

DISPOSICION MAS CONVENIENTE DE LOS REDONDOS EN LAS VIGAS DE HORMIGON ARMADO

Por JOSE SOTO BURGOS,
Ingeniero de Caminos.

El autor del artículo hace un estudio comparativo de los distintos modos de armar las vigas de hormigón, ofreciendo una solución de gran facilidad constructiva y de gran garantía, desde el punto de vista resistente.

La viga más frecuente en construcción es, sin duda, la de sección rectangular, perfecta o elásticamente empotrada, y sobre la que actúa una sobrecarga uniforme. La ley de momentos flectores resulta ser entonces una parábola. De este modo tenemos que hacer frente, con las armaduras, a los momentos negativos, en los extremos AM y NB , y a los positivos, en la parte central MN (fig. 1.^a).

Si hacemos la hipótesis previa de que la tensión tangencial máxima que se produce en las secciones A y B de los arranques es pequeña, y por lo tanto admisible para el hormigón, no necesitaremos armar más que a flexión. Para absorber las tracciones producidas por la flexión en AM , necesitamos colocar la armadura en la parte superior de la viga, y en el trozo MN , en la parte inferior. En consecuencia, en el punto M la armadura ha dejado de ser necesaria arriba para serlo abajo. La práctica más corriente es bajarla a 45° ó a 30° con la horizontal. Pero esta solución presenta numerosas desventajas, tanto mecánicas como constructivas. Si la armadura fuera como se indica en la solución primera de la figura 1.^a, tendríamos las zonas LM' y $M''O$ en tracción y sin armadura, con el consiguiente peligro de grietas y ruina de la viga. Constructivamente, tiene un trabajo de ejecución y de montaje mayor que la solución definitiva que proponemos y mayor dificultad en el transporte. Mecánicamente, es mejor solución la de bajar la barra a 90° , y aun mejor a 135° , con lo que logramos un solape de las zonas armadas para tracción, aunque constructivamente sean también soluciones defectuosas. Por otra parte, estos dos últimos tipos tienen la ventaja, sobre el primero, de que en obra no ofrece duda que la parte descendente no está absorbiendo fuerza cortante, lo que no es evidente, bajándola a 45° , y por lo tanto permite sustituir los perfiles, y aun su trazado, por el encargado de la obra, sin necesidad de consultar al proyectista. Si la armadura, como es corriente, consta de varias barras, es práctica frecuente bajarlas a lo largo del trozo AL

(fig. 2.^a). La solución sigue presentando el inconveniente del elevado trabajo de ejecución, montaje y transporte. Queda, además, la posibilidad de grietas en los ángulos, como el L'' y el O , que quedan en zonas en tracción.

Habíamos supuesto la tensión tangencial admisible. Se nos podría decir que las barras levantadas sirven para absorber las tracciones debidas a ella, aunque la práctica normal de ir bajando los redondos que van sobrando al disminuir el momento flector al trasladarnos de A a M , deja sin armar, para las tensiones tangenciales, la zona inmediata al arranque de la viga. Pero, en general, podremos conseguir una tensión tangencial admisible, sin más que dimensionar el hormigón por fuerza cortante. Esta manera de proceder, además de permitirnos una disposición de armaduras constructiva y mecánicamente irrepachable, es evidente que nos ha de conducir a un gran ahorro de acero y a una sensible simplificación de la armadura, al no necesitar disponer barras levantadas ni requerir más estribos que los indispensables para referir unos redondos a otros durante la colocación de la armadura y el hormigonado. Exponemos a continuación un método rápido para el dimensionado del hormigón por fuerza cortante.

Si FC es esta fuerza cortante en una sección, la tensión tangencial será:

$$\tau = \frac{FC}{b \cdot B},$$

siendo b la anchura de la viga y B el brazo mecánico de la sección.

