
DISEÑO DE DEFENSAS COSTERAS, UNA APLICACIÓN AL PUERTO DE IQUIQUE

Profesor Guía: Patricio Winckler
Alumno memorista: Pedro Giuffra
AGOSTO 2010

INTRODUCCIÓN

- El Puerto de Iquique está formado por un Molo de Abrigo que consta de los sitios de atraque 1 y 2 y por el Espigón con los sitios 3 y 4, abarcando un sector de aproximadamente 6.86 [há] de superficie. Los accesos a estos sitios se encuentran en un área cuya capacidad de recepción y estacionamiento de camiones se hace insuficiente, por lo que actualmente pasan por estados de congestión muy importantes que hacen temer su pronto colapso.

Puerto de Iquique



Acceso al puerto de Iquique



Zona de estacionamiento



DOCUMENTOS RELACIONADOS CON EL PROYECTO

- Antecedentes que permiten sustentar el marco conceptual del estudio.
 - 1. INH (Febrero 2007). Relleno borde costero ex-Isla Serrano – EPI. Informe final, bases de diseño y análisis de alternativas.
 - 2. GHD S.A.. (Diciembre 2007). Análisis de layout acceso al Terminal Molo de EPI. Informe Final. Preparado para EPI.
 - 3. EPI (2008) Términos de referencia, Ingeniería de detalle y especificaciones técnicas para el relleno del borde costero de la ex isla Serrano.
-

INH (Febrero 2007). Relleno borde costero ex-Isla Serrano – EPI. Informe final, bases de diseño y análisis de alternativas.

- La EPI contrató la asesoría del Instituto Nacional de Hidráulica para ganar terrenos al mar por el borde costero de la ex Isla Serrano en una extensión de aproximadamente 900 ml y un ancho de 150 m. El estudio consistió en realizar un pre-diseño de las obras para el proyecto de construcción e incluye la etapa de ingeniería conceptual y un análisis de prefactibilidad técnica económica. En este estudio se hicieron mediciones en terreno que incluyeron una topobatimetría del sector y mediciones de mareas y corrientes.
-

Relleno borde costero ex-isla Serrano, Estudio realizado por el INH

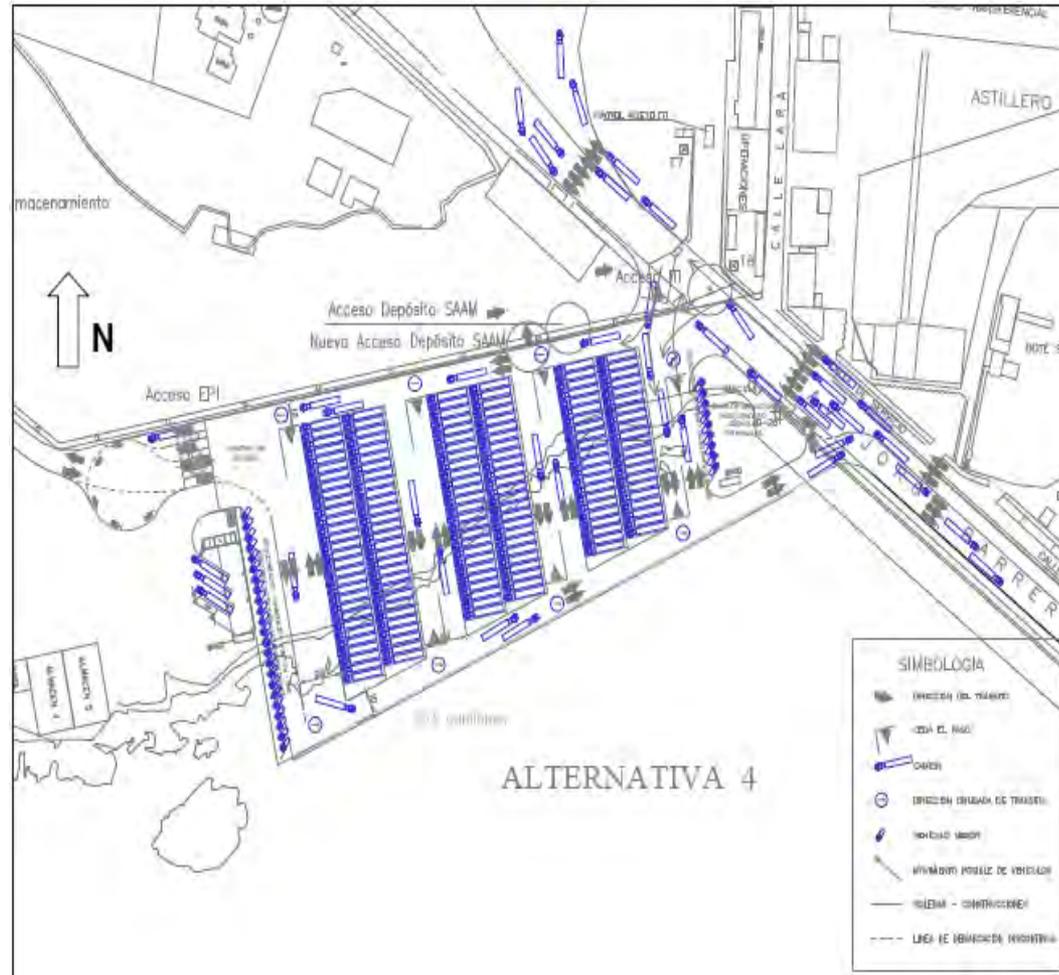
Fuente: EPI.



GHD S.A.. (Diciembre 2007). Análisis de layout acceso al Terminal Molo de EPI. Informe Final. Preparado para EPI.

