

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

PUBLICACION TECNICA DEL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR

D. MANUEL MALUQUER Y SALVADOR

COLABORADORES

LOS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SE PUBLICA LOS JUEVES

Dirección y Administración: Plaza de Oriente, 6, primero derecha.

Faro-baliza de los bajos del Llobregat.

(CONTINUACIÓN) (1)

Viga del fuste de la columna-basa y macizo sumergido.— Hemos llegado á la parte más importante de la construcción. Naturalmente que, siendo la torre de relativamente pequeño diámetro y actuando sobre ella la casi totalidad de los grandes esfuerzos del oleaje y los del viento, la construcción tendería á romperse por la unión de la columna-torre con el macizo de hormigón sumergido que le sirve de basamento, por ser la sección en que los esfuerzos son máximos y la resistencia mínima. Para dar á esta sección y á toda la columna-torre la necesaria resistencia, se propone construir un alma ó viga de hormigón armado que, desplazada convenientemente respecto del centro de la torre, para dar lugar á la caja de la escalera, quedará envuelta por la canisa de sillería que forma el paramento de la basa y fuste de la columna-torre.

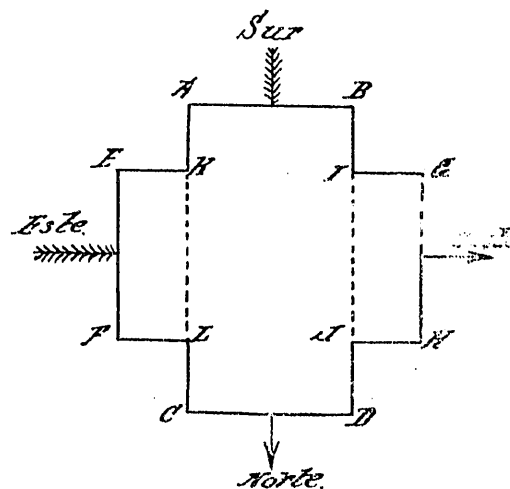
Desde el momento que el macizo de hormigón sumergido ha de ser tal que con su propio peso dé estabilidad á la construcción impidiendo su vuelco, la viga armada antes dicha ha de quedar empotrada en este macizo, y, en su consecuencia, queda reducido el problema al cálculo de una viga empotrada en un extremo y libre en el otro.

El hueco en que ha de alojarse esta viga es circular, pero la viga armada que proponemos presenta la forma de una cruz de brazos iguales, porque esta forma tiene dos ventajas esenciales: la de permitir la colocación de las armaduras en forma que se aproveche su máxima resistencia y la de presentar en las direcciones Sur-Norte y Este-Oeste, que son las de los grandes temporales en nuestra costa de Levante, la misma forma y composición y, por tanto, idéntica resistencia.

Así, pues, esta viga en obra deberá estar colocada en la forma que se indica en la figura de los planos que la detalla en sección, es decir, de manera que las armaduras pequeñas, que son las de las tensiones, miren una al Sur y otra al Este, en forma que los respectivos ejes de las tensiones sean normales á la dirección Sur-Norte en la primera y á la dirección Este-Oeste en la segunda.

Dispuesta la viga en la forma dicha, al actuar sobre ella los esfuerzos resistirá como tres vigas acopladas, es decir, los tempo-

rales del Sur serán resistidos por la viga central $ABCD$, y las laterales $EFKL$ y $GHIJ$; y los temporales del Este por las vigas idénticas á las anteriores, ó sean la $EFGH$ y las laterales $ABKI$ y $CDLJ$. Vemos, pues, que definida la viga central $ABCD$ quedan todas ellas perfectamente determinadas, porque las vigas laterales no son más que las partes extremas de las vigas centrales donde se alojan las armaduras. Ahora se comprenderá la ventaja de dar á la viga esta forma que permite que las armaduras ocupen el lugar apropiado en las vigas armadas con rela-



ción á los esfuerzos, cosa que no hubiera sucedido si hubiésemos aceptado la viga de forma circular armada en todo su perímetro. Además, esta forma nos permite aprovechar los ángulos entrantes para hacer más solidaria la sillería del exterior con el hormigón de la viga.

