

PROTECCION COSTERA EN RIO GRANDE TIERRA DEL FUEGO

Zárate, Fabio Adrián
Ingeniero civil
E-mail: fzarate@geocalctdf.com

RESUMEN

La necesidad de recuperación de espacio urbano de calidad y de alcanzar resiliencia antes los desafíos que impone el cambio climático son los ejes de decisión para la concreción del proyecto de ingeniería de un muro de abrigo costero de hormigón armado, inicialmente de mil doscientos metros de longitud y finalmente extendido en doscientos cuarenta metros adicionales.

Primeramente se da una descripción de las fórmulas utilizadas para escolleras y revestimientos y una descripción de los conceptos de refracción y shoaling.

Se continúa con datos de olas máximas obtenidos en aguas profundas según distintas direcciones, adopción de la más determinante, análisis de la oblicuidad del oleaje y cálculo de los elementos del revestimiento y el filtro al pie del talud proyectado.

Finalmente se determina el *run up* máximo o altura máxima del agua luego de la rotura, utilizada para verificar y fijar la altura de coronamiento del muro y rompeolas.

Con todo ello se procede al diseño del perfil básico de la obra con losas con pendiente 1:3.5 como talud que evitan el desacomodamiento del muro y una posible avería.

ABSTRACT

The need to recover quality urban space and achieve resilience in the face of the challenges posed by climate change are the decision axes for the completion of the engineering project of a reinforced concrete coastal shelter wall, initially one thousand two hundred meters long. and finally extended by an additional two hundred and forty meters.

First, a description of the formulas used for riprap and coatings and a description of the concepts of refraction and shoaling.

It continues with data on maximum waves obtained in deep waters according to different directions, adoption of the most determining one, analysis of the obliquity of the waves and calculation of the elements of the coating and the filter at the foot of the projected slope.

Finally, the maximum run up or maximum height of the water after the break is determined, used to verify and set the height of the crest of the wall and breakwater.

With all this, we proceed with the design of the basic profile with adding sloped slabs 1:3.5 that prevent the wall from shifting and a possible breakdown.

Organiza:

1. INTRODUCCION A LAS FORMULAS PARA EL CALCULO

Existen varias fórmulas de estabilidad de escolleras, enrocados o revestimientos costeros, para determinar el peso de los elementos componentes de la protección.

Por nombrar algunas se encuentran:

a) Fórmula de Castro Briones de 1933:

Que es la primera en ser publicada con la forma básica:

$$P = Kc \cdot \left(\frac{\rho_s \cdot H^3}{\Delta^3} \right) \quad (1)$$

P: Peso del elemento en equilibrio.

Kc: Factor de proporcionalidad dependiendo de la pendiente del talud de la escollera.

ρ_s : Densidad de la escollera.

Δ : Densidad sumergida de la escollera; $(\rho_s - \rho_a) / \rho_a$

H: altura de la ola de diseño.

La expresión entre paréntesis se mantendrá para las siguientes fórmulas.

b) Fórmula de Iribarren (1938-1965):

Se fue refinando hasta 1965, obtenida de ensayos de diques en canal de oleajes artificial, que distingue dos tipos de situaciones de ataque de las olas:

- Rotura Franca o en cascada, que es la situación más frecuente, donde la cresta de la ola curvada en voluta impacta contra el talud.
- Rotura falsa o en surgiente, donde no hay rotura real, sino subida y bajada del agua por el talud.

Para rotura Franca se llega a:

$$P = N' \cdot \frac{\rho_r \cdot f^3 \cdot H^3}{\Delta^3 \cdot (f \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (2)$$

H: altura de la ola.

ρ_s : densidad del elemento.

ρ_a : Densidad del agua.

ρ_r : Densidad relativa del elemento ρ_s/ρ_a .

Organiza:

f: Coeficiente de fricción de la primera capa sobre la segunda.

α : ángulo del talud de la escollera.

N': coeficiente estabilidad.

Δ : Densidad sumergida de la escollera; $(\rho_s - \rho_a) / \rho_a$

Que fue tomada como única fórmula tondo en el numerador $f=1.00$

Para rotura falsa:

Identicamente pero para $f=1.0$.

$$P = N' \cdot \frac{\rho r \cdot H^3}{\Delta^3 \cdot (\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (3)$$

c) Fórmula de Hudson (1959):

Es una versión modificada de la fla. de Iribarren, debido al contraste realizado contra una serie de ensayos de estabilidad en diques emprendidos por la Marina norteamericana desde 1942, e incluye en su fórmula mucho factores no incluidos por Iribarren y englobados en único factor Kd:

$$P = \frac{\rho_s \cdot H^3}{Kd \cdot \Delta^3 \cdot \cot \alpha} \quad (4)$$

Kd.: coeficiente de proporcionalidad, dados por Hudson según el tipo de material de escollera, el número de capas, el tipo de colocación (aleatoria, especial o uniforme), el tipo de rotura, y según el porcentaje de averías admitidas.

d) Fórmula de Losada –Giménez (1979):

Ambos Ingenieros realizaron al menos 31 ensayos para ajustar la fórmula de Iribarren, creando curvas para distintos ángulos del talud, tipo de elementos y categoría de daños.

La estructura de la fórmula es similar a las anteriores y tiene en cuenta el periodo de la ola, despreciado en las anteriores expresiones:

Organiza:

$$N_S^{-3} = \frac{P \cdot \Delta^3}{\rho_s \cdot H^3} = \varphi(\cot \alpha, \xi) \quad (5)$$

Con $\xi = \tan \alpha / (H/L_o)^{1/2}$, denominado número de Iribarren

To: periodo, (seg.)

e) Fórmula de Van der Meer (1987):

Surge como resultado de más de 250 ensayos realizados por los Países Bajos luego del último gran desastre de 1953, dividiendo nuevamente su trabajo en rotura en cascada o en surgiente, pero incluyendo un factor de permeabilidad y la duración del temporal a través del número de olas que incluye.

