

HISTORIA DEL CALCULO DE LOS DIQUES DE ESCOLLERA (1933 - 1965) (*) (**)

Por ANDRES LOPEZ PITA
MANUEL JOSE MEGIA PUENTE
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Partiendo de la fórmula de Castro (1933) se llega a la de Iribarren (1965) en una exposición somera de los estudios realizados en el cálculo de los diques de escollera, queriendo poner de manifiesto las importantes aportaciones de los ingenieros españoles.

INTRODUCCION

La técnica de las obras marítimas, escuela magnífica para el desarrollo de los dones de observación, había enseñado desde hacía mucho tiempo a los investigadores que a ella se dedicaban la importancia decisiva de ciertos factores en el comportamiento de las obras rompeolas sometidas a la acción del oleaje.

Era posible encontrar en los tratados clásicos prudentes observaciones sobre la influencia de la altura de las olas que llegaban a las obras, de la densidad de los cantos, de la ligazón entre ellos, del ángulo de los taludes...; no obstante, el conocimiento puramente cualitativo de esas influencias no era suficiente para proyectar bien. De un lado, no podían evitarse grandes fracasos, de otro, ello conducía casi siempre a emplear demasiados elementos sin conseguir ni perfección ni seguridad.

Sin embargo, la complejidad y violencia de los fenómenos había evitado durante mucho tiempo el avance en el dominio y conocimiento cuantitativo de las fuerzas que actuaban.

PRIMERAS INVESTIGACIONES

En esta situación se encontraba esta parte de la ciencia, cuando en la primavera de 1933 el ingeniero español D. Eduardo de Castro daba el primer paso en el conocimiento del cálculo de los diques de escollera con la fórmula por él presentada.

Señalaba el citado autor, que debido sin duda al efecto psicológico que produce la fuerza de las olas, se supuso siempre que es ella la causa de la destrucción de las escolleras, y se creía, equivocadamente, que las olas empujaban a las piedras y las lanzaban sobre el dique para que fuesen a caer al lado del puerto. Y esto no ocurre nunca. No es de este modo, decía Castro, como se producen las averías, no es la ola cuando choca contra el dique la que remueve la escollera, sino la

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que pueden remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 30 de abril de 1974.

(**) Este artículo es un resumen de un trabajo presentado al Profesor D. P. Suárez Bores durante el curso 1972-73.

ola al retirarse, al retroceder, cuando ya no es ola ni recuerda ningún movimiento propio de las ondas y no es más que una masa de agua que por la acción de la gravedad se despeña.

El cálculo debe seguir a los movimientos que la marejada produce en los taludes, simplificándose en este caso el problema, puesto que no se trata entonces de una ola de violencia desconocida que choca contra unos cantos más o menos sueltos, sino de una masa de agua que desde una altura conocida corre por un talud de pendiente también conocida. De hecho, en una escollera, el agua sube tan poco talud arriba que si aumentamos la altura de la ola en un 25 ó 30 por 100 podemos tener la seguridad de que la horizontal de la cresta de la ola así aumentada señala el límite superior a donde el agua ha de llegar.

Se tienen todos los datos para plantear el problema: peso de la piedra, pendiente del talud y altura de la ola. La forma de la piedra no es indiferente, pero Castro supone que es un cubo.

Los resultados que se obtienen necesitaron ser modificados por un coeficiente de corrección introducido por Briones. La expresión matemática de los mismos es la siguiente:

$$P = \frac{704 \cdot A^3 \cdot \delta}{(T + 1)^2 \cdot \sqrt{\left(T - \frac{2}{\delta}\right) \cdot (\delta - 1)^3}}$$

siendo P peso de los cantos; T coseno de ángulo que forma el talud con la horizontal cuando el seno se toma como unidad; A altura de ola tal como se ha definido; δ peso específico del canto referido al del agua.

UNA FORMULA PARA EL CALCULO DE LOS DIQUES DE ESCOLLERA

Con el título citado presentaba el profesor Iribarren en julio de 1938 la fórmula que en su esquema general sería largamente aceptada, sufriendo posteriormente diversas modificaciones para conseguir un mayor acuerdo con la realidad. El interés de las primeras páginas del artículo, en el que quedaban reflejados sus pensamientos, es tan notorio, que trasladamos aquí los mismos siguiendo sus propias palabras.

Axiomáticamente se ha admitido por muchos, comenzaba diciendo el profesor Iribarren, que las socavaciones producidas en el pie de los muros y diques de paramentos continuos y sensiblemente verticales, contra los que la ola rompe, son producidos por la caída del roción y no por la acción directa de la ola al romper contra el paramento.

Probablemente, por extensión de esta teoría y por juzgar que así se explican satisfactoriamente las averías de los diques de escollera, originadas siempre por el descenso de los cantos por el talud exterior y no por su paso sobre la coronación del dique y hacia el interior del puerto, admiten los Sres. Castro y Briones que este descenso de los cantos es originado por la bajada de la masa de agua elevada por el embate de la ola y no por la acción directa de ésta al romper sobre el talud exterior.

En opinión de Iribarren, no era necesario recurrir a la caída del roción para explicar las socavaciones del pie de los diques, contra cuyos paramentos la ola rompe. Si la ola rompe, es precisamente porque la profundidad es pequeña, aproximadamente igual a la altura de la ola, en cuyo caso, la energía del embate de la ola, que rompe cayendo, va dirigida principalmente hacia abajo, y el hermoso roción superior que es posible observar sólo representa una pequeña parte de su energía total.

En cambio, el que pudiéramos quizá impropriamente denominar roción sumergido e invisible posee gran cantidad de energía y origina violentas corrientes en el fondo poco profundo, ocasionando la socavación del pie del dique. Aun admitiendo que la energía de la ola se repartiese por igual entre ambos rociones, se perdería gran parte de la energía del roción superior en su ascenso y descenso, de varios metros, a través del aire que los frena y dispersa, por lo que mal puede originar en su caída efectos comparables a los del roción sumergido directo.

Los huecos de la escollera, que permiten el paso del agua a su través, evitan la formación de grandes rociones, y esto unido a su rugosidad hace que del poco importante roción superior sólo una ínfima parte baje por el talud, filtrándose el resto del agua a través de la masa de escollera.

A continuación se deduce en forma esquemática la fórmula obtenida por Iribarren.

DEDUCCION DE LA FORMULA

Iribarren llega a una fórmula deducida a partir de las consideraciones siguientes:

A) Puede suponerse que la vena líquida incide normalmente sobre el talud.

B) Existen dos momentos en los que un canto, descansando sobre un plano cualquiera normal a la vena líquida, tenderá a separarse del mismo, elevándose en sentido contrario a la corriente del chorro:

B-1. El inicial, o sea, cuando las primeras moléculas líquidas llegan a chocar contra el plano.

B-2. El final, cuando la cara superior del canto emerge sobre el final del chorro bruscamente interrumpido.