Vamos, pues, á calcular esta viga. La primera dificultad con que tropezamos es la de desconocer no sólo la fuerza del oleaje, si que también la variabilidad de esta fuerza en los distintos puntos de la altura de la ola. Ocurre, además, en nuestro caso, que al chocar la ola con la torre una parte del agua se elevará, por efecto del choque, produciendo un empuje sobre la parte del fuste de la columna, no batido directamente y sobre el capitel, pero sin que nos sea dable conocer, á ciencia cierta, cuáles serán los esfuerzos en tales partes desarrollados.

Preciso es, pues, resolver estas dificultades estableciendo hipótesis que, sin alejarse de lo racional, resulten más bien holgadas para asegurar la estabilidad de la construcción. Y piénsese que si al obrar así recargamos algo el peso de las armaduras, este pequeño exceso de peso no tiene importancia económica real al compararla con el precio total de la construcción, y, en cambio,

(1) Véase el número anterior.

la tiene muy efectiva cuando se trata de una obra, como la de un faro en que la absoluta estabilidad ha de ser la base de su concepción.

La fuerza del oleaje es muy variable, y aunque se dice que, como máximo, se ha llegado á comprobar la de 30 toneladas por metro cuadrado, no debemos aceptar tal presión en el Mediterráneo donde las mayores olas observadas miden 8 metros de altura. A falta de datos deducidos directamente, nosotros aceptaremos para calcular esta fuerza la fórmula deducida por Gaillard, después de numerosas observaciones, que es la siguiente:

P = 345 h²

y teniendo en cuenta la profundidad á que rompen las olas y que el lugar de emplazamiento del faro está cerca de la costa, será lógico suponer que no pueden llegar á él olas de primera rotura de elevación superior á la mitad de la sonda del emplazamiento, es decir, olas de 6,50 metros de altura, que en el Mediterráneo son ya excepcionales. Siendo así la fuerza máxima desarrollada por una ola de tal altura, será

P = 345 × 6,50² = 14.576 kilogramos por metro cuadrado.

Nosotros aceptaremos, en números redondos, la fuerza de 15.000 kilogramos por metro cuadrado.

Actuará, además, sobre la parte de torre no batida directamente por el oleaje, la fuerza del viento que ejercerá una presión de 270 kilogramos por metro cuadrado.

Pero como la acción de estas fuerzas exteriores estará en parte resistida por el propio peso de la construcción, para proceder con método calcularemos primeramente este peso y luego la fuerza exterior que obra sobre la torre.

Peso de la construcción.

	Kilogramos
Zócalo de la columna.—Sillería.	
2 × 3,14 × 1,40 × 0,75 × $\frac{2.200 + 1.200}{2}$	11.210
Hormigón armado.	
3,14 × 0,75² × $\frac{2.500 + 1.500}{2}$	3.432
Fuste de la columna.—Sillería.	
2 × 3,14 × 0,775 × 0,50 × 6,50 × 2.200	34.799
Hormigón armado.	
3,14 × 0,55² × 6,50 × 2.500	15.435
Capitel.—Hormigón armado.	
(3,14 × 1,25² × 1,50 + 3,14 × 2,15² × 0,30) × 2.500	29.300
Cámara de servicio, piso superior, bloque y aparato.	
Según antes hemos deducido	9.928
Suma	104.104
A deducir por el hueco de la escalera	9.133
Peso á CONSIDERAR	94.971

El momento de esta resultante de los pesos respecto á la arista de giro de la base del zócalo de la columna-torre es de

M_p = 94.971 × 150 = 14.245.600 kgs. por cm.

Fuerzas exteriores.—Las olas tienen, aproximadamente, tres cuartas partes de su altura sobre el nivel medio del mar, y el resto por debajo de ésta. Siendo así, la acción directa del oleaje sobre la columna torre alcanzará á 4,875 metros sobre el nivel medio.

Falta ahora tener en cuenta las acciones indirectas producidas por las olas, de que hemos hablado anteriormente, que nos son desconocidas y que obran por encima de esta altura; para com-

pensar este desconocimiento supondremos que la fuerza máxima de la ola, evaluada en 15.000 kilogramos por metro cuadrado, es constante en toda su altura, y además supondremos que la acción directa del oleaje se ejerce hasta 5 metros de altura sobre el nivel medio; con los excesos sobre lo real que representan estas hipótesis, seguramente nos ponemos á cubierto de los efectos de las demás fuerzas que no nos es dable evaluar.