La expresión original para rotura en cascada es:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D} = 6,2 \text{ Por}^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi^{-0.5} \quad (6)$$

Δ : densidad sumergida relativa

D: diámetro equivalente del elemento

Hs: $H^{1/3}$, altura de ola significativa.

Por.: factor de permeabilidad.

S: nivel de averías adoptado.

N. número de olas del temporal, (entre 1000 y 7000).

$\xi = \tan \alpha / (H/L_{o_m})^{1/2}$, denominado número de Iribarren.

L_{o_m} : longitud de onda media en aguas profundas = $1.56 T_m^2$,

T_m : periodo medio del oleaje.

La fórmula para rotura en surgiente:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D} = 1,0 \text{ Por}^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi^{\text{Por}} (\cot \alpha)^{0.5} \quad (7)$$

Los ensayos fueron conducidos con piezas artificiales más utilizadas en la práctica, como cubo, acrópodos y tetrápodos.

Organiza:

f) Fórmula de Melby-Hughes (2003):

Es la última en presentar y es producto de la última línea de trabajo del *US Army Corps of Engineer*, estudiando los distintos tipos de inestabilidades que causa el oleaje sobre una protección o escollera:

- Inestabilidad perpendicular al talud,
- Inestabilidad por rodamiento de sus elementos.
- Inestabilidad por deslizamiento.

De ello surgen tres fórmulas complejas, que luego se tratan de condensar en una sola.

Para desarrollar y obtener las relaciones de Estabilidad, Melby & Hughes utilizaron los resultados de ensayos de Van der Meer(1988).

Se confeccionaron gráficos para una pendiente fija con el peralte de la ola (H_s/L_{0m}) en abscisas y el peso requerido del elemento en ordenadas para distintas alturas de olas.

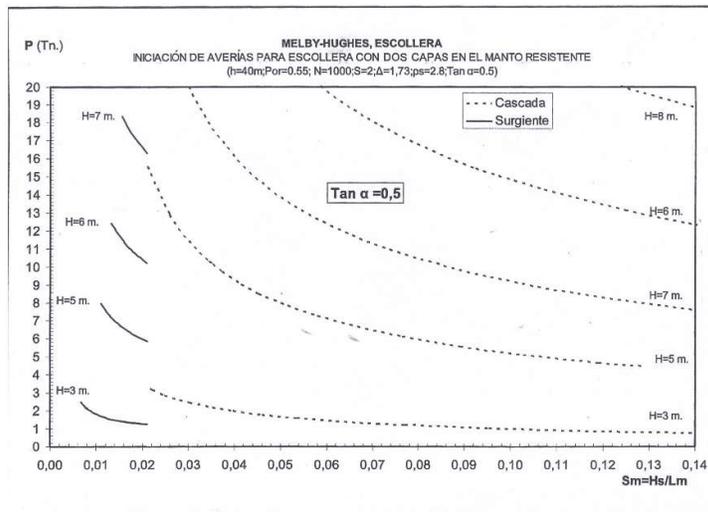


Figura 1.42. Fórmula de Melby-Hughes para un valor fijo de $\tan \alpha$.

$$P = \rho_s \frac{K_a \left[h^2 \cdot 0,639 \left(\frac{H}{h} \right)^{2,026} \cdot \left(\frac{h(-0,0035 \cot \alpha + 0,028)}{\frac{H 2\pi}{1}} \right)^{-\left(0,18 \left(\frac{H}{h} \right)^{-0,391}\right)} \right]^{3/2}}{\Delta^{3/2} \left(5 Por^{0,18} \left(\frac{S}{\sqrt{N_z}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} \right)^3}$$

Figura 1. Gráfico y fórmula de Melby- Hughes.¹

Organiza:

2. FENOMENO DE REFRACCION Y SHOALING

En cuanto las olas se aproximan a la línea de costa, entran en un área de profundidad transicional, donde el movimiento se ven afectado. Esto efectos incluyen la reducción de la celeridad de ola y su longitud de onda, siendo alterada la dirección de las crestas, o refracción, y la altura de la misma., siendo disipada su energía por efectos de fricción con el fondo y finalmente rompiendo., alineándose cada vez más el frente de olas con la costa. Ver Figura 3.

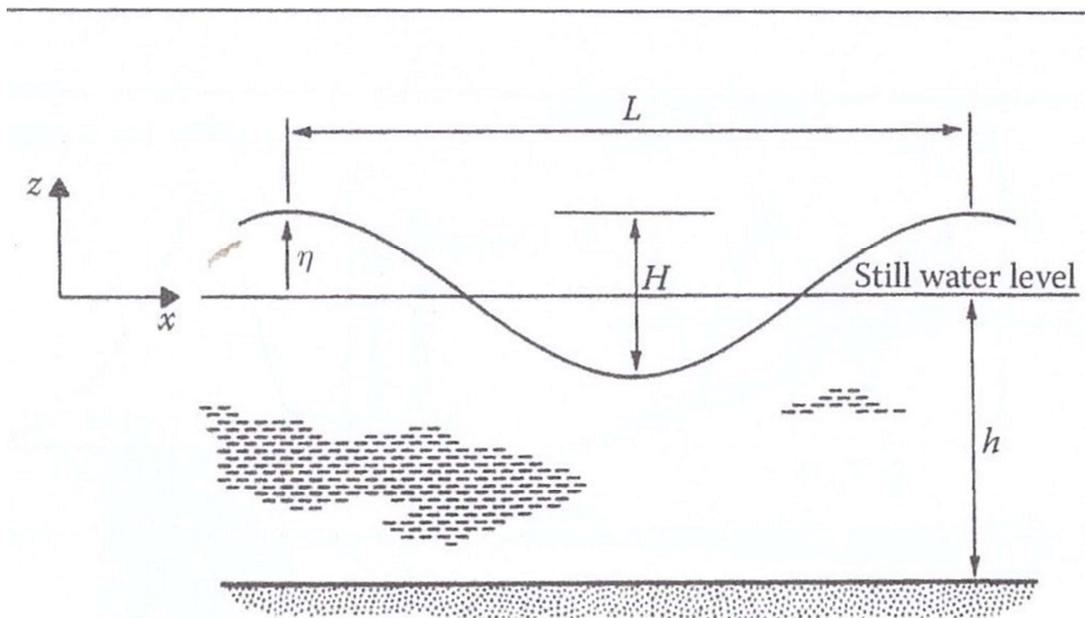


Figura 2. Definiciones para una ola sinusoidal.

