

## Columnas de concreto armadas con tubos de fundicion

(Traducido por L. LIRA del *Concrete* de Londres, N.º 6, 1912)

Es sabido que la magnitud de la carga que son capaces de soportar las columnas de concreto armado que no tienen mas de 2 por ciento de fierro no depende sino en mui pequeña parte de la armadura cuyo papel es sólo el de resistir los esfuerzos de corte. En el sistema de construccion que pasamos a describir mas adelante el metal i el concreto se combinan para llevar cada uno su parte de carga.

*Columnas de fundicion.*—El uso de columnas de fundicion ha disminuido mucho en los últimos años. Sin embargo sus defectos pueden ser subsanados por medio de una combinacion apropiada con el concreto.

Las esperiencias que pasamos a describir muestran que la fragilidad de ese material es neutralizada obteniéndose una estructura capaz de soportar grandes deformaciones sin llegar a la ruptura. Ademas, se dice, que tales columnas son las mas resistentes i económicas de las hasta ahora conocidas.

Las 24 esperiencias han sido llevadas a cabo por el «Comité austriaco de concreto armado».

*Esperiencias con cañerías de fundicion.*—Se probaron 4 columnas iguales: una sola i las otras tres con diferentes capas de concreto todas de 61 dias. La columna sola que tenia una seccion de 40,1 cm<sup>2</sup> se quebró con una carga de 137 toneladas lo que da una carga unitaria de 34,2 Kg por mm<sup>2</sup>. La ruptura fué tan repentina que la máquina en que se hacia el ensaye sufrió perjuicios de consideracion. La carga de ruptura está de acuerdo con la taza de ruptura usual de la fundicion reducida para pieza cargada por punta. (Largo de la cañería 3 m, diámetro exterior 144 mm). La columna II fué reforzada con fierro redondo de 10 mm enrollado en espiral a intervalos de 4 cm llevando ademas 8 fierros verticales de 5 mm de diámetro. El diámetro exterior del concreto fué de 290 mm. La columna IV era igual escepto los fierros verticales que fueron reemplazados con metal desplegado. El espesor de la capa de concreto fué 73 mm en total, la armadura se colocó de tal modo que quedaban 63 mm hasta su cara exterior. En los cálculos de estabilidad se han despreciado los 10 mm exteriores. Estas dos últimas columnas se quebraron con 315 i 307 toneladas respectivamente. La fuerza molecular de compresion resulta para el concreto de 425

Kg/cm<sup>2</sup>; cubos del mismo concreto habian dado 352 Kg/cm<sup>2</sup>. Al comparar las 3 columnas no debe olvidarse que en la primera hai que considerar un factor de inferioridad que es su fragilidad.

La columna III era parecida a las anteriores pero con una espiral mas cerrada de fierro de 7 mm i espaceamiento de 20 mm. En las fotografias de las columnas quebradas se ve lo peligroso de la fragilidad de la fundicion que ocasiona casi siempre fracturas explosivas ha desaparecido en las columnas protegidas con concreto.

*Seguridad de la construccion.*—En las construcciones ordinarias no es recomendable el uso de columnas llenas de concreto debido a las serias consecuencias que traeria un pequeño defecto. Las columnas reforzadas con su proteccion contra el cizalle son mas seguras pero algunos serios accidentes han demostrado que los defectos de construccion pueden existir aun en el caso que el refuerzo sea de tal entidad que sea él sólo capaz de llevar carga.

Esto es costoso cuando hai que usar secciones con alambre enrollado en espiral pero esto es justamente barato en las columnas de que tratamos debido al método de construccion usado. Como moldes se usan dos cilindros de palustro que se colocan uno encima del otro alternativamente de manera que no se necesitan moldes especiales.

*Experiencias con tubos de acero.*—De las once pruebas hechas la primera fué con un cilindro lleno de concreto i la segunda con uno hueco, ámbos sin refuerzo. En ámbos casos el concreto rompió con una presion unitaria de 230 Kg/cm<sup>2</sup>. La tercera i cuarta columnas, llena i hueca respectivamente estaban reforzadas con una espiral i dieron un aumento de resistencia de 50 i 90% respectivamente. Entónces se sometió a compresion en tubo sólo de acero i en seguida otro encerrado en concreto. Se encontró que el acero no se habia debilitado de un modo apreciable con la ruptura de la columna, lo que muestra que en columnas de esta clase la resistencia del acero no entra en juego de modo eficaz sino bajo su límite de elasticidad, miéntras que en el caso de columna de fundicion la resistencia total de compresion del elemento metálico es utilizada. Se obtuvieron los siguientes resultados usando refuerzos exteriores.