Kilogramos

Basa de la columna torre.—Actúa sobre ella la fuerza de la ola y como tiene forma circular tendrá por valor

F_z = $\frac{2}{3} \times 3 \times 15.000 \times 0,50 + \frac{2}{3} \times 2,50 \times 15.000 \times 0,50 = 27.500$

Los puntos de aplicación de estas fuerzas están á 8,75 metros la primera y 9,25 metros la segunda de la base del macizo sumergido.

Fuste de la columna.—Fuerza del oleaje:

F_f = $\frac{2}{3} \times 2,10 \times 15.000 \times 4,50 = 94.500$

El punto de aplicación de esta fuerza está á 11,687 metros de la base del macizo sumergido.

Fuerza debida al viento:

F_v = $\frac{2}{3} \times 2,1 \times 270 \times 2,125 = 803$

Capitel.—Fuerza del viento:

F_c = $\frac{2}{3} (2 \times 0,50 + 2,50 \times \frac{2 \times 3,14 \times 1}{4} + 2,15 \times 0,30) \times 270 = 1.002$

El punto de aplicación de esta fuerza está á 17 metros de la base del macizo.

Cúpula.—Fuerza del viento:

$\frac{2}{3} \times 2,80 \times 2,30 \times 2,70 = 1.173$

Fuerza aplicada á 18,85 metros de la base del macizo.

Aparato y su bloque de asiento:

Fuerza del viento..... 202

TOTAL DE FUERZAS EXTERIORES..... 125.180

La resultante de estas fuerzas exteriores, según la construcción gráfica que aparecen en la correspondiente hoja de los planos, está á 11,30 metros de la base del macizo sumergido y á 2,80 metros de la base superior de este macizo.

El momento de esta fuerza respecto á la arista de giro de la basa de la columna-torre será:

M_f = 125.180 × 2,80 = 35.050.400 kg. por cm.

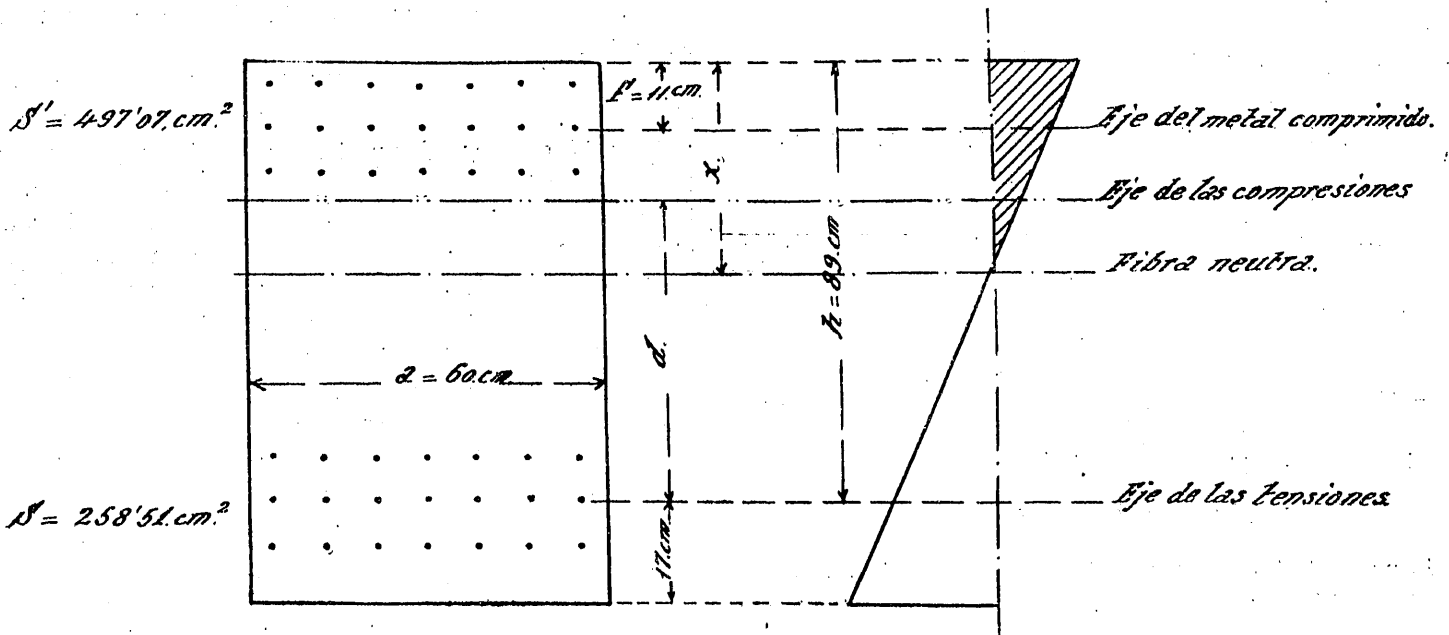
Luego el momento flector para el que ha de ser calculada la viga de hormigón armado será el que resulte de restar del de las fuerzas exteriores el del peso de la columna-torre, ó sea