L: Longitud de onda.

H: Altura de ola.

h: profundidad.

Organiza:

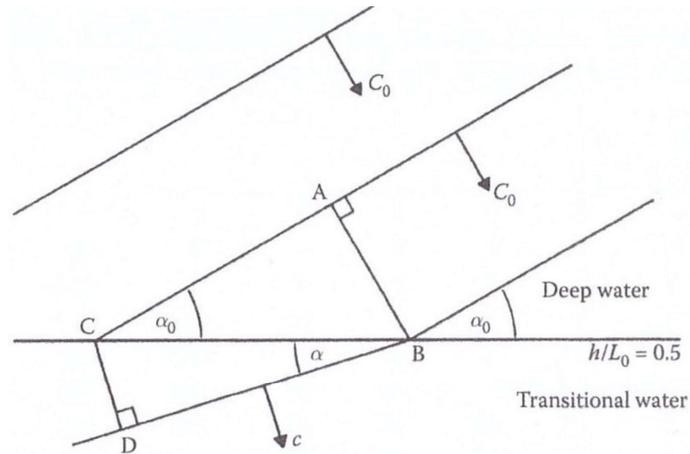


Figura 3. Refracción del oleaje.

El límite entre aguas profundas y aguas transicionales está definido por $h/L_0=0.5$ (Profundidad/ Longitud de onda en aguas profundas).

Teniendo en cuenta que $c/c_0=\tanh(Kh)$, obtenida de satisfacer la ecuación de Laplace y la de energía flujo variado de Bernoulli, siendo $K=2\pi/L$, y $c/c_0=L/L_0$,

C: celeridad de onda.

Se obtiene entonces el coeficiente de reducción de altura de ola (*shoaling*) $K_s=H/H_0$; que se grafica en una curva mostrada en Figura 4.

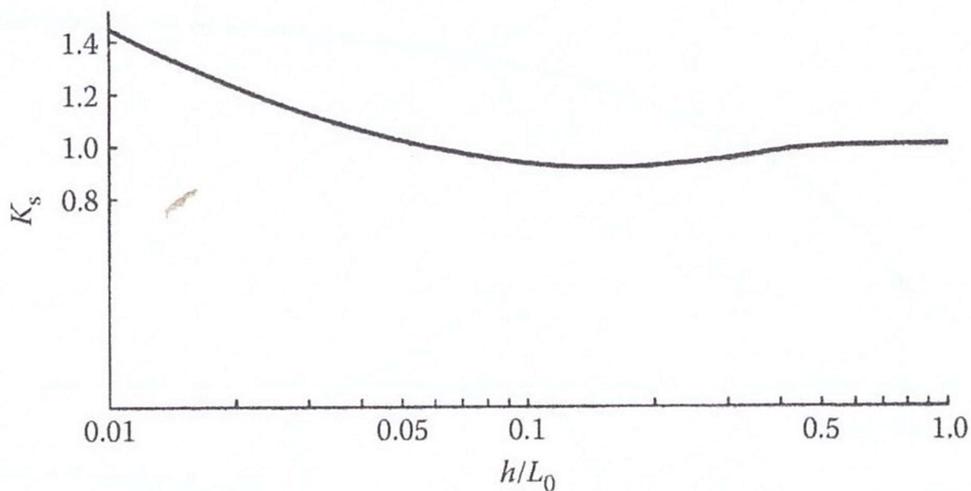


Figura 4. Variación del coeficiente K_s con la profundidad.

Organiza:

Combinando los efectos de refracción y shoaling se obtiene el coeficiente K_R , llamado coeficiente de refracción:

$$K_R = \left(\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha} \right)^{0.50} \quad (8)$$

Se puede obtener de la figura 5.

