

# Anexo 1: Ola de cálculo

PEDRO SUÁREZ BORES

## 1. INTRODUCCIÓN

Cartwright y Longuet-Higgins (1956) han demostrado que para cada estado del mar, definido por su energía o por su altura de ola significativa,  $H_{1/3}$ , existen relaciones de la forma:

$$\frac{H_{1/n}}{H_{1/3}} = f_1(n, \varepsilon) \quad (1)$$

$$\frac{H_{\max, N}}{H_{1/3}} = f_2(N, \varepsilon) \quad (2)$$

en donde las alturas de ola características  $H_{1/n}$  y  $H_{\max, N}$ ,  $H_K$  en general, representan respectivamente la altura de ola media de las  $1/n$  olas más altas y la altura de ola máxima probable de  $N$  olas, siendo  $\varepsilon$  un parámetro que nos define la anchura del espectro.

En la mayor parte de los casos prácticos puede admitirse que para las condiciones de cálculo de las estructuras costeras  $\varepsilon = 0$ , de donde, Longuet-Higgins (1952).

$$\frac{H_{1/n}}{H_{1/3}} = \frac{1}{1,416} \left( (\ln n)^{1/2} + \frac{n\sqrt{\pi}}{2} \left\{ \phi \left\{ (\ln n)^{1/2} \right\} \right\} \right) \quad (3)$$

y

$$\frac{H_{\max, n}}{H_{1/3}} = \frac{1}{1,416} (\ln N)^{1/2} \quad (4)$$

en donde:

$$\phi \left\{ (\ln n)^{1/2} \right\} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\sqrt{\ln n}}^{\infty} e^{-\frac{x^2}{2}} dx$$

Del régimen de temporales, Saville (1953), podemos determinar la altura de ola significativa del máximo temporal que se presenta probablemente una vez cada  $(m)$  años.

Si estos  $(m)$  años corresponden al plazo para el cual proyectamos la obra, este temporal será denominado temporal de cálculo y la altura de ola correspondiente, que escribiremos:

$$H_C = (H_K)_m \quad (5)$$

## ALTURA DE OLA DE CÁLCULO

Aunque hasta el momento presente, 1964, no haya sido propuesto un criterio aceptado universalmente para la determinación de  $(K)$  y  $(m)$ , sino que cada Centro e incluso cada persona aplica su propia experiencia, creernos de gran interés presentar aquí algunas de las alturas de ola de cálculo propuestas, ya que en ellas comienzan a matizarse las diferencias de comportamiento de los diversos tipos de obras a la acción del oleaje.

En el Technical Report N°. 4 del Beach Erosion Board se recomienda, con carácter general, para las costas del Atlántico y del Golfo de Méjico –en donde la acción de los huracanes es predominante– la altura de ola característica  $H_{1/10}$ ,

con una frecuencia de presentación del temporal de cálculo de 20 a 50 años. En la misma publicación se recomienda, sin embargo, la altura de ola característica  $H_{1/3}$  para las costas del Pacífico, “debido a que los grandes temporales se presentan varias veces al año”.

Para el proyecto del dique de escollera de la isla artificial de Rincom –California– J.A. Blume y J.M. James (1959) emplearon la altura de onda característica:

$$H_{\max, N} = 1,90 H_{1/3} \quad (6)$$

que de acuerdo con la fórmula (4) corresponde a  $N = 1.500$  olas. La frecuencia de presentación del temporal de cálculo fue del orden de una vez cada 50 años y fue adoptado como resultado de un estudio económico de los gastos de conservación de la obra.

A. Paape y A.W. Walther (1963), recomiendan como ola característica de cálculo la dada en el ábaco N°. 8 de la publicación de estos autores, que suponemos corresponde a la altura de ola máxima del máximo del temporal de cálculo, a juzgar por los valores dados en el citado ábaco. La vida previsible recomendada por estos autores se deduce del riesgo admisible para la obra.

Ch.E. Lee (1963) clasifica las obras marítimas en estructuras rígidas, semirígidas y flexibles, incluyendo entre las dos primeras los diques verticales, muros, revestimientos, etc., mientras que en la segunda se incluyen los diques de escollera.

