

mente, un plano tangente y una normal, trazando planos que pasen por ésta, resultan diferentes secciones normales; se llaman principales las que tienen mayor ó menor radio de curvatura, y según el teorema de Euler se expresa el radio de curvatura de una sección normal en función de los radios principales, llamándose el punto un *ombigo*, cuando todas las secciones normales tienen igual curvatura; en cuanto á las secciones oblicuas, mediante el teorema de Meunier, se determina su radio de curvatura, porque es la proyección del radio de la sección normal que pasa por la misma tangente.

Tomando dos puntos sobre la superficie, se concibe que entre ellos se puede trazar una línea que sea la más corta, la que se llama *línea geodésica*, cuyo plano osculador pasa por la normal. Cada superficie tiene una Geometría propia, las líneas geodésicas corresponden á las rectas del plano y á las circunferencias máximas en la esfera. Existen propiedades comunes para todas estas geometrías; así, el lugar geométrico de todos los puntos que equidistan de uno de la superficie, es normal á las geodésicas que forman los radios, y si se traza la curva que corresponde á la elipse ó hipérbola, la línea geodésica tangente es la bisectriz del ángulo de las geodésicas, que forman los radios vectores.

Ya hemós dicho que la geometría de la esfera y de la pseudo-esfera han sido estudiadas detenidamente, lo mismo la Geometría del hiperboloide de una hoja ha sido considerada desde 1847 por Plucker, y por Chasles en 1861. En las superficies de segundo grado, el producto de la perpendicular bajada del centro sobre el plano tangente, multiplicada por el diámetro de la sección central, paralelo á la tangente de la geodésica, es constante; este producto es el mismo para todas las líneas geodésicas que pasan por un ombigo; las geodésicas que unen un punto cualquiera á dos ombigos hacen ángulos iguales con las líneas de curvatura que pasan por este punto, y el referido producto tiene el mismo valor para todas las geodésicas tangentes á la misma línea de curvatura, y así multitud de propiedades, que representándolas sobre el plano, conducen á teoremas que no coincidirían con los de la Geometría de Euclides; aunque otros estarían en conformidad, porque las líneas de curvatura, las líneas geodésicas, las líneas de nivel y las líneas de máxima pendiente gozan de muchas propiedades comunes con las rectas, que las representan en el plano.

10. *Geometría más cómoda*.—De lo anterior se deduce, en conclusión, que ninguna Geometría puede ser más verdadera que otra, únicamente pueden ser *más cómodas*, y bajo este punto de vista la *Geometría de Euclides* es y será la que ofrezca más comodidades, ya porque es más simple, ya porque se coordina bastante bien con las propiedades de los sólidos naturales.

Se ha querido apelar á la Astronomía para decidir entre las tres geometrías principales; porque si la de Lowatschewski es verdadera, la paralaje de una estrella lejana sería finita, en la de Riemann sería negativa, y en la de Euclides tendería á cero; pero aun admitiendo que la Astronomía indicase algo sobre esto, todavía quedaba la naturaleza de la trayectoria luminosa, y sería más ventajoso admitir que ésta no era rigurosamente línea recta, que cambiar la *Geometría de Euclides*; por consiguiente, ésta no tiene nada que temer de ulteriores experiencias.

ESTABILIDAD

de las construcciones de hormigón de cemento armado ⁽¹⁾.

(CONTINUACIÓN)

Dividiendo el segundo miembro por el coeficiente de seguridad 2,5, tendremos:

$$M = 112.000 \, b \, h^2 \quad (77)$$

ó bien

$$b \, h^2 = 0,000.008.93 \, M \quad (78)$$

(1) Véase el número anterior.

M. Consideré indica, que el coeficiente ψ es igual á 0,280 cuando el tanto por ciento de metal llega á 0,0217. Por consiguiente, la sección de la armadura ω debe ser determinada en caso de que se apliquen las ecuaciones (77) y (78) por la fórmula:

$$\omega = 0,0217 \, b \, h \quad (79)$$

La fórmula (78) da:

$$b \, h = 0,000.008.93 \, \frac{M}{h} \quad (80)$$

ó introduciendo este valor en la relación (79)

$$\omega = 0,000.000.194 \, \frac{M}{h} \quad (81)$$

Si se comparan las relaciones (80) y (81) con las ecuaciones deducidas de las fórmulas de M. Planat (72) y (72 bis), se ve que las reglas de M. Consideré exigen más metal y menos hormigón cuando las vigas deben tener la misma altura y resistir al mismo momento flector.

