

MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN FEDERAL, INVERSIÓN PÚBLICA Y SERVICIOS
SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
SUBSECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS



**EVALUACIÓN DE CRITERIOS DE DAÑO Y
REVISIÓN DE RESULTADOS
EXPERIMENTALES PARA UNIDADES
PREMOLDEADAS BETONCOVER**

INFORME FINAL

Abril, 2007

Informe LHA-272-01-07

LABORATORIO DE HIDRAULICA

EVALUACIÓN DE CRITERIOS DE DAÑO Y REVISIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES PARA UNIDADES PREMOLDEADAS BETONCOVER

Informe Final

RESUMEN

La empresa CORIPA S.A. ha convenido con el Laboratorio de Hidráulica del INA los presentes estudios en modelo hidráulico bidimensional destinados a ampliar el conocimiento de las características hidráulicas de bloques premoldeados de hormigón *Betoncover*, diseñados para la protección de taludes contra la acción del oleaje.

Se presentan resultados de los estudios realizados con olas regulares sobre el unidades *Betoncover* para taludes de pendiente 1:3 y 1:2. Incluye los resultados obtenidos sobre estabilidad, coeficiente de reflexión y trepada de la ola (run-up), además una descripción de la metodología de ensayos y comparación con resultados de estudios previos efectuados con olas aleatorias.

PALABRAS CLAVE

Modelación física – Protección de taludes – Olas – Criterios de daño

Informe	LHA 272-01-07
Fecha	Marzo, 2007
PROYECTO	661
COMITENTE	CORIPA S.A.



**INA
LABORATORIO DE HIDRAULICA**

DIRECTOR

Ing. J.C. De Lio

JEFE DEL PROGRAMA DE HIDRÁULICA MARÍTIMA

Ing. R. D. Castellano

Informe producido por

Ing. R. Cáceres

Equipo de trabajo

*M.M.O. S.L. Peralta
Téc. Mec. C.A. Haspert*

Asesoramiento

Ing. S. Loschacoff

Fotografía y video

Srta. Beatriz Moreno

INDICE DE MATERIAS

1	INTRODUCCION	1
2	OBJETIVOS.....	2
3	MARCO TEÓRICO	3
3.1	Mecanismos de falla	3
3.2	Estabilidad.....	4
3.2.1	Estabilidad estructural	4
3.2.2	Estabilidad Geotécnica	8
3.3	Trepada de la ola (Run-up)	9
3.4	Reflexión.....	10
3.5	Unidades Betoncover®.....	12
4	DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES EXPERIMENTALES	13
5	DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL MODELO	14
5.1	Protección con filtro granular y con geotextil bajo la cubierta.....	14
5.2	Leyes de similitud	15
5.3	Selección de la escala	15
5.4	Efectos de Escala.....	16
5.4.1	Consideraciones generales.....	16
5.4.2	Efectos de escala en el filtro granular.....	16
5.5	Unidades Betoncover	17
5.6	Base de asiento	18
5.7	Filtro granular	19
5.8	Filtro geotextil.....	20
6	METODOLOGÍA EXPERIMENTAL	21
6.1	Escenarios hidrodinámicos	22
6.2	Olas Regulares	22

6.3 Duración de los ensayos	23
6.4 Determinación de la Estabilidad	23
6.5 Determinación del Run Up	24
6.6 Determinación del coeficiente de Reflexión.....	25
7 RESULTADOS	26
7.1 Estabilidad estructural y geotécnica. Mecanismos de falla	26
7.2 Interpretación de Resultados – Olas Regulares.....	28
7.3 Curva límite de estabilidad.....	31
7.4 Curva de diseño	32
7.5 Comparación de resultados obtenidos con olas irregulares	34
7.6 Corrección del factor de estabilidad F.....	38
7.7 Run up	41
7.8 Coeficiente de reflexión.....	42
8 CONCLUSIONES	43
ANEXO I.....	51
ANEXO II.....	53
ANEXO III.....	55
ANEXO IV	56
ANEXO V	58
ANEXO VI	60
ANEXO VII	63

EVALUACIÓN DE CRITERIOS DE DAÑO Y REVISIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES PARA UNIDADES PREMOLDEADAS BETONCOVER®

Abril, 2007

1 INTRODUCCION

Entre los años 2003 a 2005 se realizaron estudios hidráulicos mediante modelación física de la resistencia al oleaje de taludes protegidos con diversas unidades premoldeadas de hormigón desarrolladas por CORIPA S.A. Se analizaron distintas inclinaciones de talud y distintas composiciones de la base de apoyo.

Sobre la base de los ensayos realizados se propusieron curvas de estabilidad que relacionan las propiedades resistentes del talud revestido con las características de las olas incidentes. Las curvas incorporaron coeficientes de seguridad que tuvieron en cuenta diversas incertezas derivadas de la metodología experimental y de la aplicabilidad de los criterios de análisis de daño.

En el presente informe se presentan nuevos resultados experimentales realizados con el propósito de mejorar y ampliar la descripción los procesos de deformación y rotura del talud, y su interpretación bajo el marco de los modelos teóricos y empíricos disponibles.

Los estudios se llevaron a cabo entre el 1 de Noviembre de 2006 y el 28 de febrero de 2007.

2 OBJETIVOS

El presente estudio tiene por objetivos la mejora del conocimiento del desempeño, el desarrollo de los procesos de daño y la seguridad de las curvas de diseño establecidas previamente para bloques Betoncover®. El estudio se realizó mediante ensayos en un canal de olas disponible en el Laboratorio de Hidráulica del INA sobre taludes protegidos con bloques Betoncover, con *olas regulares*, de manera de facilitar la observación de los límites de resistencia para este tipo de unidades.

3 MARCO TEÓRICO

En este capítulo se presentan los criterios de daño que se utilizaron para evaluar los resultados experimentales. Estos criterios han seguido los lineamientos generales establecidos por K. Pilarczyk¹ y el manual holandés CUR².

3.1 Mecanismos de falla

Los revestimientos de bloques son colocados para proteger el talud subyacente del ataque de las olas. Los mecanismos de falla de esos revestimientos pueden ser los siguientes:

- Expulsión de un bloque de la cubierta de protección
- Asentamiento de la cubierta de protección a causa de la introducción del material de base granular en el filtro
- Deslizamiento de la cubierta de protección sobre el talud por falta de una adecuada estructura al pie o un buen anclaje
- Inestabilidad geotécnica

Los mecanismos que interesan particularmente en este estudio son los de expulsión del bloque e inestabilidad geotécnica.

Para que un bloque pueda ser expulsado fuera de la protección, la fuerza de succión ejercida por las olas debe ser superior al peso del bloque más la fricción entre piezas. Los bloques sueltos permanecen estables por debajo de un cierto valor de altura de ola, pero ocurrirán pequeños movimientos si la altura de ola supera ese umbral. Si la altura de ola fuera aún mayor, el bloque comenzará a moverse, pudiendo no volver a su posición original luego de ocurrida la sollicitación. En esos casos la pérdida del bloque es inminente.

¹ Pilarczyk, 1998, 1999.

² CUR (Center for Civil Engineering Research and Codes), Balkema, 1995

En el caso de asentamiento de la cubierta, el impacto de las olas provoca una deformación de la misma que conduce inicialmente a la formación de un perfil tipo “S”, cuando la misma es una ondulación suave, evolucionando a un perfil tipo “Z” cuando el asentamiento relativo es importante respecto de la altura del bloque. Ello provoca un descenso localizado del perfil (en el caso de bloques no vinculados) lo que produce una mayor exposición de algunos de los bloques al flujo de agua y la pérdida de traba con bloques vecinos, aumentando el riesgo de resultar expulsado de la cubierta.

3.2 Estabilidad

3.2.1 Estabilidad estructural

La estabilidad de la cubierta de bloques de una obra de protección de taludes está amenazada por la expulsión de los mismos debido a la diferencia de presión que originan las olas que inciden sobre el talud. Esta diferencia de presión ocurre en el momento de máximo descenso (run down) de la ola. En ese momento el talud drena agua hacia afuera, ocasionando fuerzas de empuje sobre la cara inferior de la cubierta de bloques.

En la **Figura 1** se esquematiza una situación de máximo run down. En ella se muestra cómo el agua que ha ingresado a la estructura a través de las unidades, sale en el lugar donde la presión externa sobre el talud es pequeña. Este flujo causa una diferencia de presión sobre la cubierta y una fuerza ascensional neta que tiende a mover el bloque hacia arriba y eventualmente expulsarlo de la cubierta.

En este modelo la circulación del agua dentro del filtro es responsable de la expulsión de los bloques. El flujo está limitado por el espesor del filtro granular y la permeabilidad del conjunto. Las fuerzas que contrarrestan la acción hidrodinámica son el peso propio del bloque y la fricción lateral con bloques vecinos.

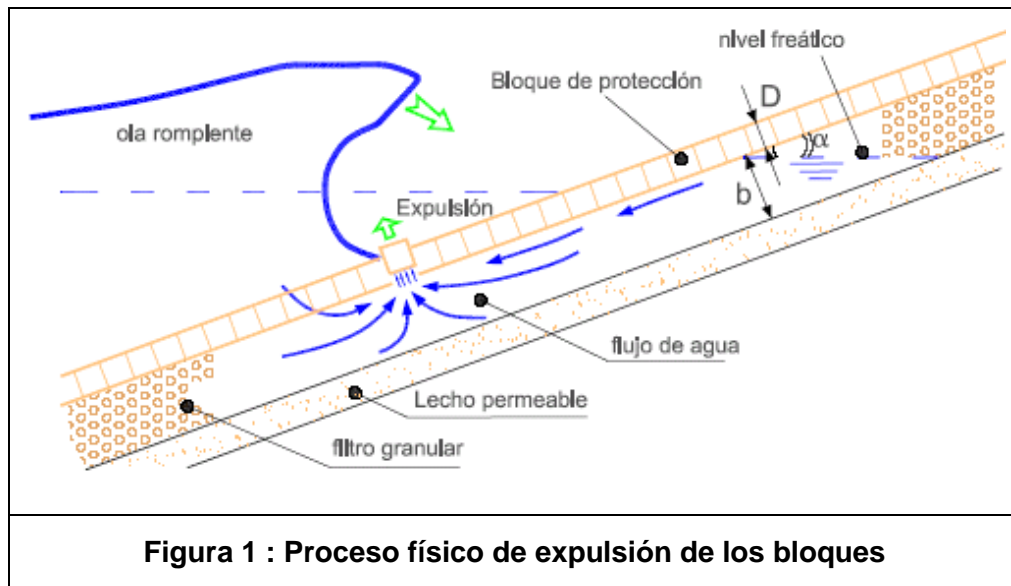


Figura 1 : Proceso físico de expulsión de los bloques

En el caso de olas rompiendo sobre la estructura y una cubierta permeable sobre filtro granular, el cálculo teórico de la máxima diferencia de presión es considerablemente complejo. La diferencia de presión sobre la cubierta es medida a través de la **longitud de derrame**³, parámetro cuya expresión es⁴ :

$$\Lambda = \sqrt{\frac{b_f D k_f}{k'}} \quad (1)$$

donde: Λ es la longitud de derrame (m), b_f es el espesor del filtro, D el espesor de la protección, k_f es la permeabilidad del filtro y k' es la permeabilidad de la cobertura.

La diferencia de presión que se desarrolla sobre la cubierta es mayor si la longitud de derrame lo es. Según la expresión (1), un filtro de apoyo de mayor espesor y permeabilidad favorece el desarrollo de mayores diferencias de presión entre las caras superior e inferior del bloque.

³ Manual CUR, Balkema, 1995.

⁴ Bezuijen, et al., 1990

La ecuación general resultante de este **modelo teórico**⁵ que interpreta el fenómeno de la estabilidad es la siguiente:

$$H_{scr} = c \Delta D \left(\frac{D}{\Lambda \xi_{op}} \right)^{0.67} \quad (2)$$

en donde:

Hs: altura de ola significativa

Δ : densidad del material de la pieza relativa al agua $\left(\frac{\rho_m}{\rho_a} - 1 \right)$

D: espesor del bloque

ξ_{op} : parámetro de rotura o de Iribarren

Λ : longitud de derrame

y c es un coeficiente que depende levemente de Δ , de $\tan \alpha$, de la fricción entre bloques, etc. Para un determinado bloque, la relación (2) muestra que un incremento en la diferencia de presión (longitud de derrame) reduce la altura máxima de ola que el bloque resiste.

El parámetro de rotura se define como sigue:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{Hs / L_{op}}} \quad (3)$$

en la cual: α es el ángulo del talud, $L_{op} = 1.56 T_p^2$: longitud de onda en aguas profundas que resulta del período de pico del espectro (T_p).