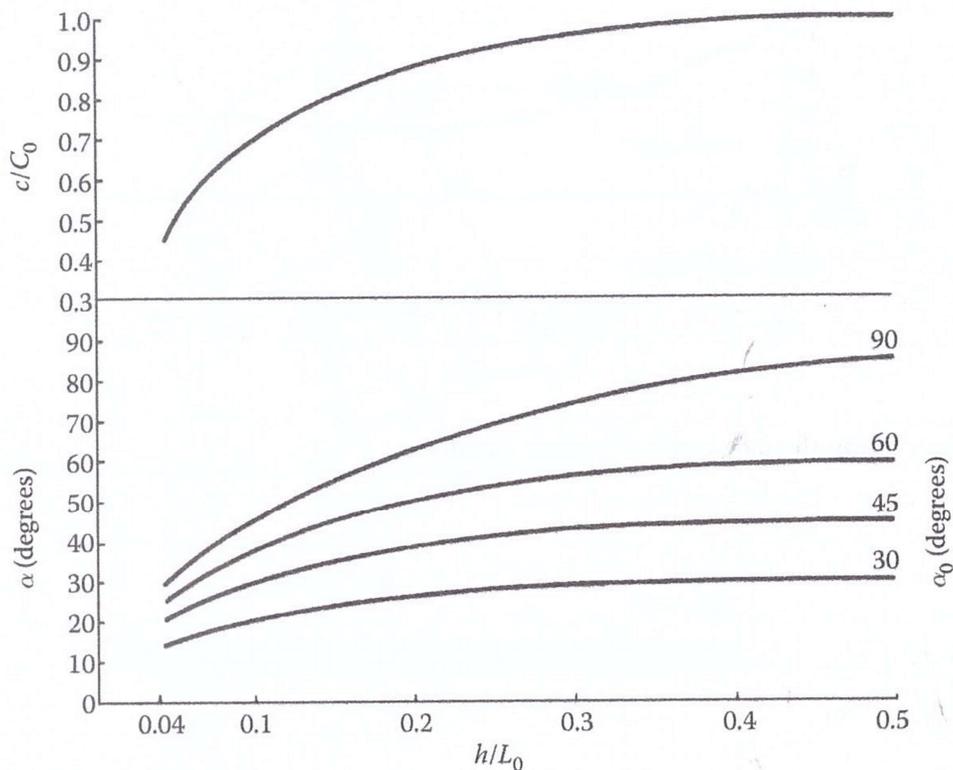


Figura 5. Variación de la celeridad de onda y ángulo con la profundidad.

Como regla general se puede decir que una ola de altura H romperá cuando alcance una profundidad de $h=1.28 H$.

Con todas estas relaciones se puede determinar por tanteos o en hoja de cálculo, altura, profundidad, velocidad, y ángulo cuando rompe, teniendo sus datos en aguas profundas.

Organiza:

3. DETERMINACION DE LA ALTURA DE OLA DE DISEÑO

a) Datos de modelación de olas.

Los datos en aguas profundas de que se disponen para el diseño de la protección son:

Tabla 3. Escenarios de modelación. Nivel de Marea máxima 9.75 msnm

Dirección	Hs [m]	Período [s]	Fuente
N	6.0	12	INA, 2001 ⁵
NE	9.08	15	DANPORT, 2002 ³
E	6.6	12	INA, 2001 ⁵

Tabla 1. Datos de modelación del sector. (Puerto Caleta la Misión).

b) Oleaje desde el Noreste:

Altura de ola significativa en aguas profundas $H_s=9.08\text{m}$ desde el NE, para mareas astronómicas máximas de 9.75 msnm. Periodo de retorno 100 años.

Para el caso de la zona del Río Grande el nivel de mareas máximas de 8.42 msnm según El SHN . Ver Figura 6.

El frente costero se encuentra aproximadamente orientado en dirección NNO, (28° respecto del Norte). Entonces el ángulo α_0 de Figura 3 es $=45^\circ-28^\circ=17^\circ$

Periodo de ola $T_s=15$ seg.

Angulo de incidencia $28^\circ+45^\circ=73^\circ$, respecto de la línea costera.

Celeridad $C_o=g.T/(2\pi)=9.81 \times 15/(2\pi)=23.4$ m/seg.

Longitud de onda $L_o=23.4 \times 15$ seg= 351 metros.

Profundidad mínima en aguas profundidad para entrar en aguas transicionales:

$h/L_o = 0.5;$

$h= 0.5 \times 351= 175.5$ metros.

Profundidad de rotura de ola en aguas profundas: $h_b= 1.28 \times 9.08= 11.62$ m.

La zona de implantación de la protección es aproximadamente coincidente con la línea de máxima marea astronómica.

El nivel máximo de mareas es 8.42m, y que corresponde respecto al nivel medio del

Organiza:

mar a $8.42 - 4.80 = +3.62\text{m}$.

Nivel máximo Marea Astronómica:	+3.62m.
Incremento por mareas meteorológica:	+1.00m.
Incremento por calentamiento global en 50 años:	+0.30m.
Run up de la ola determinado posteriormente:	<u>+2.13m.</u>
Nivel máximo a alcanzar por las aguas:	+7.05m.
Nivel superior de la protección: $+7.10\text{m} - 1.22\text{m} =$	+5.88m.
Nivel o cota de coronamiento del muro:	+7.10 m.

PUERTO RÍO GRANDE (Exterior)

Carta/s Argentina/s: H-462 - ENC/CNE AR204160, AR304250 y AR504620

Lat. $53^{\circ} 47' \text{ S}$ Long. $67^{\circ} 39' \text{ W}$

Huso Horario: +3

Régimen de marea: Semidiurno

Establecimiento de puerto medio: VIh 49min

Nivel medio: 4,8 m

Las alturas están referidas al plano de reducción que pasa 4,80 m debajo del nivel medio. Para utilizar la carta náutica de referencia H-462, 1ª Edición 1969, última corrección 2010 (nivel medio: 3,60), se deberá restar a estas predicciones 1,70 m para aplicarlos a los sondajes indicados en la misma. Debido a las características geomorfológicas de la zona, este último valor surge como resultado de nivelaciones geométricas.

Alturas en metros sobre el plano de reducción, correspondientes a la predicción 2022				Amplitud	
Pleamar		Bajamar		Máxima	Media
Máxima	Media	Más baja	Media		
8,42	7,31	0,12	1,98	8,22	5,33

Figura 6. Datos de mareas SHN.

Nota: Respecto a la carta Náutica H-462 el nivel medio es +3.60m. Por lo tanto el nivel máximo de mareas es $3.60 + 3.62 = +7.22\text{m}$., en relación a la misma.

Organiza:

El I.N.A. en su proyecto original toma como nivel medio +4.50m. asignando una cota de coronamiento del muro en +7.50m.

La marea meteorológica se considera en más un metro con periodo de retorno de 50 años.

Los efectos del aumento del nivel medio del mar por el calentamiento global en 50 años se consideran en 0.30m.

La profundidad indicada en el Pliego de Condiciones tomada de la definiciones del I.N.A. es $h=1.50\text{m}$.

La altura máxima a romper en estas condiciones será $H= 1.50\text{m}/1.28= 1.17\text{m}$.