Si se hace la comparación con las relaciones (73) y (74), deducidas de nuestras fórmulas prácticas del párrafo 10, se observa que las reglas de M. Consideré exigen menos hormigón y menos metal que el cálculo que proponemos. Las diferencias (que son próximamente de 30 por 100), provienen principalmente de que hemos adoptado un coeficiente de seguridad notablemente superior á 2,50 admitido por M. Consideré como suficiente.

Aumentando este coeficiente hasta 3,30, la fórmula (77) deducida de las establecidas por este sabio Ingeniero, da

$$M = \frac{280.000}{3,30} \, b \, h^2 = 84.848 \, b \, h^2 \quad (82)$$

de donde se deduce:

$$b \, h^2 = \frac{3,30}{280.000} \, M = 0,000.011.79 \, M \quad (83)$$

y

$$b \, h = 0,000.011.79 \, \frac{M}{h} \quad (84)$$

Introduciendo este valor en la ecuación (79), se obtiene:

$$\omega = 0,0217 \, b \, h = 0,000.000.256 \, \frac{M}{h} \quad (85)$$

Obsérvese que las relaciones (82) y (83) son casi idénticas á las (34) y (35) del párrafo 10.

Lo mismo sucede con las ecuaciones (84) y (85) comparadas con nuestras fórmulas (73) y (74), deducidas de las (35) y (36) del párrafo 10.

Nuestra fórmula (73) exige algo más de hormigón que la (84), deducida de las reglas de M. Consideré; en cambio, la (85) de M. Consideré exige un poco más de metal que nuestra fórmula (74). Pero las diferencias entre los resultados que daría la aplicación de estas diversas fórmulas carecen de importancia.

Obsérvese también que las fórmulas del párrafo 4, obtenidas asimilando la viga de hormigón armado á una bóveda cuyo empuje ha sido anulado por un tirante, dan resultados casi idénticos á los de las reglas establecidas por M. Consideré.

Cierto es que, según el método de este Ingeniero, el coeficiente de seguridad de nuestras vigas no pasaría de 3,30, en vez de 4, que es la cifra que nos ha servido para determinar los factores numéricos de las fórmulas del párrafo 10. Pero también esta diferencia es de poca importancia; no es imputable al método, sino á los valores numéricos que hemos atribuido á la resistencia muy variable del hormigón. Con el coeficiente 3,30, el hormigón de las vigas calculadas según las reglas de M. Consideré, experimentará una presión de $\frac{1.500.000}{3,30} = 455.000$ kgs. por m.², mientras que, con arreglo á nuestras fórmulas del párrafo 10,

que dan resultados sensiblemente iguales, el hormigón comprimido trabaja á razón de 500.000 kgs. por m.² La razón de los números 455.000 y 500.000 puede servir de medida á la diferencia entre los resultados de M. Considère y los nuestros. Esta diferencia, de 10 por 100 próximamente, es insignificante en un problema de esta naturaleza, en el cual no se puede pretender una exactitud absoluta.

En todo caso, y esto es lo esencial, nuestras fórmulas prácticas del párrafo 10 satisfacen ampliamente á las condiciones de estabilidad que M. Considère juzga necesarias y suficientes. Como también satisfacen además holgadamente á las que se impone M. Hennebique, se pueden aplicar dichas fórmulas (34), (35) y (36) sin temor de exponerse á ningún fracaso.

Las diferencias entre los resultados de M. Considère y los nuestros, se explican principalmente por el hecho de que los factores numéricos de nuestras fórmulas, determinados con arreglo á experimentos hechos por M. Hennebique con vigas de grandes dimensiones, no pueden ser tan precisos como los obtenidos por M. Considère, que empleó procedimientos más perfeccionados y menos sujetos á errores.

