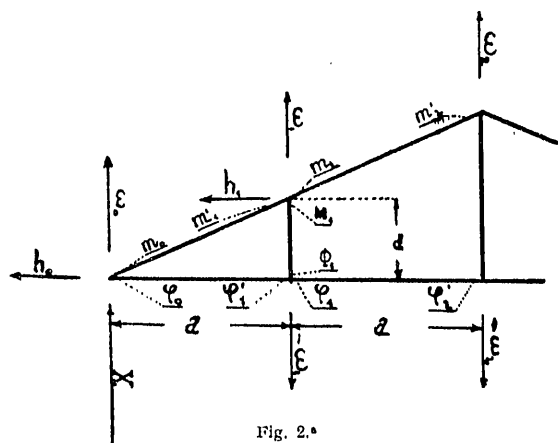


Fig. 2.^a

Y abordemos ahora el cálculo, suponiendo, sucesivamente, que el número de montantes es tres y es cinco, lo que nos permite llegar a luces de veinte metros, pocas veces superadas.

Con las notaciones de Zafra, y limitándonos por ahora al caso de tres montantes, tenemos, en primer lugar, las ecuaciones que proporciona la estática:

$$m_0 = -\varphi_0$$

$$h_1 = \frac{M_1 - \Phi_1}{d}$$

$$m'_1 = m_0 + a\omega_0 + dh_0$$

$$\varphi'_1 = \varphi_0 - a\omega_0 + aX$$

$$m_1 = m'_1 + M_1$$

$$\varphi_1 = \varphi'_1 - \Phi_1$$

$$m'_2 = m_0 + 2a\omega_0 + 2dh_0 + M_1 + a\omega_1 + M_1 - \Phi_1 - ap$$

$$\varphi'_2 = \varphi_0 - 2a\omega_0 + 2aX - \Phi_1 - a\omega_1 - ap'$$

$$\omega_2 = -2\omega_0 + 3p - 2\omega_1$$

A las cuales añadiremos las que expresan la igualdad de recorridos horizontales, verticales y giratorios en cada nudo, considerándolo parte de dos medias células:

$$2\Phi_1 + M_1 = 2m_0 + m'_1 - 3\varphi_0 - 3\varphi'_1$$

$$0 = -2m_0 - m'_1 + 2\varphi_0 + \varphi'_1$$

$$\Phi_1 + M_1 = m_0 + m'_1 - \varphi_0 - \varphi'_1$$

$$-5\Phi_1 - 4M_1 = 2m_1 + m'_2 - 6\varphi_1 - 6\varphi'_2$$

$$3\Phi_1 + 3M_1 = -2m_1 - m'_2 + 2\varphi_1 + \varphi'_2$$

$$-\Phi_1 - M_1 = m_1 + m'_2 - \varphi_1 - \varphi'_2$$

Hemos formado, en total, un sistema de quince ecuaciones con otras tantas incógnitas, cuya resolución conduce a los siguientes valores para las mismas:

$$m_0 = -\varphi_0 = 0; \quad M_1 = -\Phi_1 = \frac{5a(p+p')}{44}; \quad \omega_0 = \frac{127}{10a} M_1$$

$$h_0 = -\frac{122}{10d} M_1; \quad m'_1 = \varphi'_1 = \frac{M_1}{2}; \quad m_1 = \varphi_1 = \frac{3}{2} M_1$$

$$m'_2 = \varphi'_2 = -\frac{7}{5} M_1$$

$$\omega_1 = \frac{a(p-p') - 2M_1}{2a}; \quad h_1 = \frac{2M_1}{d}; \quad \omega_2 = -2\omega_0 + 3p - 2\omega_1$$

Nada más fácil que determinar, con estos resultados, las leyes de momentos flectores y esfuerzos normales y cortantes en los diversos elementos que constituyen la estructura, y con ellos calcular las secciones que, al suponerlas, como hemos hecho, constantes dentro de cada pieza, es labor sencillísima.

En la inmensa mayoría de los casos, una vez fijadas estas secciones, de acuerdo con las normas establecidas anteriormente, puede advertirse la singular coincidencia de verificarse casi exactamente las relaciones [1] y [2], que habíamos sentido *a priori*, circunstancia que nos evita toda repetición de cálculos, que, al prescindir de una hipótesis, no serían ya tan fáciles de desarrollar como antes.