Si ponemos $B = \frac{d}{k}$, siendo d el canto útil de la viga, queda:

$$\tau = \frac{k \cdot FC}{S},$$

en que S es la sección de hormigón.

POSIBLES DISPOSICIONES DE LA ARMADURA

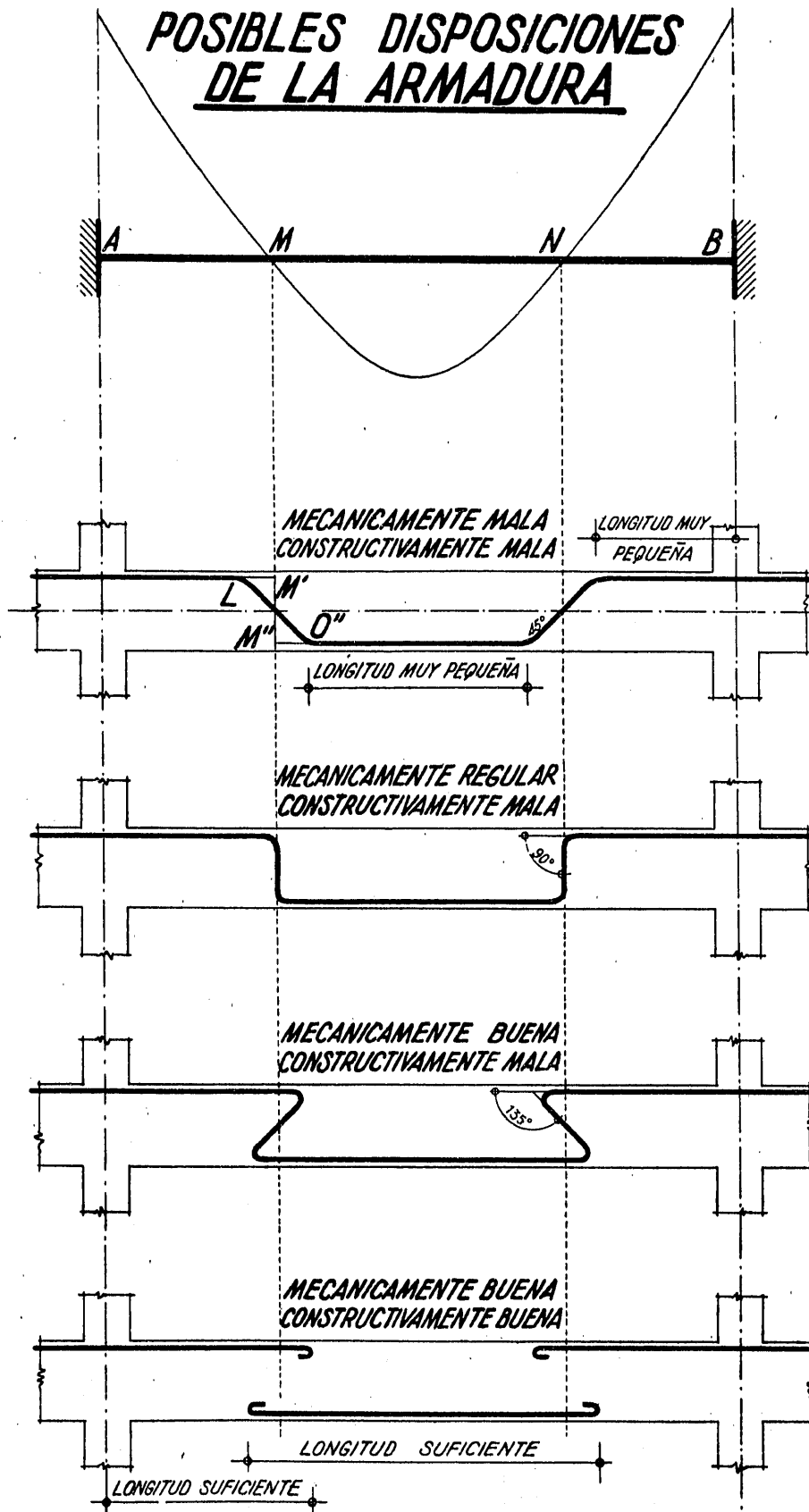


Figura 1.ª

Pongamos la fórmula en unidades convenientes:

$$\tau \text{ (Kg./cm.}^2\text{)} = \frac{1\,000 k \cdot F C \text{ (Tn.)}}{S \text{ (cm.}^2\text{)}} = \frac{K \cdot F C \text{ (Tn.)}}{S \text{ (cm.}^2\text{)}},$$

siendo $K = 1\,000 \text{ kg.}$; de donde:

$$S \text{ (cm.}^2\text{)} = \frac{K \cdot F C \text{ (Tn.)}}{\tau \text{ (Kg./cm.}^2\text{)}}.$$

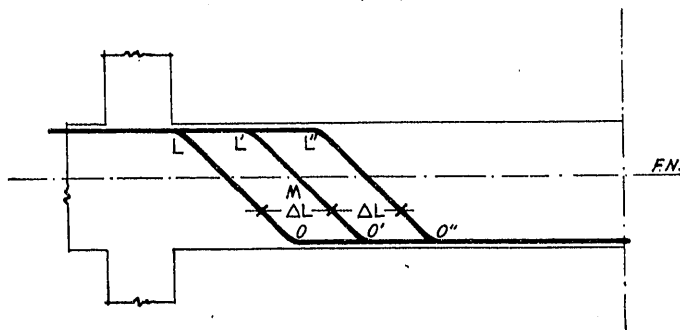


Figura 2.ª

Para cuantías corrientes y siendo α la relación entre la armadura de compresión y la de tracción, podemos tomar, con suficiente aproximación, los siguientes valores de k y K :

α	k	K
0.	9/8	1 125
.5	8/7	1 245
1.	7/6	1 165

Para los tres valores de α dados y para una tensión tangencial de trabajo de 6 Kg./cm.^2 , resulta:

$$\alpha = 0.: \quad S \text{ (cm.}^2\text{)} = 187 \times F C \text{ (Tn.)}.$$

$$\alpha = .5: \quad S \text{ (cm.}^2\text{)} = 191 \times F C \text{ (Tn.)}.$$

$$\alpha = 1.: \quad S \text{ (cm.}^2\text{)} = 194 \times F C \text{ (Tn.)}.$$

Así determinamos la sección mínima necesaria de hormigón para que la tensión tangencial resulte admisible. Y una vez determinada esta sección, buscamos, por cualquiera de los métodos usuales, una distribución de anchura y canto para el máximo momento flector, que nos dé una sección de hormigón igual o mayor que la antes calculada.

Si quisiéramos proyectar menos sección de hormigón que la necesaria para que él sólo resista en buenas condiciones a la fuerza cortante solicitante, podríamos prever una armadura que la resistiera. La

sección de ésta es de muy fácil determinación si dividimos la directriz de la viga en trozos horizontales de longitud igual al canto de la viga, pues la sección Ω , en cm.^2 , de todos los estribos que deben figurar en cada uno de estos trozos es igual al mayor valor que alcanza la fuerza cortante medida en toneladas en dicho trozo; es decir:

$$\Omega \text{ (cm.}^2\text{)} = F C \text{ (Tn.)}.$$

Si quisiéramos disponer barras levantadas a 45° en vez de estribos, la sección ω , en cm.^2 , de todas las barras que cortan a la directriz de la viga en cada uno de los trozos arriba indicados, ha de valer el 70 % del mayor valor alcanzado por la fuerza cortante medida en toneladas, a lo largo de dicho trozo. Es decir:

$$\omega \text{ (cm.}^2\text{)} = .7 \times F C \text{ (Tn.)}.$$

A continuación desarrollamos un ejemplo (véase la figura 3.ª), en el que se pone de manifiesto la manera de llevar los cálculos:

$$F C = \frac{1}{2} p \times l = \frac{1}{2} \times 2,4 \times 4 = 4,8 \text{ Tn.}$$

