

Rompeolas verticales

LA aplicación cada día más frecuente de los muros con paramentos verticales a la construcción de los rompeolas, debido a las ventajas que este tipo de obra presenta, ha ocupado la atención de los ingenieros en los últimos diez años y ha dado origen a numerosos estudios y publicaciones. Entre los temas que se sometieron al estudio del XIV Congreso Internacional de Navegación, que se celebró en el Cairo en 1926, figuró el de la Construcción de Rompeolas en los mares sin marea; en esa ocasión se presentaron algunos informes que abarcaron el tema completo, dedicando una parte considerable al estudio del tipo de obras de muro vertical, y de esos informes, entre los que figura el presentado por mí, y de las discusiones que se desarrollaron en las sesiones del Congreso se desprendió la conveniencia de hacer un estudio completo de este último tema en especial. Como consecuencia de ello, el Congreso designó un comité, que quedó compuesto por cinco ingenieros, entre los cuales me cupo el honor de figurar, para que efectuara los estudios en referencia y propusiera a un Congreso posterior las conclusiones a que llegara. Ese comité, después de celebrar una reunión preparatoria, a la que asistieron la mayor parte de sus miembros, antes de mi regreso a Chile en 1927, y en la cual se adoptó un programa de trabajo y se cambiaron ideas sobre la organización de estudios experimentales, trabajó sin interrupción durante los ocho años que han transcurrido desde su creación; bajo su control se hicieron instalaciones experimentales en los rompeolas de Dieppe, Génova y Argel y se construyeron estaciones para experimentar en modelos a escala reducida en Losana y Argel; además sus diferentes miembros han desarrollado los estudios teóricos, solicitando la colaboración de los ingenieros especialistas que se han ocupado de ellos, y buscando la concordancia que pudiera existir entre los resultados de los métodos analíticos de cálculo y los de la experimentación en las obras mismas o en modelos a escala reducida, por una parte, y los perjuicios ocasionados por el mar en varios accidentes graves, sobrevenidos todos después del Congreso de 1926, por otra.

En el informe que sobre este tema presenté a ese Congreso, en varios artículos publicados en los «Anales del Instituto de Ingenieros» de Chile o en «Le Génie Civil» de París, y en el informe que presenté al Congreso de Navegación, que acaba de celebrarse en Bruselas, he desarrollado este tema de una manera bastante completa; pero el estudio de los informes presentados por otros ingenieros al último Congreso, los trabajos hechos por el comité, de que me he ocupado en los dos meses que precedieron al Congreso y las discusiones que tuvieron lugar en el Congreso mismo, de todo lo cual resultaron algunas conclusiones de carácter casi definitivo, hacen necesario un trabajo de conjunto, en el cual se reúna en la forma más resumida posible

todo lo necesario para poder fundar esas conclusiones y para fijar el criterio en su aplicación.

Ese es el objeto del presente trabajo, en el cual forzosamente incurriré en repeticiones de lo que ya he escrito; y para poder llenarlo de una manera cumplida, debo dividirlo en dos partes: una que se refiere a la determinación de los esfuerzos ejercidos por las olas contra los muros verticales, otra relativa a la construcción de esos muros, y en cada una de ellas me ocuparé de las conclusiones a que llegó el XVI Congreso de Navegación al respecto, conclusiones en que se trata de ambas a la vez.

CAPITULO I

ESFUERZOS EJERCIDOS POR LAS OLAS CONTRA LOS MUROS VERTICALES

I.—ESTUDIOS TEÓRICOS

Cuando el mar está en calma, el muro de un rompeolas se encuentra sometido a la presión hidrostática del agua en toda su parte sumergida, y, como el nivel del agua es el mismo en ambos lados del muro, las presiones son iguales y la resultante de todas las fuerzas que obran sobre el muro, será una fuerza vertical igual al peso del muro menos la subpresión ejercida por el agua en su base, y cuyo punto de aplicación se encuentra muy cerca del centro de esa base. Si hay oleaje, el agua sube y baja por el lado del mar libre, permaneciendo invariable el nivel por el lado del puerto; por este motivo y por efecto del movimiento ondulatorio del agua, las presiones ejercidas por ésta en el lado del muro que corresponde al mar libre aumentarán, cuando la ola sube y disminuirán cuando la ola baja, respecto al nivel del agua en reposo y otro tanto sucederá con las subpresiones que se originan en la base del muro. Como consecuencia de lo anterior, el muro se encontrará sometido a fuerzas horizontales continuamente variables y que pasan por un máximo, dirigido hacia el puerto, cuando las olas se levantan a lo largo del paramento, y hacia el mar libre cuando las olas bajan.

Para conocer las sollicitaciones del muro que corresponden a esos dos niveles extremos del agua por el lado exterior, referido al puerto, es necesario determinar las presiones ejercidas por las olas contra el muro y restar de ellas las que corresponden al estado de reposo, que obran del interior hacia el exterior y que supondremos constantes, con lo cual obtendremos los aumentos de presión o sobrepresiones, positivos o negativos, que originan los esfuerzos horizontales a que va a encontrarse sometido el muro en los dos instantes más desfavorables.

Para poder hacer el estudio de estos esfuerzos es necesario tener presentes las principales circunstancias relacionadas con las olas, las que recordaré de la manera más breve posible.

Según la teoría llamada trocooidal, que ha sido desarrollada en detalles por diversos autores, entre los cuales merecen especial mención Barré de Saint Venant y Flamant (1888), las olas son el efecto de un movimiento orbitario de las moléculas líquidas, las que describen órbitas cerradas circulares cuando la profundidad es definida y elípticas cuando el efecto del fondo se hace sentir. El perfil que resulta para

la superficie del agua en el sentido de la propagación de las olas es el de una trocoide, curva engendrada por un punto interior de un círculo que se traslada girando con un movimiento isócrono, en caso de profundidad indefinida, y por la proyección sobre la elipse de las posiciones de un punto del círculo, cuyo radio fuera el semi-eje mayor de la elipse, en caso de profundidad limitada, figura 1. Estas curvas tie-

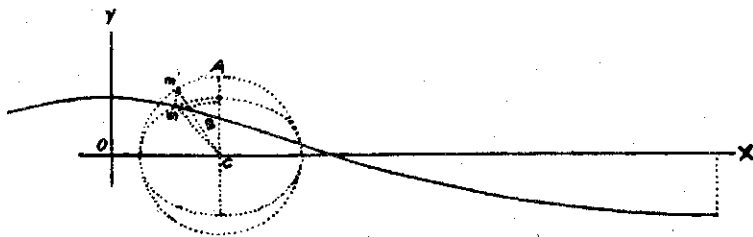


Fig. 1

nen un vago parecido con la sinusoides, pero son disimétricas, con menor curvatura en el hueco de la ola y mayor curvatura en la cresta. En la figura 2 pueden verse las designaciones que adoptaremos para los diferentes elementos de una ola, que son:

$2L$, el largo, medido entre una cresta y la siguiente;

$2h$, la altura, medida entre una cresta y el hueco siguiente o anterior;

OO' es la elevación del centro de la órbita sobre el nivel que tenía en reposo;

Z , la profundidad del centro de una órbita bajo el centro de la órbita de superficie.

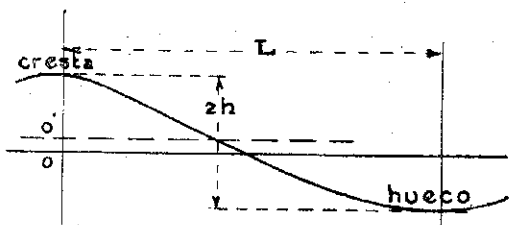


Fig. 2

Además conviene recordar que se llama *período* de una ola el tiempo $2T$ que una cresta demora en recorrer la longitud $2L$ equivalente al largo de la ola.

Si las olas se propagan en profundidad indefinida, las órbitas descritas por las moléculas líquidas son circulares; el radio de las órbitas correspondientes a la superficie del agua será igual a la mitad de la altura de la ola ($r=h$), el radio de la órbita cuyo centro se encuentra a la profundidad Z bajo el centro O' de la órbita de superficie vale:

$$r = h \cdot e^{-\frac{\pi Z}{L}}$$

expresión en la cual e es la base de los logaritmos neperianos, cuyo logaritmo vale 0.434294.

La elevación OO' del centro de las órbitas de superficie vale:

$$OO' = \frac{\pi \cdot h^2}{2L} \quad (1)$$

Con estos elementos se podría dibujar la forma que afecta la superficie del agua y la que toman las superficies de nivel a diferentes honduras, es decir, las superficies de igual presión en un momento dado. Como no nos interesan las olas que se propagan en profundidad indefinida, no entraremos en mayores detalles acerca de ellas.

Cuando la influencia del fondo se deja sentir en la propagación de las olas, las órbitas circulares se transforman en elipses de eje mayor horizontal, que van achataándose más y más, hasta que la ola llega a una profundidad límite, poco diferente de la altura $2h$, más allá de la cual el movimiento ondulatorio se hace imposible y la ola revienta. Se ve, pues, que la profundidad del agua desempeña un papel muy importante en la propagación de las olas; pero luego veremos que lo que más importancia tiene en el estudio de las olas no es el valor absoluto H de esa profundidad, sino lo que llamaremos la *profundidad relativa*, que es la razón $\frac{H}{2L}$ entre la profundidad y el largo de la ola.

Las órbitas elípticas tienen el eje menor vertical y el valor de éste en la superficie será forzosamente igual a la altura de la ola, $2h$, de manera que el semi-eje menor será:

$$b_s = h \quad (2)$$

El semi-eje mayor de la elipse de superficie, que llamaremos a_s , está ligado con el anterior por la relación:

$$a_s = b_s \cdot \cot. \text{hip.} \cdot \frac{\pi H}{L} \quad (3)$$

Como para un valor dado de H y $2L$ la cot. hip. es una cantidad constante, la expresión (3) en virtud de la (2) puede tomar la forma siguiente, más cómoda para la impresión:

$$a_s = K \cdot b_s = K h.$$

en que K es la cot. hip. $\frac{\pi \cdot H}{L}$.

En el cuadro 1, que se inserta más adelante, se indican los valores más usuales de K . En los casos extraordinarios se puede calcular el valor de K recordando que vale:

$$K = \frac{e^m + 1}{e^m - 1} \quad (4)$$

con

$$m = 2\pi \frac{H}{L}$$

Si se considera la órbita de una molécula líquida situada a la profundidad Z bajo el centro de la órbita de superficie, sus semi-ejes valdrán:

$$a = b_s \frac{e^n + e^{-n}}{e^p - e^{-p}} \quad (5)$$

$$b = b_s \frac{e^n - e^{-n}}{e^p - e^{-p}} \quad (6)$$

expresiones en las cuales,

$$n = 2\pi \cdot \frac{H-Z}{2L} \quad p = 2\pi \cdot \frac{H}{2L}$$

Con el objeto de facilitar el cálculo de estas expresiones, se han insertado en el cuadro II los valores de $e^{2\pi x}$ y $e^{-2\pi x}$ frente a los de x correspondientes.

Es particularmente interesante en los cálculos el valor del eje mayor de la elipse en el fondo, profundidad a la cual la elipse se transforma en recta, pues b_f no puede tener otro valor que cero. Este eje mayor vale:

$$2 \cdot a_f = 2 \cdot h \cdot \frac{2}{e^p - e^{-p}} \quad (7)$$

cantidad que se confunde con la distancia focal $2C$ de la elipse, que es independiente de Z y por consiguiente constante a todo lo alto de una vertical. Calculándola para la órbita de superficie, se tendría,

$$2c_s = 2a_f = 2\sqrt{a_s^2 - b_s^2}$$

y como

$$a_s = K \cdot b_s$$

resulta

$$2a_f = 2h\sqrt{K^2 - 1} \quad (8)$$

Finalmente para terminar con la forma de la ola, es necesario conocer la cantidad $00'$, que llamaremos h_0 , de que se ha elevado el centro de las órbitas de superficie respecto al nivel de reposo del agua y que teóricamente vale:

$$h_0 = \pi \cdot K \cdot \frac{h^2}{2L} \quad (9)$$

De una serie de medidas indicadas en la obra de Gaillard «Wave action» se desprende que, cuando la profundidad es reducida, el valor de h_0 se acerca más a la expresión:

$$h_0 = \pi \cdot K^2 \cdot \frac{h^2}{2L} \quad (10)$$

pero, sin embargo, en los cálculos, salvo indicación contraria, será mejor atenerse al valor teórico, porque las medidas hechas son pocas y poco sistemáticas.

En cuanto al valor del período $2T$ de las olas que se propagan en profundidad reducida, se le puede calcular con la expresión:

$$2T = 2 \sqrt{\frac{\pi L}{g} \cdot \text{cot. hip.} \frac{\pi \cdot H}{L}}$$

o sea:

$$2T = 2 \sqrt{K \cdot \frac{\pi L}{g}}$$

o más cómodamente:

$$2T = 0,8 \sqrt{K} \cdot \sqrt{2 \cdot L} \quad (11)$$

Este elemento es el más fácil de medir en la práctica y de él puede deducirse $2L$, cuando se conoce H , y controlar el resultado de una medida directa. El período medido puede servir, además, para comprobar el valor de la velocidad de propagación de la ola.

Conociendo el largo y el período de una ola, se puede determinar su velocidad de propagación, que llamaremos V , y que vale:

$$V = \frac{2L}{2T} = \sqrt{\frac{gL}{\pi \cdot K}} \quad (12)$$

después de sustituir a T por su valor.

De una manera análoga los elementos ya conocidos permiten calcular la velocidad máxima orbitaria, que vale:

$$v_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot a_s}{2T} = \frac{\pi \cdot K \cdot h}{T} \quad (13)$$

que, como la anterior encontrará aplicación más adelante.

CUADRO I

$\frac{H}{2L}$	K	\sqrt{K}	$\sqrt{K^2-1}$
0,03	5,38	2,32	5,18
0,04	4,07	2,02	3,94
0,05	3,29	1,81	3,13
0,06	2,78	1,66	2,59
0,07	2,48	1,57	2,27
0,08	2,20	1,48	1,96
0,09	1,99	1,41	1,72
0,10	1,80	1,34	1,49
0,11	1,68	1,29	1,35
0,12	1,57	1,25	1,21
0,13	1,49	1,22	1,10
0,14	1,41	1,19	0,99
0,15	1,36	1,16	0,92
0,16	1,31	1,14	0,85
0,17	1,27	1,13	0,78
0,18	1,24	1,11	0,74
0,19	1,21	1,10	0,68
0,20	1,18	1,09	0,62
0,21	1,16	1,08	0,58
0,22	1,14	1,07	0,55
0,23	1,12	1,06	0,50
0,24	1,11	1,05	0,48
0,25	1,09	1,04	0,44
0,26	1,08	1,04	0,41
0,27	1,07	1,03	0,38
0,28	1,06	1,03	0,35
0,29	1,05	1,02	0,32
0,30	1,045	1,02	0,31
0,31	1,04	1,02	0,29
0,32	1,035	1,01	0,27

CUADRO II

x	$e^{2\pi x}$	$e^{-2\pi x}$
0,03	1,207	0,829
0,04	1,286	0,778
0,05	1,369	0,732
0,06	1,458	0,686
0,07	1,552	0,646
0,08	1,653	0,606
0,09	1,760	0,568
0,10	1,874	0,534
0,11	1,995	0,502
0,12	2,125	0,471
0,13	2,262	0,443
0,14	2,409	0,416
0,15	2,565	0,390
0,16	2,740	0,365
0,17	2,908	0,344
0,18	3,097	0,323
0,19	3,298	0,303
0,20	3,511	0,285
0,22	3,981	0,251
0,24	4,514	0,222
0,26	5,118	0,196
0,28	5,803	0,173
0,30	6,580	0,152
0,32	7,460	0,134
0,34	8,859	0,117

Con estos elementos, que son indispensables para los estudios que desarrollaré en seguida, se puede entrar a considerar la determinación de las presiones que las olas ejercen sobre un muro vertical. Este estudio había sido apenas abordado superficialmente por los ingenieros, hasta tal punto que el X Congreso Internacional de Navegación que se celebró en Milán en 1905, en el cual se trató por primera vez de este tema, llegó a una conclusión de carácter negativo, diciendo que:

«La potencia de las olas y los efectos, esencialmente dinámicos que ellas ejercen sobre los molos exteriores han escapado hasta ahora a toda medida precisa.

« Para los efectos de nuevas obras en el mar, el ingeniero encontrará indicaciones « preciosas en el examen de las obras existentes, teniendo en cuenta comparativamente, el régimen del oleaje en alta mar, el trazado de la costa, la conformación « del fondo en las inmediaciones del puerto y toda otra circunstancia capaz de proporcionar elementos útiles de apreciación».

Algunos ingenieros habían dado a conocer el método de cálculo que habían seguido para determinar las dimensiones de rompeolas proyectados, como el señor Kraus, en la Memoria del proyecto de obras para el puerto de Valparaíso en 1903. En ese caso consideró olas de 6 metros de altura y 100 metros de largo, y admitió a priori una presión máxima de 30 toneladas por metro cuadrado, con una ley de distribución de las presiones deducida de las observaciones de Gaillard (1) y desarrollada en la obra «Les Ports Modernes» del señor de Corderoy. La figura 3 representa la distribución de presiones a lo alto del muro vertical fundado sobre una base de enrocados a la cota (—10,00 metros).

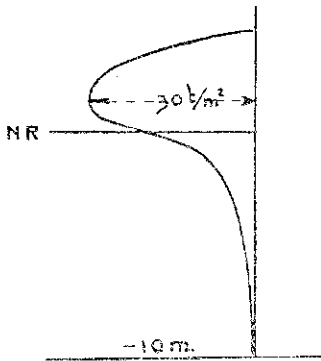


Fig. 3.

Cuando, en los años 1910 a 1912, la Comisión de Puertos tuvo que elaborar los proyectos de obras de abrigo para Valparaíso y Antofagasta, a falta de método más satisfactorio modificó el que había seguido el señor Kraus, calculando la presión máxima de acuerdo con las ideas generales expuestas en la obra «Wave Action» de Gaillard, de las cuales las principales son las siguientes:

1.—El choque de las olas no puede asemejarse al de un cuerpo sólido.

2.—Las presiones marcadas por los dinamómetros son, únicamente, dinámicas.

3.—Las presiones medidas son aparentemente conformes con las leyes hidro-dinámicas, que rigen la acción de una corriente sobre una placa sumergida.

4.—Una masa de agua proyectada en el aire contra una placa, no produce mayor presión que una corriente de igual velocidad.

5.—De los párrafos anteriores se deduce que una masa de agua proyectada contra una placa sumergida, no produce presiones mayores que las que recibiría la placa en una corriente de igual velocidad.

Para la aplicación de estas ideas el cálculo se basa en la determinación previa de la presión máxima ejercida por la ola contra el muro y que Gaillard calcula por la expresión:

$$p = f \cdot d \cdot \frac{u^2}{2g} \quad (a)$$

en que f es un coeficiente al que el autor asigna el valor medio 1.31, d es el peso de la unidad del volumen del agua y u una velocidad ficticia dada por la expresión:

(1) «Wave Action», por el capitán D. D. Gaillard de la Marina norteamericana.

$$u = V + v_s \tag{b}$$

o sea, según (12) y (13):

$$u = \sqrt{\frac{g \cdot L}{\pi \cdot K}} + \frac{\pi \cdot K \cdot h}{T} \tag{c}$$

En los cálculos se adoptaron olas de 9 metros de altura y 90 metros de largo, a las que correspondieron presiones máximas de 19 toneladas por metro cuadrado para Valparaíso, y olas de 6 metros de altura en Antofagasta, a las que correspondían presiones máximas de 13,5 toneladas por metro cuadrado. En cuanto a la ley de repartición de las presiones a lo largo de una vertical, se adoptó una parecida a la de la figura 3, que es lo único compatible con la continuidad, pero con presiones mayores al pie del muro.

Varios años después, durante la construcción del moio de Antofagasta, se vió que las olas en ese puerto eran mayores que lo previsto y que convenía hacer un nuevo cálculo de ellas. Entonces me ocupé detenidamente de este asunto observando que el método basado en las ideas de Gaillard era demasiado arbitrario y que sus resultados no encuadraban con las deducciones de otras experiencias y de la observación de los efectos producidos por el mar en muchas obras. Las presiones máximas parecían demasiado exageradas y la ley de distribución de las presiones a lo largo de una vertical conducía a valores de ellas muy débiles al pie del muro; por otra parte las subpresiones que resultaban eran indudablemente demasiado pequeñas y no permitían explicarse muchos efectos observados. Busqué entonces la manera de establecer un método de cálculo de las presiones ejercidas por las olas sobre un muro vertical, basado en las leyes del movimiento orbitario del agua, que fué el que presenté al Congreso de Navegación de 1926, en el cual el tema de la construcción de rompeolas se había puesto en tabla.

La complejidad del problema me hizo pensar que no era posible buscar una solución de él rigurosamente matemática y recurrí a un artificio para calcular indirectamente esas presiones. Supuse una ola que se propagara libremente en la profundidad H y que, calculando la elevación h_0 del centro de las órbitas de superficie por medio de la relación (10) se fijara el punto C , figura 4, a una altura sobre B igual a:

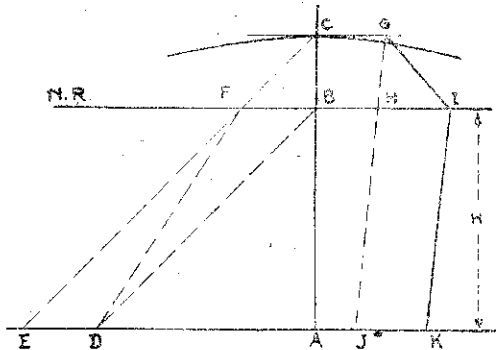


Fig. 4

se fijara el punto C , figura 4, a una altura sobre B igual a:

$$BC = h + \pi \cdot K^2 \frac{h^2}{2L} \quad (14)$$

Esta elevación del nivel de la ola produce un suplemento de presión hidrostática a lo alto de la vertical CA , máximo en la superficie y cero en el fondo; sin embargo, para tomar en cuenta que en el caso de un muro que refleja la ola el agua se eleva más arriba que el punto C admitiéndose que las presiones hidrostáticas variarán según la línea CFE .

Como las moléculas líquidas están animadas de velocidades orbitarias, que son horizontales en el momento en que las olas alcanzan su mayor elevación, se podría calcular la presión equivalente a esa velocidad en cada punto de la vertical y sumarla al aumento correspondiente de su presión hidrostática, con lo cual se obtendrían las presiones a lo largo de toda la vertical.

Siendo v la velocidad orbitaria máxima en cada punto, como valor hemos visto que es:

$$v = \frac{\pi \cdot a}{T}$$

la presión correspondiente sería:

$$p = f \cdot d \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (15)$$

siendo f un coeficiente, cuyo valor máximo pueda ser tomado igual a 4, y d el peso de un metro cúbico de agua de mar. Introduciendo los valores correspondientes y redondeando el coeficiente numérico que resulta, se tendría como valor de la presión, en kilogramos por metro cuadrado:

$$p = 200 \cdot v^2 \quad (16)$$

A la derecha de la figura 4, se ha dibujado en BH el valor de p_s correspondiente a las moléculas de superficie y en AJ el de p_f , correspondiente al fondo, y se podría tomar la recta GJ como representativa de la variación de las presiones dinámicas, debidas a las velocidades orbitarias.

La suma de los aumentos de presión hidrostática, siendo $HI = JK = BF$, y de las presiones dinámicas daría en cada punto los aumentos totales de presión que la ola podría ejercer en un muro ideal que supusiéramos confundido con el plano AB . La ley de variación de las sobrepresiones contra ese muro sería la línea $CGIKA$.

Este procedimiento de cálculo tiene en realidad mucho de arbitrario, pero conduce a resultados que concuerdan aproximadamente con los que pueden deducirse de la observación. Sus resultados son muy distintos de los que se obtienen con la aplicación de los datos contenidos en la obra de Gaillard ya citada, sobre todo en lo que se refiere a la forma de la Ley de distribución de las presiones y de las subpresiones que de ella resultan.

El ingeniero señor Hernández Mateos, profesor del ramo en la Escuela de

Puertos y Caminos de Madrid, presentó al mismo Congreso de Navegación de 1926 un informe sobre el tema en estudio y en él indicaba una manera de calcular las presiones ejercidas por las olas, deducidas de las experiencias y los estudios de Gaillard, un poco diferente de la que habíamos empleado en Chile. El mismo ingeniero hizo después un estudio comparativo de los resultados de ese método de cálculo con los que daba el método mío y llegó a diferencias no muy grandes en cuanto al valor de las resultantes de las presiones; pero la ley de distribución de ella era siempre muy diferente.

Poco antes del Congreso a que me he referido, el ingeniero señor Bénézit, Director de la Sección de Obras Marítimas del Creuzot, publicó una teoría de la acción de las olas contra los muros verticales establecidos en profundidad indefinida. Esa teoría, basada en la consideración de la reflexión de las olas por el muro y en la superposición de las olas incidentes y reflejadas, conduce a resultados muy interesantes, muy semejantes, numéricamente, a los del método propuesto por mí, a pesar de que parten de principios muy diferentes, según el estudio comparativo hecho por el ingeniero señor Bogolínoff en el informe presentado al Congreso de Navegación de 1935. En efecto, mientras yo establezco dos clases de presiones diferentes: unas de origen estático y otras de origen dinámico, las presiones a que llega la teoría desarrollada por el señor Bénézit, llamada del *clapotis* o de la *onda estacionaria*, son de carácter únicamente estático, excluyendo todo fenómeno dinámico.

Posteriormente, el ingeniero francés señor Sainflou, Jefe de la Sección Obras Marítimas de la firma Foul y Batignolles, publicó una teoría completa del fenómeno del *clapotis*, extendida al caso de olas que se propagan en profundidades reducidas, que, haciendo sólo algunas simplificaciones, admisibles en la práctica, le permite llegar a un método de cálculo sencillo y que, a mi juicio, concuerda de una manera satisfactoria, tanto con las medidas hechas en el mar como con las que se han llevado a cabo en ensayos hechos sobre modelos a escala reducida y con las deducciones hechas de los diversos accidentes ocurridos en obras de esta clase.

Según el estudio teórico del señor Sainflou (1), basado en la teoría del movimiento orbitario, desarrollada por Barré de Saint Venant y Flamant en 1888, cuando una ola se refleja contra un muro, el centro de las órbitas de superficie se eleva sobre el nivel de reposo en la cantidad OO' , figura 6, que, conservando la notación anterior, vale:

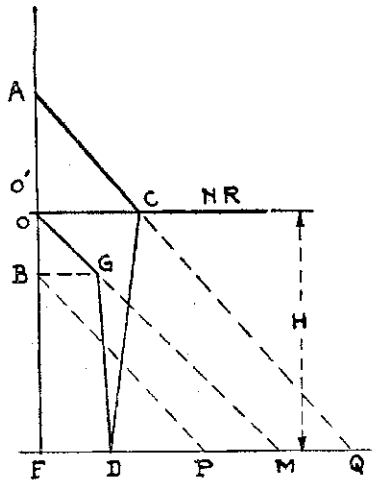


Fig. 6

(1) Annales des Ponts et Chaussées, IV, 1928.

$$h'_o = 2 \cdot \pi \cdot K \cdot \frac{h^2}{L} \quad (17)$$

cantidad cuatro veces mayor que la que indica la expresión (9), cuando la misma ola se propaga libremente. Desde el centro O' , así peraltado, el agua se eleva hasta el punto A de manera que $O'A$ es igual a la altura $2h$ de la ola y baja hasta B , situado a la misma distancia de O' .

Sin entrar en detalles acerca del desarrollo del método, me limitaré a indicar cómo se obtiene la representación de la ley de variación de las presiones contra el muro, cuando la ola se encuentra en sus posiciones extremas, subiendo o bajando contra el muro, a las cuales corresponden los puntos A y B .

Fijos estos puntos, como he dicho ya, se traza la línea auxiliar inclinada a 45° OM que representa la ley de variación de la presión hidrostática a un lado y al otro del muro; a partir del punto M se marcan las distancias MQ y MP iguales al semi eje mayor de la elipse en el fondo, que es una recta según hemos visto, que valen:

$$MP - MQ = h \sqrt{K^2 - 1} \quad (8)$$

Para las necesidades de la práctica se puede considerar que las rectas AQ y BP indican la variación de las presiones contra el muro, cuando el agua llega a sus dos niveles extremos. Las líneas ACD y OGD representan las leyes de variación de las presiones que solicitan al muro, cuando las olas se elevan y cuando descienden, dirigidas hacia el lado abrigado en el primer caso y hacia el mar libre en el segundo.

Los valores de K son los mismos que hemos visto más atrás.

La teoría desarrollada por el señor Sainflou conduce a presiones únicamente estáticas, lo que probablemente, no está enteramente de acuerdo con la experiencia, porque en muchos casos se han constatado efectos que ponen de manifiesto la existencia de choques, netamente perceptibles, como he tenido ocasión de observarlo, por ejemplo, en el molo de Valparaíso. A mi juicio, esto no quita nada al mérito de la teoría desarrollada por el señor Sainflou, y no impide que en la práctica este método de cálculo sea perfectamente aceptable y preferible a cualquiera de los otros propuestos hasta hoy. En efecto, dejando a un lado los métodos puramente empíricos, derivados de las experiencias citadas por Gaillard, el método propuesto por el señor Bénézit supone el caso de profundidades indefinidas o por lo menos muy grandes, lo que no corresponde, ordinariamente, a la realidad, y el método propuesto por mí tiene algo de arbitrario, por lo menos en lo que se refiere al valor del coeficiente f ; ambos métodos conducen a resultados bastante semejantes y las presiones que de ellos se deducen son siempre menores que los que resultan del método Sainflou; de manera que la aplicación de este último no sólo es recomendable, porque está más de acuerdo con la teoría, sino porque asegura más la estabilidad de las obras.

En el desarrollo de este método hay dos puntos interesantes que tienen mucha importancia en la elaboración de los proyectos, como veremos más adelante, y son: la profundidad mínima a que debe encontrarse la base de asiento de un muro verti-

cal para que la reflexión de las olas se produzca en buenas condiciones, y la posibilidad de que se produzcan socavaciones en el terreno por efecto de las velocidades alcanzadas por el agua en el fondo.

Respecto al primer punto el señor Sainflou determina por el cálculo la profundidad mínima, H_c que vale:

$$H_c = \frac{T}{2} \sqrt{2h} \cdot \text{Log.} \frac{T + \sqrt{2h}}{T - \sqrt{2h}} \quad (18)$$

En esta expresión las letras tienen los significados que ya les conocemos y el Log. es el logaritmo neperiano. Convendrá tener presente este valor de H_c , que sería un mínimo para la profundidad del muro, porque al ser menor el cálculo dejaría de ser aplicable; pero, como veremos más adelante, generalmente conviene adoptar para esa profundidad valores bastante mayores que el que da la expresión (17).

Respecto a la velocidad alcanzada por el agua en el fondo del mar, el señor Sainflou demuestra que alcanza su valor máximo a la distancia $\frac{L}{2}$ del muro vertical, es decir, al cuarto del largo de la ola, y que ese máximo corresponde al doble de la velocidad correspondiente, cuando la ola se propaga libremente, y vale:

$$v'_f = \frac{2 \cdot \pi \cdot a_f}{T}$$

o sea, introduciendo el valor de a_f (8)

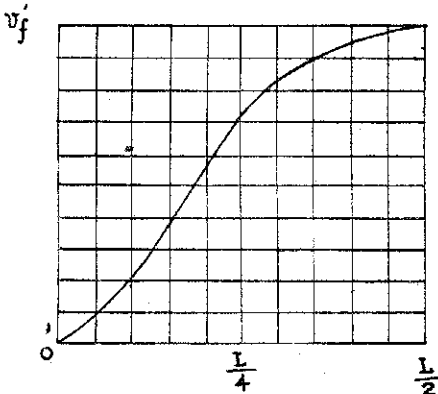
$$v'_f = \frac{2 \cdot \pi \cdot h \sqrt{K_2 - 1}}{T} \quad (19)$$

Es fácil ver que, cuando la profundidad relativa es pequeña, el valor de v_f puede llegar a ser considerable, y, si el fondo es poco resistente, pueden producirse socavaciones importantes, capaces de producir la ruina de la obra, como sucedió en los rompeolas de Valencia en 1926 y de Argel en 1934.

A este respecto el señor Gourret, director del Puerto de Marsella, en un interesante estudio sobre rompeolas verticales (1), discute la teoría desarrollada por el señor Sainflou, criticando las aproximaciones hechas por él, y propone una nueva manera de efectuar los cálculos, basada en el mismo principio de la reflexión de la ola trócoidal. La figura 5 representa la ley de variación de la velocidad en el fondo, cuyo valor máximo he llamado v'_f . En esta figura puede verse que a la distancia $\frac{L}{4}$ del muro la velocidad en el fondo vale más de los siete décimos de ese máximo ($0,715 v'_f$) que

(1). Annales des Ponts et Chaussées — Paris-III: 1935

puede corresponder todavía a varios metros por segundo en muchos casos y que sería capaz de producir socavaciones al pie mismo de la base de enrocados en que generalmente descansa el muro, provocando el desmoronamiento de esa base de enrocados y hasta averías en el muro mismo. La importancia de estas velocidades, acerca de las cuales ya habíamos llamado la atención el señor Sainflou y yo, puede ser tal que aconseje a veces renunciar al tipo de rompeolas de muro vertical, como se ha hecho en Valencia, Catania y Argel.



El estudio del señor Gourriet contiene además consideraciones interesantes sobre las *líneas de corriente*, curvas que tienen por tangente en cada

punto la velocidad en ese punto, y deduce la forma de esas líneas que puede aplicarse a cualquier caso y que se reproduce en la figura 7. Estas líneas pueden servir para trazar el perfil de la base de enrocados en que descansa el muro, de manera que concuerde sensiblemente con unas de esas curvas para evitar que el muro reciba choques. Aparte de esto, de su estudio se deduce que, si se toman en cuenta los frotamientos, se llega a la conclusión de que deben producirse contra los muros esfuerzos dinámicos, lo que estaría de acuerdo con lo observado por mí en Valparaíso.

Fig. 5

En cuanto al cálculo de las sobrepresiones que actúan sobre el muro, el señor Gourriet lo efectúa de una manera análoga, determinando primero la elevación $00'$ sobre el nivel de reposo, figura 6, por medio de la expresión:

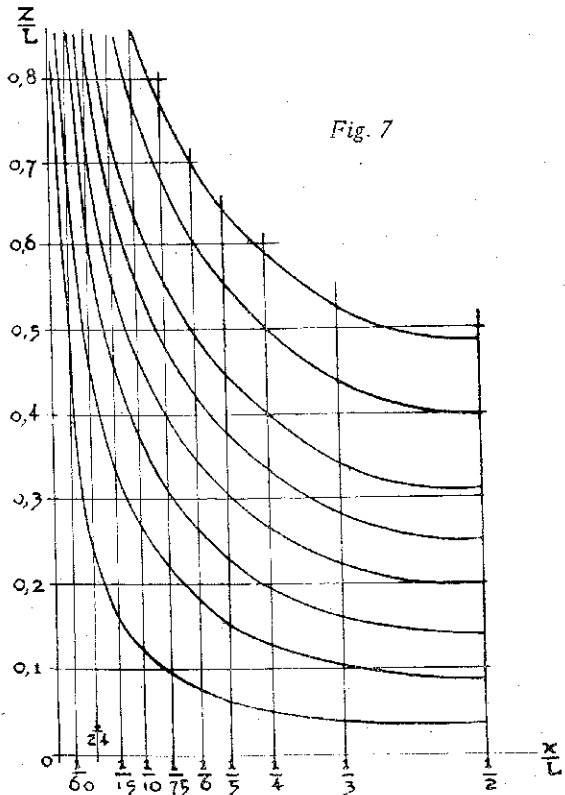


Fig. 7

Figura 6: A graph showing the elevation $00'$ on the y-axis versus distance x/L on the x-axis. The x-axis is marked with 0, 1/6, 1/5, 1/4, 1/3, 1/2. The curve starts at the origin (0,0) and increases monotonically, following a concave-down path towards the right edge of the grid.

$$e = \frac{2\pi h^2}{L} \left(\text{tg. hip.} \cdot \frac{\pi \cdot H}{L} - \text{ct. hip.} \cdot \frac{2\pi H}{L} \right) + \frac{\pi h^2}{L} \frac{\text{cot. hip.} \cdot \frac{2\pi H}{L}}{\text{sen. hip.} \cdot \left(\frac{\pi H}{L} \right)} \quad (17')$$

Agregando a e el valor $O'A$, igual a la altura de la ola, se fijaría el punto A , y tomando el mismo valor hacia abajo de O' , se fijaría el punto B , que corresponden a los niveles extremos alcanzados por el agua junto al muro.

De la misma manera que en el método Sainflou se dibuja la línea OM , inclinada a 45° , y a partir del punto M , hacia la derecha y hacia la izquierda, se aplica la longitud a , calculada por la expresión:

$$a = \frac{2h}{\cos. \text{hip.} \cdot \frac{\pi \cdot H}{L}} - 2 \cdot \frac{\pi h^2}{L} \cdot \text{tg. hip.} \cdot \frac{\pi \cdot H}{L} \quad (8')$$

lo que permite fijar los puntos P y Q . Una vez determinados estos puntos, tomando $ED=MP=MQ$, se dibujarían las leyes de distribución de las sobrepresiones que obran en el muro, hacia un lado u otro, según que las olas alcancen a su elevación máxima en A o en su descenso máximo, en B . Estas leyes serían ACD^{H} y $OGDF$.

Los valores de las longitudes e y a parecen complicados, pero en realidad no lo son, porque las líneas hiperbólicas se refieren sólo a $\frac{\pi \cdot H}{L}$ y

a $\frac{2\pi H}{L}$ y son fáciles de obtener en cualquier

manual para Ingenieros. Por lo demás la mayor complicación de estas expresiones, si se las compara con las correspondientes del método Sainflou, no tiene importancia práctica ninguna, porque en un caso dado representa sólo unos pocos minutos de mayor trabajo.

Como estos dos métodos son muy parecidos, salvo la cuestión relativa a las simplificaciones, es interesante comparar sus resultados, si se les aplica en las mismas condiciones. Para este efecto he considerado olas de 7 metros de altura, que se propaguen en la misma profundidad H igual a 15 metros y he hecho variar el largo entre 100 y 300 metros, con lo cual la profundidad relativa $H:2L$

pasa de $0,15$ a $0,05$ abarcando la mayor parte de los casos de la práctica. En la figura 8 se pueden ver las leyes de distribución de las sobrepresiones máximas, calculadas, según

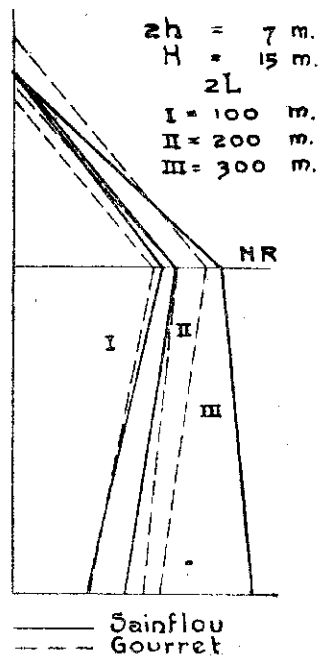


Fig. 8

ambos métodos, y se puede observar que en el caso I, ola de 100 metros de largo, los resultados son casi idénticos; en el caso II, ola de 200 metros de largo, los resultados son también muy parecidos; en el caso III, de olas de 300 metros de largo, que son comunes en el océano, pero excepcionales en el Mediterráneo, el método Sainflou conduce a sobrepresiones muy superiores en la parte situada bajo el nivel de reposo. En este caso la presión máxima en el fondo resultaría mayor que en la superficie, según el método Sainflou y sería muy interesante que la experimentación en el mar o en modelos a escala reducida pudiera confirmarlo. En resumen, desde el punto de vista científico el método Gourret tiene la superioridad de que en su desarrollo no recurre a ninguna simplificación discutible; en cambio, desde el punto de vista de las aplicaciones prácticas, creo preferible recurrir al empleo del método Sainflou, que en los casos que corresponden a pequeños valores de $H:2L$ conduce a resultados más desfavorables. Si más adelante la experiencia indicara que este método conduce a sobrepresiones, en el fondo exageradas, es decir, que el método Gourret está más cerca de la verdad, sería llegado el momento de dar la preferencia a este último.

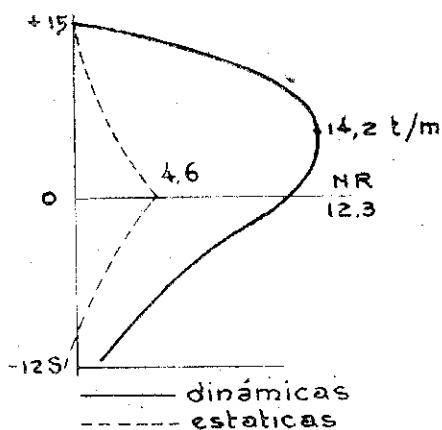


Fig. 9

ten efectos dinámicos, que no deberían existir en el caso de la teoría pura y que esos efectos dinámicos sean relativamente pequeños.

En resumen, se puede decir que la aplicación de la teoría del movimiento orbital del agua permite deducir los valores de las presiones que las olas ejercerán sobre un muro vertical, aplicando el método propuesto por el señor Sainflou, que es sencillo y que no conduce a desarrollos de cálculos ni a construcciones gráficas complicadas. Conviene tener presente, que de este método de cálculo, en el cual se supone que el muro está fundado directamente sobre el fondo del mar y que la profundidad es uniforme y en el cual hay que hacer otras simplificaciones para hacerlo abordable, resulta que las presiones ejercidas por las olas sobre el muro, son esencialmente estática.

El hecho de que se hayan constatado muchas veces efectos dinámicos en obras

(1) Science et Industrie, section Travaux Publics (1933).

esta clase, no está en desacuerdo con esa teoría, sino que indica simplemente que la obra no ha sido construída en las mismas condiciones ideales que la teoría supone; por otra parte los estudios de los señores Gourret y Miché, explican perfectamente la existencia de esos efectos dinámicos.

Para terminar con el examen de los métodos de cálculo propuestos para el caso de los muros verticales, debo citar un estudio publicado por el ingeniero norteamericano señor Molitor (1), en cual propone nuevamente una manera de determinar las presiones que las olas ejercen sobre un muro vertical, basándose en las ideas de Gaillard, ya expuestas.

Calcula la presión máxima por la expresión (a):

$$p = f \cdot d \cdot \frac{u^2}{2g}$$

en que u tiene el valor (c) deducido de (12) y (13) con $f=1,8$ en caso de olas en el océano. En seguida admite una ley de distribución de las presiones, que se obtiene de la manera siguiente:

A una altura OM sobre el nivel de reposo, marca 10:

$$h_1 = 0,12 \times 2 \cdot h \quad (c)$$

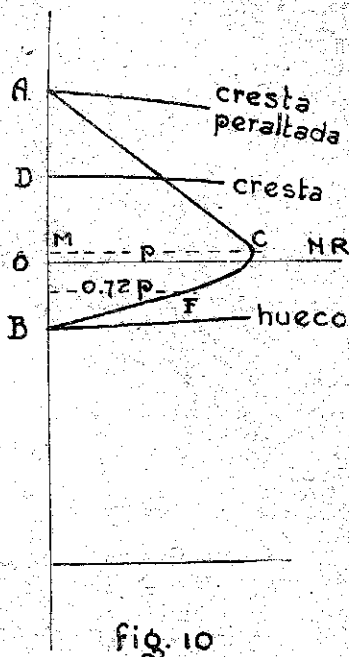
cerca el punto M , que corresponde a la altura del centro de la órbita de superficie; a la cual admite que se ejerce la presión máxima P representada en MC . Desde el nivel de reposo hacia arriba se aplica la altura $2a$, siendo

$$a = h + \frac{2h^2}{L}$$

la profundidad $H > 1,84 \times 2 \cdot h$ (f)

$$a = h + \frac{4h^2}{L}$$

$H < 1,84 \times 2h$, y se marca el punto D ; a partir de D se aplica $2a$ y se marca el punto A ; en seguida desde D hacia abajo se toma la altura $2h$ de la ola y se señala el punto B . Determinados estos puntos, se dibuja la ley de distribución de los esfuerzos soportados por el muro, admitiendo que en A y B la presión vale cero;



que entre A y C varía según una ley rectilínea; que a la altura $BO = 1/2 BM$ la presión vale $0,72$ de la presión máxima; que la ley de distribución es rectilínea entre B y F , y que varía según una ley parabólica entre F y C . La ley de distribución de los esfuerzos que solicitan al muro sería entonces la que indica la figura 10.

El resultado de este método de cálculo es algo parecido al que obtuvimos nosotros al aplicar las ideas de Gaillard. La presión máxima, que llega a ser equivalente a más del doble de la altura de la ola, se produce un poco más arriba del nivel de reposo y las presiones disminuyen muy rápidamente, siendo cero según el señor Molitor, al nivel correspondiente al hueco de la ola que se propaga libremente, mientras nosotros considerábamos todavía un valor apreciable para la presión al pie del muro, con una ley de distribución parecida a la adoptada por el señor Kraus, figura 3.

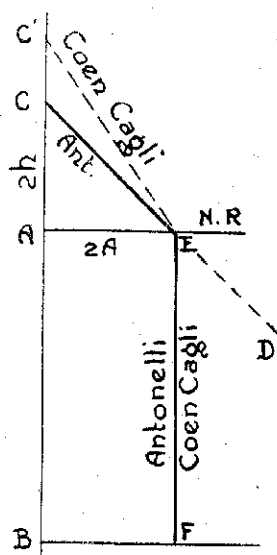


fig. 11

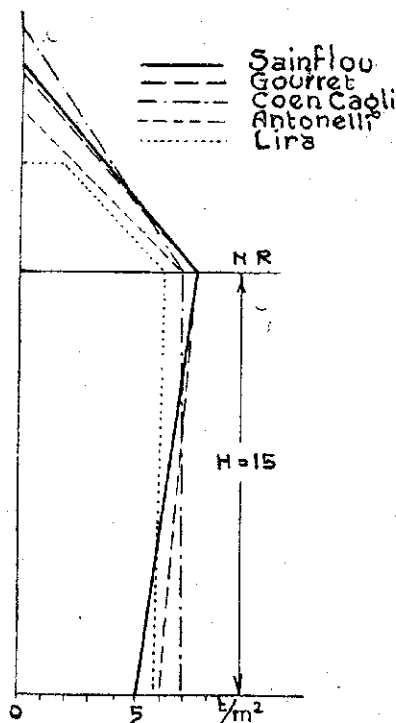


fig. 12

Ya he dicho antes que considero demasiado arbitrario cualquier método que resulte de la aplicación de las ideas de Gaillard. Pero hay más, porque las ideas mismas que le sirven de base son erradas, pues desde el momento en que hay elevación del nivel del agua producida por el movimiento ondulatorio, tiene que haber aumento de presión hidrostática; de manera que una parte por lo menos de la sollicitación del muro debe corresponder a esa clase de presiones; por lo demás la determinación de las presiones a que se refiere la expresión (a) se basa en experiencias citadas por Gaillard y en gran parte a mediciones hechas por él mismo, que no corresponden a las que se han llevado a cabo últimamente en condiciones muy superiores,

lo que aconseja no seguir buscando en la aplicación de esas ideas y de esas experiencias, la solución del problema de que me ocupo.

En vista de la complejidad de este problema, el ingeniero italiano, señor Antonelli había indicado un método sencillo para determinar los esfuerzos que obran sobre un muro de rompeolas, que consiste en suponer (fig. 11), que el agua se eleva junto al muro hasta la altura $2h$ sobre el nivel de reposo NR , llegando al punto C ; si en ese momento se supone que cesa el movimiento y se establece un equilibrio hidrostático, las presiones variarían según la recta CD , produciéndose un aumento de presión AE al nivel de reposo, que se mantiene constante hasta el fondo. La ley de variación de los esfuerzos que solicitan al muro sería CEF .

Por último, conviene citar aquí el método propuesto últimamente por el señor Coen Cagli, en vista de que las experiencias no concuerdan exactamente con la teoría, como veremos más adelante, que consiste (fig. 11) en admitir que la ola se eleva contra el muro hasta el punto C' , situado a la altura $3h$ encima del nivel en reposo NR ; en ese punto la presión sería cero. El aumento de presión al nivel de reposo alcanzaría a equivaler a la altura $2h$ de la ola y ese aumento se mantendría sensiblemente constante hasta el fondo. La ley de variación de los aumentos de presión sería $C'EFB$. Este método es muy sencillo y está basado en observaciones hechas en Génova y en medidas de presiones que se han llevado a cabo en ese mismo puerto y en el laboratorio de hidráulica en la Escuela de Ingeniería de Losana.

En la figura 12 se indican los resultados de la aplicación de diferentes métodos de cálculo a una misma ola, que en este caso es de 7 metros de altura y 200 metros de largo. Es fácil ver en ella que para los efectos del proyecto de una obra los resultados de unos y otros no son muy diferentes, pues las mayores diferencias se encuentran en la porción superior y una parte de esas presiones no es soportada por el muro, que se limita a una cota más baja.

(Continuar)