El hecho en sí no es casual ni aislado, pudiéndose observar también en multitud de vigas calculadas por Virendeel, sin tener en cuenta relación alguna entre los momentos de inercia de sus diversos elementos y que, no obstante, cumplen, una vez fijados, con los precisos valores que harían llegar con los métodos rigurosos de Zafra a los mismos esfuerzos que aquel autor. Y la causa de ello, desconocida, pero consecuencia tal vez de algún principio mecánico fundamental, se halla relacionada, sin duda, con la observación general referente a la repartición equitativa del trabajo elástico en el interior de las piezas, acumulándose en las zonas de gran resistencia para reducirse en las más débiles.

Más adelante aclararemos con un ejemplo la aplicación de las fórmulas deducidas anteriormente, pasando ahora a repetir el estudio para el caso de cinco montantes.

Las notaciones son las mismas; pero aparecen nuevos valores: h_2 , ω_3 , M_2 , Φ_2 , m_2 , φ_2 , m'_3 y φ'_3 , cuyos significados correlativos con los del caso anterior creemos innecesario explicar.

La necesidad de buscar simplificaciones nos obliga a dos nuevas hipótesis: igualdad de las secciones de todos los montantes, a excepción del central; e igualdad de las cargas actuantes en las dos cabezas, que es lo que ocurre casi siempre en la realidad, ya que las

sobrecargas de viento, nieve y material de cubierta suman, aproximadamente, lo mismo que la sobrecarga correspondiente a pisos de desvanes, salvo en casos especiales que habrá que estudiar aparte.

Conservando en lo demás los mismos postulados de antes, y planteando el sistema de ecuaciones, que ahora son veinticuatro, llegamos a las siguientes fórmulas de aplicación:

$$m_0 = -\varphi_0 = 0; M_1 = -\Phi_1 = \frac{239ap}{734}; M_2 = -\Phi_2 = -\frac{5ap + 22M_1}{4}$$

$$\omega_1 = -\frac{M_1}{a}; \omega_2 = \frac{5ap - 22M_1}{8a}; \omega_0 = X - \frac{M_1}{2a};$$

$$h_0 = \frac{M_1 - aX}{d}$$

$$m'_1 = \varphi'_1 = \frac{M_1}{2}; m_1 = \varphi_1 = \frac{3}{2}M_1; m'_2 = \varphi'_2 = 3M_1 - ap.$$

$$m_2 = \varphi_2 = m'_2 + M_2; m'_3 = \varphi'_3 = \frac{102M_1 - 39ap}{8}; h_1 = \frac{2M_1}{d};$$

$$h_2 = \frac{M_2}{d}; \omega_3 = -2(\omega_0 + \omega_1 + \omega_2) + 3p$$

Cuando las cargas actuantes sobre pares y tirantes son diferentes, desaparece la igualdad de momentos correspondientes a la misma vertical; pero las fórmulas finales, que omitimos, no son mucho más complicadas que las expuestas.

Estos resultados, que podemos afirmar por experiencia ahorran un noventa y nueve por ciento de tiempo con relación a lo que supone el planteamiento directo de las ecuaciones, estimamos son de aproximación suficiente, salvo en casos excepcionales y poco constructivos, que, por fortuna, no suelen presentarse.

Para fijar las ideas, indicaremos la marcha del cálculo para la cercha de tres montantes que hemos representado en la figura 1.^a

En ella, la separación de montantes, que hemos llamado a , es de 2,50 m; la longitud d del montante extremo es de 1,25 m (longitud teórica, se entiende), y la inclinación está dada por $\sin \alpha = 0,447$ ó $\cos \alpha = 0,894$.

La distancia entre armaduras es de 3 m y sostiene tanto al nivel de los pares como al de los tirantes losas de hormigón armado, que transmiten—considerando las sobrecargas corrientes—una carga total que se puede estimar en 350 kg por metro cuadrado de proyección horizontal.

Prescindimos del peso propio de la estructura, en atención a las dificultades que introduce en el cálculo, y en cambio limitamos los coeficientes de trabajo a 1 000 kg para el acero y 40 kg para el hormigón, valores inferiores en un 20 por 100 a los que es ya corriente adoptar, especialmente cuando el cálculo se sigue por métodos exactos.

Reducidas las cargas uniformes a otras concentradas en los nudos, éstas pueden estimarse en 2 625 kg, tanto en los de la cabeza superior como en los de la inferior.