M_f — M_p = 35.050.400 — 14.245.600 = 20.804.800 kg. por cm.

Este es, pues, el momento flector en el empotramiento de la viga armada en el macizo de hormigón sumergido, y para resistirlo, y teniendo en cuenta que se trata de una viga de escasa altura en relación á los grandes esfuerzos á que ha de estar sometida, la armaremos á la compresión con 21 barras de 54 milímetros de diámetro, que ofrecen una sección de 497,07 centímetros cuadrados y á la extensión con 21 barras de sólo 40 milímetros de diámetro, que presentan una sección de 258,51 centímetros cuadrados.

Calcularemos esta viga por el método de Tedesco-Forestier, en relación con la circular francesa, en la misma forma que lo hemos hecho antes para el capitel, es decir, por las fórmulas de las vigas rectangulares llenas, y para que se pueda juzgar con exactitud de estos cálculos, estamparemos á continuación las fórmulas generales.

VIGA CENTRAL



Viga central.

Las fórmulas correspondientes a esta clase de vigas, que no demostraremos por suponerlas conocidas, son:

$$\phi = \frac{-m(S+S') + \sqrt{m^2(S+S')^2 + 2am(S'h + S'f)}}{a}$$

$$d = h - \phi + \frac{2/3 a \phi^2 + m S' (\phi - f')}{a \phi + m S'}$$

$$M = r \times d \left(\frac{a \phi}{2} + \frac{m (\phi - f') S'}{\phi} \right)$$

$$R = \frac{\frac{a \phi}{2} + \frac{m (\phi - f') S'}{\phi}}{S} \times r$$

La parte del momento flector total que resistirá esta viga, haciendo trabajar el hormigón a la compresión máxima de 50 kilogramos por centímetro cuadrado, será:

$$M' = 50 \times 72,9 \left(\frac{60 \times 33,9}{2} + \frac{12 \times 497,07 (33,9 - 11)}{33,9} \right) =$$

$$= 50 \times 72,9 (1.017 + 3.734,36)$$

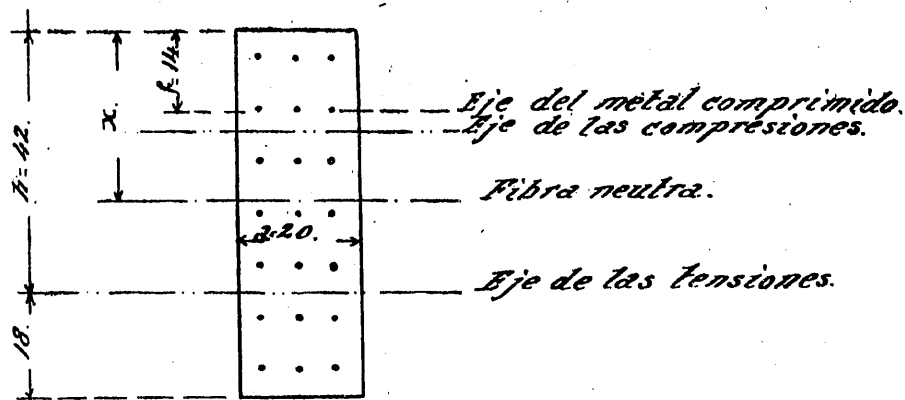
$$M' = 17.318.707 \text{ kg. por cm.}$$

Trabajando el metal extendido a

$$R = \frac{\left(\frac{60 \times 33,9}{2} + \frac{12 \times 497,07 (33,9 - 11)}{33,9} \right) \times 50}{258,51} =$$

$$= \frac{4.751,36}{258,51} \times 50 = 920 \text{ kg. por cm}^2$$

VIGAS LATERALES



Viga de la izquierda.

$$S' = 213'03. \text{cm}^2$$

$$S = 284'04. \text{cm}^2$$

Viga de la derecha.

$$S' = 110'79. \text{cm}^2$$

$$S = 147'72. \text{cm}^2$$

Vigas laterales.