⁵ CUR/RWS, 1995a and Pilarczyk, 1998, 1999.

Otro método de análisis es el modelo de caja negra o **método empírico**², el cual utiliza un factor de estabilidad F que se obtiene mediante modelación física. La ecuación general de este método es la siguiente:

$$\left(\frac{H_s}{\Delta D}\right)_{cr} = \frac{F \cos \alpha}{\xi_{op}^b} \quad (4)$$

con un máximo de $\left(\frac{H_s}{\Delta D}\right)_{cr} = 8$; $\text{ctg } \alpha \geq 2$

donde b: constante, 2/3 para revestimientos de bloques no vinculados.

En ambos métodos de diseño la ecuación que indica la condición de estabilidad crítica, a partir de la cual la sollicitación supera la capacidad resistente de la protección, depende del parámetro de rotura:

$$\left(\frac{H_s}{\Delta D}\right)_{cr} = f(\xi_{op})$$

Si se comparan las ecuaciones (2) y (4), se concluye que el factor **F** del método simplificado es una función de la longitud de derrame Λ :

$$F = f(\Lambda)$$

Con lo cual el factor F lleva implícitos todos parámetros físicos que afectan la estabilidad de la protección y que se incluyen en la longitud de derrame del método analítico.

El método analítico se apoya en la descripción empírica de los procesos básicos intrínsecos que llevan a la aparición y desarrollo del daño sobre el talud. Permite abordar el dimensionado de la protección a partir de características físicas de los elementos componentes. El método empírico presenta algunas ventajas para

evaluar la respuesta del sistema a la variación de alguna de las propiedades de sus elementos componentes. Sin embargo, muestra una gran sensibilidad a algunas de las variables indicadas cuya cuantificación por otro lado no es simple (**ver Anexo I**). Su aplicación tiene algunas ventajas cuando no resulta posible determinar **F** en forma directa para el tipo de protección específica.

3.2.2 Estabilidad Geotécnica

Para el caso de inestabilidad geotécnica que conduce a un deslizamiento superficial cuando se tiene terraplenes de arena, se han diseñado diversas ecuaciones que interpretan el fenómeno y permiten verificar si el espesor de la cobertura más el del filtro son adecuados para evitar este mecanismo de falla. Una de ellas es la siguiente (Benzuijen, 1990):

$$\Delta D + (1-n)\Delta_f b = d_s - 2.8(1-n)\Delta_z (1 - \tan \alpha / \tan \Phi) [(T_p k)/(n_z W_L)]^{1/2} \quad (5)$$

que es válida si la cobertura tiene una estructura de pie o anclaje superior.

En ella se indica:

D: espesor de la cobertura (debe reducirse por los espacios vacíos entre bloques u orificio del mismo)

Δ_f : densidad volumétrica relativa del material de filtro = $(\rho_f - \rho)/\rho$

Φ : ángulo de fricción interna del material de base (arena) $\approx 30^\circ$ suelta, $35 - 40^\circ$ compacta.

α : ángulo del talud.

Δ_z : densidad volumétrica relativa de la arena = $(\rho_z - \rho)/\rho$

Δ : densidad volumétrica relativa de la cobertura

n: porosidad del filtro.

N_z : porosidad de la arena.

T_p : período de la ola.

d_s : mínima carga de presión sobre el talud inmediatamente antes del impacto de la ola

k: permeabilidad de la arena de base

W_L : contenido de aire del agua ≈ 0.05 a 0.10

Se desprende de la ecuación que para algunas condiciones la cobertura puede ser estable ante la acción de la ola, pero no así su base, por lo que se hace necesario incrementar el espesor de la cobertura o del filtro para lograr la estabilidad.

Los lineamientos para el cálculo y demás valores de interés son indicados en el manual CUR.

3.3 Trepada de la ola (Run-up)

La trepada de la ola (run-up) es una característica técnica que interesa conocer por tener incidencia en la definición de la altura de las obras costeras, pues de ello dependerá tanto el riesgo de inundación de los terrenos protegidos como la estabilidad del talud interno de la obra. Para cuantificar este parámetro se ha definido el $R_{u2\%}$, que es la diferencia de altura medida en la vertical respecto del nivel estático del agua que es superada por el 2 % de las olas incidentes.

El run up relativo está dado por $R_{u2\%}/H_s$, con H_s altura de ola significativa. Esta altura de ola significativa es la que ocurre al pie de la estructura.

En general, esta medida relativa es dada en función del parámetro de rotura o de Iribarren ξ , definido como lo indica la ecuación (3).

La fórmula de diseño general que se aplica en diques es la siguiente⁶:

$$R_{u2\%} / H_s = 1.6 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{op}$$

⁶ Coastal Engineering Conference, 1992.

(6)

con un máximo de $3.2 \gamma_f \gamma_\beta$

donde: γ_b : factor de reducción por berma, γ_f : factor de reducción por rugosidad del talud y γ_β : factor de reducción por ataque oblicuo.

Esta ecuación es válida para el rango que comprende $0.5 < \gamma_b \xi_{op} < 4$ o 5 .

En el presente estudio la incidencia de las olas es normal al talud y no hay presencia de berma, sólo interviene el coeficiente de reducción por rugosidad y es uno de los objetivos del mismo determinar su valor.

Es importante destacar que la ecuación (6) lleva incluido un margen de seguridad debido a la dispersión propia de la modelación física de donde surgió. Ese margen de seguridad consiste en un desvío estándar de la muestra. El valor medio de ese conjunto de valores arroja la siguiente ecuación:

$$R_{u2\%} / H_S = 1.5 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{op} \quad (7)$$

El coeficiente 1.5 será el utilizado para determinación del factor de reducción por rugosidad.

3.4 Reflexión

Cuando un tren de olas se encuentra con un obstáculo en su propagación, sea un muro permeable o impermeable, una inclinación del fondo, un talud inclinado, etc, refleja una cierta cantidad de energía variable según el caso. Esa energía reflejada depende del período de las olas, de su altura y de ciertas propiedades físicas del obstáculo. El grado de ola reflejada está definido por medio de un parámetro denominado coeficiente de reflexión C_R , que establece la relación entre la altura de ola reflejada y la ola incidente.

Interesa conocer ese coeficiente para esta particular protección por su posible uso en obras, como puertos, donde la agitación interna debe ser controlada.

El coeficiente de reflexión para el caso de un talud inclinado recto dependerá de la inclinación del talud, su rugosidad y porosidad. También dependerá de la pendiente de la ola H_s/L (L = longitud de la onda). Por tanto, para una dada rugosidad y porosidad, el coeficiente de reflexión estará en función del parámetro de rotura o Iribarren ξ .

Algunas investigaciones de laboratorio (Seelig and Ahrens 1981, Seelig 1983, Allsop and Hettiarachchi 1988)⁷ indican que para la mayoría de los tipos de obras el coeficiente de reflexión puede calcularse con la siguiente expresión:

$$C_R = \frac{a \xi^2}{b + \xi^2} \quad (8)$$

donde los valores de los coeficientes a y b dependen principalmente de la geometría de la estructura y en menor medida del tipo de ola, si es regular o irregular.

Para el caso del presente estudio, en el que el talud es recto y alcanzado por olas regulares, los valores de los coeficientes a y b de acuerdo a la referencia citada, son los siguientes:

$$a = 1.0 \quad ; \quad b = 5.5$$

Para tener como referencia un valor mínimo del coeficiente de reflexión, con la misma ecuación se pueden determinar los valores correspondientes al enrocado con:

$$a = 0.6 \quad ; \quad b = 6.6$$

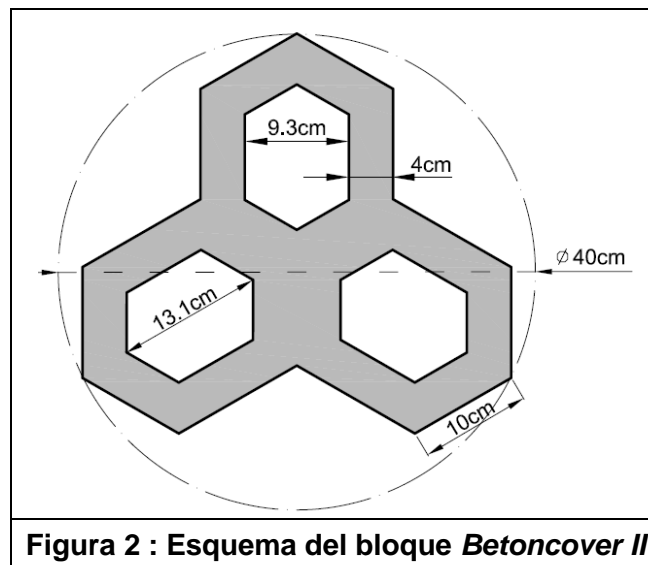
⁷ Coastal Engineering Manual, U.S. Army, Corps of Engineers, Versión Preliminar 2001.

Ambas curvas resultantes (talud plano y enrocado) de la ecuación (8) serán utilizadas como referencia para el presente estudio.

3.5 Unidades Betoncover®

Los bloques prefabricados Betoncover II están constituidos por hormigón simple, con una altura de 23 cm y un peso aproximado de 25 kg.

La configuración en planta que presentan dichos bloques es de dodecágono regular con orificios pasantes, constituidos por la suma de tres prismas hexagonales unidos en dos de sus caras (**Figura 2**).



El área abierta es de 37 %. El área total de la sección es de 780 cm², el área neta de 490 cm² y el volumen neto de cada pieza es de 0.0113 m³.

El rendimiento que poseen los bloques es de 12.8 piezas por metro cuadrado.

4 DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES EXPERIMENTALES

Los ensayos se llevaron a cabo en un canal de olas de 28 m de largo, por 0.60 m de ancho y una profundidad de 0.70 m. Con un generador de olas oleohidráulico de alta presión, controlado por una servoválvula.

La medición de altura de ola se realizó mediante un conjunto de tres sondas separadas entre sí a una distancia variable entre 15 y 25 cm de acuerdo al período de las olas utilizado. El conjunto se ubica a mitad de recorrido entre el generador de olas y el talud.

Además se realizaron mediciones de la altura de la ola con una sonda individual ubicada a 2 m del pie del talud. Las señales eléctricas son convertidas en valores digitales de tensión y almacenadas en una computadora para su procesamiento.

5 DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL MODELO

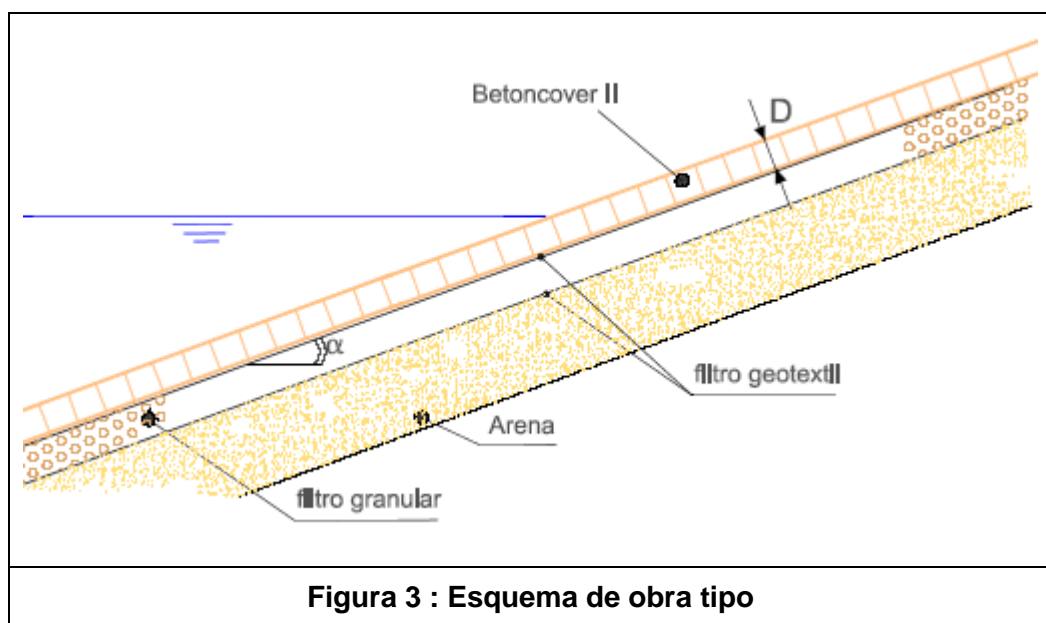
5.1 Protección con filtro granular y con geotextil bajo la cubierta

El esquema de obra ensayado corresponde al mismo que se utilizó en la modelación anterior con oleaje irregular. Este esquema posee una cubierta de bloques Betoncover apoyados sobre un filtro granular una piedra similar a la utilizada normalmente en la elaboración del hormigón convencional (granulometría 6/20).