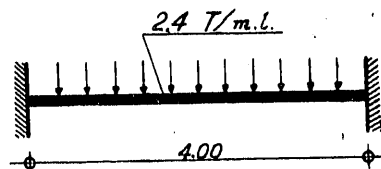


Figura 3.ª

Sección de hormigón necesaria si la armadura va a ser disimétrica $= 4.8 \times 187 = 900 \text{ cm.}^2$:

$$M = \frac{1}{12} \times p l^2 = \frac{1}{12} \times 2,4 \times 4^2 = 3,2 \text{ m./Tn.}$$

Si dimensionamos la viga recurriendo a unos ábacos, podemos componer una sección de 20 cm. de anchura por 55 cm. de canto, armada con $2\phi 25$ en las partes de momentos negativos y con $2\phi 18$ en la parte de momentos positivos. Con objeto de poder componer bien la armadura de la viga, disponemos ésta como se indica en la figura 4.ª, en la que unimos los $2\phi 25$ mediante igual número de $\phi 12$, que nos sirven para sostener los estribos y para tener garantía de que no se rompe la viga si la dejamos apoyada en cualquier momento por algún punto próximo al centro del vano, o por si se presentasen en la estructura sobrecargas anormales superiores a las que se han utilizado en el cálculo. La armadura de la parte inferior de $2\phi 18$, la sustituimos por $1\phi 18$ y $2\phi 12$ en la

zona de momentos positivos, prolongando, sin embargo, los $2\phi 12$ a todo lo largo de la viga, con objeto de permitir mejor la formación de la armadura, de disponer de una garantía contra sobrecargas anormales que pudieran ampliar un poco la zona de momentos

montaje y de transporte de la armadura, todo lo cual se traduce en una gran economía en las vigas así proyectadas. El pequeño aumento del peso propio de la estructura la hace más resistente a vibraciones y a choques, lo que indiscutiblemente mejora su calidad.

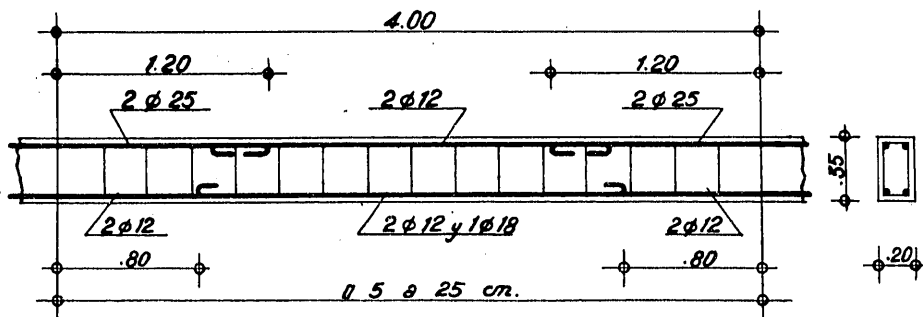


Figura 4.^a

positivos, y por último, para lograr un atado concienzudo de cada una de las vigas con las inmediatas. El detalle de las disposiciones de estas armaduras puede verse en la figura 4.^a.

Tiene esta disposición las ventajas de un buen funcionamiento mecánico, economía de acero al aprovechar la capacidad del hormigón para resistir la fuerza cortante, una fácil ejecución y facilidad de

La experiencia nos ha demostrado, en el proyecto y ejecución de varios cientos de miles de metros cúbicos de hormigón armado en estructuras, sin el menor tropiezo, las indiscutibles ventajas de este tipo de armaduras, no solamente desde el punto de vista constructivo, sino también por la enorme facilidad que ofrecen los cálculos y por la economía de acero que de este modo se consigue.