No vacilamos, pues, en declarar que las reglas dadas por este sabio Ingeniero deben dar una aproximación mayor que nuestras fórmulas. Así es, que el estudio que hicimos en 1898, con los datos incompletos, y á veces insuficientes, que poseíamos sobre las experiencias de M. Hennebique, dejó muchas dudas en nuestro espíritu. Y sólo después de haber comprobado que nuestras fórmulas son casi idénticas á las que se deducen de las reglas dadas por M. Considère, nos hemos decidido á publicar este estudio.

¿Convendrá, en la práctica aplicar, las reglas de M. Considère, ó nuestras fórmulas?

El coeficiente de seguridad 2,5 admitido por M. Considère, está ciertamente justificado por los experimentos realizados estos últimos años, especialmente por los que se refieren á la viga B de los experimentos de 1898. Pero, adoptando este coeficiente, resultaría para el hormigón comprimido, un trabajo de 600.000 kgs. por m.² Es una cifra muy elevada si se la compara con las cargas de 150.000 á 200.000, que apenas se atreven los constructores á imponer á las mejores fábricas de sillería. Además, no se conocen todavía los efectos que producirán el tiempo y las trepidaciones debidas al paso de los vehículos en los puentes de hormigón armado. En estas condiciones, se impone una gran prudencia, y por esto estimamos, á pesar de la entera confianza que nos inspiran las apreciaciones del Ingeniero Sr. Considère, que es prererible adoptar un coeficiente de seguridad superior á 2,50.

Apliquemos las fórmulas (78) y (79) al cálculo de una viga estudiada por M. Planat; los datos son: $b = 1^m, 00$ y $M = 590$ kgm. Encontramos con la fórmula (78)

$$b h^2 = 0,000.008.93 M = 0,005.2687$$

de donde

$$h = \sqrt{\frac{0,0052687}{1,00}} = 0^m, 0726$$

y con la (79)

$$\omega = 0,0217 b h = 0,001.575 m.^2$$

Así, según las reglas de M. Considère, se debería asignar á la viga un ancho, $b = 1^m, 00$, una altura, $h = 0^m, 0726$ y una armadura $\omega = 0,001.575 m.^2$

Con estas dimensiones, el precio de la viga por metro lineal es el siguiente:

Hormigón: 60 $b h$	4,356 francos.
Armadura: 3.000 ω	4,725
Total...	<u>9,081</u>

Este precio es inferior á 10,365 francos y 10,095 francos, que hemos obtenido en el párrafo precedente, aplicando á la misma viga el método de cálculo de M. Planat y el nuestro.

La adopción de las reglas de M. Considère permite, pues, reducir los precios de las vigas de hormigón armado. Pero la economía no es más que de $\frac{10,095 - 9,081}{10,095} = 10$ por 100 próximamente en comparación con las fórmulas prácticas del párrafo 10, al mismo tiempo que el coeficiente de seguridad disminuye en 25 por 100.

Es cierto que la economía sería mayor si se comparasen vigas colocadas de canto, de la misma altura y de diferentes anchos. Entonces, la reducción del gasto sería relativamente tan grande como la disminución del coeficiente de seguridad. Pero la cuestión de economía, á pesar de su importancia, no es la que debe influir decisivamente en la solución del problema que estudiamos, y por las razones ya expuestas anteriormente, estimamos que es preferible atribuir al coeficiente de estabilidad un valor algo mayor que el que probablemente podría ser aceptado sin peligro. Conviene, á nuestro juicio, mientras el hormigón armado no haya experimentado la prueba del tiempo, mostrarse más bien prudente que atrevido.

El lector lo apreciará. Pero, si se creyese oportuno adoptar las reglas y el coeficiente de seguridad de M. Considère, se podrían simplificar los factores numéricos de las fórmulas (78) y (79), escribiendo:

$$b h^2 = 0,00001 M \quad (86)$$

y

$$\omega = 0,02 b h \quad (87)$$

expresiones de las cuales se deduce

$$M = 100.000 b h^2 \quad (88)$$

$$b h = 0,00001 \frac{M}{h} \quad (89)$$

y

$$\omega = 0,000.000.200 \frac{M}{h} \quad (90)$$

Los factores numéricos de estas dos últimas relaciones son mayores que sus correspondientes de las expresiones (80) y (81), pero difieren poco de ellas, y en un problema que sólo puede ser resuelto aproximadamente, se puede evidentemente aceptar una simplificación como la que aquí proponemos.

