



Jorge Lira Orrego

Rompeolas verticales

(Continuación)

VI.—SUBPRESIONES Y DESLIZAMIENTOS

En accidentes conocidos desde mucho tiempo atrás, se tuvo ocasión de observar que para poder explicarse lo ocurrido era necesario que las olas hubieran producido subpresiones enormes, cuyo efecto habría sido levantar, prácticamente, trozos de muro de cientos de toneladas de peso y moverlos, haciéndolos girar con frecuencia en torno de ejes verticales, sin afectar sensiblemente las bases de enrocados que las soportaban. Como he dicho más atrás, en parte fueron consideraciones de esta clase las que me hicieron pensar en buscar un método de cálculo del cual resultaran presiones en el fondo mucho mayores que las que deducían de la aplicación de las ideas de Gaillard y a aumentar considerablemente las presiones hidrostáticas que resultaban de la aplicación de la teoría de la propagación de las olas, de tal manera que las sobrepresiones totales al pie de los muros fueran, según ese método de cálculo, en todos los casos de aplicación práctica, por lo menos iguales a los tres cuartos de la sobrepresión máxima en la superficie.

Se ha discutido bastante sobre el efecto de las subpresiones, principalmente en vista de que entre los elementos que constituyen un rompeolas hay siempre un contacto muy íntimo, que no debe permitir que las subpresiones ejerzan su efecto. Esas observaciones no dejan de tener base en teoría, por las irregularidades inevitables en la construcción, las separaciones que quedan entre aquellos elementos, en las cuales el agua queda encajonada, pueden permitir perfectamente que las subpresiones se transmitan y aun multiplicar su efecto, hasta tal punto que el resultado equivalga a que las subpresiones hubieran obrado en todas las superficies de contacto, como si ese contacto no existiera. El señor Gouret dice a este respecto que ha hecho observaciones para formarse idea de la extensión de las superficies de contacto entre los bloques artificiales, de las cuales resulta que en algunos casos el contacto se verificaba en la mitad de la longitud de los bloques y en otros estaba mejor distribuido, pero se verificaba en puntos aislados; esto lo ha inducido a hacer intervenir en los cálculos los $3/4$ de la superficie de contacto como expuesta a la subpresión. Yo he insistido siempre en la importancia que tienen las subpresiones y sin entrar a discutir cuál puede ser la superficie realmente expuesta a ella, he considerado en mis cálculos que fuera la superficie total, y como de esa manera

los resultados concuerdan con los efectos observados, creo que ese es el criterio que debe observarse

El ingeniero don Eduardo J. de Castro, profesor del ramo en la Escuela de Caminos de Madrid, en un interesante estudio (1) se ocupa de la importancia enorme de las subpresiones en los rompeolas de muro, importancia que se manifiesta principalmente en la resistencia a los esfuerzos de deslizamientos; en el informe que presentó sobre el tema que me ocupa al Congreso de Navegación de Bruselas, de 1935 insiste especialmente sobre este punto, llamando la atención hacia el hecho de que ninguna de las obras destruidas ha experimentado volcamiento; el desastre ha sido producido siempre por deslizamiento o por socavación, y agrega que en su larga experiencia le ha tocado a menudo observar la disminución de peso que experimentan los bloques sumergidos, los que ha visto moverse como si efectuaran saltos.

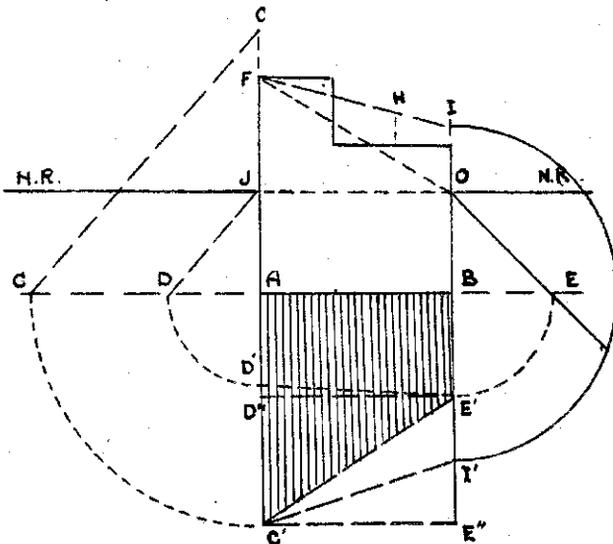


Fig. 51

La influencia de las subpresiones y la necesidad de tomarlas en cuenta al proyectar una obra, son hoy día reconocidas por todos los ingenieros, aun por los que más objeciones les han hecho, basados en las consideraciones teóricas que he indicado antes; pero no se ha establecido una norma fija respecto a la manera de tomarlas en cuenta. En general parece que todos estiman que por el lado abrigado la subpresión no varía y es la equivalente a la profundidad, bajo el nivel de reposo, del punto que se considera; por el lado mar libre la subpresión seguiría las variaciones producidas por el oleaje en las presiones contra el muro llegando a un máximo AC. (fig. 51), cuando las olas alcanzaran su punto más alto, y a un mínimo AD, cuando alcanzaran el nivel más bajo: la ley de distribución de las subpresiones la

(1) Revista de Obras Públicas.—Madrid.

obtienen, uniendo el punto fijo O con c' o con C' , según el caso. Observaciones hechas en el rompeolas de Antofagasta antes de su reconstrucción, cuando los bloques que lo forman no habían sido cubiertos con una capa de hormigón en sitio, permitieron ver claramente chorros de agua, que, pasando por los agujeros para los hierros de suspensión de los bloques, se elevaban hasta una altura bien apreciable, (fig. 51); estos chorros indican que las presiones en la cara inferior de los bloques de la capa superior variaban según la ley AB , referida a la base CO , y que en el punto O la presión sería OI , alrededor de 4 metros de agua, en lugar de ser cero. Estas observaciones me hacen pensar, y así lo manifesté en mi informe al Congreso de Navegación de Bruselas, que sería más prudente contar con que las subpresiones fueran uniformes en cada juntura e iguales al valor máximo, representado por las rectas $C'E''$ y $D'E'$.

Con el conocimiento de las presiones ejercidas por las olas y de las subpresiones que se derivan de ellas, se hace posible el cálculo de las dimensiones que deben asignarse a cada uno de los elementos que componen un muro en proyecto: sólo faltaría adoptar las fatigas aceptables en los materiales de construcción empleados y los coeficientes de frotamiento que pueden tomarse en cuenta.