Las fórmulas deducidas anteriormente nos dan inmediatamente los resultados que siguen:

$$m_0 = -\varphi_0 = 0; M_1 = -\Phi_1 = \frac{5 \times 2,50 \times 5\,250}{44} = 1\,491 \text{ m-kg}$$

$$\omega_0 = \frac{254 \times 1\,491}{20 \times 2,50} = 7\,574 \text{ kg}; h_0 = -\frac{122 \times 1\,491}{10 \times 1,25} = -14\,552 \text{ kg}$$

$$m'_1 = \varphi'_1 = \frac{1\,491}{2} = 745 \text{ m-kg}; m_1 = \varphi_1 = \frac{1\,491 \times 3}{2} = 2\,236 \text{ m-kg}$$

$$m'_2 = \varphi'_2 = -\frac{7}{5} \times 1\,491 = -2\,087 \text{ m-kg}; \omega_1 = -\frac{2 \times 1\,491}{2 \times 2,50} = -595 \text{ kg}$$

$$h_1 = \frac{2 \times 1\,491}{1,25} = 2\,385 \text{ kg}; \omega_2 = -2 \times 7\,574 + 7\,875 + 1\,190 = -6\,083 \text{ kg.}$$

con los cuales obtenemos la ley de momentos flectores que representamos (fig. 3.^a).

Con no menor facilidad determinamos las leyes de compresiones, tensiones y esfuerzos cortantes en los diversos elementos:

$$\text{Pares...} \begin{cases} (C)_A^B = 14\,552 \times 0,894 + 7\,574 \times 0,445 = 16\,321 \text{ kg} \\ (C)_B^C = 12\,167 \times 0,894 + 4\,354 \times 0,445 = 12\,766 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\text{Tirante...} \begin{cases} (T)_A^D = 14\,552 \text{ kg} \\ (T)_D^E = 14\,552 - 2\,385 = 12\,167 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\text{Pares...} \begin{cases} (E)_A^B = 263 \text{ kg} \\ (E)_C^B = -1\,538 \text{ kg} \end{cases} \quad \text{Tirante...} \begin{cases} (E)_A^D = -301 \text{ kg} \\ (E)_D^E = -1\,729 \text{ kg} \end{cases}$$

Los montantes ya hemos visto se hallan sometidos a las tensiones $\omega_1 = -595 \text{ kg}$ y $\omega_2 = -6\,083 \text{ kg}$, y en cuanto a esfuerzos cortantes, el único que los sufre, el extremo, tiene también su valor determinado e igual a $h_1 = 2\,385 \text{ kg}$.

Nada nos falta ya para fijar las secciones: los pares habrán de calcularse con arreglo al momento flector m_1 y la compresión $(C)_B^C$; el tirante para resistir φ_1 y $(T)_D^E$; el montante extremo con M_1 y ω_1 , y el central para absorber con sus armaduras la tensión ω_2 .

El montante extremo es la única pieza de la estructura sometida a un esfuerzo cortante considerable en

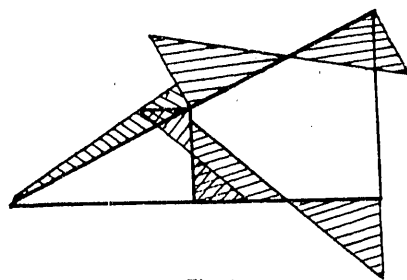


Fig. 3.^a

relación con su sección; en las restantes, los estribos dispuestos con ese fin trabajan a un coeficiente reducidísimo; y a estos efectos del esfuerzo cortante las zonas más delicadas de la armadura

son las comprendidas entre los apoyos y los primeros aligeramientos, que por eso aparecen reforzados convenientemente. Y para terminar, haremos notar que esta cercha que representamos cubica 1,952 metros cúbicos de hormigón de 300 kg y 452,295 kg de acero en armaduras, que a los precios corrientes de 150 pesetas para el metro cúbico de hormigón y 0,90 pesetas para el kg de acero, conducen a un presupuesto de 669,86 pesetas, cifra que, por no ensañarnos con los lectores de la REVISTA, renunciemos a demostrar es inferior a la que se llegaría con cerchas metálicas en igualdad de condiciones, es decir, con las cargas sobre pares y tirantes correspondientes a pisos constituidos con viguetas de acero y forjados de bovedillas enjutas y enrasillados.