19. *Resumen de las comparaciones que preceden.*—Las explicaciones de los últimos párrafos pueden resumirse brevemente como sigue:

Bien pesadas todas las circunstancias, estimamos que conviene, en lo tocante á obras definitivas, limitar el trabajo del hormigón comprimido á 500.000 kgs. por m.² y el del hierro tendido á 9.375.000 kgs. igualmente por m.², y proponemos en lo relativo á la resistencia á la flexión, calcular las vigas con las fórmulas prácticas del párrafo 10, que reproducimos aquí:

$$M = 83.393 b h^2 \quad (34)$$

$$b h^2 = 0,000.012 M \quad (35)$$

$$\omega = 0,02 b h = 0,000.000.240 \frac{M}{h} \quad (36)$$

Las vigas constituidas conforme á los resultados que dan estas tres fórmulas, satisfarán holgadamente á las condiciones que impone, M. Hennebique, y no serán, en general, más costosas que las vigas rectangulares de este invento.

Los constructores muy prudentes que deseen limitar los esfuerzos impuestos al hormigón y al hierro á 400.000 kgs. y á 7.500.000 kgs. respectivamente por metro cuadrado, pueden em-

plear las fórmulas del párrafo 11, aplicables á las construcciones que exigen gran solidez:

$$M = 66.667 b h^2 \quad (37)$$

$$b h^2 = 0.000.015 M \quad (38)$$

$$\omega = 0.02 b h = 0.000.000.300 \frac{M}{h} \quad (39)$$

Los constructores atrevidos que estimen que el trabajo del hormigón comprimido puede llegar á 600.000 kgs. por m.², cifra admitida por M. Considère, aplicarán las reglas dadas por este sabio Ingeniero, ó las fórmulas simplificadas que de ellas hemos deducido al final del párrafo 18, á saber:

$$M = 100.000 b h^2 \quad (88)$$

$$b h^2 = 0.000.01 M \quad (89)$$

$$\omega = 0.02 b h = 0.000.000.2 \frac{M}{h} \quad (87) \text{ y } (90)$$

Cuando se trate de construcciones provisionales, como no parece que el agrietamiento del hormigón pueda ocasionar un peligro inmediato, hay fundamento para aumentar el trabajo del hormigón y el del hierro, haciendo uso de las fórmulas establecidas en el párrafo 12:

$$M = 125.000 b h^2 \quad (40)$$

$$b h^2 = 000.008 M \quad (41)$$

$$\omega = 0.015 b h = 0.000.000.120 \frac{M}{h} \quad (42)$$

Las fórmulas (34) á (42) y (87) á (90) suponen que el hormigón no se aplasta sino bajo una carga de 2.000.000 de kgs. por m.², ó 200 kgs. por cm.² No serían aplicables con hormigón de menor resistencia. En este caso, se podría creer que conviene modificar los coeficientes de las fórmulas, aumentando las dimensiones de las vigas. No sería ésta la mejor solución. A nuestro juicio, es preferible constituir el hormigón de modo que se obtenga la resistencia indicada. Esto será casi siempre posible, escogiendo bien los materiales y vigilando las obras de modo que sean ejecutadas con el esmero necesario. Si hubiera imposibilidad absoluta de adquirir un hormigón de primera calidad, se debería renunciar á construir vigas de hormigón de cemento armado.

20. *Esfuerzo cortante.*—Los experimentos hechos en 1898 en los talleres de M. Hennebique, demuestran que el hormigón de cemento resiste eficazmente al esfuerzo cortante. Las pruebas impuestas á las vigas A, A', B, F... K, consistieron en cargarlas con pesos concentrados, aplicados al centro de la viga en el trasdós, y, por lo tanto, el hormigón de la sección mediana tuvo que resistir simultáneamente á la flexión y á la tronchadura.