La altura de ola significativa H_s propuesta por el I.N.A. es de 1.85m. El tirante requerido para rotura de esta ola es de $1.85 \times 1.27 = 2.35\text{m} > 1.50$, y corresponde a una ola máxima $H_{1\%}$ de $1.67H_s = 3.09\text{m}$. siguiendo una distribución Rayleigh.

De ahora en adelante se adoptará esta altura de 1.85m como base del diseño de las obras.

La celeridad de la onda en aguas bajas ($h/L < 0.04$) e se obtiene de la siguiente relación:

$$c = \sqrt{g \cdot h} \quad (9)$$

Con $h= 1.50\text{ m}$; $c= 3.80\text{ m/seg}$.

Con $h= 2.35\text{ m}$; $c= 4.80\text{ m/seg}$.

Altura de ola a utilizar en las distintas fórmulas

Para Iribarren se emplea $1.15H_s$.

Para fla. de Hudson $H_{1/10} = 1.27 H_s$.

Para fla. de Losada Gimenez se usa $1.25H_d$ pero para el cálculo del peralte H/Lo se usa solo H_s .

Para Van der Meer y Melby Hughes se utiliza H_s .

Organiza:

4. PESO DE LOS ELEMENTOS PARA UNA PROTECCION DISCRETA

Se determinan el peso requerido de cada elemento individual según las distintas fórmulas:

a) Iribarren:

$$P = N' \cdot \frac{\rho_s \cdot H^3}{\Delta^3 \cdot (f \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (10)$$

H: altura de la ola 1.85m x 1.15= 2.13m.

ρ_s : densidad del elemento = 2.400 kg/m³

ρ_a : Densidad del agua. = 1.028 gr/cm³

ρ_r : Densidad relativa del elemento $\rho_s/\rho_a = 2.40/1.028= 2.335$

f: Coeficiente de fricción de la primera capa sobre la segunda= 2.84, para cubos de H°

α : ángulo del talud de la escollera. 15.95° ; (talud 1:3.5)

N': coeficiente estabilidad. 0.43, para estabilidad descendente.

Δ : Densidad sumergida de la escollera; $(\rho_s - \rho_a) / \rho_a = 1.334$

Se obtiene P=655 kg

b) Hudson:

$$P = \frac{\rho_s \cdot H^3}{K_d \cdot \Delta^3 \cdot \cot \alpha} \quad (11)$$

H: altura de la ola = 1.27 x 1.85m. = 2.35 m.

ρ_s : densidad del elemento = 2.400 kg/m³

ρ_a : Densidad del agua. = 1.028 gr/cm³

ρ_r : Densidad relativa del elemento $\rho_s/\rho_a = 2.40/1.028= 2.335$

α : ángulo del talud de la escollera. 15.95° / (talud 1:3.5)

K_d: coeficiente estabilidad= 5.3, para cubos colocados ordenados, con rotura de ola.

K_d: coeficiente estabilidad= 6.4, para cubos colocados ordenados, sin rotura de ola.

Organiza:

Δ : Densidad sumergida de la escollera; $(\rho_s - \rho_a) / \rho_a = 1.334$

Se obtiene $P=706$ kg con rotura de ola y $P= 585$ kg sin rotura de ola.

La Fla. de Hudson supone cero daños en la protección.

Para daños admitidos entre 5 % y 10% se puede utilizar $H/H_{\text{diseño}} = 1.09$

Lo que resulta en :

$P=545$ kg con rotura de ola y $P= 452$ kg sin rotura de ola, para averías entre 5 y 10%

Una de la condiciones es que sea suficientemente alta y no se sobrepase el coronamiento.

c) Van der Meer en aguas poco profundas:

$$NS = \frac{H_s}{\Delta \cdot D} = 8,4 \text{ Por}^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_s)^{-0.5} \quad (12)$$

Δ : densidad sumergida relativa=1.334

D: diámetro o largo equivalente del elemento

H_s : $H_{1/3}$, altura de ola significativa = 1.85 m.

$H_{2\%}=1.5H_s=2.775$ m.

Por.: factor de permeabilidad.= 0.40, estimado para protección con filtro.

S: nivel de averías adoptado= 2.5 para pendiente 1:3.5 y comienzo de averías

N. número de olas del temporal (entre 1000 y 7000). Adoptada 4320, considerando que esta es una hipótesis temporal en la zona intermareal de duración no mayor a 3 horas. El resto del tiempo de la marea estará fuera de la zona.

$$\xi_s = 1.1 \tan \alpha / (H_{s\text{prof}}/L_{om})^{1/2}, \text{ denominado número de Iribarren.} \quad (13)$$

$$\xi_s = 1.1 / 3.5 / (9.08/351)^{1/2} = 1.78$$

c_o =celeridad de onda en aguas profundas= 23.4 m/seg.

C: celeridad de onda en aguas bajas; $h=2.37$ $c = \sqrt{g \cdot h} = 4.82$ m/seg.

L_{om} : longitud de onda media en aguas profundas = $1.56 T_m^2 = 1.56 \times 15^2 = 351$ m.

L_{om} : longitud de onda media en aguas poco profundas = $1.56 T_m^2 = 1.56 \times 3.1^2 = 14.8$ m.

Organiza:

T_m : periodo medio del oleaje= $4.82/23.4 \times 15 \text{ seg.} = 3.1 \text{ seg.}$

Se utiliza esta fla. ya que $\xi_s < \xi_{\text{critico}} = 2.76 = (6,2 P_{or}^{0.31} \sqrt{\tan \alpha})^{\frac{1}{(P+0.5)}}$ (14)

$P = P_{or}$ en esta fórmula.