El filtro utilizado es de una granulometría tal que requiere de la colocación de geotextil entre el mismo y la cubierta de bloques, de manera de evitar la fuga de la fracción menor del material por los orificios de las piezas.

De igual manera resulta necesario salvar la discontinuidad entre el filtro granular y la base de asiento de arena. Por lo tanto debe colocarse geotextil entre ambos materiales para evitar la penetración del material de la arena en el filtro.

El esquema de obra tipo puede verse en la **Figura 3**



5.2 Leyes de similitud

Las fuerzas a que están sometidas las unidades de la protección por el flujo de agua generado por las olas son las de inercia, de arrastre y las viscosas. Las fuerzas de inercia resultan por el gradiente de presiones del agua al ser la protección atacada por la ola. Las fuerzas de gravedad también están involucradas y son las más importantes en este tipo de fenómenos, siendo junto a las de inercia las predominantes. Por tanto la ley de similitud que gobierna el fenómeno es la ley de Froude, que establece la relación entre las fuerzas de inercia y las gravitatorias. Cuando el número de Froude **F** es igual en el modelo y en el prototipo, las fuerzas de inercia relativas a las gravitatorias resultan escaladas adecuadamente, pero no así las fuerzas viscosas, que requieren de igualdad de número de Reynolds en modelo y prototipo, siendo imposible satisfacer ambas condiciones al mismo tiempo, y resultando en consecuencia distorsionada la relación entre fuerza de inercia y viscosas cuando el tamaño del modelo es menor que el del prototipo y la escala es la de Froude.

5.3 Selección de la escala

La escala adoptada fue la misma que el estudio anterior (ver Informe LH – 244 – 01 – 04). En dicho estudio el criterio seguido para adoptar la escala, fue en base a las dimensiones del canal, la máxima ola posible de generar en el canal y el tamaño comercial de la matriz que permite la construcción de los bloques en el modelo.

La escala de longitudes que resultó de dicho análisis adoptó el valor de:

$$E_L=9.1$$

De acuerdo a la ley de Froude, la escala de tiempos surge a partir de la anterior, siendo su expresión:

$$E_T = \sqrt{E_L} = 3.02$$

Escala de pesos: $E_p = EL^3 = (9.1)^3 = 754$. De acuerdo a esto el peso de cada unidad modelo debe ser aproximadamente de 33 gramos.

5.4 Efectos de Escala

5.4.1 Consideraciones generales

El modelo en escala reducida tiende a sobreestimar la estabilidad de la estructura al producirse un incremento de los efectos viscosos a medida que se aumenta la escala. Este error no es de cuantificación simple.

En el caso de taludes protegidos con enrocado se admite que estos efectos de escala son despreciables si el número de Reynolds (Re) es mayor que 40.000. El número de Reynolds se define en esos casos como:

$$Re = \frac{U \cdot D}{\nu} \quad (9)$$

donde U es una velocidad (en este caso la celeridad de la ola), D una dimensión característica del elemento y ν la viscosidad cinemática del agua.

En el caso de cubiertas como la que aquí se estudia la aplicación de este criterio no es necesariamente válida. No obstante puede establecerse que el número de Reynolds definido en la ecuación (9) es del orden de 30 a 40×10^3 , es decir que *eventualmente la influencia de los efectos viscosos debidos a la escala reducida no serían significativos en la modelación realizada.*

5.4.2 Efectos de escala en el filtro granular

El flujo del agua a través del filtro o el terraplén, según el caso, tiene un efecto importante en el fenómeno de la estabilidad de las piezas, pues de él dependen las diferencias de presión que ocurren sobre ambas caras de los elementos

premoldeados. Esto podría acarrear algunos efectos de escala en esas zonas del modelo donde las fuerzas viscosas tienen mayor importancia, donde el número de Reynolds dejaría de permanecer constante en la zona de flujo turbulento para ingresar en la zona de flujo laminar. *Para minimizar esos efectos de escala el tamaño del material granular que compone el filtro requiere ser distorsionado.*

Adoptando inicialmente este efecto de escala, el diámetro en el modelo se puede expresar de la siguiente manera⁸:

$$d_M = d_P / E_L * K \quad (10)$$

El cálculo de K puede verse en el **Anexo II**

5.5 Unidades Betoncover

Las piezas del modelo utilizadas en este estudio son las mismas que en el estudio anterior (LH – 244 – 01 – 04).

Para verificar las características de las piezas se realizó el pesaje de una muestra del total de las piezas. Los valores resultantes de la medición del peso de la muestra solo mostraron una leve diferencia en valores medios, con lo cual se consideran los valores correspondientes al estudio anterior:

$$\mu = 31 \text{ g}$$

$$\sigma = 0.9 \text{ g}$$

$$C = 0.03$$

⁸ *Scale Effects in Coastal Hydraulic Models* (H. Oumeraci) - Congreso Internacional de Efectos de Escala – IAHR – 1985)

Donde μ es el valor medio, σ es el desvío standard y C el coeficiente de variación (σ / μ). Debe notarse el bajo valor de C (3 %) lo que indica la buena calidad de fabricación de las piezas.

El valor de la densidad relativa definida como la relación entre el peso específico medio de las piezas (cociente entre el peso medio y el volumen teórico de una pieza) y la densidad del agua fue de:

$$\Delta_M = \frac{\rho_m - \rho_a}{\rho_a} = 1.08$$

donde: Δ_M : densidad relativa de las piezas del modelo
 ρ_m : densidad del material componente
 ρ_a : densidad del agua

5.6 Base de asiento

Para la base de asiento se utilizó arena con la siguiente granulometría en el modelo:

d_{10} : 0.16 mm

d_{50} : 0.24 mm

d_{90} : 0.34 mm

El coeficiente de uniformidad, $C_u = 1.70$

Como se ha visto en el apartado anterior, la relación de escala para los granos del suelo no es necesariamente la escala lineal. La relación que vincula esas magnitudes es la siguiente (**ver Anexo II**):

$$d_p = d_M * E_L^{1/4} \quad (11)$$

Por lo que la granulometría de la arena representada en prototipo resulta:

d_{10} : 0.3 mm

d_{50} : 0.4 mm

d_{90} : 0.6 mm

5.7 Filtro granular

Para el filtro granular se utilizó una gravilla con la siguiente granulometría en el modelo:

d_{10} : 1.45 mm

d_{50} : 2.45 mm

d_{90} : 3.65 mm

El coeficiente de uniformidad, $C_u = 1.90$

Como se mencionó anteriormente se deben distorsionar las escalas para el material granular del filtro. Con la ecuación (10) puede determinarse la granulometría resultante en prototipo (**ver Anexo II**):

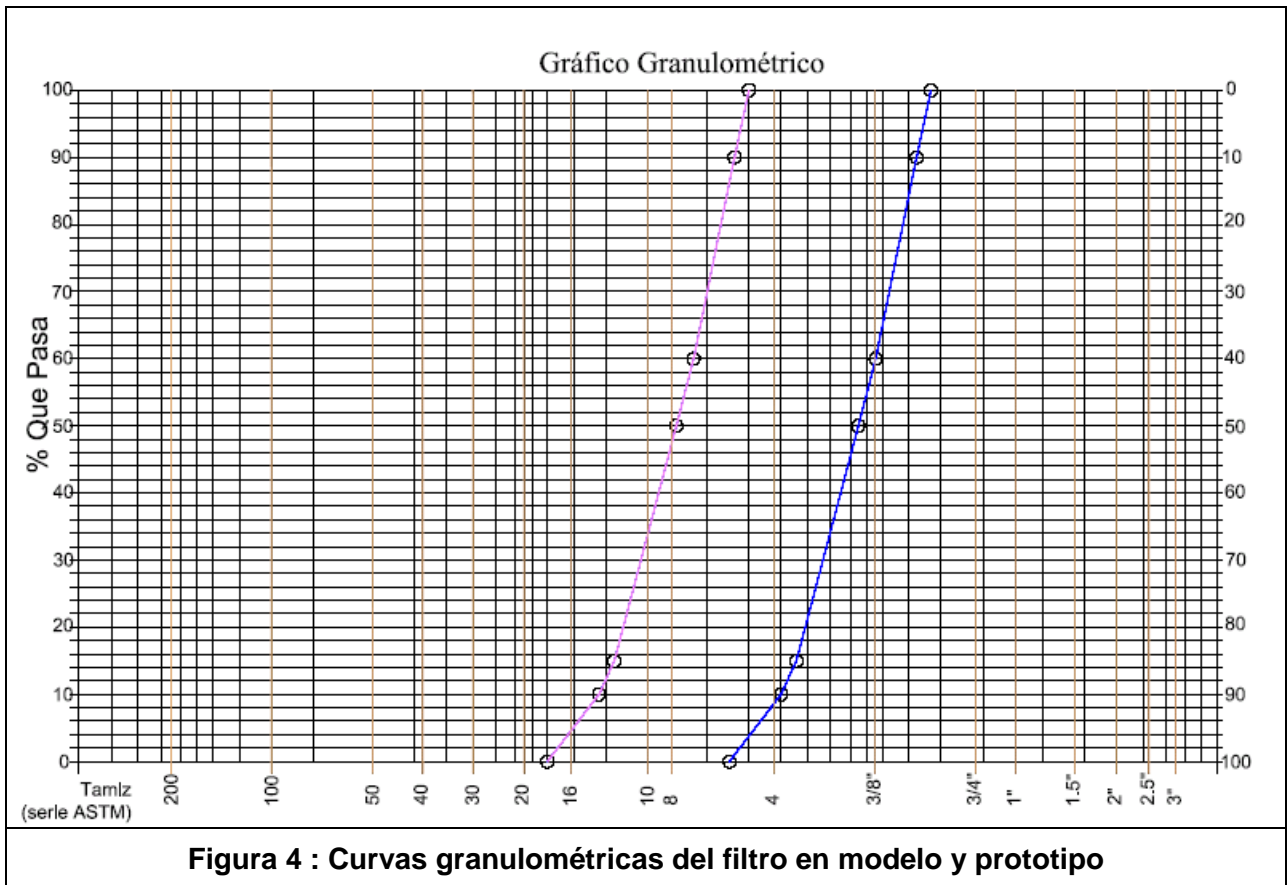
d_{10} : 4.9 mm

d_{50} : 8.3 mm

d_{90} : 12.3 mm

El tamaño máximo representado en el modelo resulta levemente menor al de la piedra utilizada en el hormigón convencional (granulometría 6/20). Esto no afecta en forma importante los resultados pues el d_{15} se encuentra bien representado y este diámetro es el que influye en la resistencia a falla geotécnica (Manual CUR²).

En la **Figura 4** se puede observar las curvas granulométricas correspondientes al filtro del modelo y prototipo.



5.8 Filtro geotextil

Para simular el geotextil se utilizó la misma tela tejida de trama fina de los estudios anteriores (para más detalles ver Informe LH – 244 – 01 – 04).

Esta tela posee las siguientes características:

Permisividad = 0.8 l/seg

Espesor = 0.2 mm

Permeabilidad = 0.016 cm/s

6 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

El objetivo de este estudio es encontrar una curva umbral de estabilidad, que constituya el límite que separa la zona estable de la inestable para el sistema de protección.

Por tanto, el procedimiento metodológico para realizar los ensayos fue determinar la ola incidente (ola regular) y establecer la respuesta de la cubierta de bloques a la acción de estas olas.

La realización de un conjunto de ensayos preliminares permitió ajustar la metodología en detalle para la realización de ensayos sistemáticos. La misma consistió en solicitar a la protección por medio de escalones crecientes de carga (distintas alturas de ola) durante un cierto tiempo para cada período de ola definido.

Al cabo de esa duración se observa el daño. Si aún no se hubiera producido daño se continuó con un escalón de carga inmediato superior. En particular, la diferencia entre cada escalón de carga fue de unos 2 cm de altura de ola en el modelo.

Finalizado cada ensayo, se determinó el daño ocurrido relevando todas las piezas que sufrieron algún desplazamiento relativo por medio de un calibre.

Finalmente se caracteriza cada ensayo por un valor de altura de ola, un período de pico del espectro y un valor de estabilidad de acuerdo con los criterios de falla antes descritos.

Cabe recordar que durante este estudio se consideraron solamente los dos siguientes mecanismos de falla: expulsión del bloque e inestabilidad geotécnica.

6.1 Escenarios hidrodinámicos

El programa de ensayos consistió en la prueba hidráulica de los bloques premoldeados Betoncover para dos inclinaciones de talud diferentes, 1:2 y 1:3 (V:H).