C) En uno u otro caso demuestra que la fuerza que tiende a separar el canto del talud es:

$$P = K_0 \cdot S \cdot 2 v^2 / 2g$$

siendo K_0 un coeficiente menor que la unidad que tiene en cuenta diversos factores y v la velocidad de las moléculas, así como S la superficie del canto.

D) La resistencia al descenso R , originada por el rozamiento de cada uno de los cantos que constituyen la primera capa sobre los cantos que constituyen la superficie de la segunda, es:

$$R = (N - P) \cdot f$$

siendo N la componente normal al plano del peso del canto sumergido; f el coeficiente de rozamiento de la escollera con la escollera, que supone, por aproximarse mucho a su talud natural, independiente del tamaño de los cantos igual a:

$$f = \tan 45^\circ = 1$$

E) El peso del canto sumergido puede expresarse en la forma:

$$P_s = K_1 \cdot l^3 \cdot (d - 1)$$

siendo K_1 un coeficiente que depende de la forma del canto; l una dimensión lineal escalar cualquiera del canto; d peso específico del material sumergido con relación al agua.

Se tiene así por planteamiento del equilibrio del canto la expresión:

$$P = \frac{K \cdot A^3 \cdot d}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3 \cdot (d - 1)^3}$$

siendo K una constante que engloba a otras varias y α el ángulo que forma con la horizontal el talud del dique.

Aun en el caso de que por ser el talud muy escarpado o por otra causa cualquiera, se admita que la ola no siempre rompa en la forma expuesta, y como consecuencia de lo cual, el arrastre de los cantos sea provocado por el descenso del agua por el talud, se obtiene la misma expresión con un coeficiente K' distinto de K .

LA FORMULA DE H. EPSTEIN Y F. C. TYRREL

Los primeros resultados sobre la estabilidad de los diques de escollera, fuera de los aportados por los autores españoles, fueron presentados en el Congreso de Navegación de Lisboa (1949) por los autores americanos H. Epstein y F. C. Tyrrel. Sus estudios les permitieron llegar a obtener la expresión siguiente:

$$P_l = R_l \cdot \frac{A^3 \cdot d}{(1 - \tan \alpha)^3 \cdot (d - 1)^3}$$

que puede ponerse en la forma:

$$P_l = R_l \cdot \frac{\cos^3 \alpha \cdot A^3 \cdot d}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3 \cdot (d - 1)^3}$$

que muestra que la única diferencia con la de Iribarren es el $\cos^3 \alpha$.

CUADRO COMPARATIVO DE LAS IDEAS DE CASTRO E IRIBARREN

FORMULAS :

CASTRO

$$P = \frac{704 \cdot A^{11} \cdot \delta}{(T + 1)^{12} \cdot | (T - 2/\delta) (\delta - 1)^{11} |}$$

IRIBARREN

$$P = \frac{K \cdot A^{11} \cdot d}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^{11} \cdot (d - 1)^{11}}$$

IDEAS :

En una escollera, si se aumenta la altura de la ola en un 25 ó 30 por 100, se puede tener la seguridad de que la horizontal de la cresta así aumentada señala el límite superior a donde el agua ha de llegar.

No es la acción directa de la ola al romper sobre el talud exterior la que determina el descenso de los cantos, sino la bajada de la masa de agua elevada por el embate de la ola.

Una prueba más de la poca importancia del roción superior en este tipo de diques de escollera, es que basta con que su coronación esté enrasada un poco más alta que la cresta de la ola para evitar que el dique sea rebasado.

No es necesario recurrir a la caída del roción superior para explicar las socavaciones del pie de los diques, que son producidas por el roción inferior dotado de gran energía y que origina corrientes violentas en el fondo, mientras que el roción superior pierde gran parte de su energía en su ascenso y descenso a través del aire.

RESULTADOS :

La fórmula necesita coeficientes correctores.

Para talud casi horizontal aun la arena más fina se sostiene.

Para valores del peso específico superiores a 2, se obtiene un valor del talud límite, superior a 45°, lo que es inadmisibles por ser 45° el talud natural de la escollera.

La fórmula con la estructura y exponente deducidos teóricamente se ajusta satisfactoriamente a los fenómenos observados y comprobados.

Para talud casi horizontal se obtiene un cierto peso de los cantos que no es nulo:

$$P = \frac{K \cdot A^{11} \cdot d}{(d - 1)^{11}}$$

De la fórmula se deduce que por grandes que sean los cantos, que constituyen una escollera, con su talud natural, o sea, el correspondiente a su equilibrio estricto, basta teórica y lógicamente la menor impulsión para hacerlos caer.

Los citados autores señalaron que el coeficiente K de la fórmula del autor español no era una constante misma para cada tipo de escollera, sino una función del cociente L/A y del ángulo de inclinación del talud. Iribarren afirmó, no obstante, que el $\cos^3 \alpha$, al cual el coeficiente de la fórmula americana sería proporcional, no podía variar en la práctica más que entre límites bastante limitados, de forma que esta variación podría ser olvidada en vista de las indeterminaciones que es forzoso aceptar en esta materia.

GENERALIZACION DE LA FORMULA DE IRIBARREN

En mayo de 1950 el profesor Iribarren, con la colaboración de Casto Nogales, publica una generalización de su fórmula de 1938 para el caso de escolleras en lechos profundos, que parece responder mucho mejor a la realidad. Teniendo en cuenta la profundidad a la cual se sitúan las escolleras, considera que se debe remplazar en su fórmula la altura de ola A por la cantidad:

$$A' = 2 h^2 \pi / L_0 \cdot s h^2 (\pi H / L)$$

EL EQUILIBRIO SUBMARINO DE UN MACIZO DE MATERIALES SOMETIDOS A LA ACCION DEL OLEAJE

La revista *Le Génie Civil* publicaba en septiembre de 1952 un trabajo del profesor francés M. Jean Larras sobre el avance de las formas probables del equilibrio submarino de un grupo de materiales sometidos a la acción del oleaje. Cuando el autor llega a una fórmula casi exactamente igual a la generalizada del profesor Iribarren, la reproducimos aquí como una forma distinta de calcular la expresión del autor español y, lo que es más importante, como comprobación de la misma.

El estudio se plantea en los siguientes términos:

Siendo $2h$ la amplitud de la ola a profundidades suficientemente avanzadas de las obras, se tiene:

La acción del peso tiende a mantener los materiales en su sitio y es proporcional al volumen de esos materiales y a su densidad aparente, por tanto, a:

$$\frac{P \cdot (d - 1)}{d}$$

La acción del oleaje tiende a sacar los materiales de su sitio, y es proporcional a la amplitud de la ola, así como a la superficie de los materiales, es decir, a:

$$2h \cdot \left(\frac{P}{d} \right)^{2/3}$$

El cociente de esas dos acciones es igual a:

$$\frac{2 h \cdot d^{1/3}}{P^{1/3} \cdot (d - 1)}$$

que mide por definición su preponderancia recíproca. Este cociente indica por consiguiente cuánto debe diferir el talud de ángulo α del talud normal a 45° para que los materiales queden perfectamente en equilibrio frente al oleaje, encontrándose así la posibilidad de una relación del tipo:

$$F(45^\circ - \alpha) = \frac{2 h \cdot d^{1/3}}{P^{1/3} \cdot (d - 1)} \cdot f(2 h, 2 L, H)$$

entre las diversas variables; designando por F y f dos funciones que deben anularse con $(45^\circ - \alpha)$ y $2 h$.