Columna	Refuerzo vertical	Refuerzo en espiral	Cargas
VII	8 alambres 5 mm	10 mm, intervalo 40 mm.	184 toneladas
VIII	8 » »	7 » » 20 »	205,5 »
IX	8 » »	10 » » 40 »	209 »
X	8 » »	anillos cerrados 40 »	198 »
XI	metal desplegado	10 mm, intervalo 40 »	205,5 »

*Columnas de fundicion, segunda serie.*—Estas esperiencias fueron hechas con concreto que dió en cubos una resistencia de 187 Kg/cm<sup>2</sup> despues de 50 a 66 dias, lo que está de acuerdo con la resistencia determinada en las esperiencias con columnas. Un cilindro hueco sin refuerzo se rompió con una presion igual miéntras que uno reforzado de 500 mm de largo con alambres verticales de 5 mm; estribos horizontales de 7 mm esspaceados de 240 mm se rompió con una carga de 45,7 toneladas lo que es 96 Kg/cm<sup>2</sup> siendo el diámetro exterior del concreto 290 mm i el interior 155 mm. La ruptura se debe atribuir evidentemente a la destruccion de la capa exterior de concreto por los alambres verticales de modo que sólo soporta carga la parte interior pues los anillos estaban mui separados para que pudiesen ejercer accion eficaz. La capa exterior de éstos distaba 23 mm de la cara exterior del concreto. Aun tomando en cuenta solamente el cilindro interior o la armadura como resistente en efectivo, el concreto resulta debilitado a causa del choque que soporta cuando la capa exterior o la armadura revienta. La columna siguiente con refuerzo en espiral esspaceado de 20 mm soportó una carga de 94 toneladas con una presion unitaria de 179 Kg/cm<sup>2</sup>. Una cuarta columna con alambres verticales i estribos mui esspaceados confirmó la conclusion de que este refuerzo debilita el concreto en vez de reforzarlo.

Las esperiencias restantes fueron encaminadas a determinar la capa mas conveniente para tubos de fundicion. El autor ha comprobado el principio de que el espacio entre los refuerzos horizontales no debe exceder el espesor de la capa de concreto interior entre el hueco i el refuerzo. Las pruebas muestran que cuando esta condicion no es satisfecha, no se consigue obtener la resistencia esperada. En el caso de columnas de fundicion se impone un coeficiente de seguridad 10 para tomar en consideracion la gran fragilidad del material i esta desventaja no desaparece cuando la capa de concreto no está suficientemente reforzada.

Un tubo de fundicion de 153 milímetros de diámetro i 5 milímetros de espesor soportó una carga de 209 toneladas (largo del tubo 50 centímetros) mientras que una columna igual del mismo largo cubierta con concreto en forma octogonal reforzado con 8 alambres verticales de 14 milímetros i 3 amarras horizontales de fierro de 5 milímetros distantes 240 milímetros sólo soportó 143 toneladas. Otra columna convenientemente reforzada (tubo diámetro exterior 156 milímetros, espesor paredes 10 milímetros, diámetro exterior concreto 290 milímetros, 8 alambres verticales de 5 milímetros, una espiral de 7 milímetros esspaceada de 20 milímetros, borde exterior de armadura distante 23 milímetros del borde exterior de concreto) solamente se rompió con una carga de 332 toneladas. Además la fractura en el primer caso se produjo de un modo análogo al de un tubo sin proteccion con la sola diferencia de que la violencia de ella fué un poco mitigada. Es cierto que las columnas usadas no son directamente comparables ya que hai una pequeña diferencia en las dimensiones de los tubos pero un cálculo de las tensiones moleculares desarrolladas demuestra que la columna insuficientemente reforzada es un 50% mas débil que la columna sin proteccion alguna. Esto se explica por el hecho de que cuando las tensiones moleculares llegan a un límite para el cual se excede el límite de elasticidad de los alambres ver-

ticales, la carga es transmitida violentamente al anillo interior de concreto en el mismo instante en que la corteza exterior salta. Entónces se sobrepasa el límite de elasticidad del concreto i la carga es transmitida de repente a la fundicion.