Respecto a las fatigas aceptables, la única que interesa es la que corresponde a la superficie de los enrocados en que descansa el muro, pues la del hormigón será siempre muy inferior al límite admisible; esa fatiga la hemos estimado en 5 kilos por centímetro cuadrado, en los proyectos de obras construídas en Chile, en los cuales se ha contado siempre con enrocados de buena clase; el señor Gourret, en el estudio que he citado, considera también que esa cifra no debe ser sobrepasada. En caso que los enrocados no merezcan mucha confianza, habría que adoptar una cifra más baja, pues conviene tener siempre presente que los esfuerzos varían de sentido con períodos de unos pocos segundos, lo que produce una oscilación del muro, que puede acentuarse, si los enrocados no resisten muy bien, y producir un desplome de la obra.

Por lo que se refiere a la resistencia al deslizamiento, es frecuente ver que los Ingenieros cuentan con el coeficiente de frotamiento 0,6 y aun 0,7 para el caso de los bloques de hormigón entre sí, y que admiten esta última cifra para el caso de bloques sobre los enrocados. A raíz del primer accidente producido en el rompeolas de Antofagasta, en el cual se observó que los desperfectos eran debidos al deslizamiento, lo primero que se pensó fué hacer experiencias con los bloques mismos y en las mismas condiciones en que se encontraban en la obra. Sin entrar en detalles, acerca de esas experiencias, recordaré que ellas aconsejaban no sobrepasar en el valor del coeficiente de frotamiento el valor 0,54, que fué el que se tomó en cuenta entonces para avaluar los esfuerzos que debió soportar el muro; pero al proyectar una obra, teniendo en cuenta que una de las experiencias dió un valor de 0,48, creo que conviene ser un poco más pesimista y adoptar 0,50 como límite superior del coeficiente de frotamiento de los bloques entre sí. En el puerto de Marsella, se han efectuado experiencias que aconsejan adoptar ese mismo valor para dicho coeficiente.

Parece, pues, que puede considerarse conveniente esa cifra. Respecto al coeficiente de frotamiento entre el hormigón y los enrocados, parece natural adoptar una cifra un poco mayor, siguiendo la costumbre general, y considerar en los cálcu-

los el valor 0,60. Los Ingenieros suecos señores Lange y Frost, en el informe presentados por ellos al último Congreso de Navegación hacen referencia a experiencias, que se efectuaron en Suecia, que los aconsejaron contar con un coeficiente de 0,4 para el frotamiento de un cajón de hormigón armado sobre los enrocados de asiento, en el proyecto hecho para el puerto de Helsingborg. No tengo ningún antecedente sobre la manera como se efectuaron esas experiencias; pero se ve que tambien en este caso sería prudente ser un poco menos optimista que lo acostumbrado, lo que tal vez aconseje adoptar la cifra de 0,6, que he indicado más arriba, pues sería necesario para rebajarla que otras experiencias, hechas en tamaño natural, como las de Antofagasta, vinieran a justificar una cifra tan pequeña como la de 0,40.

VII. — CONCLUSIONES DEL CONGRESO DE NAVEGACIÓN RESPECTO AL CÁLCULO DE LOS ROMPEOLAS VERTICALES

En los capítulos anteriores, he examinado las diferentes cuestiones relacionadas con la determinación de los esfuerzos solicitantes a que va a encontrarse sometido un rompeolas de muro, suponiendo que son conocidas las características principales de las olas que pueden atacarlo. He tenido que entrar en detalles y que recurrir a la repetición de algunas cosas publicadas anteriormente, porque he creído conveniente tener reunidos todos los elementos necesarios para formarse un concepto cabal de la cuestión y poder adoptar un criterio justo al tratarse de hacer una aplicación. El último Congreso de Navegación, que, como ya he dicho al principio, incluyó este tema entre los que iban a formar parte de sus trabajos, estimó que los antecedentes reunidos hasta la fecha eran suficientes para adoptar algunas conclusiones de carácter provisorio, que podrían servir de norma a los Ingenieros que necesitan proyectar obras de esta clase; los antecedentes a que he hecho referencia eran por una parte los informes presentados al Congreso de Navegación de 1926, y los trabajos hechos por el Comité que ese Congreso designó para que estudiara esta cuestión, que comprenden los estudios teóricos y los experimentales de que he dado cuenta, y por otra los informes presentados al último Congreso y entre ellos especialmente el del Relator General del tema, Sr. de Rouville, Ingeniero en Jefe de Puertos y Calzadas, Director del servicio de Faros y Balizas de Francia; informe en que con mucha claridad han sido resumidas todas las consideraciones antes desarrolladas y en el cual se proponen las conclusiones generales al Congreso. Este proyecto de conclusiones sirvió de programa a las discusiones del Congreso, el que aprobó lo siguiente, en lo que se refiere a la primera parte de este tema.

« Los métodos de cálculo basados sin la teoría del *Clapotis*, tales como habían
 « sido presentados desde antes del Congreso del Cairo, mejorados después, para
 « acercarse más a las condiciones de la realidad, hasta donde lo permiten los recur-
 « sos de las matemáticas, y controlados como han sido por ciertas experiencias, tan-
 « to en modelos reducidos como en verdadera magnitud pueden ser considerados
 « como guía suficiente por los Ingenieros llamados a concebir un dique del tipo ver-
 « tical, que no deberán perder de vista en ningún caso la distancia que separa siem-
 « pre las hipótesis teóricas de los datos de la práctica, especialmente cuando se
 « encuentre en presencia de profundidades limitadas y ondulaciones no regulares que,
 « por consiguiente, no producen interferencias integrales.

«En el estado actual de las investigaciones, teniendo en cuenta a la vez las teorías propuestas hasta la fecha, las medidas de precisión hechas sobre rompeolas existentes, el análisis de ciertos accidentes y las experiencias de laboratorio, se puede sugerir el empleo, por lo menos en caso de obras de dimensiones corrientes, de la regla siguiente:

«Un oleaje de pendiente relativamente suave, en el cual la razón entre el largo $2L$ y la altura $2h$ sea del orden de magnitud de 20 a 25 y cuya intumescencia sea débil al lado de la profundidad del agua, ejerce sobre una pared vertical un empuje tal que la distribución de las sobrepresiones se puede resumir como sigue:

«Al nivel del reposo, la presión es igual a la presión hidrostática correspondiente a la altura de la ola ($2h$).

«Bajo el nivel de reposo, la sobrepresión disminuye ligeramente hasta el plano de la base de la muralla vertical, y esto en una proporción tanto menor cuanto más larga es la ola; en la incertidumbre acerca de esta disminución puede ser prudente contar con que prácticamente se mantiene la sobrepresión máxima hasta el plano de la base.