Jean Larras estima que la fórmula del tipo precedente que mejor se adapta a los datos de la experiencia es:

$$\text{sen}(45^\circ - \alpha) = \frac{2 h \cdot d^{1/3}}{P^{1/3} \cdot (d - 1)} \cdot 0,175 \cdot \frac{2 \pi h / L}{S h \frac{2 \pi H}{L}}$$

con la condición de multiplicar el segundo miembro por 1,08 cuando los taludes estén constituidos por bloques artificiales paralelepíedicos en lugar de bloques naturales.

Veamos, finalmente, cómo podemos llegar a comprobar el paralelismo de esta fórmula con la de Iribarren generalizada.

La expresión de la misma es:

$$P = \frac{N \cdot A'^3 \cdot d}{(\cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3 \cdot (d - 1)^3}$$

o reemplazando A' por su valor y L_0 por $K L$:

$$P = \frac{(2 \pi)^3 \cdot d}{(d - 1)^3 \cdot (\cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3 \cdot L^3} \cdot \frac{N \cdot h^{15}}{K^3 \cdot S h^{15} \frac{\pi}{L}} = C \cdot \frac{N \cdot h^{15}}{K^3 \cdot S h^{15} \frac{\pi^{11}}{L}} = C \cdot \frac{8 \cdot N \cdot h^{15}}{S h^3 \frac{\pi^{11}}{L}}$$

siendo $N = 15$, para bloques naturales, se obtiene:

$$P = C \cdot \frac{120 \cdot h^{15}}{S h^3 \frac{2 \pi H}{L}}$$

Por otro lado, de la fórmula de Larras se deduce:

$$P = 0,175^3 \cdot \frac{(2h)^3 \cdot d \cdot \left(\frac{\pi 2h}{L} \right)^3}{\frac{\sin^3 (45 - \alpha) \cdot (d - 1)^3 \cdot S h^3 \frac{2\pi H}{L}}{L}} =$$

$$= 0,175^3 \cdot \frac{64}{(\frac{1}{2})^3} \cdot \frac{8d}{(d - 1)^3 \cdot (\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \cdot \frac{\pi^3 h^6}{L^3 \cdot S h^3 \frac{2\pi H}{L}} = C \cdot \frac{0,121 h^6}{S h^3 \frac{2\pi H}{L}}$$

en donde, expresando P en Kg, como en la fórmula de Iribarren, resulta:

$$P = C \cdot \frac{121 h^6}{S h^3 \frac{2\pi H}{L}}$$

fórmula análoga a la que hemos obtenido anteriormente.

LAS FORMULAS DE MATHEWS Y RODOLF

Los citados autores publicaron en 1951 sendas fórmulas que no encontraron demasiado eco; no obstante, las reproducimos aquí, como una aportación más al estudio de los diques de escollera.

La fórmula propuesta por Mathews fue la siguiente:

$$P = \frac{6 \cdot w \cdot A'^2 \cdot T}{(w - 64)^3 \cdot (\cos \alpha - 0,75 \sin \alpha)^2}$$

y la de Rodolf:

$$P = \frac{A'^2 \cdot T \cdot d}{600 \cdot \tan^3 (45^\circ - \alpha) \cdot (d - 1)^3}$$

ENSAYOS DEL WATERWAYS EXPERIMENT STATION

En el período 1942-1952 se efectuaron por encargo del "Bureau of Yards and Docks-Department of the Navy" en el Waterways Experiment Station de Vicksburg ensayos encaminados a estudiar el efecto del oleaje sobre los diques rompeolas. Los resultados de dichos ensayos llevaron a Hudson en 1951 a modificar la fórmula de Iribarren en la forma siguiente:

$$P = \frac{K' \cdot \gamma_1 \cdot d \cdot \mu^3 \cdot A^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 \cdot (d - 1)^3}$$

expresión en la que si se adopta $\mu = 1$; $A_p = A$ en los diques poco profundos, y tomando como unidades de peso y volumen la tonelada métrica y el metro cúbico resulta $\gamma_1 = 1$, o sea, $K = K' \cdot \gamma_1 = K'$, con lo que toma la forma:

$$P = \frac{K \cdot A^3 \cdot d}{(\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3 \cdot (d - 1)^3}$$

que es la dada por el autor español en 1938.

Los resultados mostraron, no obstante, que si bien el valor medio del coeficiente obtenido en los ensayos, es próximo a 0,015, es decir, al valor dado para $K = K'$ con $\gamma_1 = 1$ en la publicación original de Iribarren en 1938, este coeficiente aumenta algo para los taludes suaves y disminuye sensiblemente para los taludes rígidos próximos al 1/1.

COMENTARIO DE IRIBARREN

LA REVISTA DE OBRAS PUBLICAS publicaba en junio de 1954 un comentario de Iribarren sobre los ensayos anteriores del WES.

Definiendo con la mayor claridad posible los términos:

Altura de cálculo, como la de la menor ola que produce averías apreciables.

Talud de equilibrio estable o de cálculo, como el talud o parte del talud, más suave, estabilizado después de la avería, señala el autor español que para la determinación del talud de cálculo es preciso fijar la ola real (de cálculo), tomada debida cuenta del aumento de su altura producido por la propia obra, y que los taludes de los interesantes ensayos verificados por el WES que no sufren avería sensible, son taludes justamente estrictos, sin el margen mínimo necesario en todos los cálculos teóricos, y no realmente estables, pues algún pequeño aumento de la altura de la ola, siempre posible en la naturaleza, originaría el asiento de dicho talud estricto aproximándolo al estable, que es el que bruscamente se establece bajo la acción destructora de la ola, y el que realmente con la necesaria seguridad resiste su acción.

Las demostraciones llevadas a cabo por Iribarren, aquí no reproducidas por extensión, mostraron que las variaciones del coeficiente son más aparentes que reales, debiendo utilizarse $N = 0,015$ y $\mu = 1$.

EL CONGRESO DE NAVEGACION DE ROMA (1953)

El Director de los Servicios Marítimos Portugueses, C. Krus Abecasis, presentó en el Congreso de Navegación de Roma una ponencia que puede decirse era la experiencia obtenida por el autor en diversos puertos de la costa portuguesa. Dicha ponencia puede resumirse en los siguientes puntos:

1. No puede tomarse el valor unidad para el coeficiente de rozamiento, para el cálculo de la estabilidad de los taludes de escollera recubiertos por un manto de bloques artificiales, siendo esencial el situar cuidadosamente los bloques de manera que se reduzcan al mínimo los intersticios entre ellos.