*Conclusiones.*—Comparando una columna maciza de concreto armada con una espiral, con una del mismo diámetro exterior armada con una cañeria central de fundicion resulta una ventaja de 25 a 50% en favor de la última. Por consiguiente se hace posible el construir columnas mas delgadas (cosa que ántes no era posible sino usando columnas de fundicion) i empleando solamente  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{1}{3}$  de la seccion de fundicion hasta ahora exigida. El costo es pequeño sobretodo cuando se toma en cuenta que la capa de concreto sirve tambien como proteccion contra el fuego. La cantidad de acero requerida es evidentemente mucho menor que la empleada en la construccion de una columna ordinaria reforzada con espiral.

El hueco central de las columnas del nuevo tipo puede servir para muchos objetos tales como ventilacion, conduccion de cañerias, calefaccion.

Las conclusiones a que se ha llegado por medio de las esperiencias quedan mui bien esplicadas por los diagramas adjuntos. La figura 1 muestra el efecto de una pre-

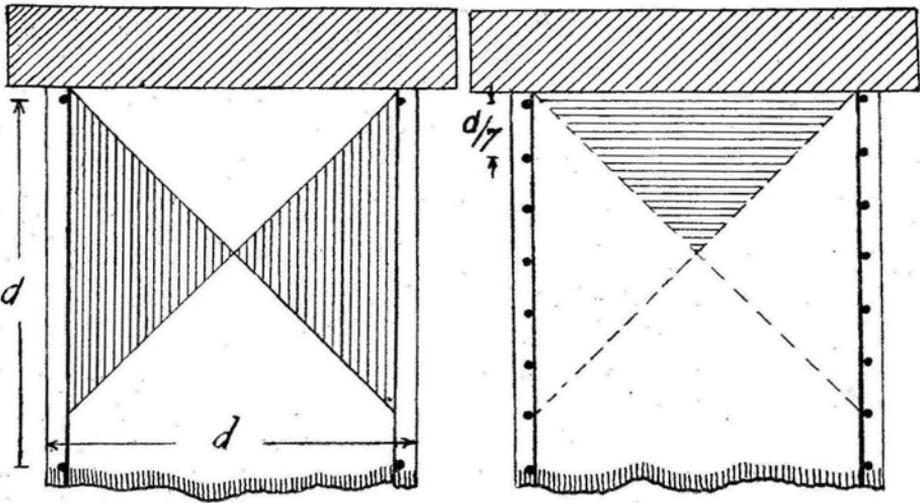


Fig. 1.

sion vertical en una columna ordinaria de concreto armado de diámetro  $d$  i sobre una columna reforzada en espiral con vueltas separadas de  $\frac{1}{7} d$ . En el primer caso las partes achuradas saltan miéntras que en el segundo caso esto es contrarrestado por las espirales produciendo como resultado un incremento de resistencia. La figura 2 muestra dos columnas construidas segun el nuevo sistema. En la primera las espirales estan lo suficientemente juntas para llegar a aprovechar hasta la resistencia de ruptura del concreto; en la segunda las espirales estan tan cerradas que se llega a obtener un aumento de resistencia produciéndose una alteracion completa de las propiedades estáticas de los materiales. Las esperiencias han demostrado que de este

modo la resistencia de una columna de fundicion se triplica i que la columna resultante está a la misma altura que una columna de acero en cuanto a elasticidad i resistencia contra el fuego.

La cuestion de saber si ha de usarse tubos de fundicion o de acero depende de consideraciones técnicas i comerciales. Las esperiencias muestran que ámbos materiales son buenos i que el bajo límite de elasticidad de la fundicion no es un impedi-