Cada escenario hidrodinámico está caracterizado por un período de ola diferente.

De acuerdo a las posibles zonas donde va a ser utilizada esta protección, se estimó que sobre la misma podrían incidir olas de los períodos relativamente cortos, propios de cuerpos de agua en los que el fetch es limitado, como en lagos o ríos. Se escogió sobre esa base un rango de variación del período de las olas en el entorno de los 3 a 5.5 segundos.

La altura de ola fue incrementada escalonadamente de manera de cubrir un rango suficiente de situaciones en cada escenario.

Se decidió utilizar un nivel estático para los ensayos sistemáticos de 0.50 m para todos los períodos para lograr una adecuada altura de ola generada y por otra parte limitar la trepada máxima de la ola.

6.2 Olas Regulares

En el presente estudio las olas generadas en el canal para la prueba hidráulica del modelo fueron regulares y responden a una ley sinusoidal.

Cabe destacar que la forma del espectro resultante de este tipo de oleaje es concentrado en torno a la altura de ola individual media generada.

La señal que recibe la placa generadora de las olas corresponde a la siguiente función:

$$y = A. \text{sen}(\omega t)$$

6.3 Duración de los ensayos

Según los estudios realizados, la duración de los ensayos para este tipo de protección influye en los resultados. Se observó que si para la duración fijada no ocurre el movimiento del bloque, es poco probable que sufra algún desplazamiento al continuar el ensayo. Por el contrario, si sufrió algún desplazamiento en esa instancia, seguramente se producirá un mayor daño al continuar el ensayo.

Para esta etapa del estudio, se efectuaron ensayos preliminares en los que se observó el desarrollo del daño en la protección en función del tiempo, obteniéndose como conclusión que al cabo de 30 minutos el daño desarrollado llega a una situación de equilibrio en el modelo para condiciones hidrodinámicas constantes.

6.4 Determinación de la Estabilidad

La determinación de la estabilidad se ha realizado siguiendo los lineamientos generales establecidos por K. Pilarkczyk² y el manual CUR¹.

Para el caso de bloques no vinculados como los Betoncover, y cuando se trata de cargas extremas en la vida útil de la protección (condición de diseño), se evalúa el comportamiento de las unidades ante “olas individuales” según los siguientes criterios:

- a. No debe haber movimiento del bloque para olas individuales iguales a la altura de ola H_s .
- b. Se permiten movimientos de hasta el 10 % de la altura del bloque para olas individuales de altura comprendida entre H_s y $H_{2\%}$.

En estos casos es importante también juzgar si la interacción entre bloques sueltos está puesta en riesgo por la deformación. Los autores holandeses consideran que esto ocurre efectivamente y el criterio de falla utilizado para cuantificarlo es el siguiente:

- c. Si la amplitud de la deformación (asentamiento) es mayor al 50 % del espesor del bloque, se considera falla de la protección.

En cada ensayo se observó qué tipo de mecanismo de falla fue predominante y luego se aplicó el criterio de falla correspondiente, estableciendo así el resultado del ensayo en estable o inestable.

Teniendo en cuenta la precisión alcanzada en la terminación del talud de arena construido, se establecieron los siguientes criterios de falla en el modelo:

- En el caso del mecanismo de expulsión del bloque:

Desplazamiento de falla (*ascenso relativo*) = $0.1 * D_M + e_{m\acute{a}x} = 3 \text{ mm}$

- En el caso del mecanismo de inestabilidad geotécnica (formación de un perfil "Z"):

Desplazamiento de falla (*descenso*) = $0.5 * D_M + e_{m\acute{a}x} = 17 \text{ mm}$

donde D_M es el espesor del bloque del modelo ($\approx 25 \text{ mm}$) y $e_{m\acute{a}x}$ es una medida del desplazamiento inicial relativo entre piezas (es una medida de la precisión alcanzada en la terminación del talud de arena y filtro granular). Cabe aclarar que para que un desplazamiento sea de tal medida, ese valor debe ser constante en todo el perímetro de la pieza o el promedio con las que se referencia. El valor de $e_{m\acute{a}x}$ se estimó en 0.5 mm de asentamiento relativo positivo (descenso) o negativo (ascenso).

6.5 Determinación del Run Up

De acuerdo a lo presentado en el apartado **3. Marco Teórico – Run up**, con este estudio se pretende determinar el coeficiente de rugosidad que interviene en la ecuación de cálculo del run-up para cada tipo de unidad premoldeada.

Para ello se realizó la medición del run-up por medio de medición directa con cinta métrica sobre el vidrio de observación para cada una de las alturas de ola y sus períodos correspondientes.

Así se formaron ternas de valores de $Ru_{2\%}$, H_s y ξ con las que se determinaron los valores del coeficiente de rugosidad γ_f para cada ensayo por medio de la ecuación (7).

6.6 Determinación del coeficiente de Reflexión

A través del análisis de los valores adquiridos por las tres sondas usadas, mediante la transformada de Fourier, y conociendo la distancia que las separa entre sí (variable con el período de la ola) se pudo determinar las características del espectro de ola incidente y reflejado⁹.

Obtenidas las alturas de ola incidente y reflejada se determinó el coeficiente de reflexión C_R dado en el apartado 3.

Los resultados se graficaron con los pares ordenados, C_R vs. ξ . A su vez, en el mismo gráfico se incluyeron los valores dados por otros autores, como los de la ecuación (8), utilizados como referencia.

⁹ Y. Goda – Y. Suzuki, Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments, ASCE, Coastal Engineering Conference, ch. 48, 1976

7 RESULTADOS

Se realizaron los ensayos correspondientes a dos pendientes de talud diferentes y un conjunto de períodos de ola según se mencionó en el apartado correspondiente a escenarios hidrodinámicos.

En el caso del talud 1:3 se realizaron ensayos con períodos de 2.5, 3, 3.5 y 5 seg. Con el talud 1:2 se realizaron ensayos con períodos de 2.8, 3, 3.5 y 4 seg.

De esta manera se logró una buena densidad y distribución de valores para la correspondiente representación gráfica de los resultados, necesaria para la determinación de la curva de estabilidad, Run up y la evaluación de la reflexión.

7.1 Estabilidad estructural y geotécnica. Mecanismos de falla

Como se mencionó anteriormente los mecanismos de falla analizados fueron los de expulsión de bloques y falla geotécnica.

Cabe destacar que es difícil que se presenten en forma separada estas formas de daño. El predominio de uno u otro mecanismo depende del parámetro de rotura o de Iribarren ξ_{op} , el que determina el tipo de rotura de la ola y que es función de la pendiente de la ola (H_s/L) y la pendiente del talud.

- *Rotura de ola*

La rotura de las olas ha sido clasificada en tres tipos según el valor del parámetro de rotura (Trabajo experimental de Galvin, 1968). Para el rango de ξ_{op} que se presenta frecuentemente en este estudio, interesa en particular la rotura por enrollamiento (Plunging). Dicha situación se presenta para valores del parámetro de rotura comprendidos entre 0.5 y 3. La cresta de la ola se enrolla sobre si misma encerrando un bolsón de aire y la rotura se produce con violencia. Para valores de

ξ_{op} mayores a 3.3 la rotura se denomina ampollada (Surging) con una acción menos nociva para la estructura.

- *Descripción de los mecanismos de falla*

Para valores de ξ_{op} entre 3 y 4 aproximadamente se observó que el comienzo del daño de la cubierta es por el mecanismo de expulsión de bloques. Se observaron bloques aislados que comienzan a ser removidos de su posición original. Esto se debe a que para ondas largas la diferencia de presión en las caras del bloque aumenta porque el desarrollo del flujo de agua que circula por el filtro es más importante debido a que la trepada de la ola es mayor, con lo cual es mayor el descenso (run down) y consecuentemente la fuerza de expulsión.

La expulsión de los bloques no se debe sólo a la fuerza de empuje mencionada, sino que también influye la rotura de la ola en la zona afectada y la consecuente disipación de energía que provoca el debilitamiento de la estructura y la consiguiente pérdida de interacción entre bloques, favoreciendo así el movimiento de los mismos.

Para valores pequeños del parámetro de rotura, del orden de 1 a 1.5, se observó que el daño comienza por la deformación del filtro. Esto se debe a que la rotura de la ola es más localizada, con poca trepada y por lo tanto el flujo de agua durante el descenso es menos importante. Cuando la deformación del filtro es pronunciada comienza el movimiento de los bloques, ya que se produce el debilitamiento de la estructura y existe mayor exposición de los mismos.

En el rango intermedio del parámetro de Iribarren (de 1.5 a 2.5) el mecanismo de falla no es tan definido y la estructura resulta más afectada que en los casos anteriores, ya que el flujo que provoca la expulsión sigue siendo importante y la rotura de la ola sobre el talud también resulta de considerable intensidad por tratarse de una rotura por enrollamiento bien localizada.

Estos comportamientos fueron observados para ambas inclinaciones de talud, pero en el talud 1:2 el comportamiento de la estructura es más frágil que en el talud de 1:3, ya que una vez alcanzado el límite de daño admisible, si se supera la altura de ola correspondiente a dicho límite, la expulsión de los bloques afectados es inminente y sin retorno para iguales condiciones hidrodinámicas.

Cabe destacar que las fallas geotécnicas sólo se registraron en el filtro granular y no en la base de asiento de arena. En algunos ensayos para talud 1:2 aparecieron pequeñas deformaciones en la arena por consecuencia de la acción del oleaje pero que pueden ser despreciadas.

7.2 Interpretación de Resultados – Olas Regulares

Los criterios utilizados para evaluar los resultados experimentales realizados, han seguido los lineamientos generales establecidos por K. Pilarkczyk. Las curvas de estabilidad que vinculan la variable adimensional $H/\Delta D$ con el parámetro de Iribarren χ utilizan precisamente la altura significativa de ola H_s .

En el presente estudio se evaluó el comportamiento de la protección para cargas extremas en su vida útil, es decir, cuando se trata de condiciones de diseño. Esto implica evaluar el comportamiento de las unidades ante olas individuales según los criterios mencionados anteriormente, a saber:

- NM: no movimiento de bloque para H_s
- DT: daño tolerable (movimiento es de hasta 10% de la altura del bloque) para olas individuales comprendidas entre H_s y $H_{2\%}$.

Este criterio de daño para mantas de elementos premoldeados no es conceptualmente distinto del utilizado (con idénticos parámetros adimensionales) en otros tipos de protecciones de taludes constituidas por elementos premoldeados de hormigón. **(Anexo III)**

El procedimiento metodológico para realizar los ensayos fue determinar la ola incidente (ola regular) y establecer la respuesta de la cubierta de bloque a la acción de estas olas.

En el curso de los ensayos realizados se observaron particularmente situaciones de no movimiento (NM) y de daño tolerable (DT) las que fueron asociadas a las correspondientes alturas de ola medidas H_m .

El último paso consistió en interpretar las olas regulares incidentes observadas H_m como si fuesen componentes individuales de un conjunto de olas que responden a una distribución aleatoria, y especialmente, expresarlas en función de una virtual altura significativa H_s . **(Anexo IV)**

Ello es necesario para generar la curva de estabilidad, ya que se debe transformar el valor de altura de ola determinado experimentalmente H_m en altura significativa H_s , que es el parámetro de diseño que se utiliza para el dimensionamiento de la estructura.

Para los ensayos efectuados fue posible establecer que la relación entre H_{DT} y H_{NM} resultó con un valor medio $\mu = H_{DT}/H_{NM} = 1,30$ y un desvío standard $\sigma=0.056$. Ese valor difiere del valor teórico 1,42 que surge de la relación $H_{2\%}/H_s$, como ha propuesto Pilarczyk para las dos situaciones consideradas (NM y DT).

La metodología del estudio requiere entonces asignar a H_m la ola irregular equivalente ($H_{n\%}$) a partir de la observación del comportamiento del modelo físico teniendo en cuenta los criterios de daño de Pilarczyk.

Tanto la observación de situaciones de NM como de DT están potencialmente afectadas por la modelación. Puede señalarse que en ambos extremos del rango de alturas de ola (H_s hasta $H_{2\%}$) la determinación de la situación límite (en cuanto al desempeño de la cubierta) pudo resultar afectada ya sea por la dificultad de observación de muy pequeños movimientos, o la discretización de los escalones de

altura de ola. Dado que no resulta posible atribuirle mayor confianza a la observación del DT que al de NM, se consideró razonable que el intervalo de alturas de ola observadas en el modelo se halle centrado respecto de los límites fijados por Pilarczyk (ver **Figura 5**) y que la diferencia entre H_{DT}/H_{NM} entre la teoría y los resultados experimentales ($1,42-1,30 = 0,12$) se distribuyera entre ambos extremos de la escala.