Es imposible, á causa de esta misma simultaneidad, apreciar exactamente, por las experiencias de 1898, la resistencia del hormigón á la flexión por una parte, y á la tronchadura por otra. Pero aunque la influencia de la flexión es preponderante, hemos podido valuar, sin embargo, aproximadamente, las presiones y las tensiones producidas por el esfuerzo cortante en el hormigón y en el hierro. Nos ha bastado para ello, atribuir al esfuerzo cortante un cierto valor que hemos valuado *grosso modo*, inspirándonos en una apreciación del Ingeniero M. Résal.

Este sabio eminente indica en la pág. 42 del tomo I de su *Tratado de puentes de fábrica* que la estabilidad de los macizos de hormigón sometidos á un esfuerzo cortante, está asegurada cuando el trabajo de tronchadura no exceda de la mitad del límite práctico de la resistencia á la compresión.

Es oportuno, en opinión nuestra, admitir esta apreciación y limitar el trabajo del hormigón por tronchadura á $\frac{1}{2} r$, mientras experimentos especiales no hayan permitido determinar con mayor precisión el esfuerzo cortante que el hormigón puede soportar con toda seguridad por metro cuadrado de sección.

Se sabe que el máximo del esfuerzo de que se trata se desarrolla en las secciones que corresponden á los puntos de apoyo, cuando las vigas descansan simplemente por sus extremos, y que el momento flector es nulo en esas mismas secciones. Bastará, pues, para conseguir la estabilidad en el único caso que consideramos en este estudio (viga apoyada simplemente por sus extremos), hacer que el hormigón de las vigas en la sección vertical de los apoyos no experimente, á consecuencia del esfuerzo cortante, una fatiga superior á $\frac{1}{2} r$, es decir, á 200.000 ó 250.000 kgs. por m.², según que se adopte para r el valor 400.000 ó 500.000 kgs.

En general, las vigas de hormigón armado cuya sección es uniforme y determinada de modo que resista al momento flector desarrollado en el centro de la viga, presentan sobre los apoyos dimensiones tales, que el trabajo originado en el hormigón por el esfuerzo cortante es inferior á $\frac{1}{2} r$.

Además, las barras de hierro de la armadura pueden también concurrir á resistir al esfuerzo cortante, cuando no se hallan demasiado alejadas del punto de aplicación de este esfuerzo, que es lo que ocurre en nuestro caso; y casi siempre se puede tener en cuenta su resistencia.

Si, á consecuencia de ciertas circunstancias, las barras de hierro y el hormigón de los extremos fueran insuficientes para resistir á los esfuerzos cortantes que se desarrollan en las secciones extremas, sería necesario aumentar la sección del hormigón ó la de los hierros.

En las vigas de los puentes, las fuerzas exteriores, compuestas de cargas uniformes y de sobrecargas concentradas, desarrollan esfuerzos cortantes, cuyo máximo se realiza en los apoyos, y el mínimo en el centro del tramo. El valor de este mínimo, aunque generalmente pequeño, no es, sin embargo, despreciable, y si se determinasen las dimensiones de las vigas exclusivamente para resistir á la flexión, sin preocuparse del esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el centro del tramo, se impondría á los materiales cierto exceso de trabajo. Es un inconveniente fácil de evitar, ya aumentando las dimensiones de la viga, ya estableciendo cerca del trasdós de la viga pequeñas barras de hierro que, en conjunto, tengan la sección necesaria para resistir al esfuerzo cortante en medio del tramo.

Designemos este esfuerzo por T_m , y la sección total de las barras metálicas necesarias para resistirlo, por s ; se podrá efectuar el cálculo por medio de la ecuación

$$s = \frac{T_m}{600.000}$$

El denominador del segundo miembro representa la resistencia que parece conveniente atribuir al hierro trabajando á la tronchadura; M. Hennebique, que valúa en 10 kgs. por m.² la resistencia del hierro trabajando por flexión, admite solamente 6 kgs. para la resistencia al esfuerzo cortante.