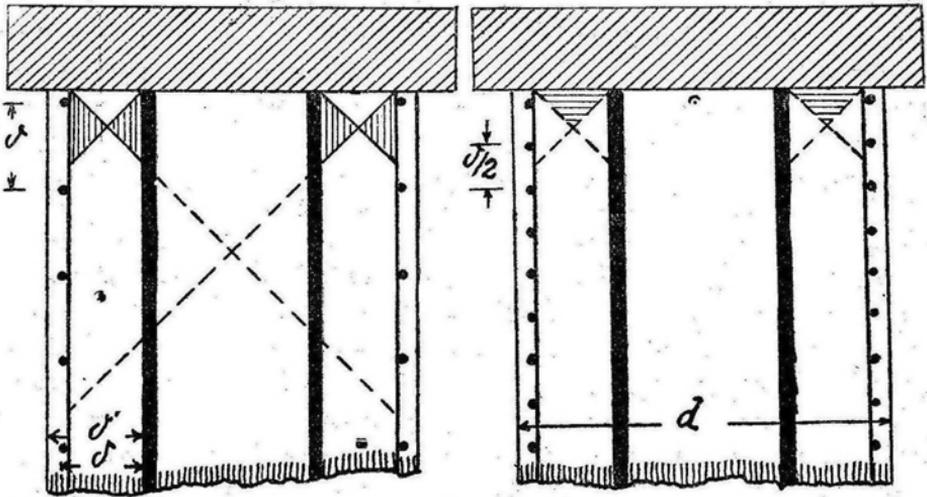


Fig. 2

mento para su uso. Una diferencia de importancia es que mientras la carga que soporta el acero es limitada respecto a su límite de elasticidad, en la fundicion la limitacion se hace respecto de la resistencia de ruptura.

*Costos relativos.*—Segun el señor H. Barth, una columna de acero enrollado en Berlin es cerca de un 20% mas barata que una columna de fundicion de igual resistencia. Parece innecesario advertir que esta relacion no es la misma para todas las ciudades. Los datos comparativos del cuadro siguiente han sido calculados por los señores Wagner, Biro i Kurz, suponiendo columnas de 4 metros de alto con una carga céntrica de 68 toneladas i una presion sobre el terreno de fundacion de 30 kilogramos por centímetro-cuadrado:

- |  |      |
|--|------|
| 1) Columna de fundicion con base i capital. Coeficiente de seguridad 10, diámetro exterior 240 milímetros, espesor 30 milímetros, peso total 910 kilogramos. Precio sin capa protectora contra el fuego..... | 202  |
| 2) Columna de acero. Dos fierros $\Gamma$ N.º 24, peso 540 kilogramos, coeficiente de seguridad 2.5. Precio sin capa protectora contra el fuego.....   | 203  |
| 3) Columna de concreto armado, seccion trasversal 40 centímetros cuadrados armada con 4 alambres verticales i estribos separados de 40 centímetros. Precio incluso molde.....                                | 92,4 |

- |   |       |
|---|-------|
| 4) Columna de concreto armado con refuerzo en espiral, diámetro 40 centímetros.....                         | 88,80 |
| 5) Columna de fundicion i concreto sistema Emperger, incluyendo los dos cilindros de acero para moldes..... | 66,58 |

La diferencia de precios debe atribuirse principalmente a las diferentes tasas de trabajo adoptadas para el fierro. Miéntas que en el concreto armado, la resistencia a la ruptura de éste fija la resistencia del acero i en las columnas de acero, el factor determinante es el límite de elasticidad, en el nuevo sistema se utiliza la resistencia total de ruptura conservando las mismas condiciones de elasticidad que en el caso del acero.

*Cálculos.*—El método usual de cálculo de las columnas de concreto armado basado en el término medio del valor de la razon entre los coeficientes de elasticidad de los dos materiales ( $m = 15$ ), no fija el coeficiente de seguridad como en las vigas. El autor ha demostrado en sus esperiencias llevadas a cabo durante los años 1902 a 1908, que un mejor método de cálculo seria el basado en las cargas de ruptura. Supone un coeficiente de seguridad 5 como suficiente para tales columnas, suposicion confirmada por el profesor Rudeloff. La columna sétima que se quebró bajo una carga de 184 toneladas, admitiria así una carga de trabajo de 36 toneladas miéntas que el cálculo segun las prescripciones oficiales austriacas da como carga sólo 21 toneladas o sea un coeficiente de seguridad cercano a 9 con la incongruencia de que el concreto trabaja sólo a  $\frac{1}{11}$  de su límite i el acero a  $\frac{1}{8}$ . Este método debe ser por consiguiente rechazado en los casos en que como el presente el porcentaje de metal es grande i especialmente cuando se usa un metal de límite de elasticidad algo bajo como la fundicion, en que no puede valer mas de 10. Un cálculo exacto muestra que la fundicion debe ser tratada como si su resistencia a la ruptura fuese el límite de elasticidad de un material elástico. Las autoridades austriacas han reconocido ámpliamente la inaplicabilidad del método antiguo de cálculo a estas nuevas columnas declarando que ellas no deben ser consideradas como concreto armado.