Apliquemos estas fórmulas a la viga central:

$$\phi = \frac{-12(258,51 + 497,07) + \sqrt{12^2(258,51 + 497,07)^2 + 2 \times 60 \times 12(258,51 \times 89 + 497,07 \times 11)}}{60}$$

$$= \frac{-0.066,96 + \sqrt{82.200.764,36 + 41.004.230,4}}{60} = \frac{-0.066,96 + 11.100,17}{60}$$

$$\phi = \frac{2.033,21}{60} = 33,9 \text{ cm.}$$

$$d = 89 - 33,9 + \frac{2/3 \times 60 \times 33,9^2 + 12 \times 497,07 (33,9 - 11)}{60 \times 33,9 + 12 \times 497,07}$$

$$= 55,10 + \frac{6.146,56 + 136.594,84}{2.034 + 5.964,84}$$

$$d = 55,1 + 17,8 = 72,9 \text{ cm.}$$

Veamos cuál es la resistencia de las vigas laterales.

VIGA LATERAL DE LA IZQUIERDA:

$$\phi = \frac{-12(213,03 + 284,04) + \sqrt{12^2(213,03 + 284,04)^2 + 2 \times 20 \times 12(213,03 \times 42 + 284,04 \times 14)}}{20}$$

$$\phi = \frac{-5.964,84 + \sqrt{35.579.315,52 + 7.157.808}}{20}$$

$$= \frac{-5.964,84 + 6.537,36}{20} = 28,6 \text{ cm.}$$

$$d = 42 - 28,6 + \frac{2/3 \times 20 \times 28,6^2 + 12 \times 213,03 (28,6 - 14)}{20 \times 28,6 + 12 \times 213,03}$$

$$= 13,4 + \frac{10.906,13 + 37.322,85}{572 + 2.556,36}$$

$$d = 13,4 + 15,4 = 28,8 \text{ cm.}$$

El momento flector que resistirá esta viga, trabajando el hormigón a 50 kilogramos,

$$M'' = 50 \times 28,8 \left(\frac{20 + 28,6}{2} + \frac{12 \times 213,03 (28,6 - 14)}{28,6} \right) = 50 \times 28,8 (286 + 1.305) = 2.291.040 \text{ kg. por cm.}$$

VIGA LATERAL DE LA DERECHA:

$$\varphi = \frac{-12(147,72 + 110,79) + \sqrt{12^2(147,72 + 110,79)^2 + 2 \times 20 \times 12(147,72 \times 42 + 110,79 \times 14)}}{20} = \frac{8.102,12 + \sqrt{9.628.148,48 + 3.722.544}}{20} = \frac{-8.102,12 + 3.658,17}{20} = 27,5 \text{ cm.}$$

$$d = 42 - 27,5 + \frac{2/3 \times 20 \times 27,5^2 + 12 \times 110,79 (27,5 - 14)}{20 \times 27,5 + 12 \times 110,79} = 14,5 + \frac{10.083,33 + 17.947,98}{550 + 1.329,48} = 14,5 + 14,9 = 29,4 \text{ cm.}$$

El momento flector que resistirá esa viga será, trabajando el hormigón a 50 kilogramos,

$$M''' = 50 \times 29,4 \left(\frac{20 \times 27,5}{2} + \frac{12 \times 110,79 (27,5 - 14)}{27,5} \right) = 50 \times 29,4 (275 + 652,6) = 1.363.572 \text{ kg. por cm.}$$

Luego la suma de los tres momentos flectores correspondientes a las vigas que acabamos de calcular será:

$$M = M' + M'' + M''' = 17.318.707 + 2.291.040 + 1.363.572 = 21.603.319 \text{ kg. por cm.}$$

Es decir, algo superior al que hemos deducido para el cálculo del conjunto de las tres vigas, á fin de que el trabajo del hormigón no alcance el máximo de 50 kilogramos y se puedan prevenir esfuerzos imprevistos sin rebasarlo.

Observando la composición de las vigas laterales que se derivan de la viga central, se deduce que el trabajo del metal ha de ser inferior al máximo admitido, porque en ellas se resumen todas las armaduras de la viga central, y así resulta que en la viga lateral de la izquierda, no teniendo en cuenta las varillas que quedan junto á la fibra neutra, $R = 375$ kilogramos por centímetro cuadrado, y en la lateral de la derecha $R = 450$ kilogramos por centímetro cuadrado.

El Ingeniero autor del proyecto,
JOSÉ CAVESTANY.

(Continuará.)

El carácter económico de los ferrocarriles y los gastos de explotación.

(CONCLUSIÓN) (1)

Cada día son en mayor número las líneas férreas que se suscriben a la acción privada; en las estadísticas establecidas en el año de 1910 referentes á este particular, y que damos á conocer en las páginas siguientes, podemos observar que las cuatro naciones donde existen mayor número de kilómetros de líneas explotadas por el Estado son Alemania, Rusia, Austria-Hungría é Italia, y la proporción en todo el mundo es 29,5 por 100 con este sistema y 70,5 por 100 con el de administración privada. Difícil es apreciar cuál de las dos resulta mejor, pues ya se adop-

te una ú otra, se nos presentan ferrocarriles que obtienen buenos rendimientos, en tanto que otros difícilmente consiguen cubrir los gastos.

Con la explotación por el Estado no existe tanto estímulo en el cumplimiento de las órdenes que se tramitan como en la privada, y si bien en algunas naciones se consiguen positivos resultados gracias á la pericia de los directores y á la observancia de las leyes formuladas para desligar la acción política de la administrativa, debemos señalar que no en todas ocurre lo propio.

Para que una Empresa produzca su mayor rendimiento industrial es necesario que cuantos agentes intervienen en obtener ese rendimiento tengan estímulo en su trabajo y consideren que su prosperidad particular deriva de la que consiga la misma Empresa á quien sirven. Si esos agentes se encuentran impuestos por influencias políticas ó porque su antigüedad como funcionarios les permite ocupar cargos en los cuales se de-empeñan trabajos que no conocen, puede anticiparse que la explotación obtendrá resultados negativos.

En evitación de que el Estado intervenga en las cuestiones administrativas, á pesar de ser él quien tiene la administración, se establecen leyes y reglamentos que precisa cumplir estrictamente, y en los que se conceden amplias facultades al Gerente, Administrador ó Director del ferrocarril para que bajo su responsabilidad, y de acuerdo con un Consejo formado por un reducido número de personas, pueda llevarse á cabo la explotación completamente independiente de los asuntos afectos al Ministerio.

Ferrocarriles privados y del Estado en el año de 1910.

EUROPA

	NÚMERO DE KILÓMETROS		
	Privados.	Del Estado.	TOTAL.
Alemania.....	5.426	55.722	61.148
Austria-Hungría.....	8.890	35.481	44.371
Inglaterra.....	37.579	»	37.579
Francia.....	40.516	8.869	49.385
Rusia Europea.....	24.702	35.857	59.559
Italia.....	2.749	14.211	16.960
Bélgica.....	4.188	4.322	8.510
Luxemburgo.....	321	191	502
Holanda.....	1.483	1.711	3.194
Suiza.....	1.963	2.738	4.701
España.....	14.470	92	14.562
Portugal.....	1.829	1.080	2.909
Dinamarca.....	1.568	1.959	3.527
Noruega.....	532	2.506	3.038
Suecia.....	9.610	4.372	13.982
Servia.....	221	574	795
Rumania.....	417	3.186	3.603
Grecia.....	1.580	»	1.580
Bulgaria.....	191	1.589	1.780
Turquía.....	1.557	»	1.557
Varios.....	110	»	110
	159.952	173.460	333.412

ÁFRICA

	NÚMERO DE KILÓMETROS		
	Privados.	Del Estado.	TOTAL.
Egipto.....	1.420	4.493	5.913
Argelia y Túnez.....	5.044	»	5.044
Congo Belga.....	830	»	830
Unión Sud Africana.....	730	14.793	15.523
Colonias.....	6.823	2.721	9.544
	14.847	22.007	36.854

(1) Véase el número anterior.