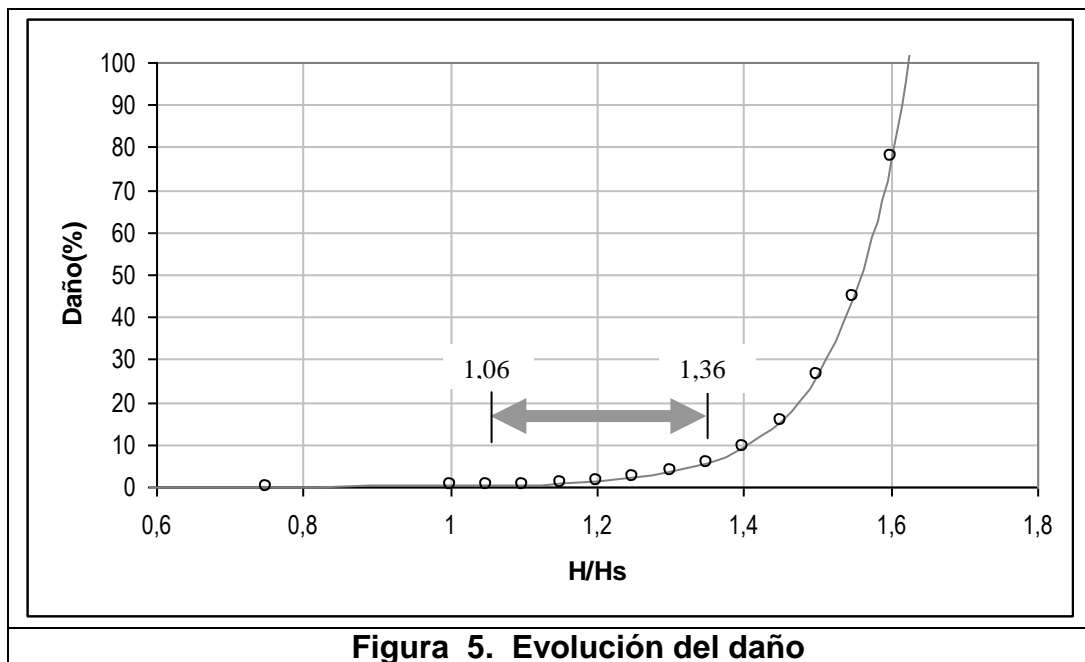


Figura 5. Evolución del daño

Así, para la situación de NM se adoptará:

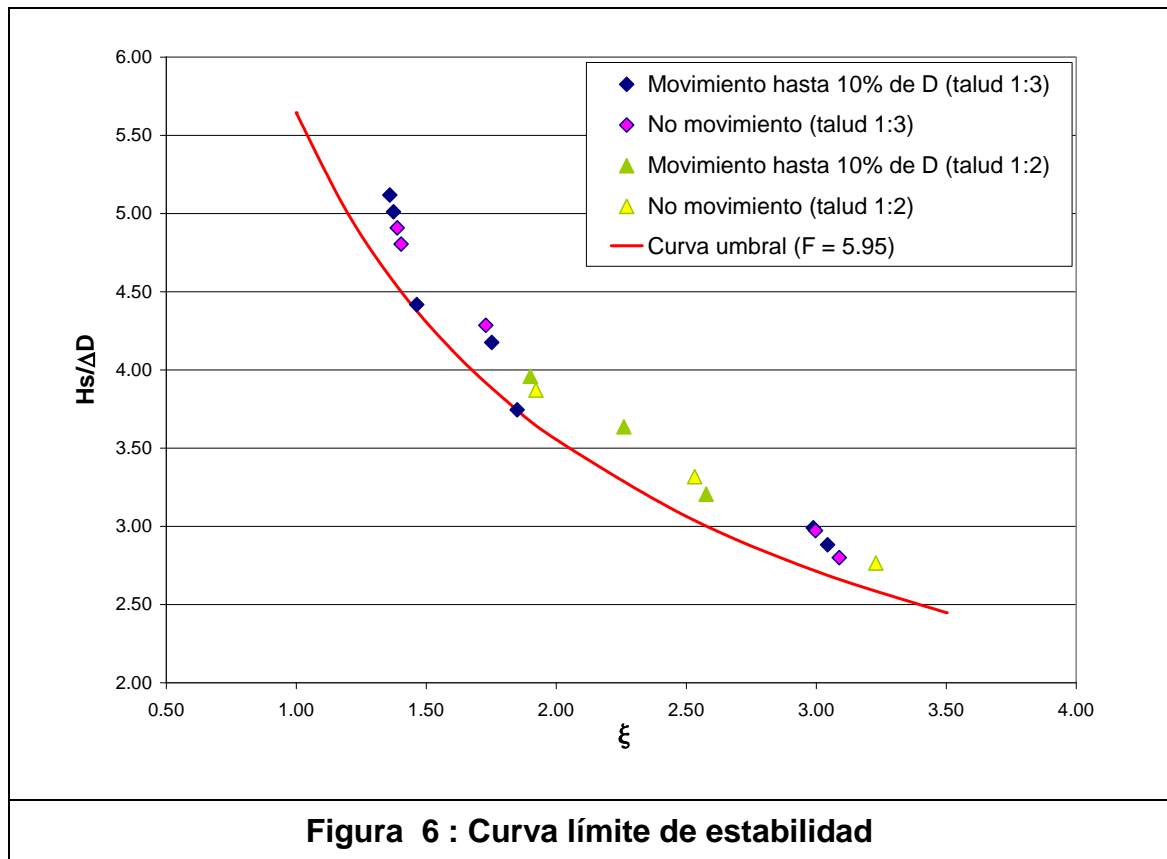
$$H_{sNM} = \frac{H_m}{(1,00 + 0,06)}$$

De igual manera, para el DT se adopta:

$$H_{sDT} = \frac{H_m}{1,30 + 0,06}$$

7.3 Curva límite de estabilidad

Con los criterios expresados anteriormente, fue posible convertir los valores experimentales observados H_m en H_s y generar una serie de pares de valores $H_s/\Delta D - \xi_{op}$. Siguiendo la metodología aplicada en estudios previos, se aplicó la relación funcional del método empírico (III Marco Teórico – *Estabilidad estructural*) y a partir de ello se determinó el valor de F , de manera de que todos los resultados experimentales resultaran ubicados por encima de la curva límite de estabilidad (Figura 6).



La curva límite de estabilidad así determinada resultó:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = \frac{F \cdot \cos \alpha}{\xi^c}$$

con $F=5,95$ y $b=0.67$ para DT .

7.4 Curva de diseño

La metodología experimental consistió en la medición de las olas y la determinación del movimiento de los bloques en correspondencia con la ola determinada en un modelo en escala reducida (1:9,1). Pueden identificarse básicamente dos fuentes de errores: **a)** los resultantes de la de observación o medición (aleatorios) y **b)** los efectos de escala (sistemáticos).

Con respecto a los primeros, sus efectos se manifiestan en la dispersión de resultados experimentales. Es importante destacar que la cantidad de ensayos efectuados es limitada y que la caracterización de los errores aleatorios resulta afectada por esta circunstancia.

Los errores sistemáticos están relacionados con la escala del modelo y la similitud entre modelo y prototipo de los procesos físicos representados. Aunque las observaciones experimentales fueran efectuadas sin error, los resultados no serán exactamente los reales por los efectos derivados de haber adoptado una escala reducida. Los errores por efecto de escala son de carácter sistemático. Sin embargo, como se ha indicado en **5.4. Efectos de escala** por los efectos viscosos no serían significativos.

Lo expuesto permite abordar la cuantificación de un coeficiente de seguridad para el valor F , que deberá aplicarse sobre los resultados experimentales. A tal efecto se realizó un análisis de la variabilidad de estos resultados bajo la consideración de que están afectados básicamente por errores aleatorios.

Si se supone que F es una variable normalmente distribuida, a partir de los resultados experimentales puede determinarse la probabilidad de que F no resulte inferior a determinado valor F_x (**Anexo V**). Bajo esa hipótesis la *curva experimental límite de estabilidad* (**Figura 6**, $F = 5,95$) presenta una garantía (probabilidad teórica de ser superado) de 96,8%. Es decir, teóricamente si se realizara una gran

cantidad de ensayos que tuvieran el mismo valor medio y desvío standard que los realizados, sólo un 3,2% de los mismos arrojarían un valor inferior a ese.

Esto significa que la adopción de un valor para F depende de la seguridad que se desee asignar a la estructura.

Esto depende de factores externos, tales como la función que cumple la estructura y por el otro la elección de la ola de diseño, la que conlleva algún factor de seguridad expresado a través del período de retorno escogido para la misma.

En la siguiente tabla se pueden observar distintos valores de F y su correspondiente garantía determinada a partir del modelo de distribución normal:

Tabla 1 Coeficiente de estabilidad F vs. %G

F	Garantía
6.28	80%
6.23	85%
6.16	90%
6.06	95%
5.85	99.1%

7.5 Comparación de resultados obtenidos con olas irregulares

Los resultados obtenidos en 2004 con olas aleatorias se resumen en la siguiente Tabla, donde H y T se han expresado en valores de prototipo:

Tabla 2 Resultados experimentales de 2004

cot α	T (seg)	Hs (m)	ξ	C	F
2	4.8	0.91	3.16	7.8	8.8
3	5.1	1.17	1.95	7.3	7.8
3	4.2	1.11	1.65	6.1	6.5
4	6.2	1.08	1.86	6.5	6.8
4	5.0	1.17	1.44	5.9	6.2
3	5.0	1.17	1.92	9.1	7.7
3	4.0	1.11	1.57	7.5	6.3

El peso específico relativo para esos ensayos fue $\Delta=1.08$.

En el estudio de 2004 los resultados experimentales fueron representados mediante la expresión de estabilidad del método analítico, habiéndose cuantificado el valor de la constante **C** de la ecuación (2) (columna 5 de la **Tabla 2**)

Esto implicó determinar la longitud de derrame Λ que es una función de la permeabilidad de la cubierta y del filtro según la ec. (1). La permeabilidad del filtro está relacionada con la porosidad, y el diámetro del material que lo compone, mientras que la de la cubierta se halla vinculada al área abierta del bloque.

En caso de presencia de geotextil, su permeabilidad debe ser incorporada al cálculo. Lo expuesto pone en evidencia la dificultad para evaluar la longitud de derrame Λ y consecuentemente de C (ver **Anexo I**).

Para realizar una comparación entre ambos conjuntos de resultados, también se determinó F directamente a partir de los resultados experimentales de 2004, los que se han agregado en la última columna de la **Tabla 2**.

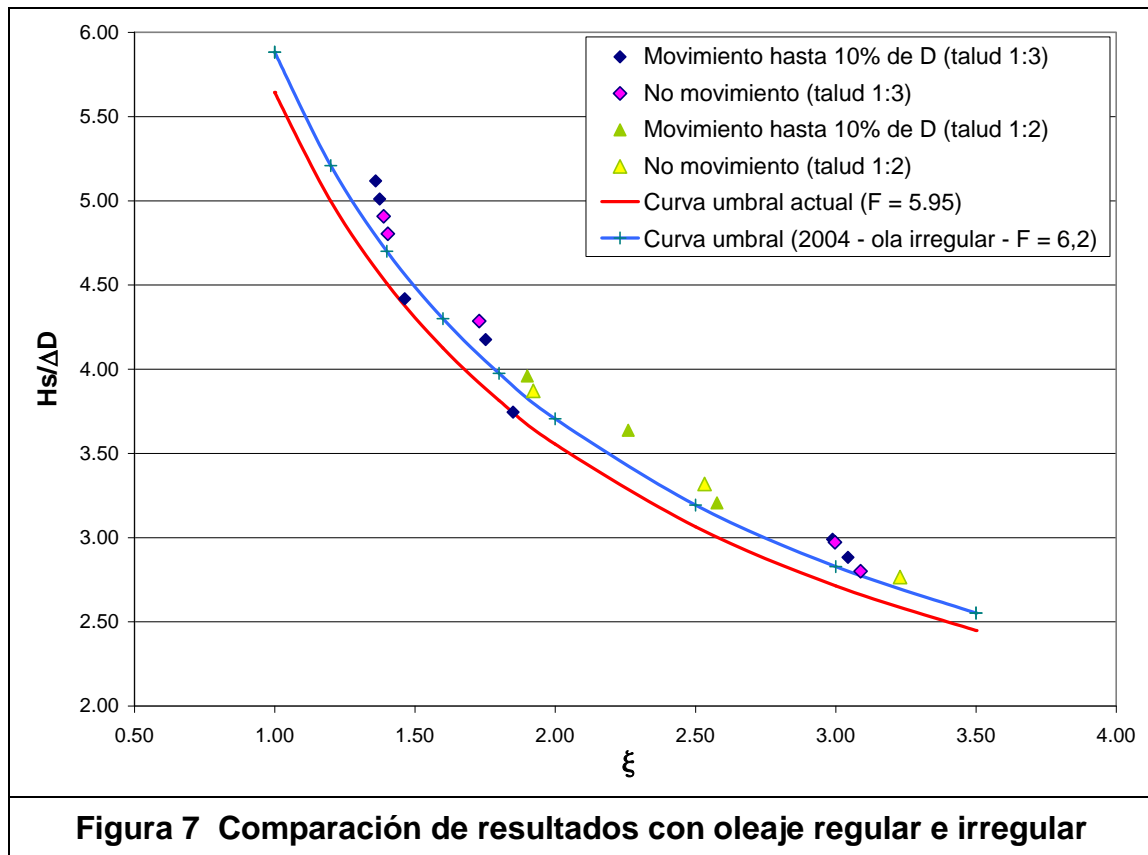
En ese caso (7 ensayos) el valor medio resultó $F = 7,1$ y el desvío standard $\sigma = 1,0$. Puede notarse que σ es considerablemente mayor para esa serie de ensayos que el valor determinado en el presente estudio para olas regulares ($\sigma = 0,28$). El valor mínimo experimental fue $F_{\min}=6,2$, que resulta 5% mayor que el actual ($F_{\min}=5,95$).