«Encima del nivel de reposo la presión decrece linealmente hasta llegar a un valor nulo en el nivel hasta el cual alcanza el agua junto al muro, nivel que cede por lo menos en $2h$ al de reposo y sobrepasa esa cota, cuando el oleaje es un poco fuerte, hasta alcanzar prácticamente una elevación de $3h$ respecto al nivel de reposo, según ha resultado de observaciones y de ensayos».

Como se ve, el Congreso ha estimado que los métodos de cálculo que se han propuesto en los últimos años; derivados del estudio teórico de la reflexión de las olas permiten apreciar de una manera suficiente los esfuerzos que pueden solicitar un rompeolas de muro, y aceptar, aunque con todas las salvedades que corresponden, el empleo del método empírico que se describe, que no es otro que el propuesto por el Sr. Coen Cagli.

CAPITULO II

DISPOSICIONES GENERALES

Sin entrar a ocuparnos del trazado en plano de estas obras, que se fija siempre por consideraciones que no podemos analizar ahora y que serán las mismas, cualquiera que sea el tipo de construcción que se adopte, vamos a estudiar las disposiciones generales que deben darse a los rompeolas que nos ocupan, entre las cuales hay algunas que merecen un estudio detenido y que exigen tener a la vista la consideraciones que he desarrollado antes sobre los esfuerzos ejercidos por las olas. Trataré separadamente cada uno de los puntos relativos a ellas.

I.—PROFUNDIDAD MÍNIMA

Al tratar del método de cálculo del señor Sainflou, vimos que las consideraciones teóricas deducidas de la reflexión de las olas contra un muro vertical permiten determinar la hondura mínima que debe haber para que el fenómeno pueda producirse; esa profundidad vale

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

siendo $2T$ el período de las olas, $2h$ su altura y Log. el logaritmo neperiano. Si la profundidad fuera menor, las olas reventarían y el cálculo de las presiones se haría imposible. Por otra parte, los esfuerzos que ejercen las olas al reventar son enormes y serán pocos los casos en que se justifique la construcción de obras de abrigo de tipo vertical en esas condiciones.

El valor que generalmente resulta para H_c es poco superior a la altura $2h$ de la ola; pero para tomar en cuenta la altura de los bloques de defensa del pie del muro, para ponerse a salvo de las perturbaciones que pueden deberse a las condiciones del terreno, que pueden provocar la reventazón anticipada de las olas, o para precaverse de la posibilidad de que sobrevengan olas muy largas, cuyo período $2T$ sería mayor y exigirían mayor profundidad, o bien todavía para evitar que revienten olas que accidentalmente sean más altas, es necesario que el pie del muro se encuentre a una hondura mayor que H_c . Es por eso que no es conveniente nunca construir los rompeolas verticales sino en profundidades de cierta importancia y que en el informe que presenté al Congreso de Navegación de 1926, indicaba como criterio para fijar la profundidad mínima al pie del muro la cifra equivalente a una y media vez la altura de las olas, o sea $3h$. Esta cifra estaría determinada única-

mente en vista de la necesidad de evitar que las olas revienten o que este fenómeno se inicie y se refiere a la cota del pie del muro: es muy frecuente que las condiciones del problema aconsejen hacer descansar el muro sobre una infraestructura de enrocados y entonces la profundidad del fondo del mar en el sitio en que se construya la obra deberá ser bastante mayor, sin que sea posible fijar una nueva cifra que, como la anterior, pueda servir de norma general.

A este respecto, conviene recordar que, cuando las olas se propagan en profundidades reducidas, las velocidades orbitarias en el fondo alcanzan valores considerables, capaces muchas veces de remover los materiales que constituyen el terreno, y que esas velocidades se duplican por el hecho de la reflexión en el muro, lo que ha sido causa de socavaciones de mayor o menor importancia, según hemos visto. Esto conducirá a construir el rompeolas en una parte en que las profundidades sean mayores o, si eso no fuera posible, a proteger el fondo contra las socavaciones en una forma que ofrezca suficientes garantías. Con mucha frecuencia se considera conveniente adoptar el tipo de obra de paramentos verticales en el caso de un rompeolas que arranca de tierra y que, por consiguiente, debe atravesar una zona en que las profundidades son forzosamente demasiado reducidas para que el tipo de rompeolas elegido se encuentre en condiciones favorables: será necesario entonces adoptar este tipo solamente desde que la profundidad sea suficiente, de acuerdo con las características del fondo. Recordaré, por ejemplo, que al proyectar el rompeolas de Valparaíso, en el cual se adoptó, en principio, el tipo de paramentos verticales, fijamos como profundidad teórica mínima, la de 18 metros, o sea el doble de la altura de las olas, $4h$, en vista de que el terreno está formado por arena gruesa, de que la infraestructura de enrocados tendría por lo menos 4 metros de espesor y de que el pie del cuarto de cono formado en el extremo del tipo de escollera llegaría hasta donde las profundidades son de 22 metros, de manera que, desde el punto de vista que nos ocupa, el tipo de obra de muro vertical principia en Valparaíso donde la hondura es de 22 metros.

El último Congreso de Navegación adoptó a este respecto la conclusión siguiente:

« VI.—Una de las decisiones más esenciales que hay que tomar en el estudio de un rompeolas vertical, concierne a la cota superior de la plataforma de la infraestructura de enrocados y la cota correlativa de la base de la muralla vertical: esta cota debe ser cuidadosamente escogida, de manera que se concilie la realización del precio mínimo de la obra—que depende a su vez de los recursos en materiales de construcción para las partes alta y baja, que haya en las proximidades con el cuidado primordial de no provocar la ruptura de las olas delante del dique en los mares más duros, con los efectos posibles de resaca al pie del muro y con la resistencia que se pueda esperar del suelo natural.

« Desde estos últimos puntos de vista, parece que para la base del paramento vertical, una cota que dejara encima de ella una profundidad de agua igual a una vez y media la altura de la ola más grande sería un *mínimum* estricto.

« La fijación de una cota demasiado elevada al pie del paramento vertical directamente expuesto al mar equivaldría a comprometerse en una de las *combinaciones intermedias* que ha repudiado el XIV Congreso de Navegación y que

« no es recomendable, fuera del caso de obras poco expuestas, con mares poco profundos ».