2. Las indicaciones de las fórmulas de cálculo no parecen concordar con el comportamiento de las obras cuando las olas de las grandes tempestades pueden abordarlas con incidencia bastante oblicua.

3. En el resto de los casos, y cuando la obra tiene una coronación a una altura bastante elevada, las indicaciones de la fórmula de Iribarren generalizada se encuentran en perfecto acuerdo con la experiencia.

APORTACIONES DE HEDAR

En el citado Congreso de Roma, Hedar señala la necesidad de considerar los dos estados siguientes: 1. Cuando la ola sube por el talud después de romper; y 2. Cuando la ola rota desciende por el talud del dique.

Partiendo de las hipótesis siguientes:

A) Las olas chocan contra el talud con ángulo de incidencia nulo.

B) El agua delante del talud es lo suficientemente profunda como para que la ola no rompa hasta chocar con él.

C) El talud es lo suficientemente inclinado para que la ola no se refleje, sino que rompa totalmente.

Suponiendo que las fuerzas que actúan sobre un bloque son:

1. Gravedad.
2. Presión paralela al talud, ejercida por el agua en su avance.
3. Presión perpendicular al talud.
4. Coeficiente de rozamiento entre cantos igual a 1.

deduce dos expresiones similares para los dos casos citados anteriormente:

$$Q = \frac{K_0 \cdot \gamma_s \cdot (2h)^3}{(\gamma_s - 1)^3 \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)^3} \quad (1)$$

para el caso de ola subiendo por el talud, y

$$Q = \frac{K \cdot \gamma_s \cdot (2h)^3}{(\gamma_s - 1)^3 \cdot (\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (2)$$

para cuando la ola baja por el talud.

Resultados de los ensayos.

Los ensayos llevados por Hedar en la Universidad de Chalmers, para la determinación de las constantes K_0 y K , condujeron a los siguientes resultados:

Determinación de K (ola bajando).

Disponiendo la coronación en todos los experimentos a suficiente altura para evitar el rebase, se obtuvo tanto en los ensayos en modelo reducido como en los diques reales de Traslovsloge y Grötvik, que el valor de K estaba alrededor de 15×10^{-3} , lo que confirmaba el valor dado por Iribarren.

Determinación de K_0 (ola subiendo).

Los experimentos se llevaron a cabo en modelo reducido, observándose que el cociente:

$$\frac{K_0}{(\cos \alpha + \operatorname{sen} \alpha)^3}$$

era aproximadamente constante e igual a 80×10^{-3} , valor que sustituido en la expresión (1) da:

$$Q = \frac{80 \times 10^{-3} \times (2h)^3 \times \gamma_s}{(\gamma_s - 1)^3}$$

que no depende del talud del dique.

Conclusiones.

Las fórmulas (1) y (2) dan los mismos valores del peso de los cantos para talud 1 : 2,58; por tanto, en los casos en que las olas rebasen el dique, se puede llegar a la conclusión de que si la pendiente del talud es mayor que 1 : 2,58, las olas al retirarse determinan el tamaño de los cantos, como sucede en los casos en que no hay rebase; pero si la pendiente del talud es menor de 1 : 2,58 las olas que llegan deciden el tamaño de los cantos.

NUEVAS EXPERIENCIAS DE HUDSON

En 1959 publica Hudson una crítica a la fórmula de Iribarren en los siguientes términos:

Partiendo de la fórmula del autor español (*):

$$W = \frac{K' \cdot \gamma_r \cdot \mu^3 \cdot H^3}{(\mu \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3 \cdot (S_r - 1)^3}$$

analiza que el coeficiente μ medido como tangente del ángulo de talud natural Φ variaba apreciablemente con la forma de los cantos y con la manera de colocarlos. Debido a esta variación, se sigue que K' no puede ser calculado a partir de ensayos en modelo reducido hasta encontrar valores exactos de μ para las diferentes formas de los cantos.

Señala asimismo Hudson el hecho de que en el diagrama de fuerzas que Iribarren propuso para la deducción de su fórmula, la componente paralela al talud debida al rozamiento entre cantos, era la principal fuerza que los mantenía en su lugar.

Los resultados de los ensayos de Hudson mostraron que los valores de μ variaban desde 0,78 hasta 1,28, con un valor medio de 0,98, verificándose además que μ variaba de un ensayo a otro aun con la misma forma y colocación de los cantos.

(*) Obtenida sin simplificaciones previas.

Acción del oleaje.

Cuando las olas de corto período chocan contra un dique de escollera, el conjunto de fuerzas producido por el movimiento del agua es muy complejo. Hay que tener en cuenta además, que la ruptura de la ola puede ser total, proyectando en este caso un chorro de agua aproximadamente perpendicular al talud, o bien puede romper sólo parcialmente, en cuyo caso el chorro producido no está bien definido. Existe una tercera posibilidad, consistente en que al producirse la rotura parcial se establezca un movimiento oscilatorio de las partículas de agua a lo largo del talud. Puede establecerse a continuación el siguiente cuadro resumen:

Variables de las que dependen las características del movimiento de las partículas de agua.

- Peralte de la ola: H/L .
- Profundidad relativa: d/L .
- Altura relativa de la ola: H/d .
- Profundidad: d .
- Angulo del talud de la plataforma del lado del mar del dique: σ .
- Angulo del talud del dique con la horizontal: α .
- Angulo de incidencia del oleaje: β .

Factores que influyen en la resistencia de un canto a la acción del oleaje.

- Peso sumergido del canto: W'_r .
- Altura del canto respecto al nivel del agua en reposo: z .
- Angulo con la horizontal del talud del dique: α .
- Altura de coronación del dique: h .
- Anchura de coronación: m .
- Forma de los cantos: Δ .
- Porosidad del manto: P .
- Espesor del manto: r .
- Características de los mantos secundarios.
- Forma de colocar los cantos.

FUERZAS ACTUANTES

Fuerzas desarrolladas por la ola:

- Fuerza de arrastre debida al agua:

$$F_d = C_d \cdot K_a \cdot l^2 \cdot \gamma_w \cdot v^2 / 2g$$

- Fuerza de inercia:

$$F_m = C_m \cdot K_z \cdot l^3 \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}$$

Fuerzas resistentes:

- Peso sumergido de los cantos.
- Rozamiento entre cantos.