Para determinar las dimensiones de una columna que debe llevar una carga dada  $P$ , hai que decidir primero que limitacion se establece para el caso del flambaje. El pliego de condiciones prusiano establece que la reduccion de la taza es innecesaria en el caso que  $l \leq 18d$  o lo que es lo mismo  $l \leq 60r$  en que  $r$  es el radio de jiracion de la elipse de inercia, fórmula confirmada por numerosos esperimentos. Se deduce que para una columna de 3 m de largo el diámetro debe ser mayor que 17 cm i entónces no hai que hacer correccion por flambaje. En este caso la carga es llevada por dos columnas distintas, una de fundicion i la otra hueca de concreto armado en espiral, las que deben considerarse como separadas por una delgada capa de aire. La resistencia será entónces la suma de las resistencias de las 2 columnas tomadas separadamente, norma de cálculo que está demostrada por las esperiencias si-

guientes: una columna de fundicion se rompió con una carga de 209 toneladas i una de concreto armado hueca con una carga de 94 toneladas. La suma es 303 i una columna que era mas o ménos una combinacion de las dos anteriores se rompió con 267 toneladas, debiendo atribuirse la disminucion de 10% a la diferencia en las dimensiones de las columnas. En otros dos casos las resistencias aisladas fueron  $94+274=368$  i  $106+70=176$  toneladas i los valores totales obtenidos fueron 332 i 184 respectivamente.

Por consiguiente se debe adoptar para el nuevo sistema un coeficiente de seguridad uniforme cuyo valor debe fijarse en 5 como para concreto armado. Es cierto que el pliego de condiciones prusiano exige un coeficiente de seguridad 10 respecto de la resistencia de ruptura, pero tambien es cierto que muchas esperiencias han demostrado que actualmente jamas se alcanza a ese valor.

En consecuencia, se fija como taza admisible para la columna central si es de acero  $\frac{2\ 400}{5}=480$  Kg/cm<sup>2</sup> i si es de fundicion 1 000 a 2 000 Kg/cm<sup>2</sup> o para dejar un amplio márgen 750 a 1 500 Kg/cm<sup>2</sup>. Con estas bases el cálculo se hará de la manera siguiente:

Columna de 3 m de alto, carga céntrica de 53 toneladas, flambaje despreciable. La columna de fundicion tiene un diámetro exterior de 14,4 cm i 40,1 cm<sup>2</sup> de seccion transversal. Tratándose de fundicion ordinaria comercial, adoptamos como resistencia de ruptura sólo 5 000 Kg/cm<sup>2</sup> de manera que la carga de trabajo será  $40,1 \cdot 750=30$  toneladas. Quedan 23 toneladas que deben ser soportadas por la columna hueca de concreto. Si el concreto fuese cargado con 28 Kg/cm<sup>2</sup>, la tension seria duplicada por el refuerzo, dando así 56 Kg/cm<sup>2</sup>. Se tiene:

$$23\ 000=56 \left( \frac{D^2 - 14,4^2}{4} \right) \pi$$

$$D = \sqrt{1,27 \frac{P}{\sigma_b} + d^2}$$

lo que da  $D=27$  cm, o sea, un espesor de concreto de 6,3 cm entre la fundicion i el refuerzo exterior.

El diámetro de las espirales exteriores es entónces 27 cm i el de la columna 29 cm. Las nuevas especificaciones austriacas admiten para la capa exterior una área útil igual al 80% del total. Por consiguiente aumentamos 27 cm a 29 cm para proteger las espirales contra el fuego. Se tiene:

$$\begin{aligned} P &= \sigma_b (F_b + 15 F_e + 30 F_s) = 28 (498 + 15 \times 1,6 + 30 \times 16,7) \\ &= 28 (4,8 + 24 + 500) \\ &= 28,6 \text{ toneladas} \end{aligned}$$

Pero como la columna de fierro puede soportar 30 toneladas i el concreto  $498 \cdot 2 \cdot 28 = 27,900$  Kg o sea en suma  $30 + 28 = 58$  toneladas i como la columna construida con estas dimensiones se quebró con una carga de 342 toneladas, resulta un coeficiente de seguridad mas o ménos igual a 6.

El método siguiente es mas jeneral i la carga total  $P$  se divide en dos partes aproximadamente iguales i se calcula para una de ellas una seccion de fierro adecuada con una taza de  $750$  Kg/cm<sup>2</sup>. En seguida se calcula una columna hueca de concreto armado para soportar el resto, el refuerzo es espaceado de acuerdo con el espesor encontrado para las paredes, teniendo presente que el espaceamiento de las espirales no debe exceder ese espesor i finalmente se agrega 1 o 2 cm al diámetro encontrado.