Las pequeñas barras suplementarias de que se ha hecho mención están representadas en la fig. 25 por la recta A B, y en la 24 por los puntos α , β , γ , δ . Podrían no extenderse á toda la longitud de la viga. Pero el Ingeniero M. Harel de la Noe, que ha construido muchas obras de hormigón armado, explicó en una nota publicada en los *Annales des Ponts et Chaussées* (primer trimestre 1899), cómo á veces se desarrollan tensiones en las fibras superiores de las vigas de hormigón armado, y estas tensiones provocan grietas, á cuya formación es conveniente oponerse por el empleo de armaduras superiores, que pueden ser muy débiles.

Aunque la utilidad de estas armaduras superiores no esté reconocida universalmente, estimamos prudente tener en cuenta el consejo del Ingeniero Sr. Harel de la Noe. Eso no ocasionará,

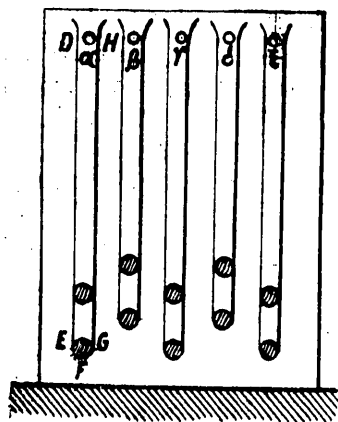


Fig. 24.

por otra parte, más que un gasto pequeño; porque bastará dar a las barras destinadas a resistir al esfuerzo cortante desarrollado en la sección central de la viga una extensión igual a la longitud de ésta con una sección pequeña, como lo indica la línea AB de la fig. 25.

21. *Estridos.*—Para asegurar la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas que construye, M. Hennebique emplea estridos de hierro en chapa que abrazan a las barras inferiores de la armadura, como lo indica la línea EFG de la fig. 24, y cuyas ramas verticales DE , GH llegan hasta el trasdós de la viga. La parte curva EFG no está generalmente en contacto con la barra a la cual rodea, y se rellena el hueco por medio de una lechada de cemento que asegura convenientemente la unión de los hierros con el hormigón.

Las dimensiones de estos estridos las calcula M. Hennebique para resistir a los esfuerzos cortantes. Colócanse verticalmente y de modo que sus separaciones sean tanto más pequeñas cuanto más se aproximan a los puntos de apoyo de la viga (véase la fig. 18). No creemos que estos hierros puedan resistir eficazmente al esfuerzo cortante que se puede desarrollar en el intervalo comprendido entre dos estridos consecutivos, por ejemplo, en la sección SI de la fig. 25. Por esta razón, hemos indicado otro medio de equilibrar el esfuerzo cortante.

Pero los estridos son muy útiles bajo otro aspecto; aseguran el enlace entre la armadura y el hormigón. Esto ocurrió, al menos, en los experimentos de 1898; una de las vigas, desprovista de estridos, no pudo soportar más que cargas muy pequeñas; se rompió por haberse producido una separación al nivel de la armadura, y las espigas de hormigón que enlazaban las partes superiores con las inferiores no bastaron para resistir a los esfuerzos que tendían a separar la armadura del hormigón situado encima.

Se ha objetado contra la utilidad de los estridos, que no pueden asegurar el enlace del hierro con el hormigón a causa de los pequeños intervalos que quedan casi siempre entre los estridos y las barras, alrededor de las cuales se encorvan. Pero la lechada de cemento, que ya hemos mencionado, rellena estos huecos, y hemos comprobado (aunque esto parezca poco verosímil), que los estridos adhieren bien al hormigón y a las barras, y ligan muy sólidamente a éstas con el hormigón de la parte superior.

La desunión del hormigón y de la armadura tiende a producirse, sobre todo hacia la mitad de la luz. Por consiguiente, en esa región, y no cerca de los apoyos, es donde conviene aproximar unos a otros los estridos. Sin embargo, para facilitar la construcción de las vigas, se podrían colocar los estridos a distancias iguales, conforme lo indica la figura 25.

A pesar de su indudable utilidad, se podrían suprimir los estridos si se asegurase por otros medios el enlace de las armaduras con el hormigón superior. Sería prolija la descripción de todos los sistemas que con este objeto se han ideado. La figura 26 indica uno, que deseáramos fuese experimentado.