De la fórmula se obtiene: $D = 0.749 \text{ m.}$;

Peso del elemento $P = \rho_s \cdot D^3 = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.749^3 = 1004 \text{ kg.}$

Fórmula	Peso del elemento de la coraza (kg)	Número de estabilidad $N_s = H_s / (\Delta \cdot D)$
Iribarren	655	2.13
Hudson con ola rompiendo	706	2.08
Hudson sin rotura de olas	585	2.22
Van der Meer aguas bajas	1004	1.85

Tabla 2. Peso requerido de los elementos individuales de coraza en aguas bajas.

Se hace notar que el número de estabilidad de 1.85 de tabla 2 es menor a 2.2/2.3 recomendado por Van Gent (2000) para cubos en una sola capa, para cualquier tipo de ola, (rompiente o no), y por lo tanto más estable.

5. EFECTOS DE LA OBLICUIDAD DEL OLAJE

Según la última referencia del *Coastal Protection Manual*(2003), los ensayos parecían indicar que solo hay una ligera reducción de averías en mantos de escollera sujetos a ataque oblicuo del oleaje hasta los 60°, respecto a olas incidentes perpendiculares.

Según la experiencia del Instituto de Hidráulica Danés, hasta 45° no se aprecian menores daños, pero si la oblicuidad aumenta hasta 75° se puede reducir el peso de los elementos por un factor de 1.5.

En 2005, el laboratorio Holandés Delft Hydraulics publicó resultados de campaña, en forma de gráficos para distintos tipos de mantos, como se incrementa el número de estabilidad en función de la oblicuidad del oleaje. Se aprecia en Figura 7, que para bloques cúbicos en doble capa se incrementa hasta 1.5, (y el peso se reduce en un factor de $1.5^3 = 3.38$) con un ángulo de 45°:

Organiza:

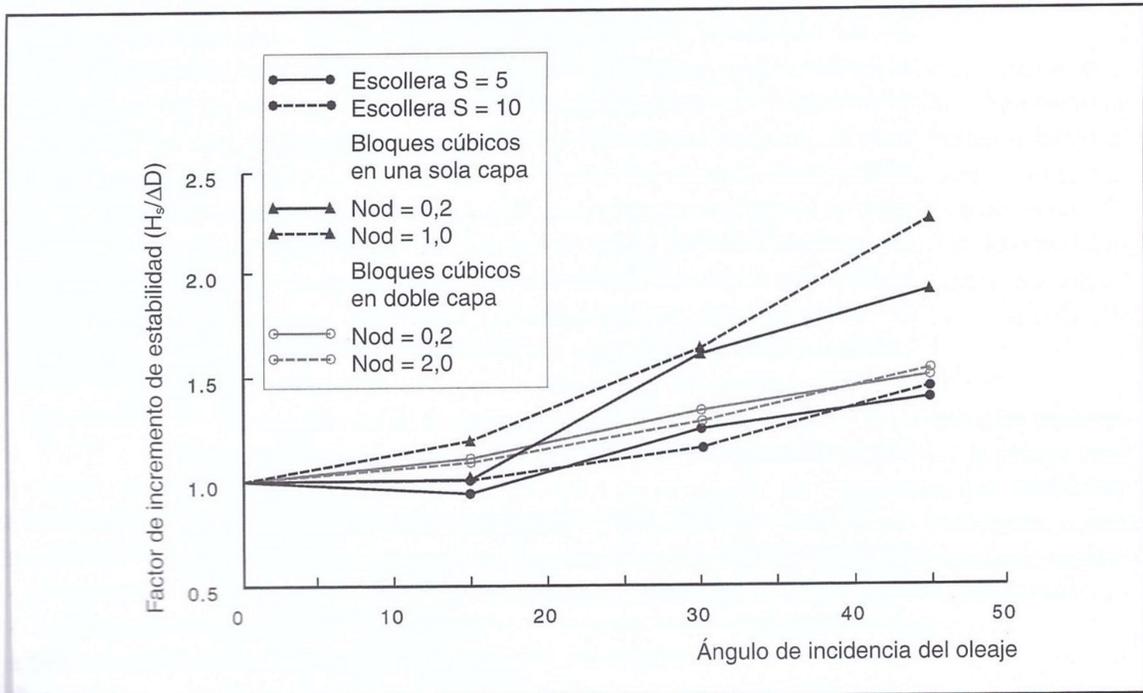


Figura 2.7. Incidencia oblicua. Fuente: Delft Hydraulics (2005).

Figura 7. Efecto de la oblicuidad del oleaje¹.

Para el caso de olas desde el NE con ángulo de ataque de 17° respecto de la normal a la línea de costa en aguas profundas y menor en aguas bajas, la reducción de presiones sobre las estructuras no se considerará.

6. DETERMINACION DEL RUN UP RMAX

Se define como el nivel máximo a alcanzar por el agua luego de alcanzar la protección respecto del nivel medio del agua SWL (Still Water Level)

La determinamos de fórmula del *Shore Protection Manual* ²:

$$R_{max}/H_{max} = a \cdot \xi / (1 + b \cdot \xi) \quad (15)$$

H_{max} : 1.85m.

a: coeficiente de regresión: 1.022

Organiza:

b: coeficiente de regresión: 0.247

$$\xi : \tan \alpha / (2\pi H_{\max}/g \cdot T^2)^{1/2} : 0.814 \quad (16)$$

T=3.1 seg.

Tan α : 1/3.5

$$R_{\max}/H_{\max} = 1.022 \times 0.814 / (1 + 0.247 \times 0.814) = 0.693$$

$$R_{\max} = 0.693 \times 1.85 = 1.28 \text{ m. (para superficies rugosas)}$$

Para superficies suaves como es nuestro caso; se divide por factor de corrección 0.60 para pendiente 1/3.5.

$$\text{Entonces: } R_{\max} = 1.28 / 0.60 = 2.13 \text{ m. (Solo para superficies lisas)}$$

7. SOLUCION ADOPTADA PARA EL REVESTIMIENTO DEL TALUD

Para la protección, para oleaje máximo desde cualquier ángulo:

Se adopta un revestimiento de hormigón colado en sitio con paños de dimensiones aproximadas 5.00x5.00 o algo inferior, en lugar de elementos individuales.