Debido a la dificultad que representa la evaluación de los coeficientes C_d , C_m , K_a , K_z , y la medida directa de la aceleración del agua procedente de la ola rota, la ecuación de fuerzas la reduce Hudson a una expresión de la forma:

$$F_q = C_q \cdot l^2 \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot v^2 = C_q \cdot l^2 \cdot \frac{\gamma_w}{K} \cdot H_b$$

Por otro lado, excepto para casos aislados donde interviene la cohesión, el rozamiento entre cantos se puede despreciar y la fuerza resistente principal es:

$$W'_r = K_r \cdot l^3 \cdot (\gamma_r - \gamma_w)$$

Para que se cumpla el equilibrio estricto del canto ha de ser: $W'_r = F_q$, con lo que se obtiene la expresión:

$$\frac{H_b}{l(\gamma_r/\gamma_w - 1)} = \frac{K \cdot K_r}{C_q}$$

y como:

$$W_r = K_r \cdot l^3 \cdot \gamma_r$$

resulta:

$$\frac{K \cdot K_r^{2/3}}{C_q} = f \left[C_d, K_a, C_m, K_v, \frac{l}{v^2} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}, \frac{d}{L}, \frac{H}{L} \right]$$

Para el caso en que la ola no rompa o lo haga parcialmente, las fuerzas que tienden a desplazar los cantos no son las mismas que en el caso de rotura total, ni actúan en las mismas direcciones, sin embargo, el orden de magnitud de estas fuerzas y sus efectos sobre la estabilidad de los cantos son aproximadamente los mismos que los producidos por las olas que rompen totalmente.

Hudson considera finalmente que la ecuación hallada representa, al menos en primera aproximación, las mayores fuerzas que pueden desarrollarse en cualquiera de los tipos de rotura posibles, por lo que introduciendo el resto de variables citadas al principio y que no han sido incluidas en la deducción anterior, puede proponerse una ecuación general del tipo:

$$\frac{H}{(S_r - 1) \cdot W_r^{1/3}} = f \left[\alpha, C_d, C_m, K_a, K_v, \frac{l}{v^2} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}, \frac{H}{L}, \frac{d}{L}, \frac{H}{d}, d, \sigma, P, r, h, m, z, \beta, \text{ y la manera de colocar los cantos.} \right]$$

En los ensayos realizados no se consideró el término $\frac{l}{v^2} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}$ por la dificultad de su medición y se utilizó la expresión siguiente para el caso de cantos de escollera natural:

$$\frac{\gamma_r^{1/3} H}{(S_r - 1) \cdot W_r^{1/3}} = f \left(\alpha, \frac{H}{L}, \frac{d}{L}, D \right)$$

Como consecuencia de los ensayos, se llegó a la conclusión de que se podía expresar la función f de la forma: $a \cdot (\cotg \alpha)^{1/3}$, quedando por tanto la fórmula:

$$\frac{\gamma_r^{1/3} (H_{D=0})}{W_r^{1/3} \cdot (S_r - 1)} = a (\cotg \alpha)^{1/3}$$

expresión, en la que $H_{D=0}$ es la altura de ola que produce como máximo la caída de un 1 por 100 del total de cantos del manto. Definiendo un nuevo coeficiente K_a que depende de la forma de los cantos y que vale a^3 , resulta la expresión de la

Las hipótesis realizadas por ambos autores sobre el fenómeno de rotura de las olas contra el dique, son análogas.

Año 1965 (Congreso de Navegación de Estocolmo)

El coeficiente f de rozamiento depende del número de cantos:

$$\operatorname{tag} B = a_1 + \frac{a_2}{N}$$

El coeficiente medido como tangente del ángulo de talud natural varía apreciablemente con la forma de los cantos y con la manera de colocarlos.

CUADRO COMPARATIVO DE LAS IDEAS DE HUDSON Y DE IRIBARREN

IRIBARREN

H U D S O N

Período 1938-1959

F O R M U L A S :

$$P = \frac{K \cdot A^3 \cdot d}{(\cos \alpha + \operatorname{sen} \alpha)^3 \cdot (d - 1)^3}$$

$$W_r = \frac{\gamma_r \cdot (H_{D \dots 0})^3}{K_d \cdot (S_r - 1)^3 \cdot \cotg \alpha}$$

I D E A S :

La componente paralela al talud debida al rozamiento entre cantos es la principal fuerza que los mantiene en su lugar.

El coeficiente de rozamiento de la escollera con escollera puede tomarse igual a 1.

El coeficiente N tiene un valor de 0,015 para el caso de diques de escollera natural y 0,019 para el caso de escollera artificial.

La fuerza que tiende a separar el canto del talud es:

$$F = K_d \cdot S \cdot V^2$$

La fórmula impone la condición de que el ángulo α_n del talud natural sea el límite superior de los ángulos con que se pueden construir los diques de escollera naturales o artificiales, puesto que para $\alpha = \alpha_n$, y siendo $f = \operatorname{tag} \alpha_n$, se obtiene:

$$f \cdot \cos \alpha_n - \operatorname{sen} \alpha_n = 0$$

o sea, el peso de los cantos

$$P = \infty$$

El efecto de rozamiento puede despreciarse excepto en algunos casos aislados donde interviene la cohesión.

El coeficiente μ , medido como tangente del ángulo de talud natural ϕ , varía apreciablemente con la forma de los cantos y con la manera de colocarlos.

El coeficiente N no puede ser calculado a partir de ensayos en modelo reducido, hasta encontrar valores exactos de μ para las diferentes formas de los cantos.

Las fuerzas que tienden a separar el canto del talud son:

a) Fuerza de arrastre:

$$F_d = C_d \cdot K_n \cdot l^2 \cdot v^2 / 2g$$

b) Fuerza de inercia:

$$F_m = C_m \cdot K_n \cdot l^3$$

Por simplicidad considera como única fuerza:

$$F = C_q \cdot l^2 \cdot \frac{T_0}{g} \cdot v^2$$

Para $\alpha = \alpha_n$ del talud natural e incluso para ángulos mayores con los cuales los cantos no pueden estar en equilibrio, se obtienen valores positivos y determinados para el peso de los cantos P , con los cuales sería imposible la construcción del dique.

fórmula propuesta por Hudson para la estabilidad de diques de escollera natural o tetrápodos con el criterio de ausencia de daños y rebase:

$$W_r = \frac{\gamma_r \cdot (H_{D=0})^3}{K_d \cdot (S_r - 1)^3 \cdot \cotg \alpha}$$

FORMULA PROPUESTA POR R. SVEE

En el año 1962 R. Svee señalaba que la fórmula de Iribarren era quizá la deducida a partir de consideraciones teóricas más exactas, pero que los ensayos en modelo reducido habían mostrado que la constante que aparecía en la fórmula del Profesor español, no era en realidad realmente constante, sino función del ángulo del talud.

Considerando que las fuerzas que producen la ruina de los diques son las que tienden a levantar los bloques en dirección perpendicular al talud, y que las fuerzas tangenciales se transmiten de un canto a otro hasta el pie del dique, llega a obtener una nueva expresión del peso mínimo de los cantos:

$$G = K \frac{\gamma_r \cdot H^3}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} \cdot r - 1 \right)^3 \cos^3 \alpha}$$

siendo r una característica de la trabazón de los bloques.

Las conclusiones más importantes derivadas de sus estudios (que consideran por separado el caso de ola subiendo y ola bajando) son:

- La confirmación de los resultados obtenidos por Hedar en el sentido de que la destrucción de los diques con taludes rígidos ($\cotg \alpha < 2,5$) está causada por la ola al bajar, mientras que la destrucción con taludes suaves se debe a las olas que suben.
- La obtención de un bloque artificial (bloque Svee), destinado a dar fuerzas mínimas y resistencia máxima en una dirección normal al frente del dique.

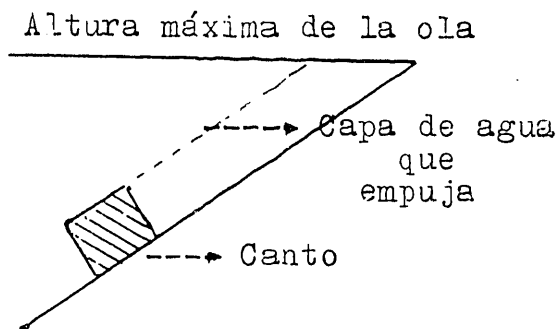
EL CONGRESO DE NAVEGACION DE ESTOCOLMO (1965)

Casi todas las fórmulas propuestas por los diversos autores en fechas precedentes a este Congreso, venían a ser en mayor o menor grado, comprobación de la presentada por Iribarren. Únicamente la expresión propuesta por Hudson (1958) mostraba una diferencia, la de sustituir el término $(f \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)^3$ del profesor español por $\cotg \alpha$. Se deduce, pues, que la cuestión a dilucidar era cuál de las dos fórmulas resulta más aceptable.

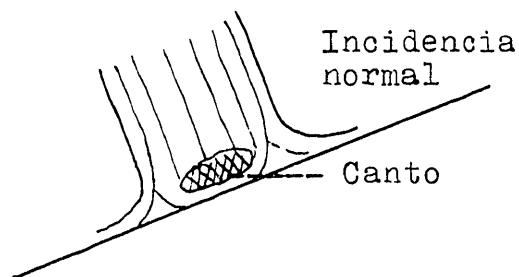
Los estudios de Iribarren, desarrollados durante diez años, le llevaron a presentar en el Congreso de Navegación de Estocolmo una ponencia con el resultado fundamental que expresaba la dependencia del coeficiente de rozamiento con el número de cantos. Las líneas que siguen son, pues, un resumen breve de los es-

ESQUEMAS DE CALCULO

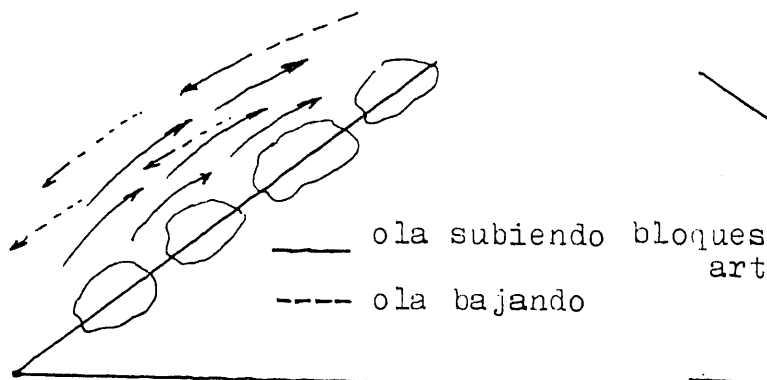
CASTRO (1933)



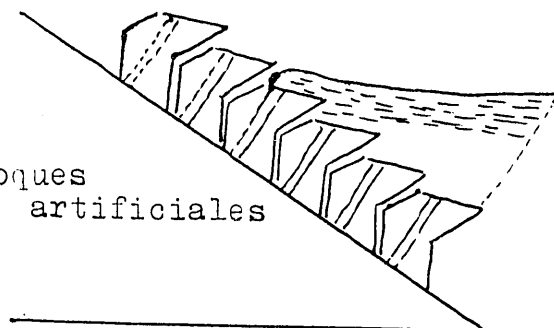
IRIBARREN (1938)



HEDAR (1955)



SVEE (1962)



CUADRO-RESUMEN DE FORMULAS MAS IMPORTANTES

ESPAÑA (IRIBARREN)

$$Q = \frac{\gamma_r \cdot N \cdot H^3}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)^3 (\gamma_r / \gamma_f - 1)^3}$$

$N = 0,430$
 $f_r = 2,38$

NORUEGA (SVEE)

$$Q = \frac{K \cdot \gamma_r \cdot H^3}{\cos^3 \alpha \cdot (\gamma_r / \gamma_f - 1)^3}$$

$K = 0,12$

U.S.A. (HUDSON)

$$Q = \frac{\gamma_r \cdot H^3}{K_A \cotg \alpha \cdot (\gamma_r / \gamma_f - 1)^3}$$

$K_A = 3,2$

SUECIA (HEDAR)

$$Q = \frac{K_1 \cdot K_d^3 \cdot \gamma_r \cdot H^3}{(\tan \varphi \cos \alpha - \sin \alpha)^3 (\gamma_r / \gamma_f - 1)^3}$$

$K_1 = K_d = 0,1113 \times 10^{-3}$
 $\tan \varphi = 1,11$

U.R.S.S.

$$Q = \frac{\mu \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot L}{\sqrt{1 + \cotg^2 \alpha \cdot (\gamma_r / \gamma_f - 1)^3}}$$

$\mu = 0,025$
 $L = H/0,05$

tudios llevados a cabo por Iribarren con la colaboración de Casto Nogales y Pedro Suárez Bores en el Laboratorio de Puertos, con objeto no de modificar su fórmula, sino de determinar los coeficientes de la misma lo más exactamente posible.

Comienza para ello obteniendo los coeficientes de rozamiento f correspondientes a diversas formas de elementos: escolleras naturales de rugosidad y formas medias, bloques artificiales paralelepípedicos de dos dimensiones iguales y la tercera vez y media mayor, y finalmente los tetrápodos.

Después de numerosos tanteos y estudios, y notando que la parte activa o resistente del talud afectado intensamente por la ola es limitada tanto sobre como bajo el nivel de equilibrio del líquido, zona que denomina "talud activo o resistente", llega a pensar que si bien los taludes de los áridos pétreos gruesos, constituidos por un gran número creciente de cantos, pudiera tender hacia un límite determinado (en los áridos pétreos naturales $\lim f \simeq 1$), es lógico que al disminuir la longitud del talud activo, aumente el ángulo del talud natural, por disminuir el número de cantos o elementos que a través de la trabazón del árido, insisten sobre cada uno de los de la capa superficial, en equilibrio estricto en el talud natural.

Para aclarar esta básica cuestión, construye en el año 1957 un sencillo aparato denominado taludómetro, con el que se pueden dibujar las curvas que determinan para cada una de las tres formas consideradas: escolleras naturales medias, bloques paralelepípedicos y tetrápodos, los coeficientes $f = \tan \alpha_n$ en función del número de cantos del talud o más correctamente en función del número de

lados del cubo equivalente $\sqrt[3]{\frac{P}{d}}$, siendo P el peso en toneladas.

El fundamental resultado obtenido es que, efectivamente, f es función del número de cantos y que ni tan siquiera para el talud activo de las escolleras naturales, se aproxima a la unidad, sino que la experiencia comprueba y en especial las curvas obtenidas en los ensayos, que $f_n = 2,38$, siendo aún mayores las curvas obtenidas en los ensayos con bloques $f_n = 2,84$ y con tetrápodos $f_n = 3,47$.

Aparte de su correlación con las curvas del taludómetro estos nuevos valores de f son la causa principal de que la simplificación admitida anteriormente ($f = 1$) no fuese aceptable, ni aun para las escolleras naturales y que como consecuencia de lo cual, el único coeficiente N que quedaba en la fórmula, así indebidamente simplificada, resultase variable.

APENDICE

FORMACION Y DESTRUCCION POR UNA CORRIENTE DE UN MACIZO DE CANTOS

En el dominio de las disposiciones de los cursos de agua, se presentan muy frecuentemente problemas relativos a la formación o destrucción por una corriente de agua, de macizos constituidos por una acumulación de cantos naturales, bloques artificiales...

El conocimiento de la manera en que se forman o destruyen esas acumulaciones de cantos, ha estado durante mucho tiempo oscuro, no siendo realmente aclara-

rado hasta los notables estudios de M. Isbach, Director del Laboratorio de Investigaciones Hidráulicas de Moscú.

Las líneas precedentes nos sugieren de forma inmediata una pregunta: ¿Hasta qué punto los estudios de M. Isbach contribuyeron al conocimiento de los fenómenos que tienen lugar en los diques de escollera? No es fácil responder a la misma. Nuestro interés por contestar la pregunta formulada chocó con unas barreras infranqueables para nuestras posibilidades. A la casi ausencia de referencias relativas a las investigaciones del autor ruso, se une el hecho de la dificultad de consultar las mismas.

Las ideas que a continuación exponemos están tomadas de un trabajo de Ch. Blanchet, cuya referencia puede encontrarse en la bibliografía. En el citado trabajo se reúnen las nociones de Isbach y las del autor francés, por lo que no resulta fácil conocer con exactitud cuáles fueron los desarrollos del autor ruso.

A pesar de las dificultades señaladas precedentemente, hemos querido recoger aquí unas notas de los citados trabajos, entre otras razones porque las conclusiones que de ellas se derivan permitieron a Kenneth Kaplan, en 1952, la deducción por camino distinto al seguido por el autor español de la fórmula de Iribarren.

ESTUDIO TEORICO DEL PERFIL DE EQUILIBRIO DE MACIZOS DE CANTOS SOMETIDOS A LA ACCION DE UNA CORRIENTE DE AGUA

El objeto de la teoría es encontrar las condiciones de equilibrio límite de macizos de cantos sometidos a la acción de la corriente; definiendo el equilibrio límite como aquel en el que un pequeño esfuerzo suplementario es capaz de producir el arrastre de un canto. Habrá que analizar por consiguiente, de una parte, el equilibrio de los cantos, es decir, las fuerzas a las cuales están sometidos y que esencialmente son: a) empuje hidrodinámico debido a la corriente, b) peso de los cantos y c) reacciones del fondo sobre el que se apoyan los cantos. De otro lado, el efecto de los cantos sobre la corriente misma, efecto que reside esencialmente en las pérdidas de carga que produce la rugosidad de los cantos.

Los movimientos que tienen lugar son muy complejos, pero se pueden distinguir tres tipos simples:

1. Deslizamiento sobre la superficie soporte.
2. Giro alrededor de un punto de apoyo.
3. Rodadura sobre una aspereza fija.

El estudio del equilibrio de un canto conduce en cada uno de los casos a expresiones del tipo:

$$V = K_1 \cdot \left[2g \frac{W_1}{W} \cdot D \cdot \right] \sin(\alpha_n - \alpha)$$

en donde:

- V = velocidad límite para la desintegración del montón.
- K_1 = coeficiente adimensional que debería ser constante para cantos de determinada forma.
- D = dimensión lineal escalar de los cantos.
- W = peso específico del líquido.
- W_1 = peso específico de los cantos.
- α = ángulo del talud con la horizontal.
- α_n = ángulo con la horizontal del talud natural de los cantos.

FORMULA DE KENNET KAPLAN

Denominando W al peso límite de los cantos, a el eje mayor de la elipse orbitaria correspondiente y T al período de oleaje, llega Kaplan a la expresión:

$$W^{1/3} = K \cdot a / [T \cdot \sin(\alpha - \alpha_0)] \quad (1)$$

Definiendo el peso de los cantos de la forma: $W = K_2 \cdot W_1 \cdot D^3$, así como la máxima velocidad orbitaria del líquido: $V' = \pi a / T$ y admitiendo que $V = K_3 \cdot V'$ se obtiene de las ecuaciones anteriores:

$$W^{1/3} = K \cdot a / [T \cdot \sin(\alpha_0 - \alpha)] \quad (2)$$

siendo K un coeficiente distinto del que aparece en la expresión (1) y de valor:

$$K = K' \left(\frac{W}{(W_1 - W)g} \right)^{1/2} \cdot W_1^{1/3}$$

La expresión (2) se transforma utilizando la notación de Iribarren y suponiendo con suficiente aproximación que el ángulo del talud natural de los cantos α_0 es $\pi/4$ en:

$$P = K'' \frac{A^2}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^2} \cdot d \cdot \frac{(d_1)^3}{(d - d_1)^2}$$

y como la densidad relativa del agua es prácticamente la unidad, $d_1 = 1$ se obtiene en definitiva la fórmula del profesor español.

DESARROLLO CRONOLOGICO DE LA INVESTIGACION

1933. Castro publica los resultados de sus investigaciones que pueden considerarse como los primeros estudios sobre el tema.
1938. Iribarren desarrolla una fórmula de cálculo que en su esquema general será largamente aceptada.
1949. H. Epstein y F. C. Tyrrel llegan a obtener una fórmula similar a la de Iribarren, pero indicando la no constancia del coeficiente de la misma.
1949. Iribarren señala que el término $\cos^2 \alpha$ al cual el coeficiente de la fórmula americana sería proporcional, no puede variar sino entre límites bastante limitados, de forma que esa variación podría ser olvidada en vista de las indeterminaciones que es forzoso admitir en esta materia.
1950. Iribarren, junto con C. Nogales, generaliza su fórmula, sustituyendo la altura de ola A por la virtual:

$$A' = 2 \pi h^2 \left/ L_0 \sin \frac{\pi H}{L} \right.$$

1951. Mathew y Rodolf publican sendas fórmulas que no tendrán demasiada aceptación.
1952. Jean Larras obtiene una expresión muy similar a la de Iribarren, generalizada a partir de un cociente que señala cuánto debe diferir el talud del ángulo del talud natural de 45° , para que los materiales estén perfectamente en equilibrio frente al oleaje.
1952. En el período 1942-52 se realizan ensayos por la Waterways Experiment Station, de Vicksburg bajo la dirección de Hudson. Los resultados señalan que si bien el valor medio del coeficiente N está próximo a 0,015, aumenta algo para los taludes suaves y disminuye sensiblemente para los taludes rígidos próximos al 1/1.
1953. En el Congreso de Navegación de Roma, K. Abecasis confirma, como resultado de su experiencia en puertos portugueses, que salvo cuando la incidencia de las olas es bastante oblicua, las indicaciones de la fórmula de Iribarren son satisfactorias.
1953. Hedar hace notar en el citado Congreso, la necesidad de considerar los casos correspondientes a la subida de la ola por el talud, así como a su bajada. Deduce una fórmula análoga a la de Iribarren y confirma el valor del coeficiente N .
1954. Iribarren publica en la REVISTA DE OBRAS PUBLICAS un artículo en el que señala que las variaciones del coeficiente N , señaladas por Hudson, son más aparentes que reales.
1959. Nuevas experiencias de Hudson muestran que el coeficiente μ medido como tangente del ángulo de talud natural, varía apreciablemente con la forma de los cantos y con la manera de colocarlos, no pudiéndose ser calculado el valor de N' a partir de ensayos en modelo reducido, hasta encontrar valores exactos de μ para las diferentes formas de los cantos.
1960. Svee propone una nueva fórmula y bloques artificiales que se adapten mejor para resistir la acción del oleaje.
1965. Iribarren presenta en su ponencia al Congreso de Navegación el resultado fundamental de la dependencia del coeficiente de rozamiento con el número de cantos del talud.

* * *

1935. Isbach obtiene una fórmula para el equilibrio de un macizo de cantos sometido a la acción de una corriente.
1946. Blanchet publica nuevas observaciones sobre la formación y destrucción por una corriente de agua de macizos de piedras.
1952. K. Kaplan obtiene a partir de la fórmula de Blanchet una nueva confirmación de la fórmula de Iribarren.

NOTA.—El Profesor D. P. Suárez Bores ha desarrollado durante el presente curso académico, una nueva expresión para el cálculo de los diques de escollera, no haciéndose referencia a la misma por razones evidentes.

BIBLIOGRAFIA

1. FORCCHER: "Tratado de Hidráulica", 1933.
2. E. DE CASTRO: "Diques de escollera". REVISTA DE OBRAS PUBLICAS, abril 1933.
3. M. ISBACH: "Annales de l'Institut Hydrotechnique des Recherches Scientifiques en URSS", 1935.
4. R. IRIBARREN: "Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera". M. Bermejillo Usabiaga (Pasajes), julio de 1938.
5. CH. BLANCHET: "Formation et destruction par un courant d'eau des massifs en pierres". La Houille Blanche, marzo 1946.
6. Congreso de Navegación de Lisboa (1949). Comunicación 4, Sección 2.
7. R. IRIBARREN y C. NOGALES: "Generalización de la fórmula para el cálculo de los diques de escollera y comprobación de sus coeficientes". REVISTA DE OBRAS PUBLICAS, mayo 1950.
8. KENNETH KAPLAN: "Notas referentes a la determinación de los taludes sumergidos estables de los rompeolas". Bulletin of the Beach Erosion Board, julio 1952.
9. J. LARRAS: "L'équilibre sous-marin des massifs de matériaux soumis à la houle". Le Génie Civil, septiembre 1952.
10. Congreso de Navegación de Roma (1953). Sección 2, Cuestión 1.
C. K. ABECASIS: "Données d'expérience sur les côtes du continent et des îles portugaises de l'Atlantique du Nord", pág. 199.
P. A. HEDAR: "Design of rock-fill breakwaters", pág. 219.
11. R. IRIBARREN y C. NOGALES: "Nueva confirmación de la fórmula para el cálculo de los diques de escollera". REVISTA DE OBRAS PUBLICAS, enero 1953.
12. "Waterways Experiment Station de Vicksburg". Documento núm. 2-365, junio 1953.
13. GRANTHEM, K. N.: "A model study of Wave Run-up on Sloping Structures". University of California Technical Report Series 3, Issue 348, Berkeley, California, 1953.
14. R. IRIBARREN y C. NOGALES: "Otras comprobaciones de la fórmula para el cálculo de los diques de escollera". REVISTA DE OBRAS PUBLICAS, junio 1954.
15. DANIEL, P.: "Tetrapods". Proceedings of Fourth Conference on Coastal Engineering, Council on Wave Research, Richmond, California, 1954.
16. CROOKE, R. C.: "Re-analysis of Existing Wave Force Data on Model Piles". Beach Erosion Board Technical Memorandum N.º 71, Washington, D.C., 1955.
17. HUDSON, R. Y., and JACKSON, R. A.: "Design of Tetrapod Cover Layer for a Rubble-Mound Breakwater Crescent City Harbor, Crescent City, California". Waterways Experiment Station Technical Memorandum N.º 2-413, Vicksburg, Mississippi, 1955.
18. SHAVILLE, T., Jr.: "Laboratory Data on Wave Run-up and Overtopping on Shore Structures". Beach Erosion Board Technical Memorandum N.º 64, Washington, 1955.
19. HUDSON, R. Y., JACKSON, R. A., and CUKLER, R. E.: "Wave Run-up and Overtopping, Levee Sections, Lake Okeechobee, Florida". Waterways Experiment Station Technical Report N.º 2-449, Vicksburg, Mississippi, 1957.
20. HUDSON, R. Y.: "Design of Quarry-Stone Cover Layers for Rubble-Mound Breakwaters". Waterways Experiment Station Research Report N.º 2-2, Vicksburg, Mississippi, 1958.
21. SAVAGE, R. P.: "Wave run-up on roughened and permeable slopes". Proceedings of the ASCE, vol. 84, May 1958.
22. HUDSON et al.: "Design of Tribar and Tetrapod Cover Layers for Rubble-Mound Breakwaters". W.E.S. No. 2-296, Mississippi, January 1959.

23. HUDSON, R.: Proceedings of the ASCE, septiembre 1959. Laboratory of Investigation.
24. HEDAR, P. A.: "Stability of Rock-fill Breakwaters". Goteborg, 1960.
25. QUINN, A., de F.: "Design and Construction of Ports and Marine Structures". New York, 1961.
26. SVEE, R.: "Formulas for design of rubble mound breakwaters". Proceedings of the ASCE, May 1962.
27. R. IRIBARREN: "Fórmula para el cálculo de los diques de escollera naturales o artificiales". Congreso de Estocolmo, 1965.
28. Congreso de Navegación de Estocolmo, 1965. Sección 2, Cuestión 1. Completo.
29. P. SUAREZ BORES: "Apuntes de las explicaciones de clase en la Escuela de Caminos", 1972-73.