La ola de cálculo recomendada para estructuras rígidas es la “máxima que se presenta una sola vez en un tren típico de 100 olas”, o sea:

$$H_{\max, N=100} = 1,6 H_{1/3} \quad (7)$$

Para estructuras semirígidas Ch.E. Lee considera como ola de cálculo la comprendida entre:

$$\frac{H_{0,1}}{H_{1/3}} = 1,07$$

y

$$\frac{H_{0,01}}{H_{1/3}} = 1,51$$

## 2. ALTURA DE OLA CARACTERÍSTICA DE CÁLCULO

Por su comportamiento a la acción del oleaje pueden clasificarse las obras en dos grupos: Al primero pertenecen todas aquellas cuya ruina es ocasionada por la acción de una sola ola, mientras que en el segundo se pueden incluir las obras cuya total destrucción es originada por varias olas.

Ciertas obras tales como diques verticales, espaldones, estructuras formadas por cajones, etc., deberán poder resistir la acción de todas y cada una de las olas que sobre ellas inciden, ya que una sola puede ser capaz de causar su colapso. Evidentemente estas obras, que denominaremos “es-

estructuras monolíticas”, deberán, pues, ser calculadas con la ola máxima probable ( $H_{\max, N}$ ) del temporal de cálculo. Si, como veremos más adelante, la frecuencia de presentación del temporal de cálculo es de una vez cada (m) años, se puede determinar ( $H_{\max, N}$ ), conocido el número de olas (N) correspondiente al máximo del temporal de máxima duración probable en esos (m) años.

Aunque este proceso pueda parecer impreciso y laborioso, dada la dificultad en la limitación del máximo de los temporales y la necesidad de determinar el “Régimen de Duración” de éstos, no lo es tanto si consideramos que debido a la pequeña variación que para grandes valores de (N) experimenta la relación (4) podemos introducir simplificaciones tales que obtengamos ( $H_{\max, N} / H_{1/3}$ ) en forma inmediata y con aproximación suficiente para la mayor parte de los casos prácticos.

En efecto, admitiendo que la duración del máximo del temporal de máxima duración que se presenta probablemente una vez cada (m) años se halle comprendido entre los valores extremos de 24 y 4 horas y que su periodo medio aparente sea de 12 segundos, resulta:

$$N = \frac{4 \cdot 60 \cdot 60}{12} = 1.200 \text{ olas en 4 horas}$$

$$N = \frac{24 \cdot 60 \cdot 60}{12} = 7.200 \text{ olas en 24 horas}$$

de donde aplicando la expresión (4), se obtiene:

$$\frac{H_{\max, N}}{H_{1/3}} = \frac{7.200}{1.200} = 2,11 \quad (8)$$

y

$$\frac{H_{\max, N}}{H_{1/3}} = \frac{1.200}{7.200} = 1,88 \quad (9)$$

o bien

$$\frac{H_{\max, N}}{H_{1/3}} = \frac{7.200}{1.200} = 1,12 \quad (10)$$

En general, pues, y con un error máximo del 6% será suficiente admitir prácticamente que el tiempo de duración del máximo del temporal de cálculo es del orden de 12 horas. Aunque posterior investigación debe de concretar este extremo, como orientación puede tomarse entonces el siguiente valor provisional:

$$\frac{H_{\max, N}}{H_{1/3}} = 2 \quad (11)$$

Esta altura de ola característica debería emplearse así mismo en la determinación del afloramiento máximo en aquellos casos en que éste no deba rebasar la obra bajo ningún concepto. Por ejemplo en el caso de diques-muelles, diques o presas de tierra, etc.

En el caso en que sea necesaria la acción de varias olas para la destrucción de la obra, el empleo de la altura de ola máxima probable como ola de cálculo podría resultar excesivamente pesimista y costoso. Siendo además este caso de excepcional importancia en la técnica marítima, ya que comprende los diques de escollera, a él dedicaremos una especial atención.

Si en el laboratorio fuese posible la generación del oleaje complejo, con espectro de energía semejante al de la naturaleza, es evidente que cualquiera de las altura de ola características nos serviría como ola de cálculo, ya que el coeficiente de la Fórmula para el cálculo de Diques de Escollera tomaría el valor apropiado para cada altura de ola característica

adoptada. No obstante, dada la dificultad de obtener actualmente en el laboratorio el oleaje complejo, habremos de recurrir, al menos de momento, a otros medios para obtener la ola característica de cálculo.

Tal como se describe en la ponencia presentada por Iribarren (1965) al XXI Congreso Internacional de Navegación, los ensayos muestran que al ir aumentando la altura del tren cilíndrico de ondas prácticamente iguales generada en el laboratorio, los diques de escollera permanecen inalterados, salvo la caída de algunos cantos sueltos.

A partir de una cierta altura, denominada de “iniciación de avería”, la curva acumulada de cantos desprendidos es función creciente de la altura de onda. Sin embargo, el número de cantos desprendidos en esta “zona de inestabilidad parcial” es siempre pequeño comparado con la totalidad de los cantos del manto y para cada altura de onda el dique siempre alcanza la estabilidad.

Tal situación desaparece al llegar la altura de onda al valor de “rotura total”, para el cual el dique ya no se estabiliza y la avería es función únicamente del número de ondas que sobre él inciden.

Si, alcanzada la altura de onda de “rotura total” son necesarias (k) ondas para la destrucción del dique –desaparición de la primera capa de cantos del manto principal–, en la hipótesis de que “el tren simple de ondas iguales se comporte en rotura en forma semejante a la del tren complejo de olas en la naturaleza”, es lógico pensar que estas (k) olas serán precisamente las (k) mayores olas del máximo del temporal de cálculo.

Si el máximo del temporal de cálculo comprende N olas, la altura característica de cálculo debiera ser, pues, la de subíndice:

$$\frac{1}{n} = \frac{k}{N} \quad (12)$$

Como en el caso de las alturas de ola máximas probables, ya considerado en páginas anteriores, el error en la apreciación de (1/n) no influye decisivamente sobre el cociente ( $H_{1/n} / H_{1/3}$ ), ya que para valores de (n) relativamente grandes el crecimiento de la expresión (3) es relativamente pequeño y los errores prácticamente despreciables.

En efecto, admitiendo como valor provisional  $k = 150$  ondas y adoptando como en páginas anteriores un periodo medio aparente de 12 segundos y duración de 4 a 24 horas para el máximo del temporal de cálculo, resulta inmediatamente:

$$\frac{1}{n} = \frac{150}{4 \cdot 60 \cdot 60} = \frac{1}{8} \text{ para 4 horas} \quad (13)$$

$$\frac{1}{n} = \frac{150}{24 \cdot 60 \cdot 60} = \frac{1}{48} \text{ para 24 horas} \quad (14)$$

y de la expresión (3):

$$\frac{H_{1/8}}{H_{1/3}} = 1,34 \text{ para 4 horas} \quad (15)$$

y:

$$\frac{H_{1/48}}{H_{1/3}} = 1,46 \text{ para 24 horas} \quad (16)$$

Con carácter general, pues, se puede emplear prácticamente la altura de ola característica ( $H_{1/20}$ ):

$$\frac{H_{1/20}}{H_{1/3}} = 1,40 \quad (17)$$

cuyo error con respecto a (15) y (16) es inferior al 6%.

En aquellos casos en que la vida previsible sea muy reducida, evidentemente  $N$  será menor, ya que es menor la duración probable del máximo del temporal de cálculo. En el caso en que  $m < 10$  años podría adoptarse como altura característica de cálculo ( $H_{1/10}$ ).

$$\frac{H_{1/10}}{H_{1/3}} = 1,27 \quad (18)$$

cuya diferencia con ( $H_{1/20}$ ) es del orden del 10%.

### 3. FRECUENCIA DE PRESENTACIÓN DEL TEMPORAL DE CÁLCULO (m)

La determinación del valor de (m), fundada en la duración o "vida previsible" para las obras, entra de lleno dentro del campo de la moderna teoría de los coeficientes de seguridad de las obras, no sólo las afectadas por la acción del oleaje, sino por cualquier otro tipo de sobrecarga.

En términos de probabilidad la seguridad absoluta es una utopía. El riesgo siempre existe, aunque éste puede ser mayor o menor. Los edificios, los vehículos, las obras civiles, todo lo fabricado o construido por el hombre tiene un riesgo de fallo, fallo que en ciertas circunstancias puede adquirir caracteres de catástrofe.

En términos generales debieran ser más seguras las obras cuyo fallo puede ocasionar la pérdida de vidas humanas, y la de aquéllas cuya ruina representa la pérdida o inmovilización de grandes bienes defendidos o dependientes de ellas. Sin embargo en ningún caso la seguridad habrá de llevarse a extremos tales que hagan impracticable la obra, salvo en el caso en que el riesgo de pérdida de vidas sea excesivo.

Por su duración o "vida previsible" pueden las obras clasificarse en dos grupos: Al primero pertenecen las obras cuya "vida previsible" (V) es perfectamente conocida, mientras que en el segundo grupo incluiremos todas aquéllas cuya duración es imprevisible en la época del proyecto. Ya que las obras pertenecientes al primer grupo llevan implícito un sentido de duración limitada las denominaremos "obras temporales", mientras que llamaremos a las del segundo "obras permanentes".

Parece lógico admitir en principio que la frecuencia de presentación del temporal de cálculo (m) esté relacionado con la "vida previsible" de las "obras temporales" (V), siendo aconsejable que  $m/V > 1$ . La relación  $m/V$  deberá determinarse mediante un estudio económico.

El criterio en la elección de la frecuencia de presentación del temporal de cálculo (m) es menos concreto en el caso de "obras permanentes". Aquí aún cabe una segunda clasificación que podemos basar en la finalidad de la obra. De acuerdo con este criterio de finalidad cabe distinguir entre "obras portuarias", en las que se incluyen los diques de abrigo, las instalaciones en mar abierto, etc., y "obras de defensa".

La diferencia esencial entre ambas es que siendo las primeras elementos fundamentales del tráfico habrán de evolucionar con éste y es difícil imaginar que en el plazo de un siglo e incluso 50 años no hayan de ser modificadas y más probablemente anuladas, bien por ampliación, bien por un cambio radical en el concepto funcional de este tipo de instalaciones. Por lo tanto, la "vida previsible" (V) para las "obras portuarias" –salvo en el caso en que otras razones permitan cifrar el plazo de su existencia– estimamos que debiera ser del orden de unos 50 años. Como hemos indicado anteriormente la frecuencia de presentación del temporal de cálculo (m) habrá de determinarse por estudio económico.

Ya que no existe criterio alguno para la limitación temporal de las "obras de defensa", la "vida previsible" de éstas habrá de determinarse por estudio económico, fijando a priori  $m = 50, 100, \dots$  años, de acuerdo con la importancia de la obra.

### 4. ESTUDIO ECONÓMICO DE LAS OBRAS SOMETIDAS A LA ACCIÓN DEL OLEAJE

Según hemos visto en el apartado anterior en la casi totalidad de los casos prácticos la decisión sobre la frecuencia de presentación del temporal de cálculo (m) habrá de tomarse desde un punto de vista económico.

El comportamiento de las obras a la acción del oleaje nos clasifica a éstas en dos grupos esencialmente distintos.

Al primer grupo pertenecen las obras que se arruinan o pueden arruinarse por la acción de una sola ola, con colapso completo de la estructura. Tal es el caso de las "estructuras monolíticas".

En el segundo se incluyen las obras cuya destrucción es debida a la acción de varias olas, con averías progresivas de la obra en función de la altura de ola. A partir de una cierta altura de ola, las averías afectan a la totalidad de la obra y la ruina de ésta es completa. Tal es el caso de los "diques de escolleras", naturales a artificiales.

Evidentemente cada uno de estos grupos nos ofrece una modalidad de comportamiento a la acción del oleaje que ha de reflejarse en el análisis económico a realizar.

#### 4.1. ESTUDIO ECONÓMICO DE LAS "ESTRUCTURAS MONOLÍTICAS"

Ya que las "estructuras monolíticas" se arruinan por la acción de una sola ola, de altura superior a la de cálculo, originando un daño:

$$\begin{aligned} D &= P_t \text{ para } H > H_c \\ D &= 0 \text{ para } H \leq H_c \end{aligned} \quad (18)$$

$P_t$  precio total de la obra.

que puede ocurrir en cualquier instante de la vida previsible o proyectada para la obra (V), el estudio económico de las "estructuras monolíticas" puede ser presentado en los siguientes términos:

Dada la frecuencia de presentación del temporal de cálculo (m), determinar:

- La probabilidad de presentación (E) de temporales con altura de ola característica (H) superior a la del temporal de cálculo ( $H_c$ ).
- Daños probables –al nivel de probabilidad 0,5– en el plazo de vida previsible (V).
- Daños probables –a un cierto nivel de probabilidad– en el plazo (V).

Si como hemos visto, la altura de ola característica del máximo de los temporales (H) es una variable aleatoria con función de distribución:

$$F(H) = \Pr(H \leq H_c) \quad (19)$$

en donde  $\Pr(H \leq H_c)$  denota la probabilidad de que  $H \leq H_c$ , el tiempo medio ( $\tau$ ) de presentación de temporales que cumplen la condición  $H > H_c$  será, Gumbel (1958).

$$\tau = \frac{1}{1 - F(H)} \quad (20)$$

y la probabilidad de presentación de temporales con  $H > H_c$  en el plazo de vida previsible (V), Borgman (1963).

$$E = 1 - (F(H))^V = 1 - \left(1 - \frac{1}{\tau}\right)^V \quad (21)$$

#### 4.2. DAÑOS PROBABLES EN EL PLAZO (V)

Siendo (D) la variable aleatoria que representa el daño ocurrido por la presentación de un solo temporal con al-

tura de ola característica  $H > H_c$ , tendremos, Borgman (1963).

$$J(D) = \int_0^1 P(D) d\{F(H)\} = F(H_c) + \int_{P(H_c)}^1 P(D) d\{F(H)\} \quad (22)$$

ya que:

$$P(D) = 0 \text{ para } H \leq H_c, \text{ según (18)}$$

Verificándose  $p_0 = 1 - F(H_c)$ , la expresión anterior puede escribirse en la forma:

$$J(D) = (1 - p_0) + p_0 \left( \frac{1}{p_0} \int_{F(H_c)}^1 P(D) d\{F(H)\} \right) = 1 - p_0 + p_0 G(D) \quad (23)$$

en donde  $G(D) = \Pr(D, H > H_c)$ .

Supongamos que (H) excede (k) veces ( $H_c$ ) en el plazo de vida previsible, que comprende (V) unidades de tiempo, generalmente medido en años. La expresión (23) puede escribirse entonces, Borgman (1963):

$$J_V(D) = (1 - p)^V + \sum_{k=1}^V \frac{V}{k!(V-k)!} p_0^k (1 - p_0)^{V-k} G_k(D) \quad (24)$$

Ya que la probabilidad ( $p_0$ ) es generalmente muy pequeña y el número de unidades de tiempo (V) relativamente grande, la expresión (24) tenderá hacia el límite:

$$P(D) = \lim_{p_0 \rightarrow 0} J_V(D)^V = e^{-Vp_0} + \sum_{k=1}^{\infty} \frac{(Vp_0)^k}{k} e^{-Vp_0} G_k(D) \quad (25)$$

y la probabilidad de daño nulo en (V) unidades de tiempo:

$$P(D=0) = (1 - p_0)^V \approx e^{-Vp_0} \quad (26)$$

La función  $G_k(D)$  puede ser determinada por iteración, Borgman (1963), sin embargo en los casos dependientes de acontecimientos naturales es apropiado tomar, Cramer (1946).

$$G_k(D) = \int_0^1 \frac{e^{-x} x^{k-1}}{\Gamma(k)} dx \quad (27)$$

en donde  $\Gamma(k)$  es la función gamma completa.

Eliminando  $G_k(D)$  entre (25) Y (27) resulta finalmente:

$$P(D) = e^{-Vp_0} + \sum_{k=1}^{\infty} \frac{(Vp_0)^k}{k} e^{-Vp_0} G_k(D) \int_0^1 \frac{e^{-x} x^{k-1}}{\Gamma(k)} dx \quad (28)$$

viniendo dados los valores de P(D) en función de ( $Vp_0$ ) por la Tabla 1.

$Vp_0$	P(D)	$Vp_0$	P(D)	$Vp_0$	P(D)
0,01	0,990	0,1	0,905	1,0	0,368
0,02	0,980	0,2	0,819	1,5	0,223
0,03	0,970	0,3	0,741	2,0	0,135
0,04	0,961	0,4	0,670	2,5	0,082
0,05	0,951	0,5	0,607	3,0	0,050
0,06	0,942	0,6	0,549	3,5	0,030
0,07	0,932	0,7	0,497	4,0	0,018
0,08	0,923	0,8	0,449	4,5	0,011
0,09	0,914	0,9	0,407	5,0	0,007

TABLA 1.

Los parámetros: media, desviación standard, coeficiente de disimetría y coeficiente de aplanamiento, nos permiten inmediatamente caracterizar la función de distribución (28). Estos parámetros pueden deducirse de la expresión de los momentos,

$$v_k = \int_0^1 x^k d\{G(x)\} \quad (29)$$

resultando la:

$$\text{Media } \mu_D = Vp_0 P_t = D \quad (30)$$

y la:

$$\text{Desviación standard } \sigma_D = P_t \sqrt{2Vp_0} \quad (31)$$

### 4.3. ESTUDIO ECONOMICO DE LOS DIQUES DE ESCOLLERA.

Según ya hemos indicado la rotura de los diques de escollera se verifica en dos fases. En la primera las averías afectan solamente al manto principal y son función únicamente de la relación  $H/H_i$ , ya que el dique alcanza la estabilidad para cada altura de ola comprendida entre la de "iniciación de averías",  $H_i$ , y la de "rotura total",  $H_r$ .

Cuando  $H/H_r \geq 1$  la destrucción del dique depende únicamente del tiempo que el oleaje actúa sobre éste, desapareciendo primero el manto principal y después, rápidamente, el resto del dique. Evidentemente esta segunda fase es análoga, para su estudio económico, a las "estructuras monolíticas", pudiendo seguirse el método indicado en los apartados 1.4.1 y 1.4.2.

Supuesta dividida la "zona de averías parciales" del manto principal en un número par de intervalos, con partición cada  $2(\Delta H)$ , la probabilidad de presentación de temporales con altura de ola característica.

$$H_{2j} < H < H_{2j+2} = H_{2(j+1)} \quad j = 1, 2, \dots, n-1$$

vendrá dada por:

$$\Delta p = \Pr(H_{2j} \leq H \leq H_{2(j+1)}) = \Pr(H \geq H_{2j}) - \Pr(H \geq H_{2(j+1)}) \quad (32)$$

Representando por  $A\{H_{2j+1}\}$  la avería media en el intervalo ( $H_{2j}, H_{2(j+1)}$ ), la avería probable en este intervalo y en la unidad de tiempo –que supondremos un año– será:

$$A\{H_{2j+1}\} (\Pr(H \geq H_{2j}) - \Pr(H \geq H_{2(j+1)})) \quad (33)$$

y los daños probables, cuya reparación se supone inmediata a la avería,

$$\Delta d_{2j+1} = K P_m A\{H_{2j+1}\} (\Pr(H \geq H_{2j}) - \Pr(H \geq H_{2(j+1)})) \quad (34)$$

en donde  $P_m$  es el precio total del manto principal por unidad de longitud y K el incremento de coste de las reparaciones sobre el valor de puesta en obra inicial del manto. Van der Kreeke y Paape (1964) recomiendan  $K = 2$ , pero cada caso particular habrá de ser considerado teniendo en cuenta los medios auxiliares disponibles y la forma de reparar la avería.

Si la partición se ha hecho con (n) intervalos, los daños probables totales anuales serán:

$$d = \sum_{j=0}^{n-1} \Delta d_{2j+1} \quad (35)$$

La capitalización correspondiente a la unidad monetaria en el plazo (V) y al interés (i) es,

$$C = \int_0^V e^{-\frac{it}{100}} dt = \frac{100}{i} \left( 1 - e^{-\frac{iV}{100}} \right) \quad (36)$$

como consecuencia, admitiendo que la presentación de temporales es igualmente probable en cada uno de los V años de la vida previsible o proyectada para la obra, resultarán los

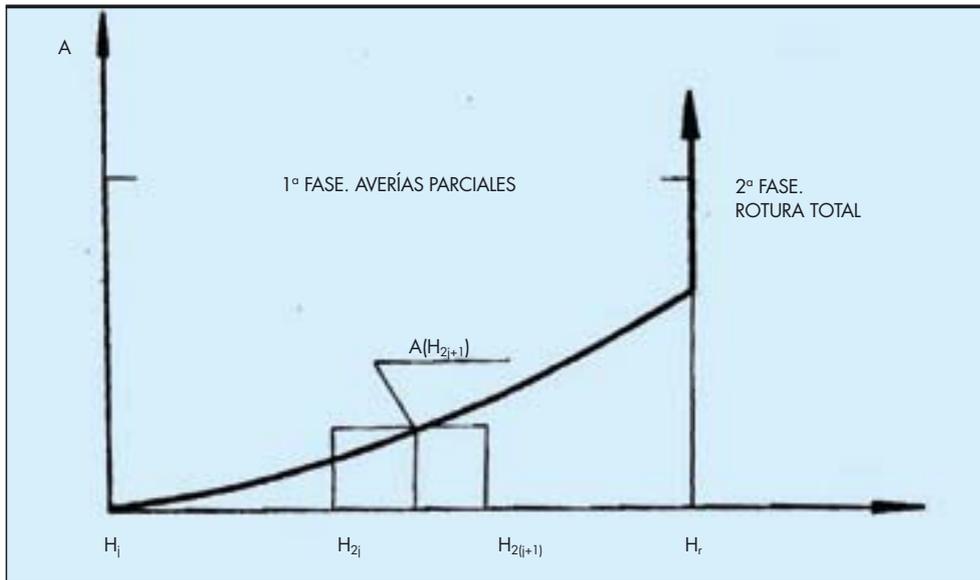


FIGURA 1.

daños o sus correspondientes gastos de conservación acumulados.

$$D = C \cdot d \quad (37)$$

El estudio económico de la 1ª. FASE de los diques de escollera difiere sensiblemente del propuesto por Van der Kreeke y Paape, ya que la probabilidad de que la altura de ola característica se encuentre en el intervalo:

$$\text{es: } H_{2j} \leq H \leq H_{2(j+1)}$$

$$\Delta p = \Pr(H \geq H_{2j}) - \Pr(H \geq H_{2(j+1)}) \quad (38)$$

en lugar de:

$$\Delta p = \Pr(H > H_{2j}) \quad (39)$$

como admiten los citados autores.

El resto del método aquí propuesto coincide esencialmente con el propuesto por Van der Kreeke y Paape en 1964.

#### 4.4. INFLUENCIA DEL VALOR DE LOS BIENES DEFENDIDOS POR LA OBRA

En muchas ocasiones el valor de los bienes defendidos o dependientes de una cierta obra puede ser muchísimo mayor que el valor de ésta.

En caso de colapso de la obra estos bienes pueden quedar total o parcialmente destruidos o inmovilizados, representando una pérdida que deberemos cifrar e incluir entre los daños probables.

#### 5. PERIODO CARACTERÍSTICO DE CÁLCULO

Cuanto hemos indicado en los apartados anteriores es aplicable únicamente en el caso en que el periodo propio de la obra no se halle comprendido en la banda de periodos característicos del oleaje.

Ciertas obras, tales como estructuras formadas por pilotes, etc., sometidas a la acción de un oleaje de moderada amplitud y de periodo medio igual o cercano al periodo propio de la estructura pueden arruinarse por resonancia, aunque la obra sea capaz de resistir esfuerzos estáticos muy superiores a los originados por las olas que producen el colapso de la estructura.

Con el fin de evitar que las estructuras exteriores entren en resonancia con el oleaje, se proyectan generalmente de

forma que su periodo propio sea del orden de un segundo o menos, ya que el espectro del oleaje posee normalmente una energía despreciable para esta gama de periodos.

En estas condiciones las estructuras exteriores se calculan desde un punto de vista estático, considerando como fuerza de cálculo la máxima probable del temporal de cálculo.

Para profundidades del orden de 60 m., sin embargo, no se puede evitar que las estructuras exteriores tengan un periodo propio comprendido entre 4 y 8 segundos, periodos que coinciden con una banda del espectro en donde la energía ya no es despreciable.

En este caso, como señalan Harleman, Nolan y Honsinger (1963) la estabilidad de la obra deberá considerarse desde un punto de vista dinámico, admitiendo como "periodo de cálculo" el correspondiente al periodo propio de la estructura.

#### 6. INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD

Ya que el oleaje está formado por la interferencia de ondas simples de periodo, fase, altura y dirección aleatorios e independientes, constituyendo como consecuencia un fenómeno puntual en el tiempo y en el espacio, los fondos no limitarán la altura de ola máxima.

En efecto cada una de las ondas componentes, de pequeña altura pueden no encontrarse en rotura por la acción del fondo, propagándose hasta la obra, en donde pueden interferir dando lugar a la altura de ola máxima. Evidentemente la probabilidad de presentación de la altura de ola máxima en estas condiciones de profundidades reducidas será menor que en el caso de profundidades limitadas o indefinidas.

Cuando la ola de cálculo no es la máxima, sino  $H_{1/n}$ , al disminuir la probabilidad de presentación de olas grandes, debido a la acción del fondo, el promedio disminuirá. Admitimos que la ola de cálculo viene entonces dada por el fondo.

Puede admitirse como condición de rotura:

$$\frac{H_C}{d} = 0,78$$

sobre pendientes del orden del 1% y

$$\frac{H_C}{d} = 0,5$$

sobre fondo horizontal.

## 7. BIBLIOGRAFÍA

Beach Erosion Board (1961) – Technical Report N°. 4.

Blume, J.A. Y Keith, J.M. (1959) –“Rincon offshore island and open causeway”– Probo A.S.C.E. ww. 3.

Borgman, L. (1963) –“Risk Criteria”– Proc. A.S.C.E. ww. 3.

Cartwright, D.E. y Longuet-Higgins, M.S. (1956) –“The statistical distribution of the maxima of a random function”– Proc. Roy. Soc. Ser. A - 237.

Cramer, H. (1946) –“Mathematical Methods of Statistics”– Princeton University Press.

Gumbel, E.J. (1958) –“Statistics of extremes”– Columbia Univ. Press.

Harleman, D.R.F., Nolan, W.C. y Honsinger, V.C. (1962) –“Dynamic analysis of offshore structures”– Proc. of Eighth Conference on Coastal Engineering.

rence on Coastal Engineering.

Iribarren, R. (1965) – XXI Congreso Internacional de Navegación. Estocolmo.

Lee, Ch. (1962) –“Recent advances in Coastal Structures design”– Proc. 8th Coastal Conference.

Longuet-Higgins, M.S. (1952) –“On the statistical distribution of the heights of sea waves”– Journal Mar. Research II.

Paape, A. Y Walther, A.W. (1963) –“Akmon armour unit for cover layers of rubble mound breakwaters”– Proc. 8th Coastal Conference.

Saville, Th. (1953) – B.E.B. Techn. Mem. Números 36, 37 y 38.

Van der Kreeke, J. y Paape, A. (1964) –“On Optimum breakwater design”– Proc. 9th Coastal Conference.



## La Clave del Éxito reside en nuestra Capacidad de Superación

Adaptarnos a las nuevas exigencias del mercado, a las tecnologías constructivas más actuales, a la dimensión y complejidad de cada proyecto... nos permite superar los más exigentes requisitos de calidad, seguridad y respeto medioambiental. Manteniendo nuestra responsabilidad con cada uno de nuestros clientes y cumpliendo más allá de nuestros compromisos. Es así como ALDESA se sitúa hoy entre los diez mayores grupos de construcción de España, consolidándose y proyectándose con éxito hacia el futuro.

OBRAS FERROVIARIAS - CARRETERAS Y AUTOVÍAS - AEROPUERTOS - OBRAS MARÍTIMAS E HIDRÁULICAS  
URBANIZACIONES - EDIFICACIÓN - REHABILITACIONES Y REFORMAS



 **aldesa**