Esta solución le dará más estabilidad a la protección.

Para definir el espesor mínimo, se escoge el máximo de Tabla 5, que corresponde a la fórmula de Van der Meer, como bloque mínimo a colocar.

$$P = 1004 \text{ kg.}$$

En reemplazo a los bloques discretos se decidió finalmente utilizar una protección superficial formada por losas de hormigón simple de 4.88x4.88x0.30, con un peso de 17.150 kg cada una, mucho más estables que los bloques individuales, que mantienen su estabilidad de acuerdo a su peso y trabazón. Estos paños se apoyarán en arena de playa vibrada y compactada.

El espesor utilizado en losas es de 0.30m, e incluirá un interlocking o vinculación con pasadores de diámetro 16 mm a razón de 5 por cada unión, (separación aproximada 1.05m), recubiertos con pintura epoxi.

Organiza:

8. PROTECCION DEL PIE

Se utiliza fórmula del *Coastal Engineering Processes, theory & Practice*³, desarrollada por Van der Meer, D'angremond y Gerding (1995), para obtener peso y espesor de capa, en la que se utilizarán cubos de hormigón:

$$NS = \frac{H_s}{\Delta \cdot D} = \left(0.24 \frac{ht}{D} + 1.6 \right) (Nod)^{0.15} \quad (17)$$

Δ : Densidad sumergida de la escollera; $(\rho_s - \rho_a) / \rho_a = 1.334$

D: D_{n50} : diámetro o largo equivalente del elemento

Nod: Número de unidades desplazadas de la coraza en una faja de ancho D:

0.5; (sin daño); o 2 (daño aceptable).

ht: Profundidad medida al coronamiento del filtro (base de la protección). El nivel del tope de la protección es 4.25m., y el nivel medio del agua en pleamar máxima es 3.62+1.30=4.92m.

ht es entonces= 4.92-4.25=0.67 m. Se adopta igualmente una profundidad de 1.50m.

Hs:1.85m., ola significativa de diseño adoptada.

Para esta altura se requiere una profundidad de 1.28Hs=2.37 m, pero se dispone de 4.92-4.25+1.50=2.17m; que solo puede generar una ola de Hs=2.17/1.28=1.69m.

Con esta altura e iterando se obtiene D=0.78m. para Nod=0.5,

Y también se llega a D=0.61 m, para Hs=1.69 y Nod=2.00

Para el proyecto se adopta un D= 0.60m teniendo en cuenta que su función es solo filtro y no la estructura principal.;

Con un peso de $\delta s \cdot D^3 = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.6^3 = 518 \text{ kg}$.

El espesor de la berma al pie será 2 D= 1.20m.

El largo en la protección de pie será mayor a $2xH_{max} = 3.70\text{m}$, Adoptando como mínimo 4.00m.

Se extenderá un geotextil debajo del filtro para evitar socavaciones. El mismo estará en contacto con la arena de playa, que, según estudio de suelos, posee un tamaño aproximado $D_{85} = 4.7 \text{ mm}$. El geotextil no tejido tiene una abertura aparente de 0.15mm.

Se cumple largamente que: $0.15/4.7 < 1$; (según ecuación 2-29 del *Design of Coastal Revetments, Seawalls and Bulkheads 1995*⁴.)

Sobre el mismo se colocará una capa de ripio grueso y piedra bola de 30cm de espesor cumpliendo con que el tamaño D_{85} de esta sea $> D_{cubo}/4 = 600/4 = 150 \text{ mm}$ como filtro de la anterior y para protección del geotextil de los cubos de 60 cm superiores. Ver Figura 11.

Organiza:

9. ESTRUCTURA DEL MURO

Se proyectó construir la estructura del muro en módulos de 6 metros vinculados con pasadores con protección epoxi y juntas selladas, con calidad del hormigón H40 y con recubrimiento general de 50mm en todas las caras. Se contempló en el diseño una aceleración sísmica de 0.10g. La sección típica se muestra en Figura 8. El detalle de armado se puede ver en Figura 12.

Para el trabajo se construyó una berma protectora con el material extraído de las excavaciones aislando la zona de la influencia de mareas.

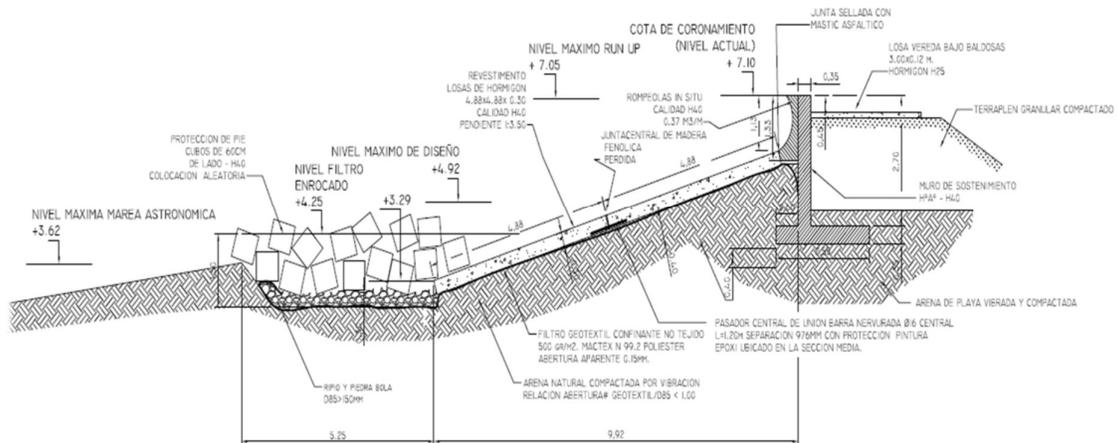


Figura 8. Perfil Típico de la protección costera.