El valor medio de F de 2004 es 9 % mayor que el actual ($F=6,52$), lo que puede estar reflejando las distintas características del filtro de apoyo y especialmente la metodología experimental.

Con respecto a la metodología actual (olas regulares), puede señalarse que:

- La falla se encuentra en una zona bien localizada de la estructura, generalmente abarcando dos o tres filas de bloques. Esto permite una mejor visualización del daño en la estructura.
- Se distingue mejor el momento entre falla por expulsión y falla geotécnica.
- Las mediciones de ascensos o descensos se realizan en forma relativa, sin necesidad de un relevamiento completo del talud, con lo cual se reducen los errores de medición.

Por todo lo indicado resultó más previsible el momento de falla tanto expulsión, geotécnica o simultánea. Por lo tanto es posible determinar con gran precisión la ola individual que provoca el daño.



En el estudio con **oleaje irregular**, si el daño observado es tolerable, se *infiere* que las olas individuales que componen el tren de olas aleatorias y que han producido ese daño se hallan comprendidas entre H_s y $H_{2\%}$.

Se concluye entonces que la clasificación del resultado del ensayo (Estable o No estable) a partir de la determinación de H_s tiene una incerteza considerable (debe recordarse que $H_{2\%}$ es un 40% mayor que H_s)

En cambio en los estudios con **oleaje regular**, es posible determinar con mayor exactitud la ola individual que lleva a la generación de algún tipo de daño y consecuentemente caracterizar dicho resultado (daño admisible o inadmisibles).

Las diferencias metodológicas antes indicadas seguramente contribuyeron por una parte a reducir la dispersión de resultados con respecto al estudio previo. Por la otra, al resultar la acción de las olas regulares más localizada en el talud que en el

caso de olas irregulares, es posible que el mismo daño ocurriera con olas de menor altura.

Por todo lo expuesto puede concluirse que, a pesar de las diferentes metodologías aplicadas en cada caso y de algunas diferencias en la sección transversal estudiada, los resultados obtenidos son razonablemente concordantes con los del 2004. En efecto, en la **Figura 7** se observa que los límites de estabilidad de los ensayos realizados con ola regular e irregular, resultan similares. Se observa también que los puntos en general se encuentran muy próximos, respaldando aún más los estudios realizados.

El oleaje regular también implica la llegada y disipación en el talud, de una cantidad uniforme de energía por unidad de tiempo (potencia). Es esta la razón por la cual la duración de estos ensayos fue considerablemente más reducida que aquéllos efectuados con olas irregulares. Experimentalmente se estableció una duración de 30 minutos para alcanzar una situación estable, considerablemente más reducido que las tres horas necesarias para el caso de olas irregulares. Teóricamente puede estimarse la duración requerida de manera que la energía total disipada sea equivalente Surge del análisis teórico que el tiempo requerido para provocar el mismo daño en ensayos con oleaje regular debe ser de 24.35 minutos (**Anexo VI**).

La duración determinada experimentalmente (30 minutos) es sensiblemente equivalente al tiempo teórico indicado. Si se aceptan como válidos los aspectos teóricos presentados en el análisis de la duración de los ensayos, podría aceptarse la posibilidad de efectuar una corrección al tiempo del ensayo con la premisa de que la energía total requerida para provocar el daño (ver **Anexo VII**) sea la misma en los ensayos con ola regular e irregular.

La disminución del tiempo de ensayo de 30 minutos a 24.35 minutos, implicaría una consiguiente reducción del número de olas y la necesidad de incrementar la altura de ola para conservar la misma energía total disipada sobre la cubierta de bloques.

Para los ensayos con oleaje regular se encontró que dicho factor de corrección es $F_c = 1.11$ (**Anexo VII**), es decir que desde un punto de vista teórico sería correcto admitir una reducción de 6 minutos en el tiempo de ensayo y un incremento de la altura de ola que asegure la llegada de la misma cantidad de energía al talud.

7.6 Corrección del factor de estabilidad F

A partir de H_s corregido para cada escenario hidrodinámico (**Anexo VII**) es posible recalcular el factor F correspondiente de la ecuación de estabilidad, resultando los siguientes valores:

$$F_{med} = 6.85$$

$$F_{m\acute{a}x} = 7.10$$

$$F_{m\acute{i}n} = 6.38$$

$$\sigma_F = 0.28$$

Nuevamente si se supone que F es una variable normalmente distribuida puede determinarse la probabilidad de que F no resulte inferior a determinado valor F_x :

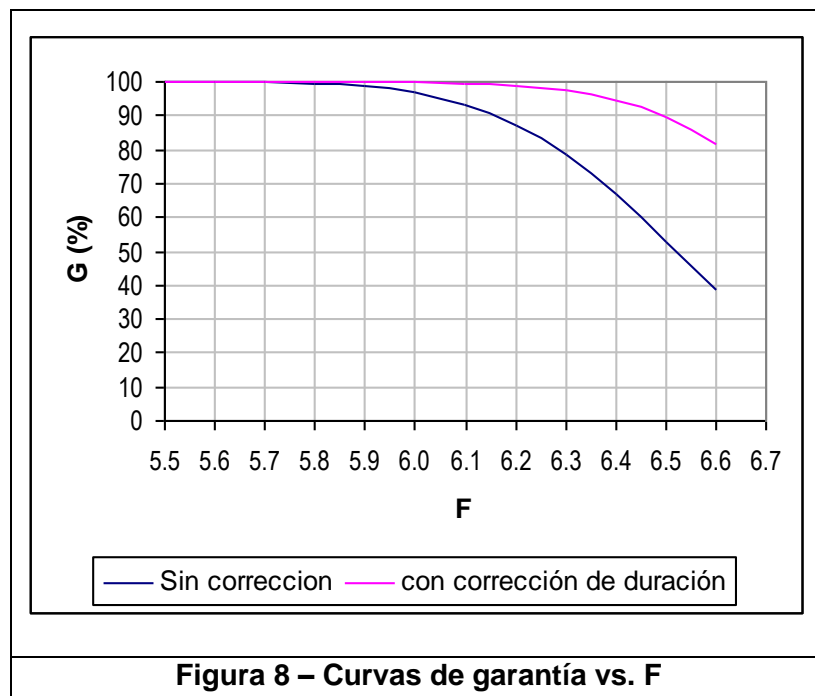
La adopción de un valor depende de la seguridad que se quiera para la obra. En la siguiente tabla se pueden observar distintos valores de F y su correspondiente Garantía:

Tabla 3 Coeficiente de estabilidad F_{correg} vs. %G

F	Garantía
6.61	80%
6.56	85%
6.49	90%
6.39	95%
6.20	99.1%

Ya sea que se acepte esta corrección o no, la adopción de un valor para F minorado a partir del valor medio experimental, y que tiene en cuenta la variabilidad (desvío standard) de los resultados experimentales, tiene el sentido de un coeficiente de seguridad o una probabilidad de falla asociada.

En la **Figura 8** se pueden observar las curvas de garantía con y sin corrección de la altura de ola por duración de ensayo.



Para una garantía de 95% resulta $F = 6.05$, o $F = 6.40$ si se aceptan las consideraciones teóricas referidas a la duración de los ensayos.

Respecto a la corrección de la altura de ola por duración del ensayo, y la consecuente corrección al factor F , se señala que se trata de un análisis empírico y que su validez no está comprobada experimentalmente a un nivel de detalle que permita explicar variaciones de resultados en ensayos cuya duración difiere en 6 minutos unos de otros.

En conclusión, la determinación de F experimentalmente conlleva variaciones estadísticas por la aleatoriedad experimental y otras de origen metodológico, y aunque es posible escoger un valor de F , se debe prestar especial atención a la función que cumple la protección, a la seguridad requerida por la estructura.

El mínimo experimental determinado a partir de los ensayos de 2004, $F=6.2$ se enmarca dentro de los límites determinados en los actuales ensayos.

7.7 Run up

Con los valores medidos en los ensayos de $Ru_{2\%}$ y H_s , se formaron los pares ordenados $Ru_{2\%}/H_s - \xi_{op}$ que permitieron calcular el valor del coeficiente de rugosidad de la protección γ_f para cada ensayo.

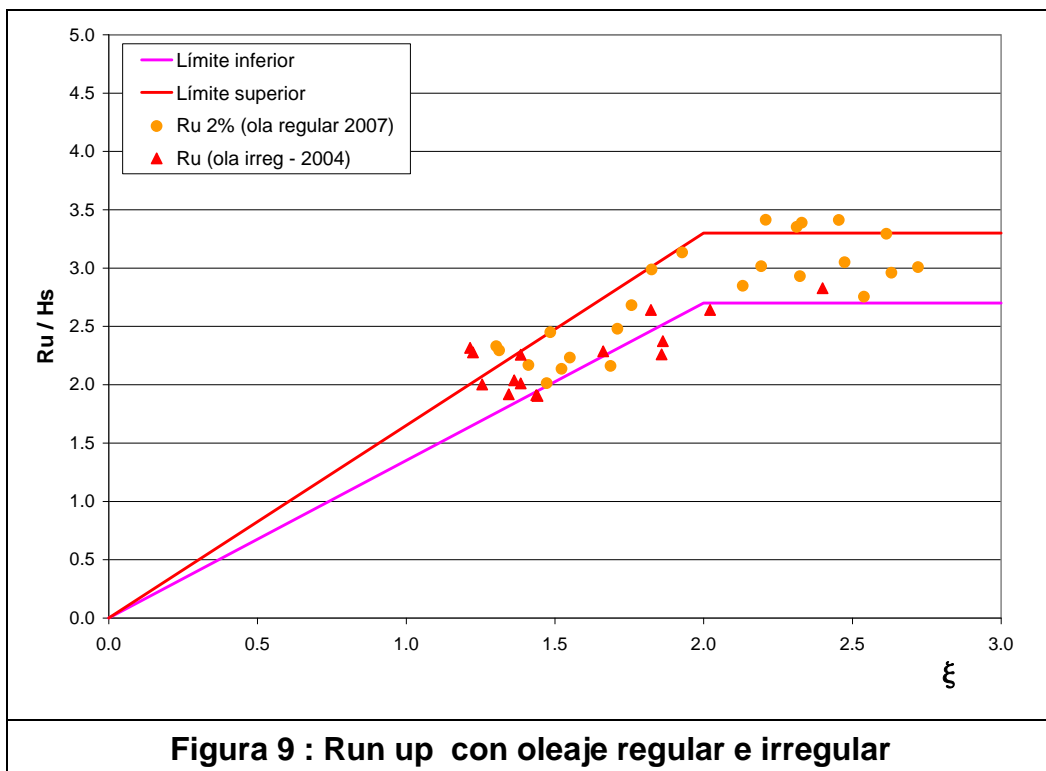
En la **Figura 8** se pueden ver los resultados obtenidos. En dicho gráfico se incluyen también las líneas que representan los valores teóricos medios expresados por la ecuación teórica del Run up y sus desviaciones como referencia.

El coeficiente de rugosidad γ_f de **diseño** se determinó por diferencias de mínimas cuadradas de los valores respecto a la tendencia teórica media:

$$\gamma_f = 0.88$$

$$\sigma_{\gamma_f} = 0.15$$

Estos resultados concuerdan muy bien con los obtenidos con oleaje irregular en la modelación anterior, ya que el valor del coeficiente antes propuesto era de 0.84. La comparación gráfica también puede verse en la **Figura 9**

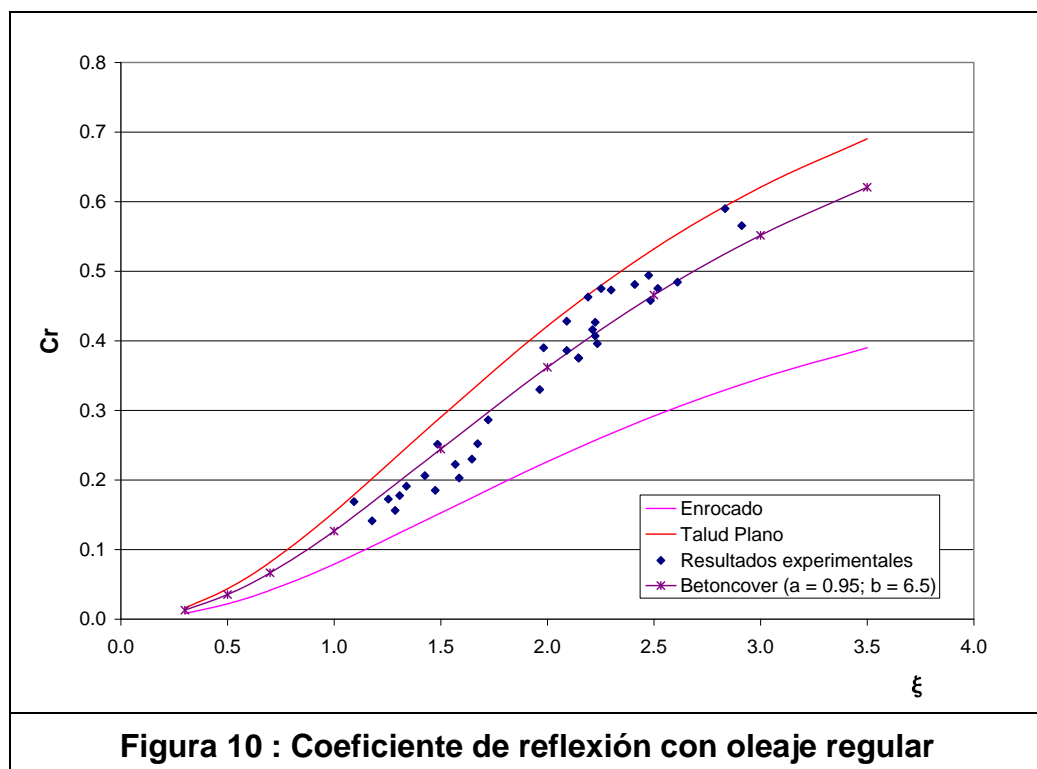


7.8 Coeficiente de reflexión

Como se mencionó anteriormente la determinación del coeficiente de reflexión se realiza por medio de medición con tres sondas y posterior procesamiento de datos con el programa Goda⁴.

Para cada altura de ola y período es posible determinar el parámetro de rotura y su respectivo coeficiente de reflexión. De los puntos obtenidos experimentalmente y siguiendo las investigaciones mencionadas en el apartado **3.4**, se determinaron los coeficientes a y b que relacionan el coeficiente de reflexión con el parámetro de rotura de Iribarren.

En la **Figura 10** se puede observar la curva resultante de la experimentación.



8 CONCLUSIONES

1. Los ensayos realizados con olas regulares permitieron verificar que las olas que provocan el daño tolerable son 30 a 40% mayores que las que inician el movimiento de los bloques, lo que resulta concordante con los criterios de daño de otros autores.
2. La metodología utilizada permitió identificar mejor los procesos de daño, los tipos de fallas y la altura de ola que genera cada situación.
3. El uso de olas regulares contribuyó a establecer en forma más precisa el límite de estabilidad.
4. Consecuentemente se redujeron las incertezas en la determinación del coeficiente de estabilidad F determinado experimentalmente.
5. Con referencia al límite de estabilidad de la protección, a pesar de las diferencias metodológicas, se obtuvieron resultados razonablemente concordantes con los producidos en el estudio precedente realizado en 2004 con olas irregulares.
6. La elección de un valor de diseño debe tener en cuenta las incertezas experimentales y el número de ensayos realizados. En virtud de ello se considera conveniente adoptar F no mayor que 5.85 (garantía de 99.1%) para el dimensionamiento.
7. Para una garantía de 99.1% resulta $F = 6.20$ si se aceptan las consideraciones teóricas referidas a la duración de los ensayos.
8. La determinación de F experimentalmente conlleva variaciones estadísticas por la aleatoriedad experimental y otras de origen metodológico, y aunque

es posible escoger un valor de F , se debe prestar especial atención a la función que cumple la protección, a la seguridad requerida por la estructura.

9. La corrección de la altura de ola por duración del ensayo, se trata de un análisis empírico y que su validez no está comprobada experimentalmente a un nivel de detalle que permita explicar variaciones de resultados en ensayos cuya duración difiere en 6 minutos unos de otros.
10. En cambio sí fue verificado con un análisis teórico que la duración del ensayo con olas regulares debía estar en el orden de los 30 minutos, para ser equivalente al de olas irregulares de 3 horas.

FOTOS

ANEXO I

Análisis de sensibilidad del método Analítico respecto a la longitud de derrame

La longitud de derrame está dada por la siguiente ecuación:

$$\Lambda = \sqrt{\frac{b_f D k_f}{k'}}$$

Como se observa, depende del espesor del filtro, la altura del bloque y de las permeabilidades del filtro y la cobertura.

La permeabilidad del filtro está relacionada con la porosidad, y el diámetro del material que lo compone, mientras que la de la cubierta se halla vinculada al área abierta del bloque.

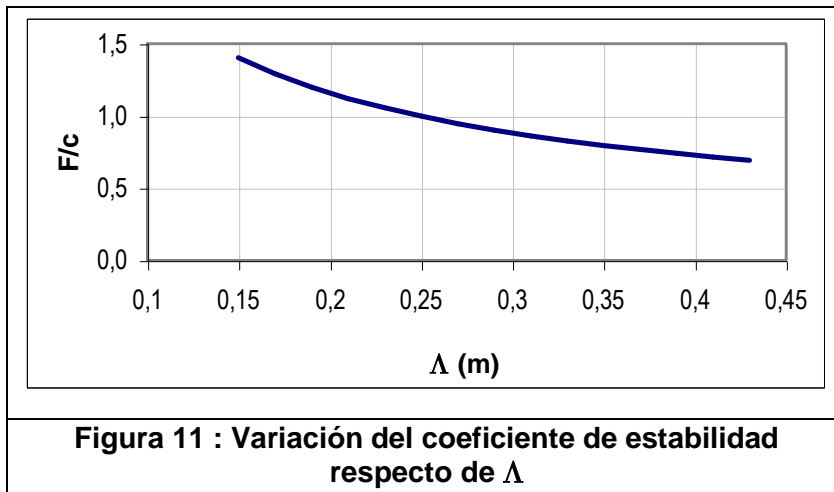
En caso de presencia de geotextil, su permeabilidad debe ser incorporada al cálculo por medio de un coeficiente de corrección que afecta la permeabilidad de la cubierta¹⁰. Por lo tanto la longitud de derrame depende del comportamiento hidráulico de todo el conjunto.

Lo expuesto pone en evidencia la dificultad para evaluar la longitud de derrame Λ y consecuentemente el valor del coeficiente de estabilidad del método analítico (C).

Por otra parte la utilización del método analítico para la evaluación de la estabilidad de la protección y la comparación de resultados presenta la dificultad de ser muy sensible a cambios en el valor de la longitud de derrame. Es decir pequeños cambios en este parámetro implican grandes variaciones del coeficiente de estabilidad.

En la **figura 11** se presenta la variación del coeficiente de estabilidad F (método empírico) para un valor fijo de c (método analítico):

¹⁰ Manual CUR, Balkema, 1995.



ANEXO II

Cálculo del coeficiente de agrandamiento

Adoptando inicialmente que un efecto de escala se hace presente, el diámetro en el modelo se puede expresar de la siguiente manera⁶:

$$d_M = d_P / E_L * K$$

En el caso que el régimen sea laminar tanto en modelo como en prototipo, el coeficiente de agrandamiento K es:

$$K = E_L^{3/4}$$

Cuando el régimen en prototipo y modelo son distintos, K depende de la escala de longitudes y del siguiente parámetro:

$$\frac{\Delta H}{\Delta l} d^3 \varepsilon^5$$

Donde el primer factor es el gradiente de carga que actúa sobre el material granular, d es un diámetro característico del suelo (d_{10}) en cm y ε es el índice de vacíos del mismo.

La carga ΔH esta dada por la diferencia de niveles de agua que actúan sobre el material granular, es decir por la diferencia entre el nivel freático y el máximo descenso de la ola (run down). La longitud del filtro sobre la que actúa esta carga, está dada por la proyección de la diferencia de niveles, por lo tanto el gradiente será el seno del ángulo de la inclinación del talud. Por ser ángulos pequeños podemos considerar que ese valor se aproxima a la tangente.

Un valor representativo de las inclinaciones posibles de ser utilizadas es 1:3, entonces el gradiente es de 0.33

Como en prototipo se prevé utilizar una piedra similar a la 6/20, utilizada habitualmente en la elaboración del hormigón convencional, se utilizó en el modelo una piedra que representara dicha granulometría.

El diámetro representativo y la porosidad estimadas para dicho caso son:

$$d_{10} = 4.75 \text{ mm}$$
$$n = 0.4$$

Con la porosidad es posible calcular el índice de vacíos mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{n}{1-n} = 0.67$$

Con lo cual el parámetro que afecta al coeficiente de agrandamiento es:

$$\frac{\Delta H}{\Delta l} d^3 \varepsilon^5 = 5.5 \times 10^{-3}$$

Finalmente con este valor y la escala de longitudes se ingresa en el ábaco que relaciona dichos parámetros y se determina K:

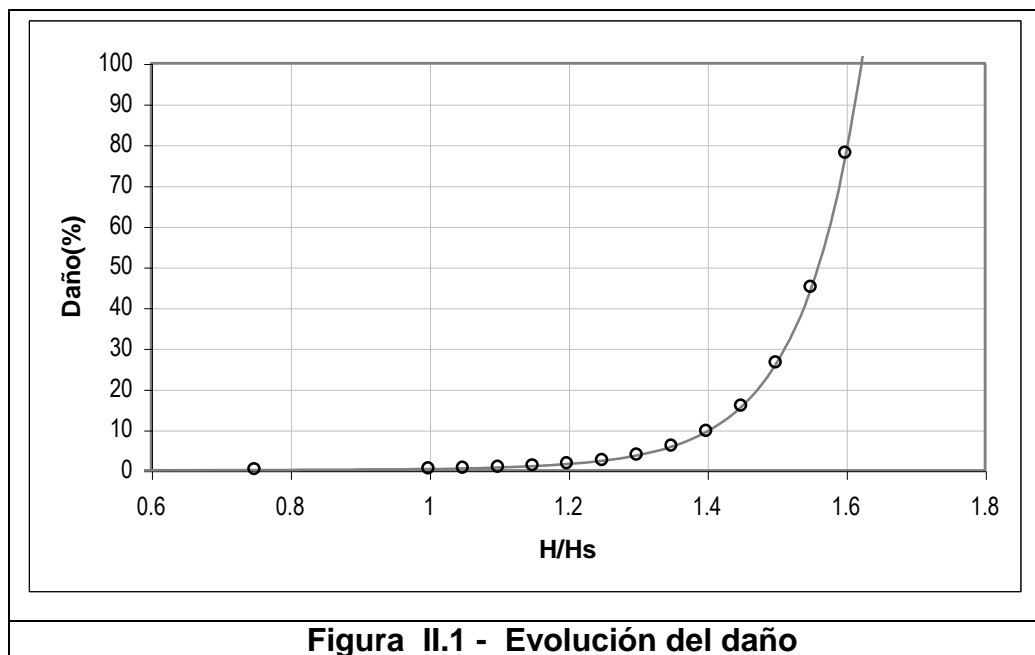
$$K = 2.7$$

ANEXO III

Criterios de daño en protecciones de taludes constituidas por elementos premoldeados

En todos los casos, para alturas de ola crecientes, pueden establecerse tres estados de estabilidad de la cubierta de protección: **a)** NO movimiento de las unidades, **b)** movimiento admisible, y **c)** remoción de unidades, colapso de la cubierta.

La **Figura II.1** muestra una curva típica para unidades (Accropode, CoreLoc). El daño se evalúa como la cantidad o porcentaje de unidades que presentan movimiento. Los bloques no se mueven por debajo de cierta altura de ola, pero el movimiento crece rápidamente y finalmente la remoción ocurre para olas que superan ese valor. En la mayoría de estas unidades el criterio de diseño es de *no movimiento* para la ola de altura significativa H_s definida como valor de diseño. Esto se debe a que la estabilidad del conjunto de la cubierta depende de la intertraba entre unidades individuales con las vecinas. La falla de un elemento produce el debilitamiento de las unidades vecinas y la rápida propagación del daño al entorno.



ANEXO IV

Olas aleatorias

Se puede considerar a las olas aleatorias como compuestas por una suma de infinitas ondas sinusoidales de distinta amplitud y frecuencia. Esta descripción es una aproximación a las olas generadas por el viento que se encuentran en la naturaleza, y permite un tratamiento matemático del problema para su análisis teórico.

En aguas profundas, en un tren de olas aleatorias, las alturas de las olas individuales que lo componen se distribuyen probabilísticamente en función de su altura según Ley de Rayleigh, que expresa la probabilidad de que una ola de altura H supere un valor H_x :

$$P(H > H_x) = e^{-\left(\frac{H_x}{H_{rms}}\right)^2}$$

Donde H_{rms} es la altura media cuadrática, que se vincula con la varianza m_0 de la muestra o registro a través de:

$$H_{rms}^2 = 8 m_0$$

La función de Rayleigh permite determinar algunas alturas de ola utilizadas con frecuencia como variables de diseño, y que intentan evaluar las solicitaciones más altas a que resultará sujeta una estructura. Como ejemplo, la altura significativa H_s (o $H_{1/3}$) se define como el promedio de todas las olas mayores que aquella que tiene una probabilidad de 33% de ser excedida. De manera equivalente $H_{10\%}$ (ó $H_{1/10}$) es el promedio de todas las olas que superan a la que tiene 10% de probabilidad de ser superada. $H_{2\%}$ y $H_{1\%}$ se determinan con iguales criterios.

La aplicación de la ley de Rayleigh permite establecer la relación entre estas distintas definiciones:

- $H_{2\%} = 1,42 H_s$
- $H_{5\%} = 1,22 H_s$
- $H_{10\%} = 1,27 H_s$

- $H_s = 1,416 H_{rms}$
- $H_{med} = 0,707 H_{rms}$

ANEXO V

Análisis de resultados

Evaluación del factor de estabilidad F

Particularmente interesa la probabilidad de ocurrencia de valores de F menores que el valor medio, ya que son aquellos que están asociados a un comportamiento menos resistente de la estructura (el daño ocurre para olas menores).

La Tabla siguiente muestra los resultados experimentales. En la primera columna los valores de F correspondientes a las condiciones de daño tolerable (DT) que resultaron para cada uno de los ensayos realizados. El valor medio resultó $F = 6.52$.

Ensayo	F	P(acum)	P(excedencia) (%)
1	6.74	0.78	21.9
2	6.79	0.84	16.4
3	7.00	0.96	4.1
4	6.89	0.91	9.0
5	6.69	0.73	27.0
6	6.75	0.80	20.0
7	6.53	0.51	48.8
8	6.54	0.53	47.1
9	5.95	0.02	98.0
10	6.00	0.03	96.8
11	6.62	0.64	35.8
12	6.40	0.33	67.1
13	6.38	0.31	68.9
14	6.44	0.39	61.5
15	6.26	0.17	82.5
16	6.35	0.27	73.2
17	6.51	0.48	51.6
18	6.51	0.49	50.8
$\mu =$	6.52	0.50	50.0
$\sigma =$	0.28		
$\mu - \sigma =$	6.24	0.16	84.1
$\mu - 2\sigma =$	5.96	0.02	97.7
$\mu - 2.5\sigma =$	5.82	0.01	99.4

Como es lógico, la distribución normal muestra el valor medio de F tiene una probabilidad de ser superado de 50%.

El valor $F=5.82$ (correspondiente al valor medio menos 2,5 veces el desvío standard del conjunto) tiene una probabilidad de NO ser superado de 0,01%.

El valor mínimo experimental ($F=5.95$) tiene una garantía (probabilidad de ser superado) de 98% (es decir 2% de NO ser superado).

ANEXO VI

Cálculo del tiempo equivalente entre ensayos con oleaje regular e irregular

El movimiento de la cubierta de bloques hasta una situación de daño está dada por la cantidad de energía que el impacto del oleaje disipa en la cubierta. La duración de los ensayos es entonces una variable a tener en consideración.

Tiempo equivalente de ensayo

Como se mencionó en el apartado **6.3 - Duración de ensayos**, el daño desarrollado llega a una situación de equilibrio en el modelo luego de un cierto período de tiempo. En los ensayos con oleaje irregular (año 2004) el tiempo requerido para alcanzar esta situación fue de 3hs.

Durante dicho período de tiempo, solo la fracción más alta de las olas, que constituyen un conjunto reducido del total de las olas que componen el espectro, son capaces de provocar daño (Alturas de ola mayores que H_s).

Teóricamente en un tren de olas aleatorias, las alturas de las olas individuales que lo componen se distribuyen probabilísticamente en función de su altura según Ley de Rayleigh:

$$P(H > H_x) = e^{-\left(\frac{H_x}{H_{rms}}\right)^2}$$

Donde H_{rms} es la altura media cuadrática que está definida como:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N H_n^2}$$

Siendo H_n las alturas individuales.

La ley de Rayleigh expresa la probabilidad de que una ola de altura H supere un valor H_x , es decir el porcentaje de olas del total del registro que superan el valor H_x .

La aplicación de la ley de Rayleigh permite establecer además la relación entre H_s y H_{rms} :

$$H_s = 1,416 H_{rms}$$

Siendo H_s el promedio de las olas que superan a la que tiene 33% de probabilidad de ser superada. Si se considera $H_x = H_s$, se obtiene el porcentaje de olas del total del registro que superan H_s :

$$P(H > H_s) = 13.53\%$$

Por lo tanto para una duración de ensayo y período medio de ola determinados, puede calcularse el número de olas del total del registro que provocan daño.

A partir del porcentaje de olas que superan H_s es posible determinar un tiempo equivalente para ensayos con oleaje regular por medio de la siguiente expresión:

$$t_{equiv}[\text{min}] = \frac{(N^\circ \text{olas} > H_s) * T[\text{seg}]}{60}$$

En el caso de la modelación con oleaje regular, la duración de los ensayos es mucho menor ya que todas las olas poseen igual altura.

Por lo tanto para una duración de ensayo y período medio de ola determinados, puede calcularse el número de olas del total del registro que provocan daño:

Ensayo	Duración(hs)	T mod (seg)	Hs mod (m)	N°olas _{total}	N°olas > Hs
1	3	1,60	0,10	6750	913
2	3	1,68	0,13	6429	870
3	3	1,38	0,12	7826	1059
4	3	2,05	0,12	5268	713
5	3	1,65	0,13	6545	886
6	3	1,25	0,12	8640	1169
7	3	1,65	0,13	6545	886
8	3	1,31	0,12	8244	1115

Ensayos con oleaje irregular – Número de olas que superan Hs

En el caso de la modelación con oleaje regular, la duración de los ensayos es mucho ya que todas las olas poseen igual altura.

A partir de la tabla anterior es posible determinar un tiempo equivalente para ensayos con oleaje regular, por medio de la siguiente expresión:

$$t_{equiv}[\text{min}] = \frac{(N^{\circ} \text{olas} > Hs) * T[\text{seg}]}{60}$$

Ensayo	Duración(hs)	Tp (seg)	Hs (m)	N°olas _{total}	N°olas > Hs	t _{equiv} (min)
1	3	1,60	0,10	6750	913	24,35
2	3	1,68	0,13	6429	870	24,35
3	3	1,38	0,12	7826	1059	24,35
4	3	2,05	0,12	5268	713	24,35
5	3	1,65	0,13	6545	886	24,35
6	3	1,25	0,12	8640	1169	24,35
7	3	1,65	0,13	6545	886	24,35
8	3	1,31	0,12	8244	1115	24,35

Tiempo equivalente para modelación con oleaje regular

Es decir que el tiempo requerido para provocar el mismo daño en ensayos con oleaje regular debe ser de 24.35 minutos.

ANEXO VII

Energía del oleaje

La energía de la ola por unidad de superficie, esta dada por la siguiente expresión:
 $E = \rho g H^2 / 8$, por lo que podemos escribir que la energía media por unidad de superficie para un registro de olas, esta dado por:

$$\bar{E} = \frac{\gamma}{8} \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N H_n^2$$

La altura media cuadrática que está definida como:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N H_n^2}$$

Por lo tanto

$$\bar{E} = \frac{\gamma}{8} H_{rms}^2$$

De manera que la altura media cuadrática es una medida de la energía media del registro de olas.

Para calcular la energía total de un conjunto de olas monocromáticas, simplemente debe multiplicarse la energía de una ola por el número de olas: $E_{total} = N (\rho g H^2 / 8)$. Es decir, para una situación de daño, donde se conozca H_s y T_p , puede determinarse la energía total necesaria para provocar la falla de la protección.

La siguiente tabla muestra la energía total requerida para provocar falla en ensayos con oleaje regular en el modelo:

Ensayo	Duración(min)	Tp (seg)	Hs (m)	N°olas _{total}	E _{med} (Nm/m ²)	E _{total} (Nm/m ²)
1	30	1,220	0,137	1475	22,936	33840,73
2	30	2,050	0,082	878	8,169	7172,42
3	30	1,420	0,102	1268	12,809	16237,34
4	30	1,220	0,121	1475	17,832	26308,83
5	30	1,220	0,140	1475	23,934	35311,90
6	30	1,420	0,114	1268	15,928	20190,58
7	30	2,050	0,079	878	7,590	6664,80
8	30	1,220	0,134	1475	22,006	32468,08
9	30	2,050	0,076	878	7,160	6287,18
10	30	1,220	0,131	1475	21,086	31110,68
11	30	1,420	0,117	1268	16,781	21271,34
12	30	2,050	0,081	878	8,072	7087,33
13	30	1,220	0,088	1475	9,388	13851,85
14	30	1,000	0,108	1800	14,326	25787,45
15	30	1,140	0,099	1579	12,083	19078,16
16	30	1,220	0,091	1475	10,058	14839,61
17	30	1,000	0,106	1800	13,690	24641,99
18	30	1,420	0,075	1268	6,985	8853,84
Ensayos con oleaje regular – Energía total						

Si se aceptan como válidos los aspectos teóricos presentados en el **Anexo V** podría efectuarse una corrección al tiempo del ensayo con la premisa de que la energía total requerida para provocar el daño sea la misma. Es decir, una disminución del tiempo de ensayo (de 30 minutos a 24.35 minutos).

El factor de corrección surge de la siguiente condición :

$$\frac{\rho g (F_c * H_s)^2}{8} * N(24.35 \text{ min})}{\frac{\rho g (H_s)^2}{8} * N(30.00 \text{ min})} = 1 \Rightarrow F_c = 1.11$$

En la siguiente tabla pueden observarse los distintos valores de la altura de ola corregidos:

Ensayo	Duración(min)	Tp (seg)	Hs (m)	Hs _{correg} (m)	N°olas _{total}	E _{total} (Nm/m ²)
1	24,35	1,220	0,137	0,152	1198	33840,73
2	24,35	2,050	0,082	0,091	713	7172,42
3	24,35	1,420	0,102	0,113	1029	16237,34
4	24,35	1,220	0,121	0,134	1198	26308,83
5	24,35	1,220	0,140	0,155	1198	35311,90
6	24,35	1,420	0,114	0,127	1029	20190,58
7	24,35	2,050	0,079	0,087	713	6664,80
8	24,35	1,220	0,134	0,149	1198	32468,08
9	24,35	2,050	0,076	0,085	713	6287,18
10	24,35	1,220	0,131	0,146	1198	31110,68
11	24,35	1,420	0,117	0,130	1029	21271,34
12	24,35	2,050	0,081	0,090	713	7087,33
13	24,35	1,220	0,088	0,097	1198	13851,85
14	24,35	1,000	0,108	0,120	1461	25787,45
15	24,35	1,140	0,099	0,110	1282	19078,16
16	24,35	1,220	0,091	0,101	1198	14839,61
17	24,35	1,000	0,106	0,117	1461	24641,99
18	24,35	1,420	0,075	0,084	1029	8853,84

Ensayos con oleaje regular – Corrección de Hs