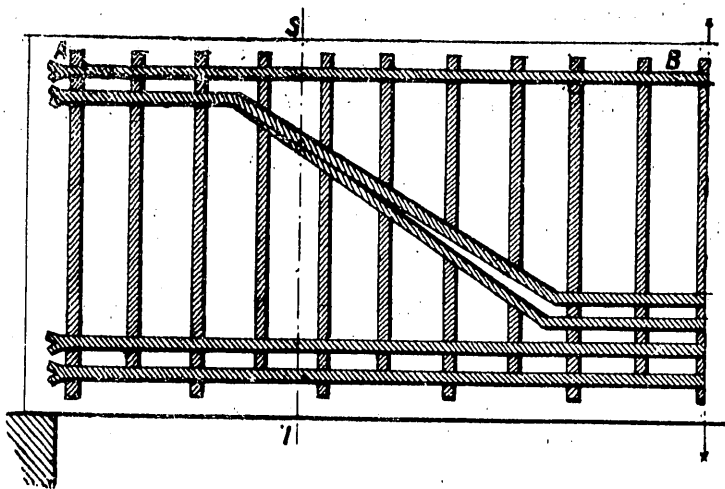


Fig. 25.

En este sistema, el enlace de las barras de las armaduras con el hormigón superior se asegura por medio de alambres dispuestos de modo que constituyen una especie de celosía. Así habría hierro en todas las secciones y en cualquier dirección de la viga, y, por consiguiente, el hormigón no estaría en peligro tan inmediato de agrietarse, si se produjeran en un punto cualquiera tensiones imprevistas.

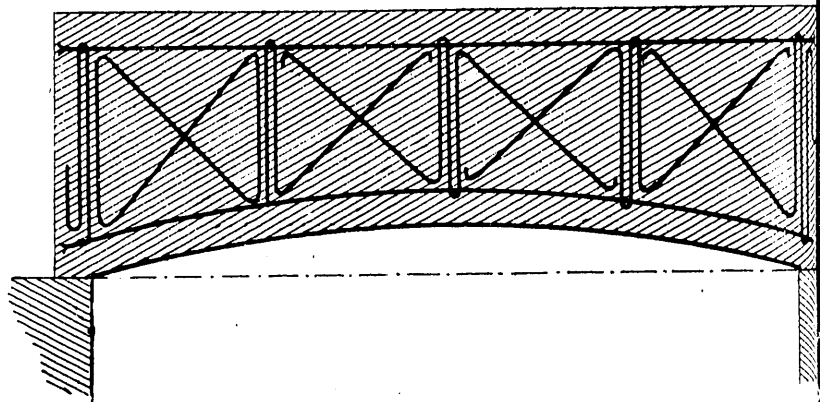


Fig. 26.

¿Cómo se pueden calcular las dimensiones de los estridos? Parece admisible que la fuerza que tiende a separar la viga en dos partes hacia el nivel de la armadura obre verticalmente, que esta fuerza ejerza una tracción sobre el hormigón y que los hierros de la armadura disminuyan la resistencia que el hormigón opondría a la acción de esta fuerza, si no estuviese interrumpido. La sección de la interrupción es igual para cada barra y por metro longitudinal a ζ , designando por esta letra el diámetro de la barra. Por consiguiente, la disminución de resistencia que proviene de cada barra puede ser expresada por $\zeta r'$ por metro lineal.

Si se designa por σ la sección de cada una de las ramas de los estridos y por v el número de estridos por metro lineal, la resistencia total que ofrecerán será igual a $2 v \sigma \rho$, y para impedir la separación de las partes superior e inferior de la viga, bastará que se verifique:

$$2 v \sigma \rho = \zeta r' \quad (92)$$

de donde se deduce

$$v = \frac{\zeta r'}{2 \sigma \rho} \quad (93)$$

Reemplacemos r' por 50.000 kgs., y ρ por 9.000.000 kgs.; y resultará

$$v = \frac{50.000 \zeta}{2 \times 9.000.000 \sigma} = 0,0028 \frac{\zeta}{\sigma}$$

ó próximamente

$$v = 0,003 \frac{\zeta}{\sigma} \quad (94)$$

(Se continuará.)