Organiza:



Figura 9. Vista del Muro, Protección y filtro ya construídos.

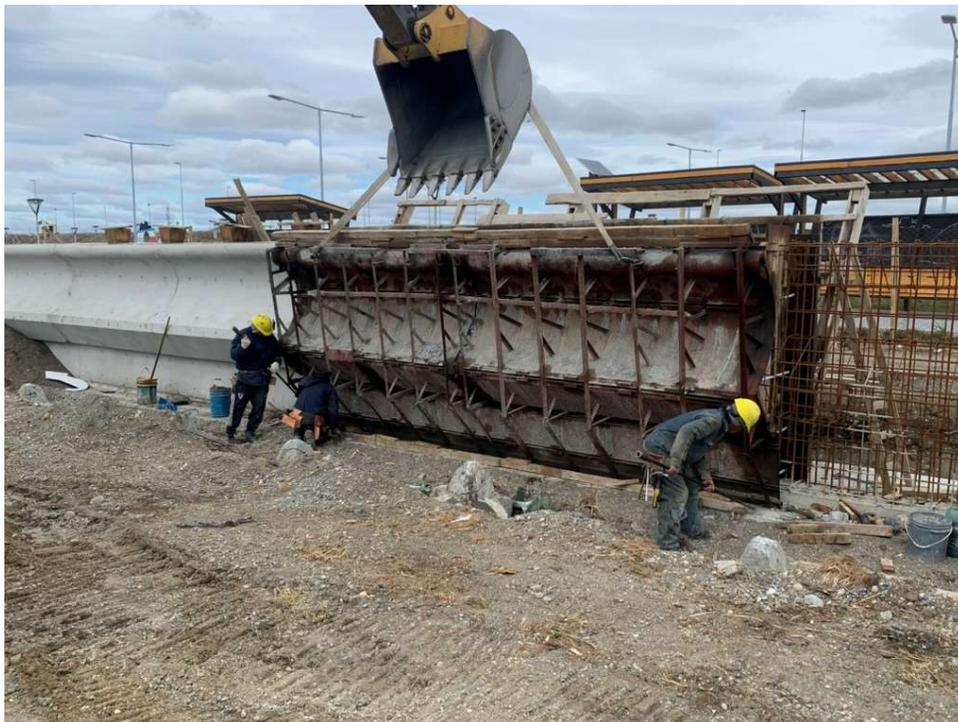


Figura 10. Vista del proceso de armado y encofrado.

Organiza:



Figura 11. Vista de la construcción del filtro y protección del pie del talud.

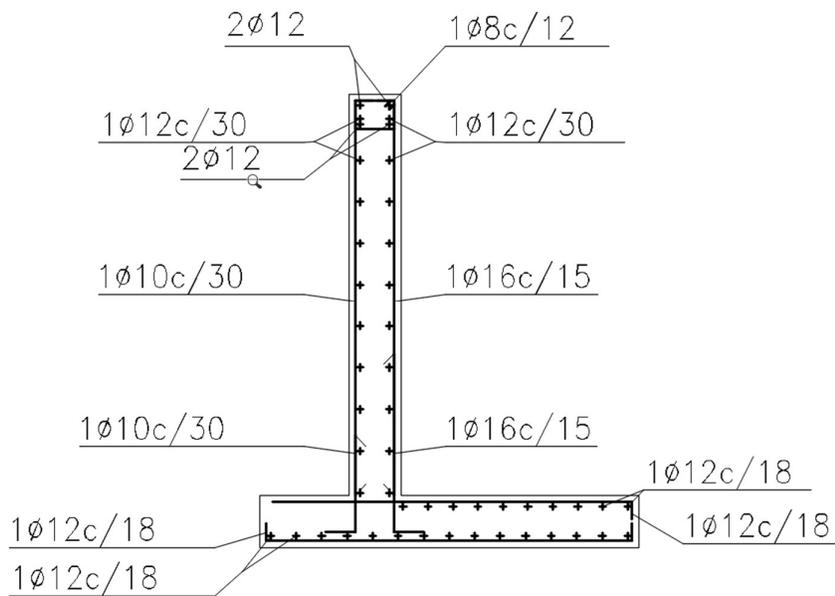


Figura 12. Armaduras del muro contención.

Organiza:

10. CONCLUSIONES

Las obras de resguardo de zonas costeras en ciudades, permiten la recuperación y ordenamiento del espacio urbano y dan elasticidad a las edificaciones litorales valorizando socialmente toda el área.

El agregado de obras rígidas dentro de la línea de máxima marea provocará acciones sobre las mismas. La determinación de la máxima línea de energía posible y la protección eficiente del pie del muro son, ambos, factores determinantes para el éxito del diseño. La buena práctica de evaluación de distintas formulaciones debe siempre aplicarse en la definición del tamaño de los elementos de la defensa.

La adopción de una losa continua pero segmentada como manto protector del talud del pie del muro en lugar de elementos discretos, ha mostrado ofrecer una gran estabilidad frente a oleajes en las mareas extraordinarias ocurridas en 2023 y 2024.

11. REFERENCIAS

1. *Diques de Escollera*, Enrique Copeiro del Villar Martínez y Miguel Angel García Campos, 2008.
2. *Shore Protection Manual*, US Army Corps of Engineers, 1984.
3. *Coastal Engineering, Processes, Theory and Design Practice*, Dominic Reeve, Andrew Chadwick & Christopher Flemming, 2018.
4. *Design of Coastal Revetments, Seawalls and Bulkheads, EM 1110-2-1614*, US Army Corps of Engineers, 1995.
5. *Diseño y Construcción de obras de Abrigo en Talud*, Hugo Donini, 2016.

Organiza: