

UN MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE LAS ACCIONES DEL OLEAJE SOBRE LOS ESPALDONES DE LOS DIQUES ROMPEOLAS

Francisco L. Martín, Cesar Vidal, Miguel A. Losada, Raúl Medina

Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas. Universidad de Cantabria

RESUMEN: Con el fin de identificar y cuantificar los procesos que loman parte en la transmisión de energía entre el oleaje y las estructuras verticales de protección de puertos y costas, se ha analizado la literatura existente y se ha realizado ensayos de laboratorio sobre modelos a escala reducida. Como consecuencia, se ha desarrollado un nuevo método para el cálculo de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques rompeolas. Dicho método es directamente aplicable onda a onda y al caso de oleaje, aceptando la hipótesis de equivalencia. Se ha aplicado el método a distintos espaldones, y se ha comparado con otros modelos y con ensayos de laboratorio, obteniéndose resultados satisfactorios. Las principales ventajas del método son que (1) es muy simple conceptualmente y en su aplicación, (2) da lugar a espaldones más pequeños y por lo tanto a proyectos más baratos y (3) tiene en cuenta el efecto de la berma del manto principal en las acciones sobre el espaldón.

INTRODUCCIÓN

En un dique rompeolas convencional coexisten normalmente dos estructuras de naturaleza y comportamiento muy diferente. En primer lugar, el cuerpo del rompeolas, formado por un núcleo de materiales sueltos protegido por una serie de mantos de piezas mayores. En segundo lugar, la superestructura cimentada sobre éste, generalmente un espaldón de hormigón en masa, que permite el tendido de instalaciones, la circulación sobre el dique, etc. Al estar formado por materiales sueltos, el cuerpo del dique es deformable y, de ocurrir una avería, ésta se produce de una forma "dúctil"; generalmente dilatada en el tiempo tras la incidencia de varios temporales. Sin embargo, el espaldón es una estructura rígida, cuyas averías se producen de forma "frágil"; generalmente fallando bajo la acción de una única ola suficientemente grande. Habitualmente, al abrigo del espaldón se realizan numerosos trabajos portuarios para los que el colapso de la estructura supone el cese inmediato del servicio prestado.

Los métodos para el cálculo de acciones sobre los espaldones son escasos (Iribarren, 1964, Jensen, 1984, Günbak, 1984) y, a la vista de que el comportamiento de los espaldones en servicio, en general, dan lugar a diseños sobredimensionados. Por otra parte, los actuales métodos de cálculo no tienen en cuenta el efecto de la geometría y naturaleza del manto principal sobre las fuerzas resultantes sobre el espaldón. El conocimiento de este efecto es importante, tanto para la redacción de nuevos proyectos, como para conocer la resistencia remanente de los espaldones de aquellos diques cuyos mantos se encuentran en proceso de degradación.

Se ha realizado un estudio experimental y teórico de los efectos debidos a distintos tipos de ondas al incidir contra estructuras reflejantes. Se ha identificado los procesos que toman parte en el ascenso de la masa de agua por el talud del dique hasta incidir contra el espaldón, así como el efecto de la geometría del manto principal en las fuerzas resultantes. Como resultado, se presenta un método para el cálculo de las acciones

Artículo recibido el **17 de mayo de 1995** y aceptado para su publicación el **11 de septiembre de 1995**. Pueden ser remitidas discusiones sobre el artículo hasta seis meses después de la publicación del mismo. En el caso de ser aceptadas, las discusiones serán publicadas conjuntamente con la respuesta de los autores en el primer número de la revista que aparezca una vez transcurrido el plazo indicado.

sobre los espaldones fundamentado en el estudio experimental de las acciones de ondas sobre estructuras reflejantes desarrollado en el Laboratorio de Ingeniería Oceanográfica y de Costas de la Universidad de Cantabria.

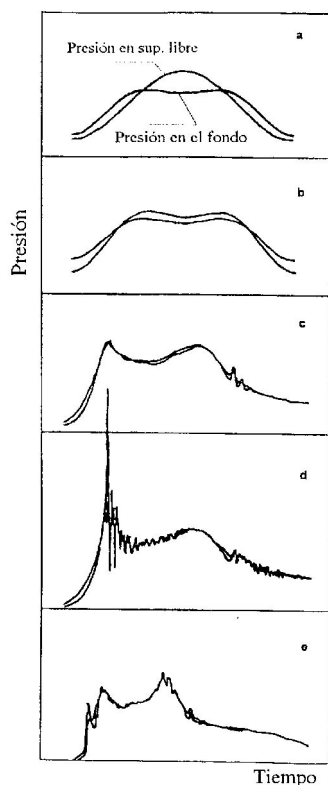


Figura 1

El método que se presenta es aplicable a aquellos espaldones de diques de escollera sobre los que no puede producirse "presiones de impacto", es decir, aquellos sobre los que la onda incide rota o en el proceso de Run-up sobre el talud de bloques, tal y como ocurre en los diques en talud con espaldón diseñados con los criterios de Iribarren y Nogales (1964). Nótese que si la ola puede romper contra el espaldón, la estructura se cataloga como dique mixto y no como dique en talud, debiendo dimensionarse mediante un método de cálculo para diques mixtos.

El artículo está organizado de la siguiente manera: En primer lugar se describe los fundamentos e hipótesis en que se basa el método. En el segundo apartado se describe las leyes de presión sobre el paramento del espaldón denominadas "dinámicas" y "pseudohidrostáticas", así como las leyes de subpresiones. A continuación se realiza una revisión de las condiciones requeridas para la aplicación del método. En el apartado siguiente se analiza el alcance del método como herramienta de diseño. Seguidamente, se evalúa los parámetros del método. Finalmente se aplica el

método a los diques de Gijón, onda a onda, y Ciervana (Bilbao) con oleaje irregular, comparando los resultados con otros métodos y con resultados de laboratorio.

En el Anejo I se presenta de forma resumida el esquema de aplicación del método, mientras que en el Anejo II se describe el trabajo realizado para evaluar los parámetros del método.

FUNDAMENTOS DEL MÉTODO

Las leyes de presión resultantes muestran unas distribuciones espaciales y temporales bien diferenciadas en función del tipo de onda que incide contra una estructura vertical. Si la onda incidente es de carácter lineal, la serie temporal de presiones tiene aspecto sinusoidal. Aumentando el peralte de la onda, dentro del régimen de Stokes, el máximo de presiones en el fondo se desdobra en dos máximos relativos, sensiblemente simétricos (Figura 1a). Aumentando aún más el peralte de la onda, el desdoblamiento del máximo de presiones se presenta en toda la columna de agua (b). A medida que la onda se acerca al punto de rotura, el primero de los picos crece (c) hasta alcanzar un máximo cuando la onda incide contra la estructura en el instante de la rotura (d). Tras la rotura, la incidencia del frente roto vuelve a originar los dos picos de presión cuasisimétricos (e).

Para los casos en que la onda no rompe contra la estructura (a,b y c) existe diversas soluciones teóricas que permiten el cálculo de las acciones sobre las estructuras, Fenton (1985), Nagai (1973), Sainflou (1963). En los casos en que la onda incide en el instante de la rotura (d) se produce las llamadas "presiones de impacto", de valor muy alto y muy corta duración. En estos casos las teorías de ondas dejan de ser válidas y es necesario recurrir a modelos matemáticos de impulso (de difícil aplicación), Cooker et al. (1990), Losada et al. (1995), o a modelos de carácter experimental, Goda (1984), Nagai (1974). Para los casos de onda rota (e), los modelos existentes son escasos y de marcado carácter empírico, Ramsden et al, (1990).

Del estudio de los resultados de la experimentación, Martín, (1995), se ha verificado que el primero de los picos es debido a la deceleración del frente de la onda, mientras que el segundo se produce durante el descenso de la masa de agua acumulada contra la estructura. Es decir, el primero es debido principalmente a deceleraciones horizontales y el segundo a aceleraciones verticales. No solo el origen de los dos picos es distinto, también la distribución de presiones a lo largo de la pared revela características diferentes. Las presiones correspondientes al primer pico y calificadas como presiones dinámicas, P_d , (Figura 2,A) muestran un perfil vertical prácticamente constante. Sin embargo, las asociadas al segundo pico pueden calificarse de

pseudohidrostáticas, P_h , creciendo en vertical con una razón próxima a pg . (Figura 2,B). Puesto que ambas situaciones están originadas por procesos distintos, asociados a distintas etapas en el proceso de evolución de la masa de agua sobre el talud, ambas presiones se presentan en todos los casos desfasadas en el tiempo.

En el caso de un espaldón sobre el que incide una masa de agua en su ascenso sobre el talud, el patrón de presiones será similar al descrito en (e). Experimentalmente se ha observado que la magnitud de cada uno de los dos máximos relativos de fuerza horizontal asociados a ese patrón de presiones depende de las características del flujo y, fundamentalmente, de las características geométricas del dique. Por lo tanto, es imposible saber a priori cual de los dos originará la situación pésima en un espaldón determinado y, por lo tanto, es necesario plantear y comparar ambas situaciones de carga. Por ello se propone un método que permite el establecimiento de las distribuciones de presión correspondientes a los dos máximos descritos (P_d y P_h).

La conceptualización anterior se basa en resultados de ensayos con incidencia normal, sin embargo se ha comprobado que hasta ángulos de incidencia de 40° , el comportamiento de las leyes de presión mantiene características similares. Para el ajuste de los parámetros involucrados en el método se ha empleado ensayos de incidencia normal, sin embargo, el método ha sido contrastado en casos con incidencias de hasta 20° . Por lo tanto, se recomienda el uso del presente método con ángulos de incidencia de hasta $\pm 20^\circ$.

La simplicidad del método que se propone a continuación es una consecuencia de la simplicidad de las hipótesis de partida en que está basado. Así, se supone que el fluido incidente contra el espaldón es isótropo y el flujo es estacionario, lo que permite obtener la expresión de la máxima presión dinámica de forma sencilla e inmediata, sin embargo los efectos debidos

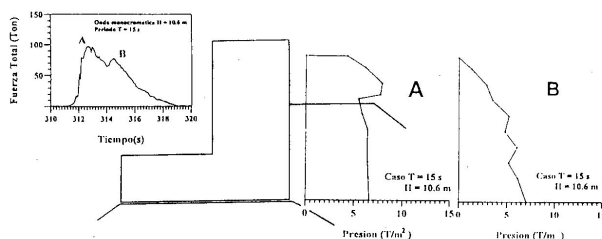


Figura 2. Perfiles de presión correspondientes a los dos máximos relativos de fuerza

a la anisotropía del flujo (burbujas de aire) y las aceleraciones locales de la masa de agua no podrán ser modeladas por el método. Son precisamente esas "irregularidades" del flujo las que originan la variabilidad experimental asociada a los ensayos sobre modelo físico. Además, estas "irregularidades", se traducen en oscilaciones de la presión que, aun pudiendo tener un valor importante, su duración suele ser muy corta (ver Figura 3) y por lo tanto el impulso que transmiten es muy reducido. En este sentido existe una postura unánime según la cual éstas oscilaciones de muy corto período no originan respuesta alguna cuando actúan sobre estructuras cuyos períodos de oscilación propio son mucho mayores, Bradbury et al. (1988), Ramsden et al. (1990), van den Meer et al. (1995). Nótese que este mismo razonamiento es aplicable al caso de las presiones de impacto en diques verticales o mixtos.

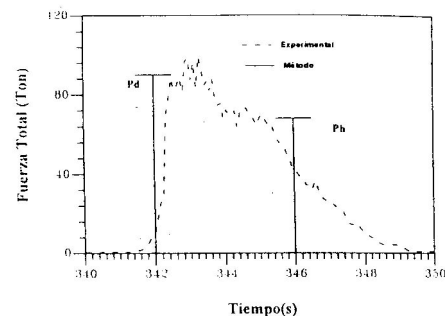


Figura 3. Comparación de las presiones medidas sobre un modelo a escala y las proporcionadas por el método propuesto

En definitiva, puesto que el método está dirigido al planteamiento del equilibrio mediante un esquema estático de fuerzas, como se verá más adelante, en él no debe buscarse un modelo de predicción de las **máximas presiones instantáneas** medibles sobre un espaldón, sino una ayuda al cálculo de las **máximas presiones "efectivas"** sobre un espaldón (de una duración mínima del orden de $T/20$).

LEYES DE PRESIONES

A continuación se describe la metodología propuesta para el cálculo de las distribuciones de presión que dan lugar a los dos máximos relativos de fuerza horizontal (presión dinámica y pseudohidrostática), y se propone un valor de las subpresiones en cada caso.

Presión Dinámica

El proceso determinante de la generación de las acciones es el ascenso de la masa de agua por el talud y la transformación de flujo de cantidad de movimiento horizontal en flujo de cantidad de movimiento vertical, debido a la presencia del espaldón.

Desde un punto de vista hidrodinámico, en el espaldón se puede distinguir dos partes claramente diferenciadas: la parte superior, expuesta a la acción directa de las olas y la parte inferior, que se encuentra protegida por el manto de escollera, recibiendo la acción del oleaje "filtrado" por la estructura porosa.

Siguiendo a Günbak (1984), y verificado en la experimentación realizada, Martín (1995), se considera que la ley de presiones máximas en la parte superior del espaldón es uniforme y se puede expresar como

$$P_d = \alpha \rho g s \quad A_c < z < A_c + s \quad (1)$$

donde A_c es la cota de coronación del talud de escolleras, con respecto al nivel medio del mar de cálculo, s es la anchura de la lámina de agua sobre la cota de coronación de la escollera (figura 4), ρ es la densidad del agua de mar, g la aceleración de la gravedad y α es un parámetro adimensional que contiene información de la celeridad de aproximación de la lámina de agua de anchura s , y que será función del máximo ascenso de agua por el talud, del ángulo del mismo, β y del ángulo de incidencia del oleaje θ .

La evaluación de las presiones dinámicas sobre una estructura vertical mediante una relación lineal con la densidad del fluido, una anchura de lámina de agua y un parámetro adimensional que considera la deceleración del flujo puede encontrarse también en Nagai, (1973), Jensen, (1984) y Ramsden et al. (1990).

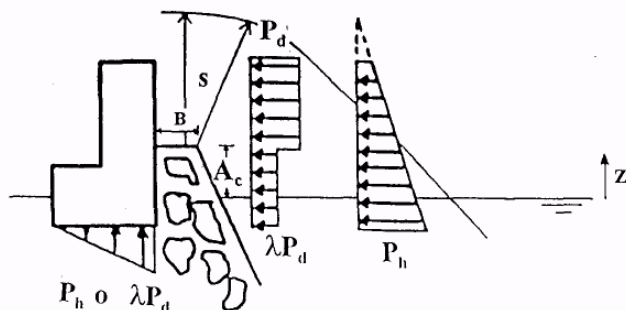


Figura 4. Distribución de presiones propuestas en el método

En la zona del espaldón protegida por la berma, parte de los esfuerzos de deceleración del frente de la onda son soportados por los elementos del manto. Si estos elementos son suficientemente grandes y/o no se encuentran en contacto directo con el espaldón, no descargarán las acciones sobre éste. Experimentalmente se ha comprobado que la ley máxima de presiones, en esta zona del espaldón, puede considerarse uniforme y está relacionada con la presión P_u . En consecuencia, bajo la cota A_c se propone una ley de presiones máximas uniforme definida por:

$$P_d = \lambda \alpha \rho g s \quad \text{cota de cimentación} < z < A_c \quad (2)$$

donde (λ) es un coeficiente de reducción de la presión dinámica, originado por la presencia de la berma.

Presión Pseudohidrostática

Experimentalmente, se ha comprobado que las leyes de presión pseudohidrostáticas son debidas a la acumulación de agua contra el espaldón y por lo tanto son proporcionales a la altura de la columna de agua con coeficiente de proporcionalidad $\mu \rho g$, donde μ es un factor menor o igual que la unidad. Consecuentemente, la ley de presiones máximas pseudohidrostáticas se puede calcular mediante la expresión (3)

$$P_h(z) = \mu \rho g (s + A_c - z) \quad \text{cota de cimentación} < z < A_c + s \quad (3)$$

Se ha verificado que las máximas presiones debidas a la acumulación de agua contra el espaldón no se producen en el instante de máximo Run-up, sino ligeramente después, durante el proceso de descenso de la columna de agua; sin embargo, a efectos prácticos, se propone que las máximas presiones se calculen simultáneamente con el máximo Run-up. Así, estas presiones actuarán sobre toda la pared vertical del espaldón, desde la cota de cimentación hasta $A_c + s$. En los apartados siguientes se evalúa los parámetros s , α , λ y μ .

Cálculo de las Subpresiones

Para el cálculo de las subpresiones debidas a cada una de las hipótesis de carga anteriores, se supone la siguiente ley de presiones bajo el espaldón: La presión en el extremo expuesto se determina por la condición de continuidad de la ley de presiones entre el paramento vertical y la base del espaldón; si la cota de cimentación del espaldón se encuentra por encima del nivel del mar de cálculo, la presión en la zona protegida puede suponerse nula; si el espaldón se encuentra cimentado por debajo del nivel del mar de cálculo, además de la flotabilidad debida a encontrarse sumergido en el agua, el espaldón experimentará la presión debida a la onda transmitida a través del macizo poroso, que deberá

ser establecida. El tipo de ley con la que se realiza el acuerdo entre estos dos valores dependerá, fundamentalmente, de la porosidad del macizo de escollera. Losada (1991), estudió la transmisión de presiones en un medio poroso confinado. El estudio, basado en la teoría lineal, revela que, para las porosidades habituales del núcleo de los diques de escollera ($n = 20 - 40 \%$), la ley de subpresiones es ligeramente parabólica. Sin embargo la simplificación que supone ajustar una ley lineal introduce un error menor del 10 %, siempre del lado de la seguridad.

CONDICIONES REQUERIDAS PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO

El método propuesto para el cálculo de las presiones sobre el espaldón es aplicable con olas que incidan sensiblemente normales al dique ($\pm 20^\circ$) y no rompan en voluta o descrestamiento contra el espaldón. Por ello, antes de su aplicación habrá de verificarse que las condiciones geométricas del talud, anchura de berma y características del oleaje, altura H , período T y dirección, garantizan las condiciones requeridas.

Para ello habrá de atenderse a los siguientes parámetros:

- el número de Iribarren de la onda de cálculo (I_r) definido por

$$I_r = \frac{\tan \beta}{\sqrt{\frac{H}{L}}}$$

- la cota de coronación del talud de escollera (A_c)

- la anchura de la berma superior de la escollera (B).

- dirección de incidencia del oleaje ($\pm 20^\circ$).

Aquellas ondas con números de Iribarren superiores a tres no rompen en descrestamiento o voluta, Losada y Giménez-Curto (1981) y por lo tanto el método será aplicable a estas ondas.

Para las ondas con números de Iribarren menores que tres, en primer lugar habrá que verificarse si la onda rompe por fondo antes de alcanzar el dique. Si es así, el método puede seguir aplicándose. De no ser así, habrá de estudiarse el comportamiento de la onda sobre el talud de escollera. Si la geometría de la escollera garantiza que la onda rompa antes de alcanzar el espaldón, el método también puede ser aplicado. En concreto, las características geométricas de la escollera a tener en cuenta serán la cota de coronación de la misma (A_c) y la anchura de la berma de coronación (B), ver Figura 5.

EXTENSIÓN DEL MÉTODO AL CASO DE

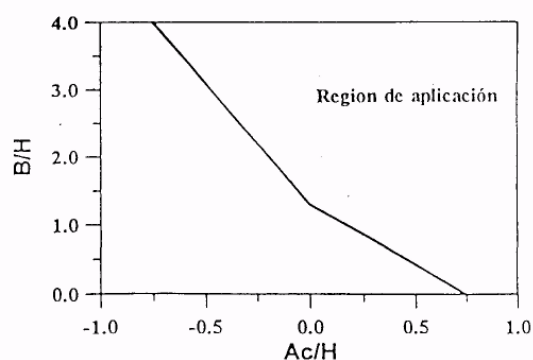


Figura 5. Región de aplicación del método para ondas con números de Iribarren menores de 3 (experimental).

OLEAJE

El método propuesto ha sido concebido para su aplicación onda a onda, con independencia del tipo de rotura y en la hipótesis de no interacción entre ondas, por tanto, aceptando la hipótesis de equivalencia, es posible extenderlo a oleaje siempre que cumpla las condiciones de aplicación.

Obsérvese que, para aplicar el método, se requiere garantizar que las ondas no rompen contra el espaldón. Para ello o bien el número de Iribarren es mayor que tres o bien la berma de coronación del talud se encuentra suficientemente alta y/o es suficientemente ancha como para garantizar la rotura de las olas sobre el talud y la berma (ver apartado anterior).

En el primer caso, el flujo y reflujo sobre el talud se produce con un período menor que el período del tren incidente, particularmente si éste posee una mínima estructura de grupo, tal y como ocurre bajo condiciones de temporal. Es decir, a la presentación de una ola grande le sigue otra ola grande. Este razonamiento tiene su expresión en la hipótesis de equivalencia, que aplicada al flujo sobre un talud permite obtener la función de distribución del Run-up, $F(Ru)$, conocida la función de distribución de alturas de ola y períodos. Losada y Giménez-Curto (1981), demostraron que la $F(Ru)$ así calculada se ajustaba a los datos experimentales.

En el segundo caso, es posible que se produzca la interacción entre el reflujo de una onda y la llegada de la siguiente. Sin embargo, tal y como se comprueba al aplicar la hipótesis de equivalencia, estas simultaneidades son estadísticamente irrelevantes. Además, es poco probable que la sollicitación de cálculo venga fijada por olas que rompen sobre el talud con $I_r < 3$, puesto que para obtener un Ru alto es necesario que $I_r > 3$.

UTILIZACIÓN DEL MODELO COMO UNA HERRAMIENTA DE PROYECTO

Consideraciones previas

El método propuesto permite el establecimiento del equilibrio de un espaldón mediante un esquema estático de fuerzas, en el cual se compara las fuerzas máximas debidas al oleaje con la resistencia estática de la estructura, sin atender a la historia temporal de las fuerzas aplicadas. En el caso de que la resistencia del espaldón sea rebasada, se supone que la duración de las acciones es suficiente (impulso suficiente) para desarrollar totalmente la avería de la estructura. Frente a este esquema se encontraría un planteamiento dinámico del equilibrio en el que se somete al espaldón a una serie temporal de fuerzas y se analiza la respuesta instantánea del espaldón (asociada a su inercia) y su cimentación (elasto-plasticidad). En caso de que la capacidad resistente del espaldón sea superada, este se moverá en función del impulso que le ha transmitido la ola; así, si la fuerza es grande pero de corta duración (impulso pequeño) el espaldón apenas se moverá. Éste tipo de análisis requeriría de un modelo sumamente complejo en su desarrollo y explotación (Goda, 1994, Oumeraci et al., 1994). Por la simplicidad de utilización y puesto que, a igualdad de fuerzas máximas, el método estático da lugar a espaldones más del lado de la seguridad, éste esquema de cálculo es ingenierilmente correcto.

Metodología

Los esquemas de la máxima presión actuante se muestran en la figura 3. A partir de ellas debe plantearse las dos situaciones de carga, una con las presiones dinámicas y otra con las pseudohidrostáticas, siendo la de proyecto la que de lugar al menor coeficiente de seguridad. Siguiendo a Goda (1985), los coeficientes de seguridad frente a deslizamiento y vuelco en un esquema estático de fuerzas pueden definirse como:

$$C.S._{deslizamiento} = \frac{(Peso - Subpres.) C_f}{F_h} \quad (4)$$

$$C.S._{vuelco} = \frac{M_{peso} - M_{subp.}}{M_{F_h}}$$

donde F_h es la resultante de las fuerzas horizontales, M_i denota los momentos debidos a las fuerzas subindicadas y C_f es el coeficiente de fricción entre el espaldón y su cimentación. Para los espaldones grandes, cimentados en las proximidades del nivel del mar, Nagai (1974), propone un valor del coeficiente de fricción de proyecto de 0.6. Para los espaldones

pequeños o parapetos, cimentados sobre la coronación del dique, Hamilton et al. (1992) propone un valor de 0.5. En cualquier caso, la estimación del coeficiente de fricción no es trivial; de hecho depende de diversos parámetros como la naturaleza de las superficies en contacto, los métodos constructivos, etc., difíciles de controlar en un prototipo y, además, evoluciona en el tiempo en función de la historia de cargas-respuesta de la estructura, Nagai (1974).

El coeficiente de seguridad frente al deslizamiento no debe ser menor de 1.2, mientras que el de vuelco se recomienda que sea superior a 1.4, Goda (1985).

EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MÉTODO

La aplicación del método requiere la definición de cinco parámetros: ascenso del agua por el talud (R_u), α , λ , μ y s . En este apartado se realiza la evaluación de los mismos.

Cálculo del Run-up y s

Se propone calcular el Run-up de la onda de cálculo según el modelo de Losada (1992), válido para distintos tipos de taludes. Según este modelo los parámetros que controlan el Run-up son el número de Iribarren y la porosidad del manto. En la figura 6 se muestra el Run-up sobre taludes de diversa naturaleza en función del citado número de Iribarren.

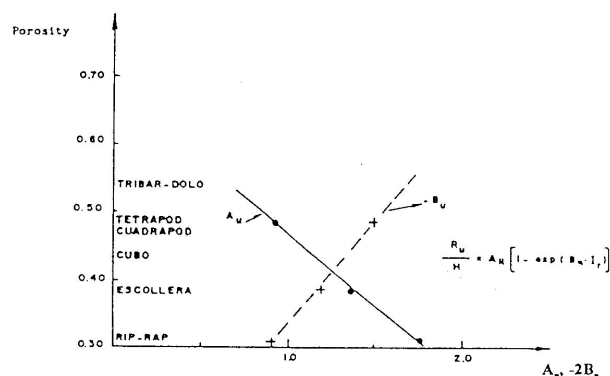


Figura 6. Run-up de ondas sobre taludes de distinta naturaleza, (Losada, 1992).

En el rango de ángulos de incidencia en que el método es aplicable ($\pm 20^\circ$), la influencia de este en el Run-up puede ser correctamente representada por el coseno de dicho ángulo, Hosoi et al. (1964), Losada et al (1982), Así: $R_u(\theta) = R_u(0^\circ) \cos(\theta)$.

Una vez conocido el Run-up de la onda de cálculo sobre el talud, debe determinarse s , anchura de la lámina de agua sobre la cota de coronación del talud de escollera. Una cota superior a dicha anchura puede obtenerse planteando una ley lineal de reducción de la anchura de la lámina de agua (Günbak, 1984) desde $s = H$ en $z = 0$ hasta $s = 0$ en $z = R_u$. Aceptando esta aproximación, la anchura de la lámina de agua, s , es:

$$s = H \left(1 - \frac{A_c}{R_u}\right) \quad (5)$$

Obsérvese que el parámetro s , fundamental para la definición de las presiones dinámica y pseudohidrostática, ha sido evaluado en el instante de máximo Run-up, mientras que la experimentación muestra que ninguna de las presiones máximas ocurre en dicho instante. Sin embargo, este modo de trabajar simplifica la aplicación del método, al tiempo que sitúa los resultados del lado de la seguridad.

Evaluación de α

Mediante el análisis descrito en el Anejo II, se obtiene la siguiente expresión de α :

$$\alpha = 2 \frac{Ru}{H} \cos^2 \beta \cos^2 \theta \quad (6)$$

donde H es la altura de ola de cálculo a pie del talud, R_u el máximo ascenso del agua en un talud indefinido de ángulo β con la horizontal y θ es el ángulo de incidencia del oleaje respecto a la normal al dique.

Evaluación de los parámetros λ y μ

En el Anejo II se describe brevemente la experimentación realizada para la evaluación de los parámetros λ y μ .

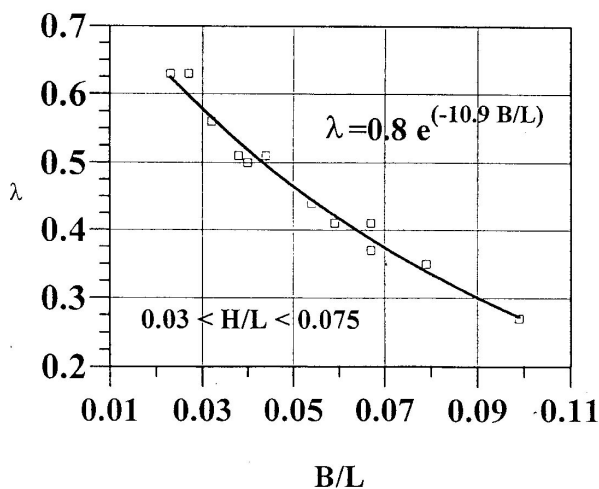


Figura 7. Valores ajustados de λ .

En la Figura 7 se muestra los resultados ajustados para λ , representados en ejes λ , - B/L , donde B es el ancho de berma y L es la longitud de onda a pie de dique. Se observa que los resultados se agrupan a lo largo de una línea (cuya expresión de mejor ajuste se muestra en la figura). Denominando a B/L "berma relativa", el comportamiento de los valores de λ en los ejes seleccionados muestran que el valor de la reducción de las presiones dinámicas esta gobernado principalmente por la anchura de la berma relativa. Como cabe esperar, se observa que a menor berma relativa, el coeficiente λ , aumenta. Para los mayores valores de B/L ensayados, el coeficiente λ alcanza valores alrededor de 0.3. Se observa claramente la eficacia de la protección que supone la berma de coronación del talud de bloques. Así, para un periodo de onda dado, una berma de una pieza da lugar a presiones máximas de valor doble que una berma de tres piezas.

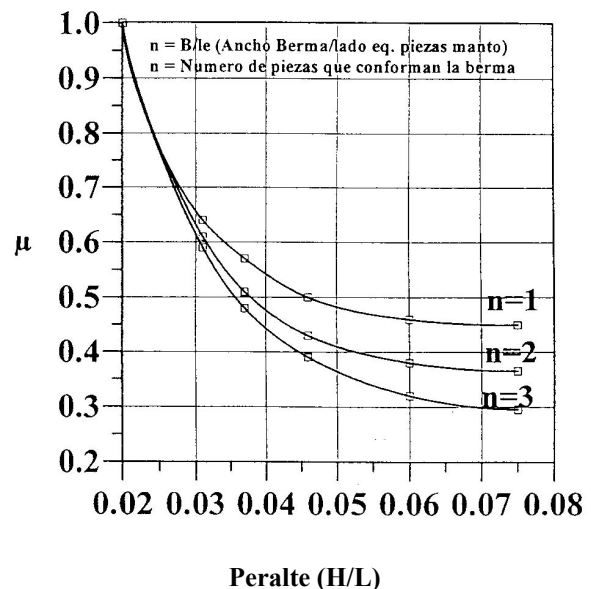


Figura 8. Valores ajustados de μ ;

En la Figura 8 se muestra los resultados obtenidos para el parámetro μ . En este caso se ha representado en ejes μ - H/L , quedando libre el parámetro B/le . Este comportamiento denota la dependencia de μ , no solo del ancho de berma, sino también del peralte de la onda. Se observa que, para los peraltes menores de 0.02, las leyes de presiones son hidrostáticas, decreciendo notablemente hasta alcanzar valores de alrededor de $0.5 \rho gh$ con peraltes de 0.04. Para 1 peraltes superiores a 0.08, los valores de μ se mantienen prácticamente constantes, adoptando valores de 0.45 para bermas de una pieza, 0.37 para bermas de dos piezas y 0.3 para las de tres piezas.

COMPARACIÓN CON OTROS MÉTODOS DE CÁLCULO

Comparación con métodos onda a onda

En este apartado se ha comparado el modelo propuesto con los de Iribarren (1964) y Günbak-Gokcc (1984) aplicados al Dique Príncipe de Asturias, bajo una situación determinada de oleaje. La sección tipo del dique se muestra en la Figura 9.

La cimentación del espaldón se encuentra a la cota 0.0 m, la de coronación a la +18.3 m. y la coronación del manto de bloques a la +12.7 m, todas ellas respecto al cero del puerto. La anchura de berma es de 3.75 m, lo que supone una sola pieza de 120 T. El calado es de 25.5 m y se propone una marea de 4.5 m (calado total 30 m). Las características del oleaje de cálculo son altura de ola de cálculo 12.0 m y período 16 segundos, incidiendo normal al

dique.

límite de su resistencia. Sin embargo se ha comprobado que durante los 20 años de servicio del Dique Príncipe de Asturias, el espaldón ha resistido olas de más de 15 metros sin fallo estructural aparente.

Método propuesto

Manteniendo el mismo valor del Run-up = 1.0 H empleado en los cálculos anteriores, se calcula los parámetros s y α . Así:

$$s = H \left(1 - \frac{A_c}{Ru}\right) = 12 \left(1 - \frac{8.2}{12}\right) = 3.8$$

$$\alpha = 2 \frac{Ru}{H} \cos^2 \beta \cos^2 \theta = 1.44$$

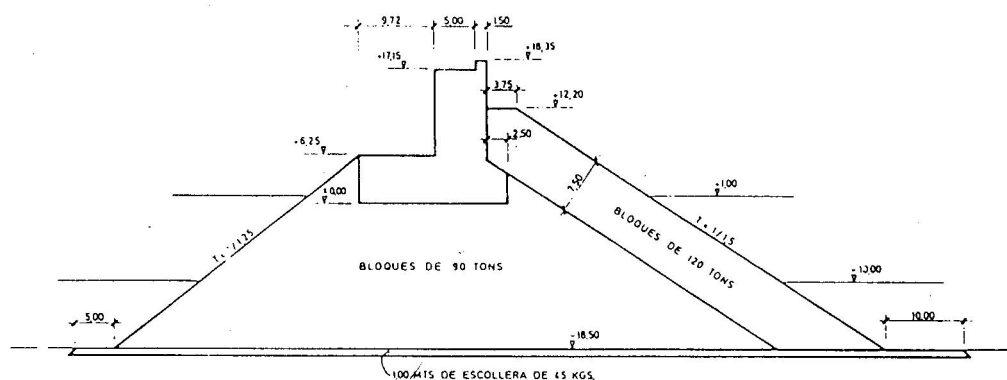


Figura 9. Sección tipo del Dique Príncipe de Asturias (Gijón)

Tabla 1. Resumen de resultados

Método	Iribarren	Günbak et al.
F. Horizontal	228.5 T	123.15 T
Subpresiones	191.9 T	125.93 T
Coef. Segur. Desliz.	0.41	1.08

En la Tabla I se resume la fuerza total neta por metro de anchura de espaldón obtenida de la aplicación de los dos métodos citados. En todos los casos ha resultado más restrictivo el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento.

De la observación de la tabla se desprende que bajo las condiciones de cálculo propuestas, el modelo de Iribarren predice la avería del espaldón, mientras que según modelo de Günbak el dique se encontraría al

Por lo tanto, la presión dinámica en la zona expuesta del espaldón es:

$$P_d = 1.44 \rho g s = 1.44 \cdot 1.03 \cdot 3.8 = 5.63 \text{ T/m}^2$$

y para la parte protegida por el manto de bloques acudiendo a la figura 6 con $B/L=0.015$, se obtiene:

$$P_d = 0.7 \cdot 5.63 = 3.94 \text{ T/m}^2$$

Las fuerzas netas debidas a las presiones dinámicas son:

$$F_{hor} = 3.8 \cdot 5.63 + 12.7 \cdot 3.94 = 71.4 \text{ T/m}$$

$$Subpr = \frac{16.2 \cdot 3.94}{2} = 31.91 \text{ T/m}$$

$$Coef. Seg. Desl. = \frac{(347.7 - 31.91) \cdot 0.6}{71.4} = 2.65$$

es decir, desde el punto de vista de las acciones dinámicas, el espaldón es estable frente a la ola de cálculo seleccionada.

En lo que se refiere a las acciones pseudohidrostáticas, acudiendo a la figura 7 con $H/L = 0.046$ y $B/le = 1$:

$$P_h = \mu \rho g (A_c + s - z) = 0.515 (12.0 - z)$$

Puesto que $A_c + s = 12.0$ m no supera la cota de coronación del espaldón (+14.3), estas presiones solamente actúan sobre el mismo desde $z = 12.0$.

$$Subpr = \frac{8.5 \cdot 16.2}{2} = 68.9 \text{ T/m}$$

$$Coef. Seg. Des. = \frac{(347.7 - 68.9) \cdot 0.6}{70.12} = 2.38$$

$$P_h(12.0) = 0.0 \text{ T/m}^2$$

$$P_h(-4.5) = 0.515 \cdot 16.5 = 8.5 \text{ T/m}^2$$

$$F_{hor} = \frac{8.5}{2} \cdot 16.6 = 70.12 \text{ T/m}$$

En este caso, la situación más desfavorable es la debida a las presiones pseudohidrostáticas, que dan lugar a un coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de 2.38.

En ambos casos, el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento es más limitante que el coeficiente frente a

vuelco. Se comprueba que, a diferencia de los métodos de Iribarren y Günbak, el método propuesto otorga al espaldón un coeficiente de seguridad que asegura la estabilidad del mismo frente a alturas de ola de 12 metros.

Mediante este método, es posible tantear otras soluciones para el espaldón, en función de la geometría del manto de bloques. Para un período incidente de 18 s, el espaldón está en condiciones de resistir olas de alrededor de 16 m. Ampliando el ancho de berma al doble, el mismo espaldón resistiría olas por encima de 19 m. Si se pretende que el espaldón resista la misma altura de ola (16 m), la ampliación de la berma al doble significa que se podría rebajar el peso del espaldón en unas 60 Ton/m lineal. En definitiva, el método propuesto dota al proyectista de una herramienta para integrar el cálculo del espaldón y el cálculo del manto principal, permitiendo tantear diversas soluciones en función de las características particulares de la obra y su entorno.

Comparación con Modelos de Oleaje

En este apartado se ha comparado el método propuesto con el de Jensen (1984) (con los datos recopilados por Pedersen et al., 1992), y con los resultados experimentales presentados por Burcharth et al. (1995), para el espaldón del Dique de Ciervana (Bilbao). La geometría de dicho Dique se muestra en la figura 10. La cota de cimentación del espaldón es la +1.5 respecto al cero del puerto, la de coronación es la +18.0, la cota de coronación de la berma de escollera es la +14.0 y la anchura de la misma es de 9 metros. El calado frente al dique es de 26.0 y el nivel de marea de cálculo es 4.5 m. El manto principal del dique está formado por bloques paralelepípedicos de 100 T. y el núcleo del dique es de todo-uno.

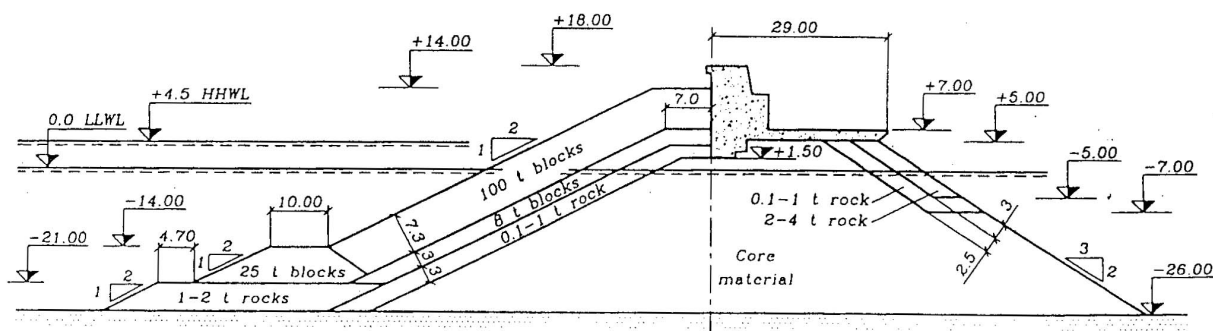


Figura 10. Sección tipo del Dique de Ciervana

Los estados de mar de cálculo empleados para la aplicación del método propuesto se resumen en la tabla adjunta, el parámetro de anchura espectral utilizado es $\gamma = 1.4$ y la duración de los registros es de 3000 olas sin repetición. En los casos de alturas y períodos mayores, la relación entre $H_{\max}$ y H_s es de 1.6, lógicamente inferior a los valores pronosticados por la distribución de Rayleigh, debido a las limitaciones de calado.

Tabla 2. Oleajes simulados mediante el método propuesto

H_s (m)	8	9	10	11	12
T_p (s)	15	16	17	19	20

Para aplicar el método propuesto en el caso de oleaje irregular es necesario hacer uso de la hipótesis de equivalencia que supone aceptar que la interacción de una onda con la siguiente es irrelevante desde el punto de vista de la estadística final de las acciones. Una vez aceptada dicha hipótesis, el proceso seguido para la aplicación del método es el siguiente:

- 1) Se genera el espectro teórico (TMA) asociado a una altura de ola significativa, un calado y un parámetro de anchura espectral.
- 2) A partir de dicho espectro se genera sintéticamente una serie temporal de superficie libre.
- 3) La serie de superficie libre se discretiza en ondas individuales mediante el método de pasos ascendentes por cero.
- 4) A la serie de ondas (H, T) obtenida se le aplica las siguientes limitaciones de rotura por fondo y por peralte:
 - limitación por fondo $H_b = 0.65 d$ (correspondiente a ensayos en laboratorio)
 - limitación por peralte $H_b = L * 0.142 \text{ th} (2\pi d/L)$ (ondas en proís, intermedias); donde H_b es la altura de onda en rotura, d es el calado y L la longitud de onda.

Se supone que aquellas que rompen por fondo se reconstruyen con $H = 0.5 d$ y las que rompen por peralte se reconstruyen con $H = 0.7 H_b$.

5) Se aplica el método onda a onda para cada una de las ondas obtenidas anteriormente, utilizando el método de obtención del Run-up propuesto por Losada (1992.)

6) Se obtiene la estadística de las fuerzas resultantes.

El proceso anterior se ha integrado en una aplicación informática que permite la obtención inmediata de las estadísticas de fuerza a partir de las características geométricas del dique y del estado de mar. Dicha aplicación numérica se encuentra a disposición pública.

Para poder comparar resultados ha de verificarse que las distribuciones de olas que definen el estado de mar son similares en los tres métodos comparados.

El método de Jensen (1984), se aplica con base en resultados experimentales recopilados por Pedersen et al. (1992), a partir de diversas fuentes, lo que impide conocer el régimen de oleajes utilizados en cada caso. Sin embargo es posible comparar el régimen de oleajes empleado en el modelo propuesto con el utilizado por Burcharth et al. (1995) en los ensayos sobre el Dique de Ciervana y las expresiones empíricas propuestas por Stive (1986), para el caso de oleajes en profundidades reducidas. Como se comprueba en la Figura 11 la

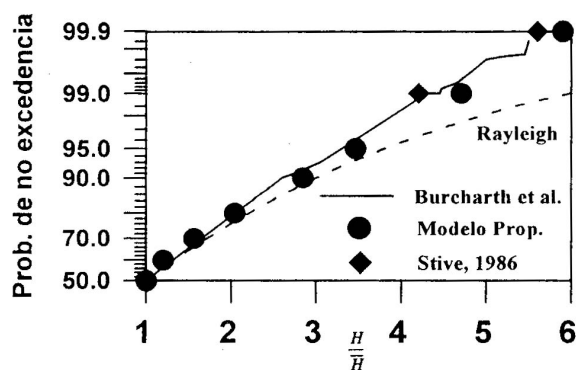


Figura 11. Comparación de la distribución de alturas de ola en los ensayos de Burcharth et al. (1995), las empleadas para la aplicación del método propuesto y las aportadas por Stive, (1986)

estadística del oleaje es muy similar.

Puesto que el método de Jensen (1984) solamente proporciona la fuerza total asociada a una probabilidad de excedencia del 0.1 %, se utilizará dicha fuerza como parámetro de comparación entre los tres métodos de cálculo. Nótese que el método de Jensen (1984) no proporciona las leyes de presiones ni las de subpresiones, y por lo tanto es imposible al cálculo de los coeficientes de seguridad.

En la Figura 12 se muestra la fuerza horizontal total asociada a una probabilidad de excedencia del 0.1 % correspondiente al método propuesto, los ensayos de Burcharth et al. (1995) y al modelo de Jensen (1984). Debe aclararse que en el caso de los ensayos de Burcharth et al. (1995) la fuerza total se obtiene como la suma de las acciones dinámicas (oleaje) la carga hidrostática (4.5 m. de columna de agua) y el empuje de los bloques apoyados sobre el espaldón. En el método propuesto, el empuje de los bloques no es tenido en cuenta, aún con todo se observa una notable similitud entre los resultados obtenidos por el modelo propuesto y las mediciones realizadas por Burcharth. et al. (1995).

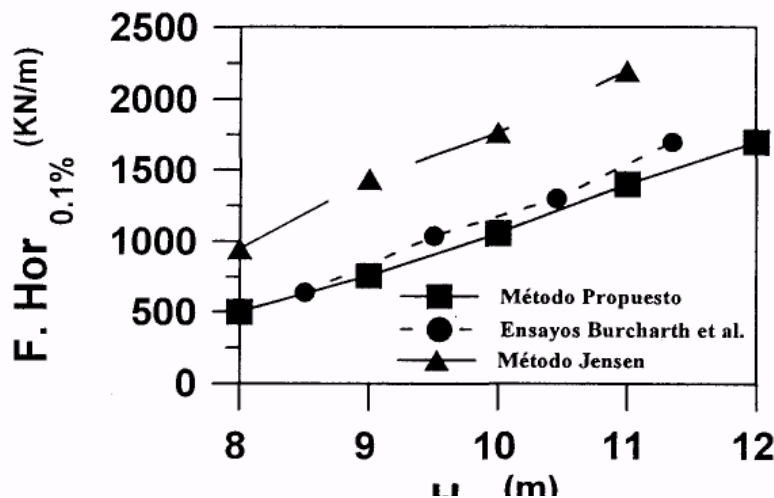


Figura 12. Comparación entre la fuerza asociada a un nivel de excedencia del 0.1% obtenida experimentalmente por Burcharth et al., 1995, el modelo de Jensen, 1984 y el modelo propuesto.

La recopilación de información realizada por Pedersen et al. (1992), para la aplicación del método de Jensen (1984), muestra una gran dispersión de resultados. En este caso, se ha adoptado como valor de referencia el valor superior de la nube de puntos que define una posible "curva" de cálculo. Nótese que si bien esta dispersión de resultados puede explicarse en parte por la variabilidad asociada a todo ensayo de laboratorio, también puede ser un indicador de que la parametrización realizada por Jensen (1984), no tiene en cuenta todos los parámetros relevantes, como por ejemplo la naturaleza y geometría de la berma de escollera. Por otra parte el método de Jensen (1984) solamente es aplicable con incidencia normal del oleaje.

Además de las fuerzas totales, es importante comparar

las distribuciones verticales de presión. En Burcharth et al. (1995) no se describe éstas distribuciones, pero se proporciona las presiones medidas en el pie de la estructura. La presión medida asociada al 0.1% de excedencia para un oleaje de $H_s = 11$ m es de 120 Kpa, mientras que el método propuesto produce una presión de 110 Kpa. Por otra parte, de los ensayos sobre el Dique de Ciervana realizados en el CEDEX descritos en el mismo artículo, se ha obtenido el centro de aplicación de fuerzas correspondiente a la fuerza con una probabilidad de excedencia del 0.3%. Para el caso de $H_s = 11$ m el centro de fuerzas horizontales medido oscila entre los 12 y 12.5 m, mientras que el método propuesto lo sitúa en 12.13 m.

CONCLUSIONES

1) El método que se propone es una herramienta de ayuda al proyecto de espaldones rápido y sencillo en su aplicación.

2) Las hipótesis aceptadas para el desarrollo del mismo lo sitúan del cálculo del lado de la seguridad.

3) El método es aplicable onda a onda y con oleaje irregular, aceptando la hipótesis de equivalencia.

4) Los resultados del método propuesto se aproximan a los resultados experimentales obtenidos por diversos autores así como a los comportamientos de los espaldones en servicio analizados.

5) El método no tiene en cuenta las oscilaciones bruscas de presión asociadas a la aleatoriedad del proceso de Run-up e incidencia contra el espaldón de la masa de agua, pero dichas oscilaciones no afectan a la estabilidad de los espaldones, si su inercia es suficientemente grande..

6) A la vista de las leyes de presión, en aquellos espaldones cuyas cotas de cimentación se encuentran próximas al nivel del mar de cálculo protegidos en la mayor parte de su altura por un talud de escolleras, las presiones pseudohidrostáticas definirán el estado de cargas pésimo, sin embargo, los espaldones pequeños, cimentados en las proximidades de la coronación del macizo de escollera, la situación pésima corresponderá a la presión dinámica.

LISTA DE SÍMBOLOS

α :	Parámetro adimensional que contiene la información de la celeridad de la masa de agua de anchura s a la cota A_c . Se emplea para el cálculo de P_d .
β :	Ángulo que forma el talud del manto principal con la horizontal.
λ :	Parámetro adimensional que introduce el efecto de la berma en las presiones sobre la zona protegida del espaldón. Se emplea para el cálculo de P_d .
μ :	Parámetro adimensional menor que la unidad necesario para la obtención de P_b .
ρ :	Densidad del agua de mar.
A_c :	Cota de coronación de la berma de escollera o bloques.
B :	Anchura de la berma de escollera o bloques.
d :	Calado.
g :	Aceleración gravitatoria.
H :	Altura de ola de cálculo
H_b :	Altura de ola en rotura.
H_s :	Altura de ola significativa.
I_r :	Número de Iribarren.
L :	Longitud de onda de cálculo.
le :	Lado equivalente de las piezas del manto principal.
P_b :	Presión Pseudohidrostática.
P_d :	Presión Dinámica.
R_a :	Run-up. Ascenso máximo de la lámina de agua sobre el talud, supuesto éste indefinido.
s :	Anchura de la lámina de agua ascendente sobre el talud a la cota A_c .
T :	Período de onda de cálculo.
T_p :	Período de pico.
z :	Coordenada vertical con su origen en el nivel del mar de cálculo y positiva en sentido ascendente.

REFERENCIAS

- Burcharth, H.,F., Frigaard, P., Uzeanga, J, Berenguer, J.M., González, B., Villanueva, J. (1995) Design of the Ciervana Breakwater. Bilbao. P.I.A.N.C., Londres, 1995.
- Cooker, M. J. and Peregrine, D. H., (1990). *A Model for Breaking Wave Impact Pressures*. Proc. 22nd Int. Conference on Coastal Engineering. ASCE, Delft, Holanda, pp. 1473-1486
- Fenton, J. D., (1985). *Wave Forces on Vertical Walls*. *Journal of Waterway*. Port. Coastal and Ocean División. ASCE. Vol. 111, N° 4. pp. 693-717.
- Goda, Y, (1985). Random seas and design of maritime structures. University of Tokio Press.
- Goda, Y, (1994) *Dynamic Response of Upright Breakwaters to Impulsive Breaking Wave Forces*. Coastal Engineering. Vol. 22, N° 1, pp 135-158
- Günbak, A. R., Gokcc, T., (1984). *Wave screen stability of rubble-mound break waters*. International symposium of maritime structures in the Mediterranean sea. Atenas, Grecia, pp 99-1 12.
- Hamilton, G.D., Hall, K.R., (1992). *Preliminar? analisis of the stability of rubblemound breakwater crown walls*. Proc. 23^{av} Int. Conference on Coastal Engineering. ASCE. Venecia. Italia, pp 1217-1230.
- Hosoi, M, Shuto, N., (1964), Run-up height on a single slope dike due to waves coming obliquely. *Coastal Engineering in Japan*, Vol 7 pp 95-99.
- Iribarren, R., Nogales, C., (1964). Obras marítimas. Ed. Dossat. Madrid.
- Jensen, O., J., (1984) A monograph on Rubble Mound Breakwaters. Ed. Danish Hydraulic Institute.
- Losada, M.A., Giménez-Curto L.A. (1981). *Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action*. Coastal Engineering. 4. pp 1 87-206.
- Losada, M.A., Giménez-Curto L.A. (1982). *Mound Breakwaters Under Obligue Wave Attack: A Working Hypothesis*. Coastal Engineering. Vol. 6, N° 1, pp 83-92.
- Losada, M. A., (1992) *Recent developments in the design of moundbreakwaters*. Capítulo 21 del libro Handbook of Coastal and Pecan Engineering. John B. Herbich, Ed. pp 939-1050.

Losada, M. A., Martín, F. L., Medina, R. (1995) *Wave Kinematics and Dynamics in Front of Reflective Structures*. Capítulo del libro *Wall Forces on Inclined and Vertical Wall Structures*, editado por el Task Committee on Forces on Inclined and Vertical Wall Structures, American Society of Civil Engineers (A.S.C.E.), pp 282-310.

Martín, F. L. (1995) *Estudio Hidrodinámico de la Interacción de Ondas de Gravedad con Estructuras Reflejantes*. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.

Nagai, S., (1973). *Wave Forces on Structures*. *Advances in Hydrosience*. Vol 9. Ed. Academic Press.

Oumeraci, H., Kortenhaus, A. *Analysis of the Dynamic Response of Caisson Breakwaters*. *Coastal Engineering*. Vol. 22, N° 1, pp 159-183.

Pedersen, J., Burcharth, H. F., (1992). *Wave forced on crown walls*. *Proc. 23rd Int. Conference on Coastal Engineering ASCE*, Venecia, Italia, pp. 1489-1502

Ramsden, J. D. and Raichlen, F., (1990). *Forces on Vertical Wall Causea by Incident Bares*. *J. of Waterway. Port. Coastal and Ocean División*. ASCE. Vol 116- 5. pp. 592-613.

Sainflou, G. (1928). *Essai sur les diques maritimes verticales*. *Ann. Ponts Chaussees*. 98 (4). pp 5-48.

Van der Meer, J.W., d'Angremond, K., Juhl, J. (1995). *Pmbabilistic calculations of waveforces on vertic al Structures*. *Publicación N° 487 de Delft Hydraulics*. pp 1- 14.

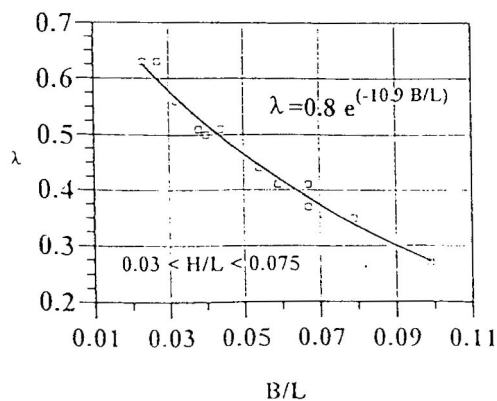


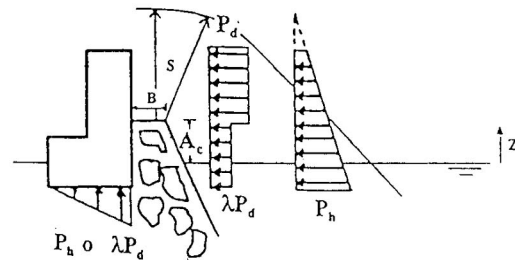
Figura 1.1

ANEJO I: RESUMEN DEL MÉTODO

-Método: Se plantea el esquema de esfuerzos totales bajo los dos estados de carga, **DE FORMA INDEPENDIENTE**, seleccionando como situación de

cálculo aquella que origine el menor coeficiente de seguridad.

-Nomenclatura:



H, T, L: Altura, período y longitud de la ola de cálculo a pie de dique.

Ru: Run-up de la ola de cálculo

-Estados de carga:

a) Estado 1: Cargas dinámicas. $P_d = \lambda \alpha p g s$

- * $\lambda = 1 \quad A_c < z < A_c + s$
 $\lambda =$ (ver figura 1.1) cota cimentación $< z < A_c$.
- * $\alpha = 2 \frac{R_u}{H} \cos^2 \beta \cos^2 \theta$
- * $s = H(1 - \frac{A_c}{R_u})$

b) Estado 2: Cargas pseudohidrostáticas.

$$P_h = \mu p g (s + A_c - z)$$

* $\mu =$ (ver Figura 1.2) cota cimentación $< z < A_c + s$

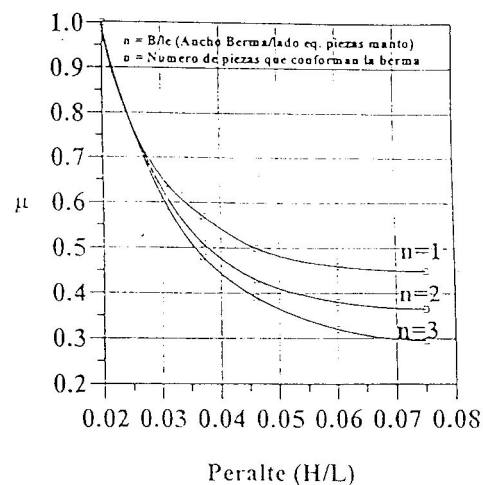


Figura 1.2

ANEJO II. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO

Determinación del parámetro α

Expresar las presiones dinámicas en función de la anchura del bore, de la forma αpgs , es una práctica habitual, (Nagai, 1973, Tensen, 1984, Ramsden et al., 1990). El parámetro α contiene la información de la celeridad de aproximación de la lámina de agua de anchura s . Así, α será función del Run-up relativo de la onda, del talud (β) del manto principal y del ángulo de incidencia del oleaje (θ). Aplicando conservación de energía y despreciando las pérdidas por fricción, la celeridad del frente de la lámina de agua ascendente, a su paso por $z = A_c$, será:

$$|v| = \sqrt{2(R_u - A_c)g}$$

y, puesto que la lámina de agua debe viajar sensiblemente paralela al talud, la componente de la velocidad en el plano horizontal y normal al espaldón, a su paso por $z = A_c$, será:

$$v_x = \sqrt{2(R_u - A_c)g} \cos \beta \cos \theta$$

En la hipótesis de que toda la cantidad de movimiento horizontal de la lámina de agua de anchura s a la cota A_c es transmitida al espaldón vertical:

$$\Delta V_x = mv_x = \rho v_x v_x \Delta t = I$$

$$P_d \Delta t = I \quad \text{luego} \quad P_d = \alpha pgs = \rho v_x^2$$

donde V_x es la cantidad de movimiento horizontal normal al espaldón e I es el impulso. Por lo tanto, se obtiene la siguiente expresión de α :

$$\alpha = 2 \frac{Ru}{H} \cos^2 \beta \cos^2 \theta$$

Veamos que valores adopta éste parámetro α . Suponiendo un valor característico de Ru/H , por ejemplo 1, un talud de dique de escollera clásico (p.e. 2:1), $\cos^2 \beta = 0.8$, e incidencia normal, un valor típico de α será $\alpha = 1.6$.

Estudio experimental de los parámetros λ , y μ

Del estudio de los resultados experimentales de diversos autores (p.c. Pedersen et al., 1992, Günbak, 1984) se observa una reducción de las presiones en la zona del espaldón protegida por la berma, próxima al 50 %. El proceso que origina las cargas dinámicas es la deceleración de la masa de agua en su aproximación al espaldón, por lo tanto, la reducción de estas cargas en la zona protegida por el talud estará asociada a la reducción de la velocidad de la lámina de agua en el interior del manto. Así, dicha pérdida de velocidad de la masa de agua estará asociada, en primer lugar, al propio flujo (velocidad) y, por supuesto, a la naturaleza del manto (porosidad, fricción, ancho de berma).

La complejidad de los procesos de pérdida de carga de un flujo turbulento en un medio poroso prácticamente imponen la estimación empírica de los parámetros λ y μ . Por lo tanto, para el establecimiento de dichos coeficientes, en el Laboratorio de Ingeniería Oceanográfica y de Costas de la Universidad de Cantabria se ha realizado una serie de ensayos específicos sobre modelo a escala. En dichos ensayos se ha representado a escala 1/90 la sección del Dique Príncipe de Asturias del Puerto de Gijón, sobre el que se ha hecho incidir trenes de ondas regulares.

Los parámetros barajados para el estudio de la variación de λ y μ han sido: altura de onda, período y anchura de la berma de coronación.

Los períodos de onda utilizados corresponden a 12, 14, 16 y 18 s en el prototipo. Se ha ensayado tres anchuras de berma: berma de una, dos y tres piezas. El espaldón se instrumentó mediante sensores de presión de tipo strain-gauge, tanto en su paramento expuesto como en la base. En la figura II. 1 se muestra la sección ensayada así como la situación de los sensores.

Mediante sensores de superficie libre se registró las series temporales del oleaje a sotavento y a barlovento del dique. Haciendo uso de los métodos adecuados se realizó el análisis de dichas señales, obteniéndose las alturas de onda incidente, reflejada y transmitida. Mediante la integración de la presiones registradas por los sensores se obtiene la fuerza total sobre la estructura.

De esta forma se obtienen las series temporales de fuerza sobre el espaldón. En la Figura II.2 se muestra un tramo de la serie temporal de fuerzas netas horizontales correspondiente al caso $H = 12$ m, $T = 16$ s y anchura de berma 1 pieza.

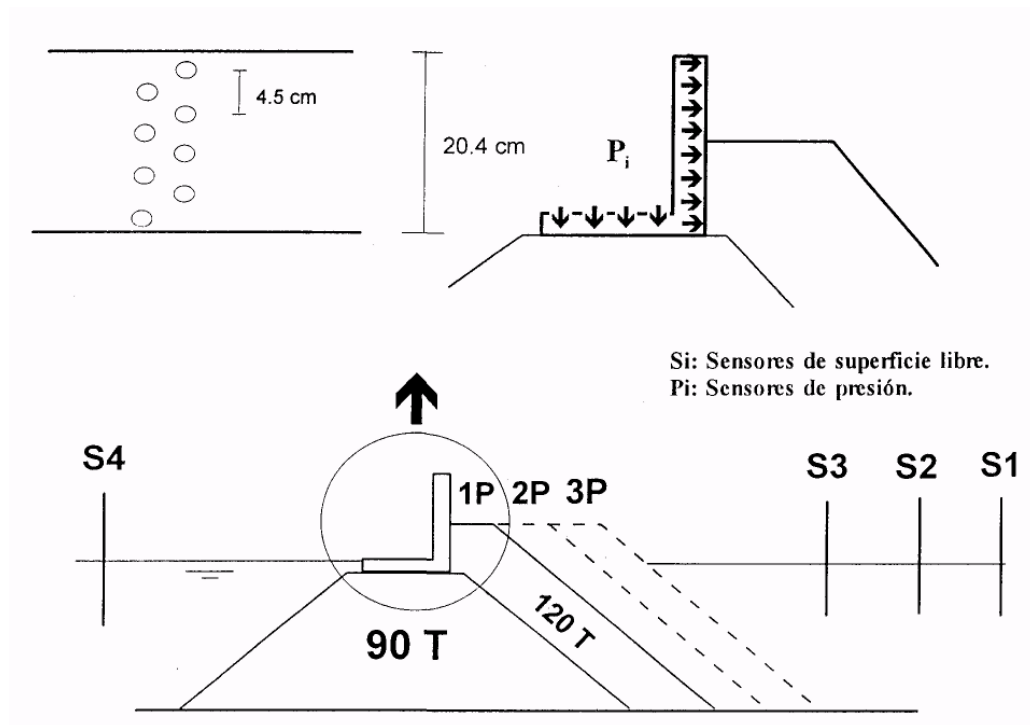


Figura II. 1. Disposición experimental

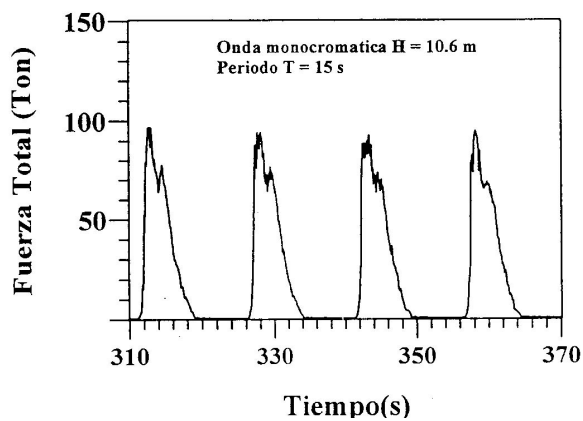


Figura II.2. Serie temporal de fuerzas obtenidas experimentalmente

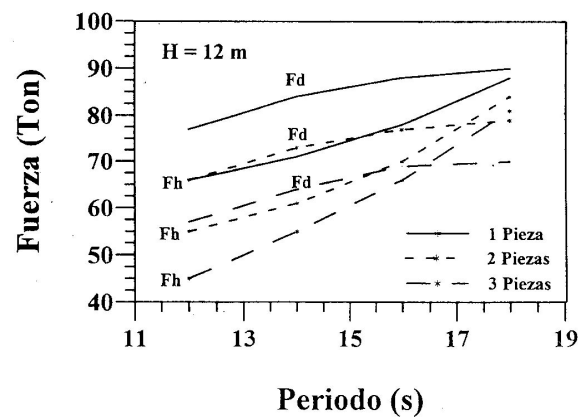


Figura II.3. Evolución de las fuerzas máximas dinámicas y pseudohidrostáticas con el periodo

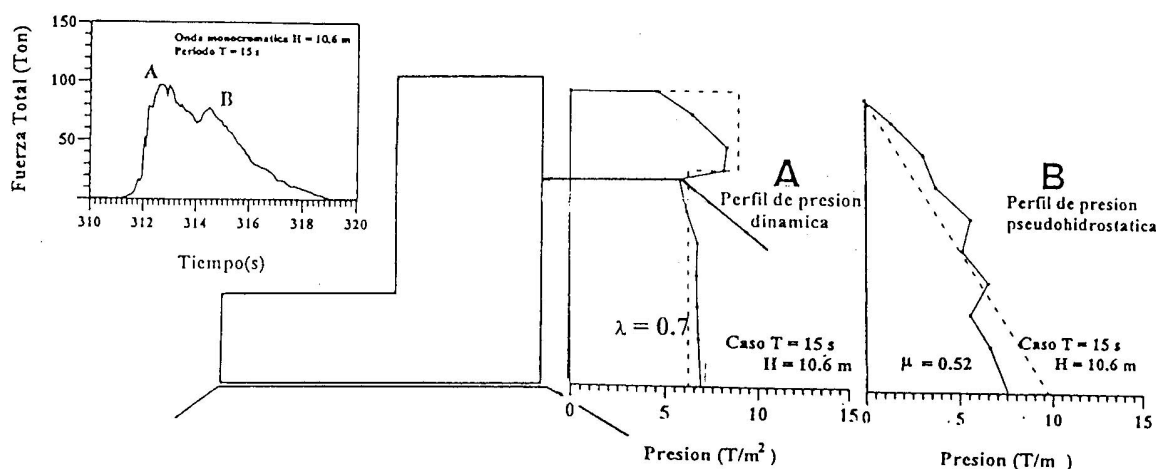


Figura 11.4. Obtención de los parámetros λ y μ mediante el ajuste de las leyes de presión.

En la Figura II.2 se observa los dos máximos relativos correspondientes a las acciones dinámicas y a las pseudohidrostáticas. En este caso la hipótesis de carga de cálculo es la debida a las acciones dinámicas (primer máximo). Seleccionando, en cada caso ensayado, la dos fuerzas máximas relativas (una fuerza dinámica y una pseudohidrostática por caso), se confecciona la Figura II.3. En esta Figura se observa el efecto del ancho de berma. Como cabía esperar mayores anchos de berma dan lugar a menores fuerzas sobre el espaldón, con el mismo oleaje incidente. Además se observa como a partir de periodos de 16 segundos, y en función del ancho de la berma, las acciones pseudohidrostáticas son superiores a las dinámicas.

El ajuste de los parámetros λ y μ se ha realizado comparando las fuerzas resultantes proporcionadas por la experimentación y el modelo, así como las leyes verticales de presiones correspondientes a las dos hipótesis de carga. Así, el modelo resultante además de proporcionar las fuerzas resultantes según a los resultados experimentales, ajusta los perfiles de presiones de cálculo, pudiéndose realizar adecuadamente el cálculo de los momentos sobre el espaldón.

En la Figura II.4 se muestra esquemáticamente un ejemplo del ajuste de λ y μ para el caso de $H = 10.6$ m y $T = 15$ s.