Conviene llamar la atención hacia el hecho de que las exigencias de esta conclusión respecto a la profundidad de la base de asiento del muro mismo, por temor a la posibilidad de que se pueda provocar una iniciación siquiera de la ruptura de las olas, son un poco más estrictas que las indicadas anteriormente, puesto que la profundidad de $3h$ se refiere al paramento sumergido expuesto directamente a las olas, es decir, situado encima de los bloques de defensa del pie, lo que prácticamente significa aumentar su altura en unos 2 metros, y su espesor tal vez en 1 metro; pero esta mayor prudencia puede ser justificada, por la duda que hay todavía acerca de los efectos de las olas muy largas, de las cuales no se tienen todavía experiencias directas; en cuanto a las experiencias en modelos reducidos, el Sr. Coen Cagli, en su informe presentado al Congreso de Navegación de Bruselas dice lo siguiente:

« En ninguno de los tres casos sometidos a los ensayos sobre modelos (en el Laboratorio de Hidráulica de Losana) hemos podido obtener la ruptura de las olas, ni aun, un principio de ella, a pesar de haber aumentado el largo de las olas más allá de toda proporción admisible, en vista de su altura, hasta llegar a 270 metros de largo para 7 metros de altura—es decir, 38,6 veces la altura—en el caso del molo de Génova; 400 metros para 9 metros de altura—o sea 44,4 veces la altura—en el caso de Argel; 300 metros para 7,50 metros de altura,—o sea 40 veces—en el caso de Catania, y mientras tanto parece que no se ha observado nunca, aun en el océano, en las grandes tempestades olas cuyo largo exceda de 35 a 40 veces su altura ».

Dejando a un lado esta última afirmación, que considero demasiado absoluta, porque de las observaciones que han podido hacerse en Chile en Constitución y en Antofagasta parece que, durante las fuertes marejadas que se presentan sin viento, no es raro que las olas alcancen a 7 metros de altura con 300 metros de largo, lo que daría una razón de 1 a 43, los resultados de las experiencias sobre modelos que cita el señor Coen Cagli son muy interesantes, porque se refieren a casos en que la profundidad relativa $H:2L$ es muy reducida, alrededor de 0,05, que son de los más desfavorables y han sido en gran parte esos resultados lo que justificó la conclusión a que llegó al respecto el Congreso de Navegación.

Por lo que se refiere a la profundidad del terreno natural, en caso que el muro no esté fundado directamente en él, el Congreso aceptó el criterio de que con la hondura igual a $4h$, dos veces la altura de las olas, hay garantía suficiente de que éstas no alcanzarán a reventar y, por consiguiente, que la reflexión de las olas se hará en condiciones perfectamente normales. Es probable que en los casos en que se trate de olas de tamaño superior a 6 metros, es decir, en los paramentos expuestos a mares violentos sea necesario adoptar profundidades mayores que $4h$ para poder cumplir con la condición de la profundidad al pie del muro. En efecto, para olas de 7 metros de altura la plataforma de los enrocados deberá encontrarse a la profundidad $3h + 2 = 12,5$ metros, y como $4h$ es igual a 14 metros, quedaría sólo 1.50 metros para el espesor de la infraestructura de enrocados, lo que es inaceptable; ese espesor no puede bajar de unos 4 metros, con lo cual la profundidad sería de cerca

de 5h. En todo caso, no hay contradicción entre esta última cifra y la que aceptó el Congreso, porque esta última es un mínimo.

A este respecto, en su conclusión VII el Congreso de Navegación de Bruselas dice:

«No parece que haya temor de que se produzca la ruptura de masa de las olas «delante de la obra (a la cual se ha creído poder imputar ciertos accidentes de destrucción de diques verticales), cuando se hayan mantenido convenientemente las «profundidades de agua mínimas encima del suelo natural, por una parte, y encima «del pie del paramento vertical, por otra.

«A veces se ha podido confundir con la ruptura completa de la ola a una arboledadura superficial y parcial, debida al viento o a una discontinuidad brusca del «fondo submarino, cuyo efecto está muy lejos del que produciría la revertazón en «masa de las olas sobre un dique vertical».

II.—INFRAESTRUCTURA DE ENROCADOS

Salvo el caso de muros fundados directamente en un terreno insocavable, que constituye la excepción, es necesario disponer hasta cierta profundidad, que ya se ha visto cómo se puede determinar, una infraestructura de enrocados, encima de la cual se asentará el muro vertical. La plataforma superior de esta infraestructura tendrá un ancho suficiente para que se pueda colocar una fila de bloques de protección al pie del muro, por el lado del mar libre y dejar a ambos lados bermas AC y CD de ancho conveniente, (fig. 53). Las disposiciones de esa infraestructura deben ser cuidadosamente estudiadas, pues de ellas dependen en gran parte las condiciones en que pueden mantenerse las obras.

La parte superior de esta infraestructura y su talud exterior van a encontrarse sometidos a corrientes muy violentas y deben ser constituidos por enrocados de gran tamaño. No es posible fijar una cifra general para el peso mínimo que deben tener esos enrocados, peso que dependerá naturalmente de la magnitud de las olas y de la profundidad relativa $H:2L$, que tiene tanta importancia en el valor de las corrientes que se producen al pie del muro y en el fondo; pero parece que con un mínimo de unos 1,500 kilos y un promedio de unos 3,000 kilos (es decir, pesos de 1,500 a 4,000 kilos), se puede dar satisfacción generalmente; en algunos casos, como en Antofagasta, el peso mínimo de las piedras de esa capa fué reducido a 1,000 kilos, porque no era posible obtener la cantidad suficiente de piedras de un peso superior a 1,500 kilos y no se ha notado que se hayan producido desperfectos por ese motivo; en Iquique, en cambio ese límite inferior se subió hasta 1,800 kilos, porque esas canteras eran buenas. Como la superficie de la plataforma de estos enrocados es muy irregular, habrá que emparejarla con piedras más pequeñas y con bolones en la parte que queda debajo del muro, aparte del emparejamiento ulterior, que se hará con materiales más finos. Esta precaución es indispensable para que los materiales menores no sean arrastrados por el agua, pasando por entre los huecos de los grandes enrocados. En el resto de la infraestructura se emplearán todos los demás materiales de la cantera, de manera que se obtenga un macizo lo más compacto posible, reservando los de mayor peso para el talud exterior y para la parte que queda en contacto con la capa de protección.

Respecto al ancho de las bermas que deben dejarse a ambos lados del muro, es frecuente que los ingenieros que se ocupan de esta cuestión se refieran a bermas *anchas* o *angostas* y se declaren partidarios de unas u otras; yo creo que es necesario fijar mejor el criterio por medio de cifras que, salvo casos excepcionales, pueden corresponder a todas las aplicaciones. En mi informe al Congreso de Navegación de 1926, refiriéndome implícitamente al caso de mares normalmente violentos, proponía una berma de 10 metros hacia el exterior y una de 5 metros hacia el interior; la primera de estas cifras se justifica, considerando que los bloques de defensa del pie del muro tendrán alrededor de 4 metros de largo, al cual corresponde un peso de unas 60 toneladas y que una berma libre de 6 metros de ancho es suficiente para que, poniéndose en el caso de que las piedras de la arista sean removidas, siempre haya la seguridad de que quedará un espacio horizontal delante de los bloques y no habrá peligro de que éstos se desnivelen. Es cierto que en algunos casos se han producido desperfectos en las bermas exteriores, que han llegado hasta provocar el desplome de los bloques o a dejarlos en banda; pero esos desperfectos han sido debidos indudablemente a socavaciones, que han provocado el derrumbe del talud de los enrocados y no hay que buscar en el ensanche de las bermas el remedio a esos accidentes, sino en la protección del fondo.

Es conveniente a este respecto tener presente que una berma demasiado ancha, aparte de que significa un mayor gasto de enrocados, puede ejercer influencia perjudicial en la solicitación del muro, produciendo el efecto de una disminución de la profundidad, que provoca un aumento de las presiones; de manera que por todos lados habrá que buscar el ancho mínimo de las bermas, que sea compatible con la seguridad necesaria. A este respecto, es interesante recordar los resultados de experiencias sobre modelos hechos en Losana con olas de 6.50 metros de altura y 155 metros de largo, con profundidad de 18 metros en el fondo del mar y 15 metros al pie del muro, según los cuales las presiones contra el muro son las mismas, haciendo variar el ancho de la berma entre 6 metros y 13 metros; en este caso el valor de la profundidad relativa es de 0.10 aproximadamente y los límites entre los cuales se hizo variar el ancho de la berma fueron bastante reducidos. Por lo demás, en la práctica los anchos adoptados para la berma exterior, que es la más importante, no difieren mucho de la cifra de 10 metros que he indicado más atrás. A continuación doy una lista de los valores adoptados para ese ancho en algunos rompeolas del tipo vertical con infraestructura de enrocados:

Catania	12 metros
Nápoles (Granili)	12 »
Génova	11 »
Argel	11 »
Marsella	11 »
Valparaíso	10 »
Antofagasta	8 »
Iquique	7.50

Las bermas de los molos de Antofagasta e Iquique fueron proyectadas y construídas por un ancho pequeño, porque se creía que la violencia del mar en esos

puertos era muy moderada; posteriormente se ha visto que no es así, sino todo lo contrario; sin embargo, no se ha notado en ellas ningún perjuicio que acuse un ancho deficiente, sin duda porque el fondo submarino es rocoso en ambos casos; sin embargo, si se hubiera conocido la violencia del mar antes de construir esas obras, la prudencia habría aconsejado aumentar el ancho de la berma en cuestión hasta los 10 metros adoptados en Valparaíso.

Por lo que se refiere a la berma interior, su ancho no varía mucho y difiere poco de 5 metros. En la lista siguiente, se indican algunos valores que pueden servir de criterio:

Catania.....	7.50 metros
Nápoles (entrada).....	7.50 »
Génova.....	6.25 »
Valparaíso.....	6.00 »
Argel.....	5.50 »
Nápoles (Granili).....	5.00 »
Nápoles (Antemurale).....	3.00 »

En Antofagasta y en Iquique, la berma interior era de 3.00 metros, pero cuando se hizo el refuerzo de esos muros se aumentó ese ancho a 7.00 metros en el último de estos puertos.

Otro punto que interesa dilucidar antes de hacer un proyecto de esta naturaleza es el que se refiere al talud de los enrocados de la infraestructura por el lado exterior, que lo que es por el interior será siempre el talud natural de los enrocados, es decir, alrededor de $4/3$.

En ese sentido, conviene tener presente que, desde el momento en que al calcular el muro se ha adoptado como base la hipótesis de la fundación directa sobre el fondo del mar, conviene alejarse lo menos posible de esa hipótesis, es decir, hacer el talud exterior lo más escarpado posible, siempre que ese talud sea compatible con la conservación del macizo de enrocados. El talud más escarpado será sin duda el de $4/3$ que corresponde al que toman naturalmente los enrocados; se suele también adoptar la cifra de $3/2$ en lugar de la anterior, lo que es prácticamente equivalente. Un talud más tendido no se justificaría, si sólo se atiende a las consideraciones que he enunciado, porque, si los enrocados son suficientemente pesados para no ser removidos por la agitación que se produce a la profundidad que se encuentran, no hay cuidado ninguno de que la obra sufra desperfectos. Otra cosa muy distinta es pensar en que conviene adoptar un talud más tendido, así como bermas más anchas, para proteger el fondo submarino contra las posibles socavaciones, y en ese sentido la solución que conviene adoptar es diferente, a mi juicio.

Examinaremos, en efecto, esta cuestión un poco despacio. Supongamos un rompeolas como el Humberto III de Génova, que tiene la berma de enrocados a la cota (-11.50) y que se encuentra en profundidades cercanas a 15 metros. En una obra como ésta, si se encontrara sometida a olas de 6 metros de altura y 120 metros de largo, la velocidad en el fondo alcanzaría su valor máximo de 4 metros por segundo a 30 metros de distancia del muro y a 15 metros de él sería todavía de 2.80 m/s., velocidades suficientes para que la arena sea removida, si el fondo fuera

de arena, y las socavaciones se producirían; si consideramos que para que el fondo no sea socavado se necesita que la velocidad no pase 1.50 m./s., veríamos que para que el pie de los enrocados quedara a salvo de la socavación debería encontrarse a 9 metros más o menos del paramento del muro, lo que correspondería a una berma de 4.50 metros de ancho y un talud de cerca de 4/3; si se adoptara una berma de 10 metros de ancho con talud de 4/3, su pie quedaría en la zona de socavaciones posibles, pues la velocidad ahí sería de 2.30 m./s., y el pie de los enrocados se correría ligeramente, impidiendo que se produjeran mayores desperfectos; si se adoptara una berma de 12 metros, de ancho y talud de 2/1, el pie de los enrocados quedaría a una zona de mayor socavación, porque la velocidad en el fondo sería de 3.20 metros por segundo, y también se produciría la socavación, pero con mayor intensidad, con un resultado final muy parecido. Este resultado del cálculo se encuentra perfectamente comprobado con el resultado de las experiencias sobre modelo del molo de Funchal (I. Madera) hechas por los Srs. Hochgaard & Schultz, (fig. 53), en las cuales con berma de 14 metros de ancho se produjeron socavaciones y

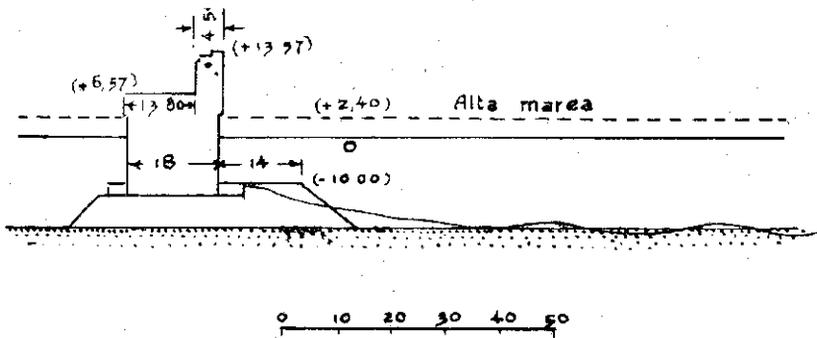


Fig. 53

quedó delante de la escollera una capa de 2.50 metros formada por una mezcla de enrocados y arena. Es indudable que, si lo que se necesita es evitar la socavación al pie de los enrocados y que el talud exterior y la berma se mantengan en su forma horizontal, lo conveniente será colocar una capa de enrocados, que se extienda hasta una distancia conveniente, formada por materiales pequeños y que no tenga más de un par de metros de espesor, sin preocuparse de ensanchar la berma más allá de 10 metros ni de adoptar un talud muy suave para los enrocados. Si la profundidad fuera escasa, y si temiera la disminución de ella que produciría esa capa de piedras de defensa, la solución consistiría en hacer algo análogo a lo que indica la fig. 54, que se refiere al malecón de defensa de Valparaíso obra construída en fondo de arena gruesa y que estuvo durante varios años enteramente expuesta a las tempestades, que son muy violentas. En este caso se hizo un dragado hasta de 4 metros de hondura, que se rellenó con enrocados pequeños en el fondo y grandes en la parte superficial. Si el terreno fuera menos resistente, la defensa tendría que extenderse a más de los 15 metros que se adoptaron en Valparaíso.

En caso que la profundidad sea grande, las velocidades en el fondo no serán suficientes para producir socavaciones y el pie del talud de la escollera con la inclinación natural quedará bastante lejos del muro para que no haya necesidad de

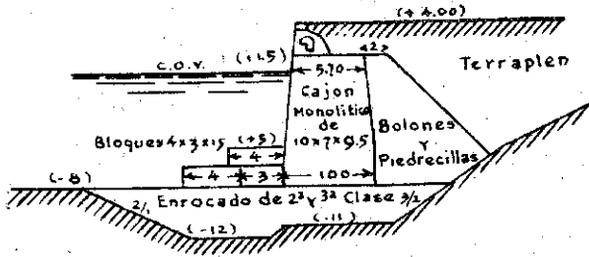


Fig. 54

recuparse de ensanchar más la berma ni de suavizar el talud. En los casos intermedios lo más conveniente será sin duda hacer la protección del fondo con una capa de piedras, como indiqué más atrás, y en caso de terreno compresible hacerlo por medio de una capa de fajas cubiertas con piedras. Son muy interesantes

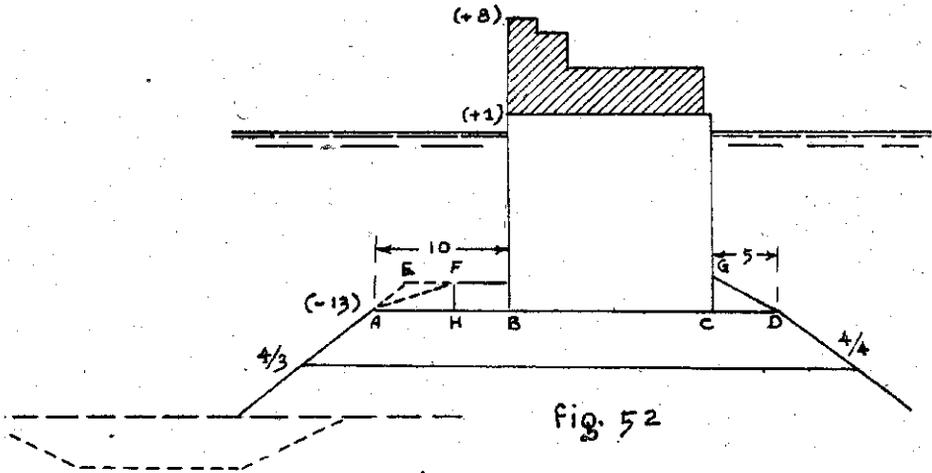


Fig. 52

a este respecto las observaciones que hace el Sr. Gourret en su estudio ya citado y los cálculos que desarrolla al respecto, que lo llevan a aconsejar que el perfil de la infraestructura de acerque a las líneas de corriente, adoptando taludes suaves en las pequeñas profundidades y más escarpadas en las grandes.

Con mucha frecuencia, los bloques artificiales que protegen el pie del muro se cubren por delante con enrocados, que se limitan al nivel superior de los bloques, como se indica con segmentos en AEF en la fig. 52. El objeto de esa disposición es proteger la parte libre de la berma y afirmar los bloques para impedir que sean arrastrados hacia el mar, separándolos del pie del muro. Otras veces se han colocado con el mismo objeto grandes piedras, formando el triángulo AFH.

Esta última disposición parece hasta cierto punto preferible, porque no produce el mismo efecto que la otra, desde el punto de vista de la acción que pueden ejercer sobre la reflexión de las olas; por otra parte, es muy fácil que las piedras del triángulo AEF sean arrastradas por el mar y que ambas disposiciones queden iguales al cabo de poco tiempo, todo esto en el supuesto de que no haya ninguna socavación, que modifique el talud de la escollera.

También con mucha frecuencia se ha protegido la berma interior por medio de un prisma de enrocados SDG y a veces con bloques de hormigón, además; algunas veces esa berma se ha protegido en la misma forma que la exterior. A mi juicio esa defensa no presenta gran utilidad, porque, si el muro llega de deslizarse no será el peso de esa prisma de enrocados el que lo impida, como sucedió en el accidente de Catania, de febrero de 1930 y si el agua salta por encima del muro, su efecto no se sentirá en la berma interior. En todo caso, si la defensa de esa berma no estorba, se la puede hacer, por exceso de precaución, y el gasto que eso signifique no afecta mayormente el valor total de la obra.

Las conclusiones del Congreso de Navegación de Bruselas, en lo que se refiere al punto que me ocupa, dicen:

«VIII.—Es, sin embargo, necesario tener más en cuenta de lo que se ha hecho « hasta ahora la influencia de las velocidades de las moléculas líquidas y de las « variaciones de presión engendradas en las capas profundas, así como de la resaca « al nivel del macizo de escollera y en el contacto con el terreno natural, por efecto « de la acción posible de las olas sobre el talud del macizo y sobre el fondo, aun « cuando éste sea relativamente compacto.

«IX.—Por lo que se refiere a la parte situada debajo del pie del paramento « vertical, definido anteriormente en el párrafo VI, las enseñanzas de los últimos « años obligan a conceder la máxima atención a la estabilidad de los macizos de « apoyo y protección de la muralla vertical, sobre todo en su lado del mar libre, que « deberá estar a salvo de los riesgos de desmoronamiento o degradación y a la acción « directa de los movimientos a que están sometidas las capas de agua y sustraerse « de la acción de los mismos movimientos sobre el suelo natural, delante y debajo « de la fundación.

«A.—A este efecto, el macizo que forme el basamento debe ser tan compacto « como sea posible.—La pendiente de su talud del lado del largo debe ser bastante « suave, si se trata de aguas poco profundas y sobre todo en las partes próximas al « terreno, de manera que lo protejan hasta lo más lejos posible delante del macizo.

«B.—El ancho de la berma y el tamaño de los materiales que formen el reves- « timiento del talud deben ser tanto mayores cuanto mayor peligro haya de que las mo- « léculas de agua adquieran velocidades horizontales considerables, por efecto de la « pequeña profundidad, teniendo cuidado, sin embargo, de que la extensión del ma- « cizo de escollera tenga por efecto determinar un principio de ruptura de las olas.

«C.—Se puede ensayar la ampliación del campo de aplicación de los rompe- « olas verticales sobre terrenos expuestos a socavaciones por su naturaleza o por « su profundidad, protegiendo el suelo natural delante del macizo de escollera, por « medio de un colchón suficientemente extendido, de enfajinado o de materiales de « piedra.

«Las cargas máximas transmitidas al suelo por el basamento y el macizo vertical del dique, debe comprobarse para obtener la seguridad de que queda dentro de los límites convenientes.

«Si el terreno es de mala calidad, es prudente desde luego mejorarlo por medios convenientes o aun renunciar al empleo de los diques de paramentos verticales.

«E.—Los bloques de guarda, habitualmente colocados al pie de la muralla, no deben tener por efecto levantar de manera sensible la cota del pie de esa muralla. Esta condición puede cumplirse más fácilmente si los bloques quedan englobados en la masa de la escollera, con lo cual se consigue al mismo tiempo disminuir la tendencia al desplazamiento de esos bloques.

«F.—Se considera también como ventajosa la disposición que consiste en hacer reposar el muro sobre una placa continua, que proteja su pie contra las socavaciones, al mismo tiempo que mejore la repartición de las presiones».

Como puede verse, el espíritu de todas estas conclusiones está de acuerdo con las ideas desarrolladas más atrás, dándose en ellas toda la importancia que tiene a la necesidad de proteger el fondo, cuando sea necesario, y poniendo en guardia al mismo tiempo contra la influencia que pueden llegar a tener los basamentos en la disminución de la profundidad, lo que puede empeorar la sollicitación del muro.

III.—CARACTERÍSTICAS DE LAS OLAS

En los acápites anteriores, se ha supuesto siempre que las características de las olas más fuertes que pueden reflejarse en un muro son conocidas y ellas son las que deben servir de base a la determinación de las dimensiones generales de una obra, así como a los cálculos de comprobación de esas dimensiones.

Hasta hace muy pocos años, las medidas de las características de las olas, eran poco numerosas y sobre todo muy poco fidedignas; en algunos puertos se habían hecho estimaciones de la altura de las olas con frecuencia, deduciéndola del movimiento de una boya, cuya posición se conocía, pero nunca se había tratado de determinar el largo de las olas, sin duda porque no se le asignaba la importancia que en realidad tiene. Pero aun hay más en este sentido; las olas largas molestan poco a los buques, sobre todo a los que son pequeños, pues la pendiente de la superficie del agua es muy suave, y eso ha inducido muchas veces a juzgar erradamente que un sitio, en que las olas son muy largas, es favorable para la construcción de obras marítimas, lo que es un error de estimación muy grave.

En los tratados de Obras Marítimas y particularmente en la obra «Wave Action», de Gaillard, que ya he citado, se encuentran datos bastantes numerosos de observaciones y medidas de olas echas en alta mar por los capitanes de los buques; esa medidas son en general muy poco precisas y muchas de ellas pueden estar afectadas de errores de importancia; pero lo que más interesa a los Ingenieros son las características de las olas en la costa misma, donde la disminución de las profundidades puede haber ejercido influencia en la altura y el largo de las olas, aumentando la primera, y acortando la segunda, permaneciendo invariable su período.

En Chile se han efectuado muy pocas medidas de esta naturaleza. El señor Kraus, cuando hizo los estudios del puerto de Valparaíso, 1900-1901, reunió algunos datos al respecto, habiendo llegado a deducir alturas de olas hasta de 5,20 metros y cita las medidas hechas anteriormente por el ingeniero señor Mijers según las cuales esa altura habría alcanzado a 6 metros y las cifras dadas por el señor Molke de 9 metros de altura y 90 metros de largo, de las cuales la primera parece exagerada; el señor Kraus y la Comisión de Puertos adoptaron, sin embargo, estas cifras en sus proyectos. Posteriormente, durante la construcción de las obras de este puerto, hubo en 1919 una tempestad muy violenta, en la cual algunos Ingenieros estimaron que la altura de las olas había alcanzado a 8,00 metros, cifra que posiblemente ha sido exagerada también. Después de la terminación de las obras, se han hecho varias medidas, en tempestades consideradas de gran violencia, y esa altura no ha pasado de 6,50 metros. En cuanto al largo de las olas, muchas observaciones indican que en Valparaíso no pasa de 80 a 90 metros.

Los estudios hechos para los demás puertos chilenos en 1910-1912 no contienen cifras interesantes a este respecto; de ello se dedujo que en Constitución la altura de las olas no pasaban de 5,00 metros y no se hicieron estimaciones de su largo; durante la construcción de las obras en este puerto, se vió que la altura de las olas podía llegar a 6 ó 7 metros y su largo a 250 ó 300. En el puerto de Antofagasta, las observaciones durante los estudios del puerto no justificaron alturas de más de 5 metros; la Comisión de Puertos adoptó la altura de 6 metros y el largo de 90 metros. Con ocasión de los accidentes ocurridos después de terminadas las obras de este puerto se pudo ver o deducir que las características de las olas habían sido alturas de 7 y 8 metros con largos de 300 y muchos más.

La exposición de estas cifras pone claramente de manifiesto la dificultad que hay para obtener datos más o menos precisos de lo que pueden ser las olas más fuertes en una localidad. Por lo demás, se comprende fácilmente esa dificultad, aun cuando se disponga de toda clase de elementos para efectuar las medidas; porque es necesario además que sobrevengan las tempestades o las bravezas de mar durante el tiempo en que se efectúen los estudios del puerto de que se trata. Esta dificultad es menor, cuando en ese puerto hay personal técnico permanente, que en cualquier momento pueda efectuar las medidas; pero aun así no hay ninguna seguridad de conocer las características de las olas más fuertes que pueden solicitar a una obra de abrigo determinada, como lo demuestran claramente los casos de Valencia, Catania, y Argel, principalmente este último, en el cual había obras de abrigo casi desde hacía un siglo, lo que permite formarse idea bastante cabal de lo que es el mar en una región; en este puerto se proyectó el molo Mustafá, contando con olas de 5 metros de altura y no más de 100 metros de largo, y ese molo fué destruído diez años más tarde por olas de 9 metros de altura y 300 metros de largo.

Esta incertidumbre en el conocimiento de las características, deducidas de la observación, ha conducido a muchos Ingenieros a tratar de deducirlas, en vista de las condiciones de exposición del paraje de que se trata.

Lo que más naturalmente se presenta a la imaginación en ese sentido, es deducir de la violencia del viento, es decir, de su velocidad, la altura que pueden alcanzar las olas. En ese sentido, el Almirante Coupevent des Bois dedujo de sus ob-

servaciones la relación siguiente entre la altura $2h$ de las olas y la velocidad w del viento,

$$2h = w^{\frac{2}{3}}$$

Pero para que las olas alcancen la altura máxima que un viento dado las puede dar es necesario que ese viento obre durante un tiempo suficiente, tiempo en el cual una ola habrá recorrido una distancia determinada. Esta consideración indujo a Stevenson a proponer una fórmula empírica, en la cual se expresa la mayor altura que pueden alcanzar las olas en un punto, en función del *fetch*, o sea la distancia de la costa más lejana, suponiendo que desde ella puedan venir las olas, esta fórmula, modificada para adoptar el metro como unidad de $2h$, es

$$2h = 0,457 \sqrt{D}$$

y en ella el *fetch* D está expresado en millas marinas.

Se ha criticado a esta fórmula que para valores muy grandes de D , como los que resultan en el océano Pacífico o en el sur del Africa, la altura $2h$ puede alcanzar valores que no se han observado nunca; así, por ejemplo, para D igual a 5.000 millas, $2h$ resultaría igual a 32 metros, altura que no se ha observado jamás. Por eso el señor Gaillard en su obra citada, propone limitar en 900 a 1.000 millas el valor de D , observando que el viento no obra nunca durante un tiempo largo en una misma dirección; con esa limitación la mayor altura de las olas llegaría a ser de cerca de 14 metros, cifra que parece estar bastante de acuerdo con las mayores alturas observadas.

El señor Molitor, en el estudio que he citado antes, propone modificar la fórmula de Stevenson, introduciendo en ella el valor de la velocidad del viento que produce las olas. La expresión que recomienda es para el caso en que el *fetch* sea superior a 20 millas, que es el único que interesa:

$$2h = 0,17 \sqrt{V \cdot D}$$

en unidades inglesas y reemplazando la milla marina por la milla terrestre. Esta ecuación, que a primera vista parece responder mejor que la de Stevenson a las necesidades de la práctica, no puede, a mi juicio, prestar servicios útiles, porque exige el conocimiento de la velocidad V del viento que puede producir las olas más grandes, velocidad cuya medida es en realidad más difícil que la altura de las olas en la costa y que exige, como esa altura, que durante el período destinado a los estudios, o antes, se haya presentado la ocasión de llevarla a cabo. El criterio de Stevenson es en ese sentido más racional, porque ha tomado implícitamente en cuenta los vientos más fuertes y deduce la altura de las olas más altas que ellos pueden producir. Si en un caso concreto hay razones bien fundadas que permitan abrigar la seguridad de que las olas no serán tan grandes como puede resultar de la aplicación de la fórmula de Stevenson, limitando el *fetch* como parezca prudente, se adoptará el valor de $2h$ que parezca más probable; pero hay que ser muy prudente en

ese sentido, porque los ejemplos de Antofagasta, Catania y Argel lo demuestran demasiado claramente.

El largo $2L$ de las olas es un elemento al que no siempre se ha dado la importancia que tiene y que con mucha frecuencia no se ha mencionado. El señor Molitor, en el trabajo que he citado, reproduce un cuadro de G. Schott, en el cual se indican datos interesantes al respecto:

	Número de Beaufort	V	$\frac{2L}{2h}$
Viento moderado.....	5	28	33
Viento fuerte.....	6 a 7	35	20
Tempestad.....	9	56	17

En este cuadro se ve que las olas son relativamente tanto más largas cuanto más moderada es la velocidad del viento y que, por consiguiente, las olas de tempestad son relativamente cortas; pero conviene tener presente que cuando el viento deja de obrar sobre las olas, el movimiento de ellas se hace mucho más regular y que al alejarse de la región en que han sido producidas son mucho más largas. En todas partes se ha observado que las grandes olas que provienen de tempestades lejanas y que con mucha frecuencia se observan en la costa sin que haya viento y con tiempo hermoso, son muy largas y, por consiguiente, son las más peligrosas para las obras de Ingeniería; en Chile se las ha observado con frecuencia en Antofagasta, en San Antonio y en Constitución y el largo de ellas ha alcanzado en muchas ocasiones a 250 y 300 metros.

Al ocuparse de esta cuestión en el informe que presenté al Congreso de Navegación de 1926, teniendo en cuenta que la altura de las olas cerca de la costa no pasa de unos 8 metros, sino muy excepcionalmente y que el largo de ellas en las tempestades es vecino de 15 veces su altura, indicada como cifras que generalmente serán de las mayores, las de 8 metros para la altura y 120 para el largo de las olas; posteriormente, las observaciones hechas en Chile y en otros países, en las que se ha visto que las olas debidas a tempestades lejanas son mucho más largas, me inducen a creer que en los mares expuestos, hay que considerar olas de 8 metros y aun de 9 metros de altura con largos de 300 y aun de 400 metros; en general se ha admitido que en el Mar Mediterráneo, cuya extensión es limitada, se podía ser mucho más optimista, pero las olas que produjeron los accidentes de Catania y Argel, han demostrado que hay que contar a veces con alturas de ola de 7 y 8 metros y con largos de 250 metros y aun de 300 metros, es decir, poco menos que en los grandes océanos, lo que no es de extrañar si se recuerda que el fetch efectivo es muy reducido al lado de la extensión de mar libre que se extiende frente a algunas costas.

(Continuará).