- El objetivo del estudio fue proveer el diseño de un nuevo layout para el sector del acceso al puerto, con el fin de mejorar las actuales condiciones de las instalaciones, de las áreas de estacionamiento de camiones y de las vías de acceso a los sitios de atraque del puerto, las que actualmente pasan por estados de congestión.
 - El informe abarca el estudio de la demanda actual y futura del número de camiones que requieren estacionamiento, analiza diferentes alternativas de disposición de éstos en el interior del área de estacionamiento, el trazado de sus vías de circulación y concluye con la elaboración de un plano con la solución alcanzada.
-

Detalle del layout propuesto por GHD S.A..



OBJETIVOS DEL ESTUDIO

- Desarrollar un proyecto de ingeniería, destinado a diseñar una defensa costera para la nueva zona de ampliación del puerto de Iquique.
 - El borde costero desde el cual se extenderá la ampliación está formado principalmente por roqueríos y una franja de material de relleno. El área a rellenar está ubicada en el borde costero sur-oriente de la ex Isla Serrano (Terminal Molo). La ampliación comprende una superficie de 6000 [m²], siendo la longitud de relleno de 200 [m] y el ancho promedio de alrededor de 30 [m]. Las futuras alternativas de uso del suelo serán para estacionamiento de camiones, calles y mejoramiento del acceso.
 - Las obras son de carácter provisorio con una vida útil de 5 años.
-

Zona de estudio



ALCANCES

Este estudio se limita a:

- Realizar un estudio de las condiciones naturales relevantes que para efectos del presente proyecto, están dadas principalmente por batimetría, vientos, mareas y niveles, oleaje, corrientes y la naturaleza del fondo marino. Como resultado de este estudio se establecerá la magnitud de las principales variables ambientales que condicionan el diseño de las obras de defensa.
- Desarrollar el diseño de las obras de defensa el que se limita a la aplicación de formulaciones y recomendaciones de diseño que son de uso habitual en este tipo de proyectos. Se incluye un estudio de estabilidad, destinado a definir el peso de los diferentes elementos que constituyen la defensa en sus diferentes secciones, además de un estudio hidráulico, orientado a determinar los caudales de sobrepaso que se generan en la estructura, para las alternativas de defensa propuestas.

Estudio de condiciones naturales

- Analizar las condiciones naturales que son relevantes para el diseño de las obras de defensa y que se pueden resumir en los siguientes tópicos:
 1. Vientos
 2. Mareas y niveles
 3. Batimetría
 4. Oleaje
 5. Corrientes
 6. Naturaleza del fondo Marino
-

Vientos

- El estudio de vientos se orienta a determinar el viento extremo, y su incidencia como generador de oleaje local y *wind setup* (aumento del nivel del mar). Dado el favorable régimen de vientos en Iquique y su lejanía a los centros de baja presión que generan temporales, las condiciones extremas estén dadas por el oleaje de generación distante, o *swell*, y el efecto del *wind setup* es poco relevante.
- El clima en Iquique está dominado por el centro permanente de altas presiones del Pacífico Sur y ésta es la principal condición que explica la gran estabilidad del clima durante todo el año.
- Los datos confirman una condición reinante muy marcada del SW con variaciones S y SE. El rango de los vientos durante el año es entre 5 a 10 nudos. Estos vientos son considerablemente bajos y poco significativos para el crecimiento del oleaje y la generación de *wind setup*.
- **Fuente:** “Evaluación de impacto ambiental de los residuos industriales de las pesqueras del Norte S.A. y Tarapacá S.A. sector molo ex isla Serrano, Iquique”, Estadística de viento cada 3 horas entre Enero de 1992 y Marzo de 1993 (se desconoce si estos registros corresponden a valores instantáneos o medios).

Marea y Niveles

- El estudio de marea tiene como objetivo la determinación de los valores característicos de dicho fenómeno. Para ello se recopilaron antecedentes de mareas astronómica y meteorológica (por viento y presión atmosférica) en el sitio de estudio y variaciones del nivel medio del mar en Iquique.
 - El análisis de estos fenómenos permiten establecer los niveles Máximo y Mínimo que se utilizarán en el diseño de la defensa.
-

Niveles de diseño

Componente	Nivel máximo	Nivel mínimo
Marea astronómica	+ 1,79 [m] NRS	+ 0,02 [m] NRS
Wind set-up	+ 0,05 [m]	+ 0,00 [m]
Presión atmosférica	+ 0,10 [m]	- 0,10 [m]
Nivel medio del mar	+ 0,25 [m]	- 0,25 [m]
Set-up de oleaje	+ 0,30 [m]	+ 0,00 [m]
Nivel de diseño	+ 2,49 [m] NRS	- 0,33 [m] NRS

Batimetría

- Los antecedentes batimétricos utilizados en este estudio se resumen a continuación:
 1. Carta Hidrográfica del SHOA N° 1211, Bahía de Iquique, escala 1:10.000
 2. Carta Hidrográfica SHOA N° 1100, Rada de Arica a Bahía de Iquique, escala 1: 200.000.
 3. Carta Hidrográfica SHOA N° 1200, Bahía de Iquique a Puerto Tocopilla, escala 1: 200.000.
 4. Levantamiento batimétrico realizado por el INH
-

Oleaje

- El puerto de Iquique se abre al Océano Pacífico por lo que se encuentra expuesto a oleajes que provienen desde grandes distancias conformando un fenómeno complejo de evaluar. A esto se debe sumar que en este borde costero la disponibilidad de mediciones sistemáticas y estadísticamente representativas es escasa.
- En el diseño de una protección costera, el oleaje de mayor importancia es la condición extrema, es decir, aquella que representa condiciones de mayor energía, pues las tormentas son las que inducen las mayores solicitaciones a considerar en el diseño de las obras.
- El estudio de olas está orientado a determinar el clima extremo en la zona de estudio, a objeto de determinar valores de diseño de las cargas hidrodinámicas sobre las obras de protección costera.

Oleaje

- Para el análisis de olas extremas se utilizó la base de datos de Baird & Associates S.A., Olas Chile III (2007) del nodo de Iquique (20° S, 71° W), que corresponde a parámetros de resumen obtenidos a partir de los datos espectrales por dirección y frecuencia cada tres horas desde el 1 de enero de 1985 al 31 de diciembre de 2006. Esta base de datos ha sido obtenida por hindcasting por medio del modelo espectral WaveWatch III desarrollado por NOAA/NCEP.
- El clima extremo de oleaje (u oleaje dominante) está asociado a tormentas de generación distante que se propagan hasta Iquique, e inciden localmente desde el tercer cuadrante, con períodos altos entre 12 y 18 [s] y alturas cercanas a 5 [m], cuya ocasional presencia se observa en invierno. Durante el verano, se registran ondas generadas en el Pacífico norte, que arriban con altos períodos y bajas alturas, que son poco relevantes en el diseño de esta defensa costera, en razón de su protección al norte.

Oleaje

- Se seleccionaron los eventos extremos por año y dirección de oleaje en aguas profundas. Dada la orientación de la costa, sólo se consideraron como direcciones activas de oleaje aquellas comprendidas en el tercer (180° a 270°) y cuarto cuadrante (270° a 360°). Con estos eventos se determinó la altura significativa espectral en aguas profundas (H_{mo}) para los períodos de retorno de 5, 10, 25, 50, y 100 años por medio de las distribuciones de Gumbel y Weibull, obteniéndose de esta forma el estimador de H_{mo} y sus límites de confianza del 95%.
- Las direcciones SSW, SW y WSW resultan ser las de efectos más devastadores en el sector de estudio, pues sus efectos se hacen sentir prácticamente sin atenuación debido a la escasa redistribución de la energía por refracción.

Oleaje

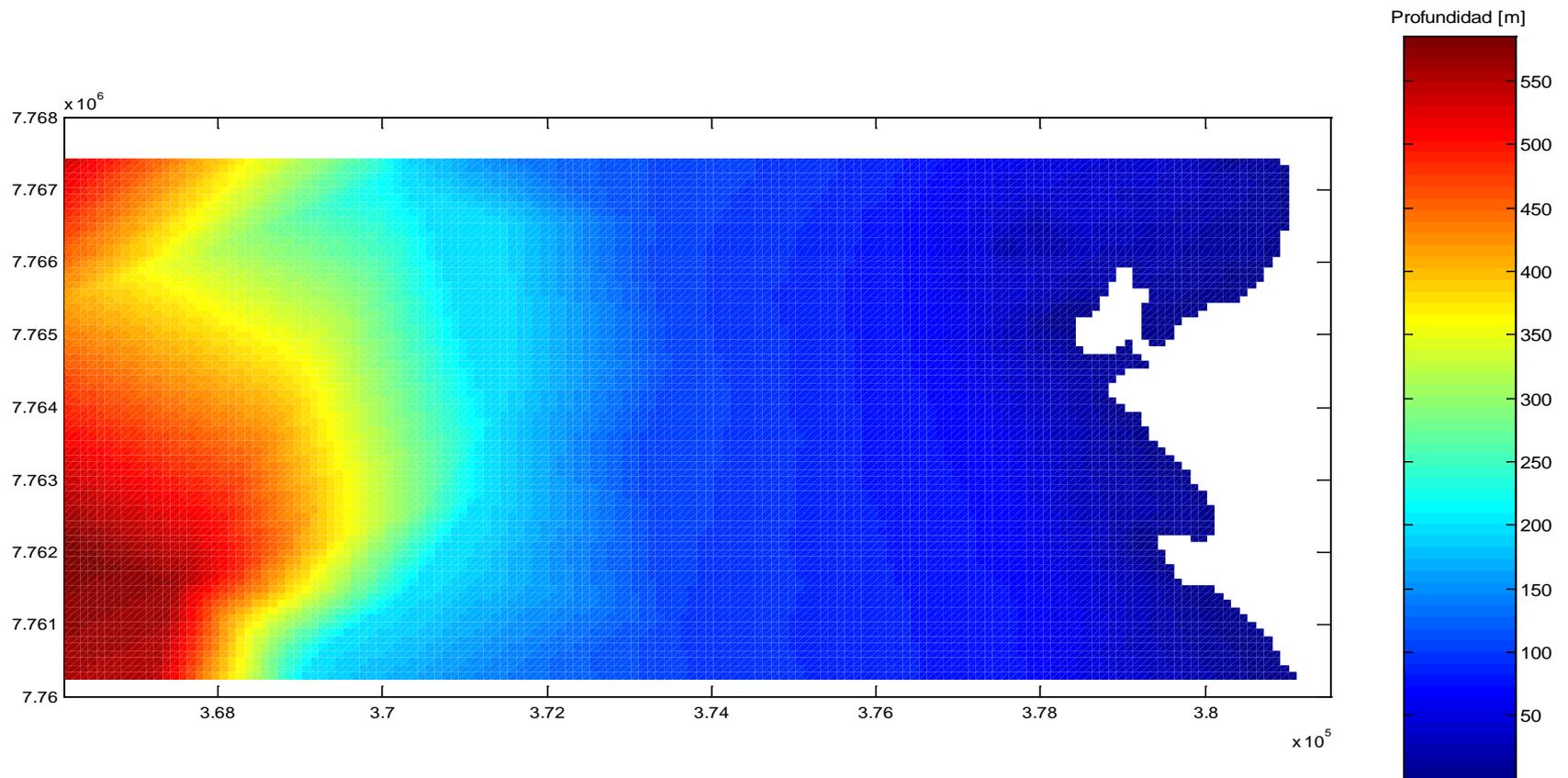
TABLA N° 1: Valores extremos de altura significativa espectral en aguas profundas.

Período de retorno [años]	Hmo _{50%} (m)			
	SSW	SW	WSW	W
100	4,59	4,82	3,06	2,80
50	4,47	4,66	2,97	2,69
25	4,35	4,48	2,86	2,58
10	4,16	4,23	2,71	2,41
5	3,98	4,02	2,56	2,26

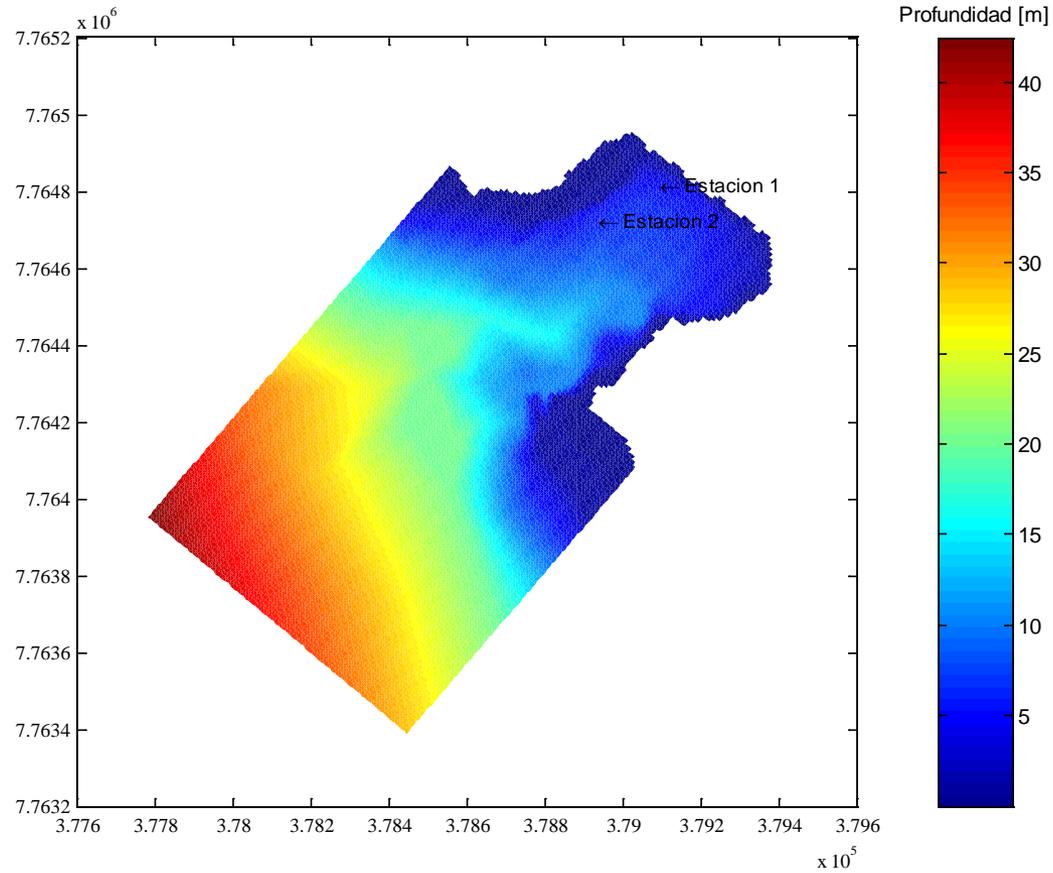
Oleaje (Propagación hasta la zona de estudio)

- Se efectuó un análisis de propagación de oleaje desde aguas profundas hasta la zona de emplazamiento de las obras, mediante una transferencia espectral de espectros sintéticos. Estos se construyeron con altura asociada al temporal de diseño y sus características se obtienen de los parámetros de resumen (dirección y período), supuestos de spreading direccional en el dominio de las direcciones y un parámetro de forma en el dominio de las frecuencias. Mediante la propagación de estos espectros se obtiene la altura de oleaje en el sitio de estudio.
- La transformación de oleaje se efectúa utilizando el modelo SWAN (Simulating WAVes Nearshore versión 40.72) desarrollado por *Delft University of Technology*. SWAN es un modelo numérico de oleaje que permite obtener estimaciones realistas de los parámetros del oleaje en las zonas costeras, lagos y estuarios para condiciones dadas de viento, corrientes y batimetría.

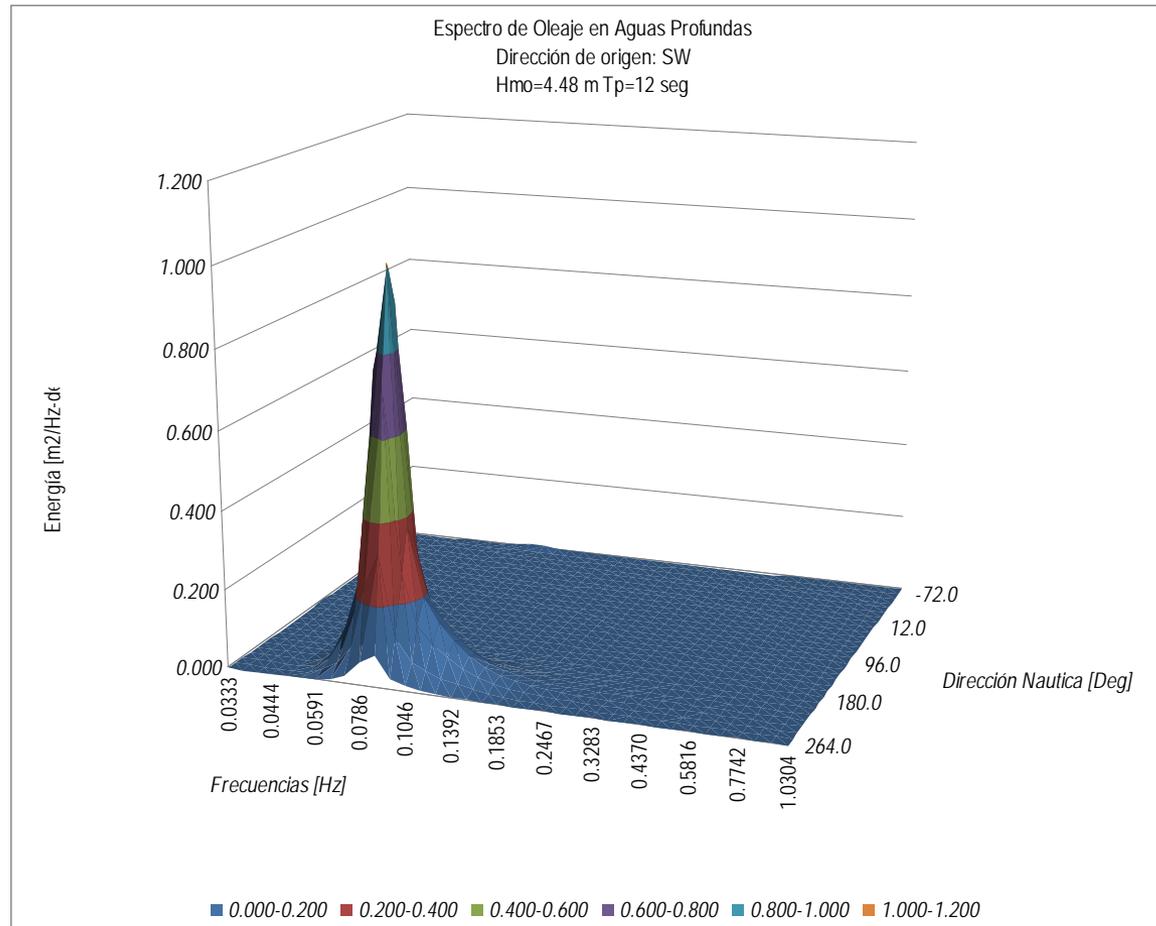
Batimetría utilizada en el modelo SWAN



Batimetría zona de estudio



Espectro de Oleaje en aguas profundas



Propagación de oleaje, casos analizados

Tr [años]	Dir_p	Hmo [m]	Tp [s]
5	SSW	3,98	10 a 18
	SW	4,02	10 a 18
	WSW	2,56	10 a 18
	W	2,26	10 a 18
25	SSW	4,35	10 a 18
	SW	4,48	10 a 18
	WSW	2,86	10 a 18
	W	2,58	10 a 18

Oleaje en zona de estudio

Oleaje aguas profundas				Proximidad Obra		
Tr [años]	Hmo [m]	Tp [s]	Dirp [deg]	Hmo [m]	Tp [s]	Dirp [deg]
5	4,02	10	225º	2,73	9,56	228
		12		2,80	11,57	228
		14		3,03	14,00	228
		16		3,31	15,39	228
		18		3,58	18,63	228
25	4,48	10	225º	2,78	9,56	228
		12		3,13	11,57	228
		14		3,39	14,00	228
		16		3,59	15,39	228
		18		3,67	18,63	228

Oleaje a pie de Obra

Proximidad obra			Pie obra	
Tr	H _s	T _p	Sección	H _S P _{IE}
(años)	[m]	[s]		[m]
5	2,73	9,56	Cabezo	2,92
	2,80	11,57		3,20
	3,03	14,00		3,92
	3,31	15,39		4,18
	3,58	18,63		4,31
25	2,78	9,56		2,95
	3,13	11,57		3,59
	3,39	14,00		4,14
	3,59	15,39		4,21
	3,67	18,63		4,32
5	2,73	9,56	Tronco	2,92
	2,80	11,57		3,32
	3,03	14,00		3,56
	3,31	15,39		3,63
	3,58	18,63		3,76
25	2,78	9,56		2,95
	3,13	11,57		3,50
	3,39	14,00		3,60
	3,59	15,39		3,66
	3,67	18,63		3,78
5	2,73	9,56	Codo	2,92
	2,80	11,57		3,32
	3,03	14,00		3,56
	3,31	15,39		3,63
	3,58	18,63		3,76
25	2,78	9,56		2,95
	3,13	11,57		3,50
	3,39	14,00		3,60
	3,59	15,39		3,66
	3,67	18,63		3,78

Corrientes

- Las corrientes marinas se refieren a los transportes de masa generados por la oscilación mareal, la acción del viento, gradientes barométricos o densimétricos y corrientes litorales generadas por la rompiente del oleaje.
- Las corrientes marinas tienen relevancia tanto para los estudios ambientales como para los aspectos de navegación y maniobras, pero debido a su baja magnitud (menores a 0,5 [m/s]) en comparación con el oleaje en condiciones de temporal, no son relevantes para el diseño estructural de la defensa costera.

Naturaleza del fondo marino

- Los antecedentes disponibles permiten sostener que en la zona de apoyo de la defensa costera existe sustrato rocoso natural de buena calidad, rocas sueltas y lentejones de arena de granulometría gruesa.
 - Esta heterogeneidad es compleja en términos de dar seguridad al apoyo de la coraza, pues se podrían experimentar fallos locales por falta de trabazón con el fondo irregular y además ésta podría estar afectada al oleaje en condiciones de bajamar y temporales extremos.
-

Registro fotográfico del fondo marino



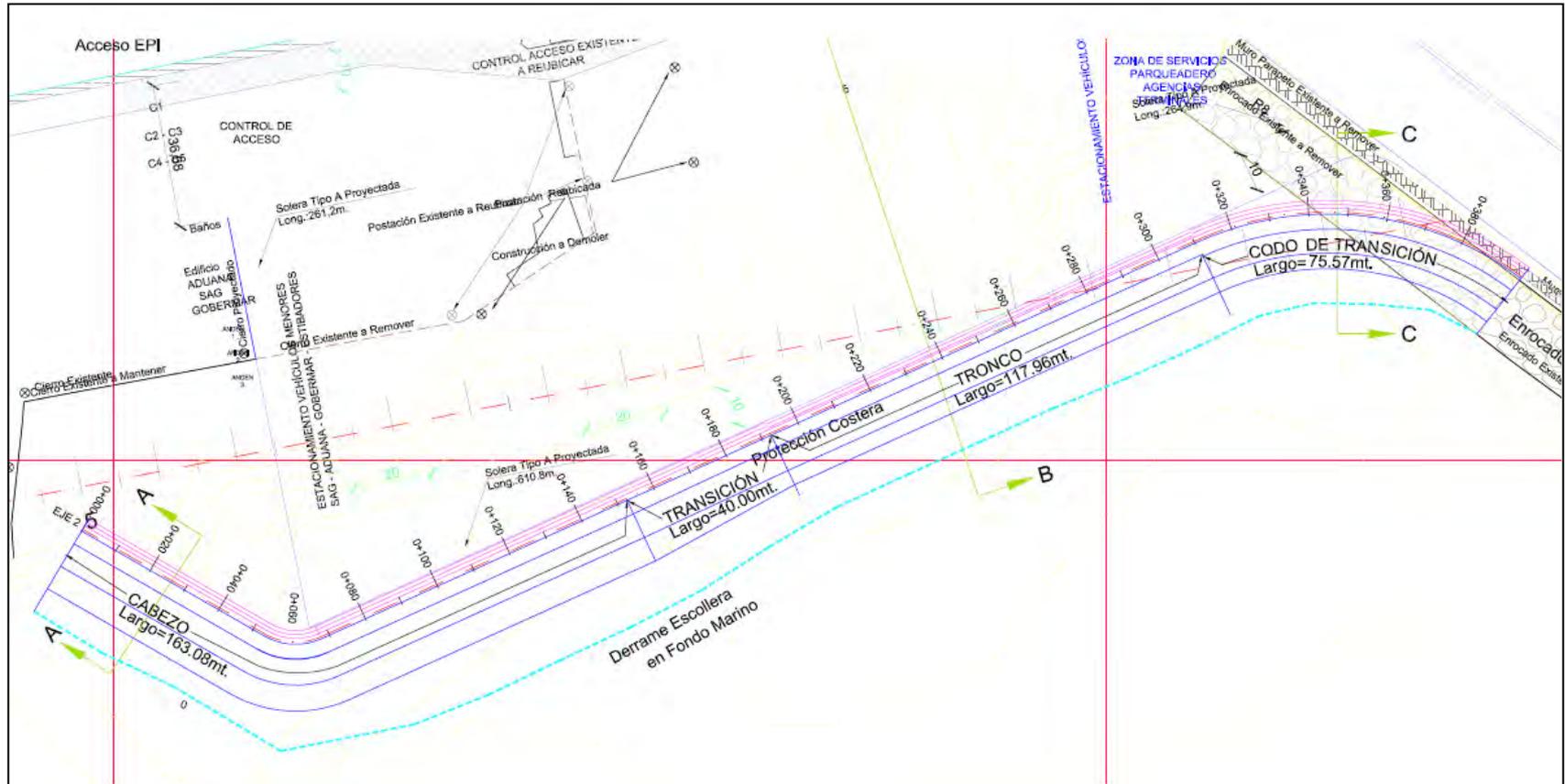
Diseño de Obras Marítimas

- El diseño de la defensa costera se efectúa tomando como bases de diseño, la información obtenida a partir de los estudios de condiciones naturales y contempla aspectos relacionados con el diseño hidráulico y estabilidad de los elementos.
 - El estudio tiene por objetivos evaluar la estabilidad de la defensa costera frente a la acción del oleaje, estimar los caudales de sobrepaso de las configuraciones propuestas y definir la disposición en planta y secciones para mejorar el sector afectado.
-

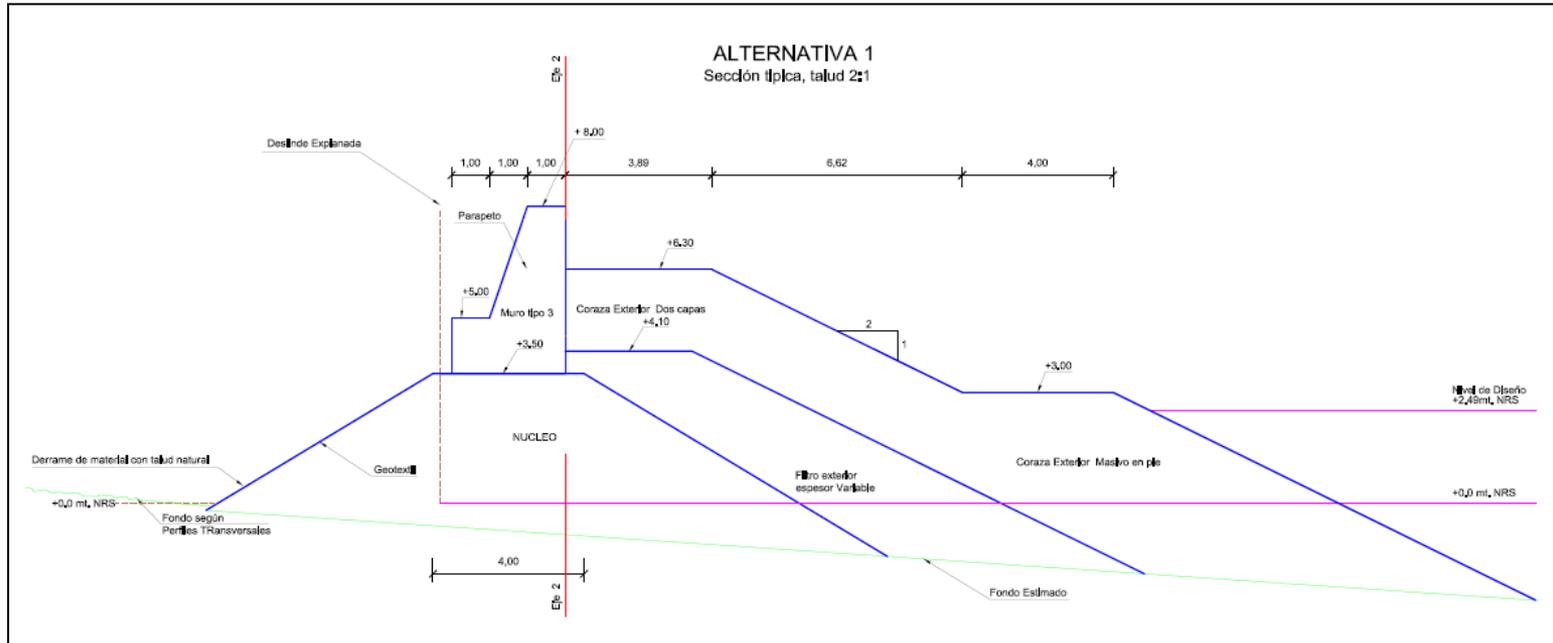
Diseño de estabilidad

- Estimar el peso de los elementos de la coraza de protección (exterior), filtros (exteriores), pie de apoyo, núcleo y parapeto de coronamiento.
 - Estados Límites: Para efectos de diseño de la defensa costera sólo se consideran el estado límite último (**ELU**) y el estado límite de parada operativa (**ELO**).
 - **Estado límite último, ELU:** Son aquellos estados que producen la ruina, por rotura o colapso estructural de la obra o de una parte de ella.
 - **Estado límite operativo, ELO:** aquellos en los que, se reduce o se suspende temporalmente la explotación por causas externas a la obra o a sus instalaciones, sin que haya daño estructural en ellas o en alguno de sus elementos.. Una vez cesada la causa, la obra y sus instalaciones, recuperan totalmente los requisitos de explotación de proyecto.
 - Para el diseño de la defensa:
 1. En condición de **ELU**, oleaje con período de retorno de 25 años, se evalúa la estabilidad de la defensa, (dimensionamiento de los elementos).
 2. En condición de **ELO**, oleaje con período de retorno de 5 años, se evalúa comportamiento funcional de la estructura.
-

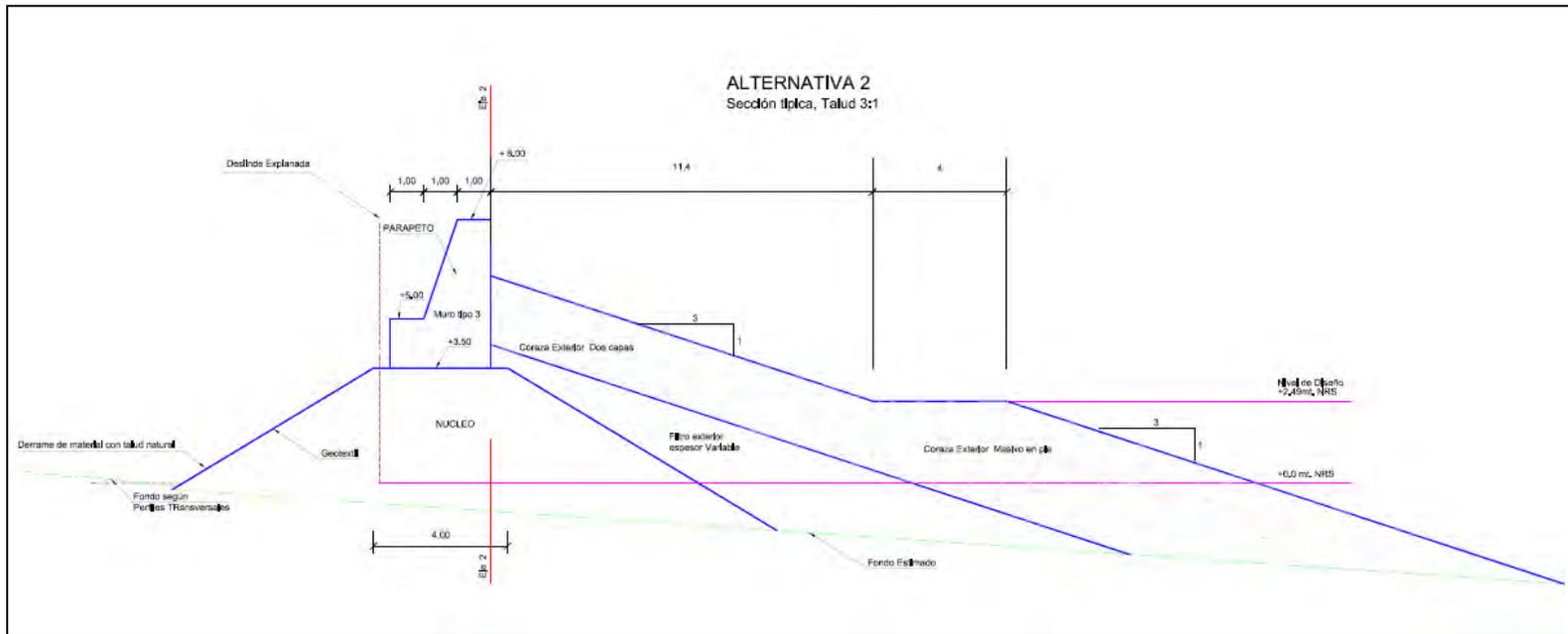
Planta General de la defensa



Alternativa 1



Alternativa 2



Dimensionamiento de la coraza

- **Fórmulas de diseño:**
 - Fórmula de Melby (2005)
 - Fórmula de van de Meer (1988)
 - Fórmula de Hudson (1974)



Fórmula de Hudson

Table VI-5-22
Rock, Two-Layer Armored Non-Overtopped Slopes (Hudson 1974)

Irregular, head-on waves

$$\frac{H}{\Delta D_{n,50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad \text{or} \quad M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot \alpha} \quad (\text{VI-5-67})$$

where H Characteristic wave height (H_s or $H_{1/10}$)
 $D_{n,50}$ Equivalent cube length of median rock
 M_{50} Medium mass of rocks, $M_{50} = \rho_s D_{n,50}^3$
 ρ_s Mass density of rocks
 ρ_w Mass density of water
 Δ $(\rho_s / \rho_w) - 1$
 α Slope angle
 K_D Stability coefficient

K_D -values by SPM 1977. $H = H_s$, for slope angles $1.5 \leq \cot \alpha \leq 3.0$. (Based entirely on regular wave tests.)

Stone shape	Placement	Damage, D^4			
		0-5%		5-10%	10-15%
		Breaking waves ¹	Nonbreaking waves ²	Nonbreaking waves	Nonbreaking waves
Smooth, rounded	Random	2.1	2.4	3.0	3.6
Rough angular	Random	3.5	4.0	4.9	6.6
Rough angular	Special ³	4.8	5.5		

K_D -values by SPM 1984. $H = H_{1/10}$.

Stone shape	Placement	Damage, $D^4 = 0-5\%$	
		Breaking waves ¹	Nonbreaking waves ²
Smooth rounded	Random	1.2	2.1
Rough angular	Random	2.0	4.0
Rough angular	Special ³	5.8	7.0

¹ Breaking waves means depth-limited waves, i.e., wave breaking takes place in front of the armor slope. (Critical case for shallow-water structures.)

² No depth-limited wave breaking takes place in front of the armor slope.

³ Special placement with long axis of stone placed perpendicular to the slope face.

⁴ D is defined according to SPM 1984 as follows: The percent damage is based on the volume of armor units displaced from the breakwater zone of active armor unit removal for a specific wave height. This zone extends from the middle of the breakwater crest down the seaward face to a depth equivalent to the wave height causing zero damage below still-water level.

Shore Protection Manual (1977) versus

Shore Protection Manual (1984): *Shore Protection Manual* (1984) introduce a considerable safety factor compared to the practice based on *Shore Protection Manual* (1977).

Uncertainty of the formula: The coefficient of variation of Eq VI-5-67 is estimated to be 18% by van der Meer (1988). Melby and Mlaker (1997) reported a coefficient of variation for K_D of 25% for stone and 20% for Dolosse.

Fórmula de Van der Meer

Table VI-5-23
Rock, Two-Layer Armored Non-Overtopped Slopes (van der Meer 1988)

Irregular, head-on waves

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 \cdot S^{0.2} P^{0.18} N_z^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \quad \text{Plunging waves : } \xi_m < \xi_{mc} \quad (\text{VI-5-68})$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 \cdot S^{0.2} P^{-0.13} N_z^{-0.1} (\cot \alpha)^{0.5} \xi_m^P \quad \text{Surging waves : } \xi_m > \xi_{mc} \quad (\text{VI-5-69})$$

$$\xi_m = s_m^{-0.5} \tan \alpha \quad \xi_{mc} = \left(6.2 P^{0.31} (\tan \alpha)^{0.5}\right)^{1/(P+0.5)}$$

where	H_s	Significant wave height in front of breakwater
	D_{n50}	Equivalent cube length of median rock
	ρ_s	Mass density of rocks
	ρ_w	Mass density of water
	Δ	$(\rho_s/\rho_w) - 1$
	S	Relative eroded area (see Table VI-5-21 for nominal values)
	P	Notional permeability (see Figure VI-5-11)
	N_z	Number of waves
	α	Slope angle
	s_m	Wave steepness, $s_m = H_s/L_{om}$
	L_{om}	Deepwater wavelength corresponding to mean wave period

Validity:

- 1) Equations VI-5-68 and VI-5-69 are valid for non-depth-limited waves. For depth-limited waves H_s is replaced by $H_{2\%}/1.4$.
- 2) For $\cot \alpha \geq 4.0$ only Eq VI-5-68 should be used.
- 3) $N_z \leq 7,500$ after which number equilibrium damage is more or less reached.
- 4) $0.1 \leq P \leq 0.6$, $0.005 \leq s_m \leq 0.06$, $2.0 \text{ tonne/m}^3 \leq \rho \leq 3.1 \text{ tonne/m}^3$
- 5) For the 8 tests run with depth-limited waves, breaking conditions were limited to spilling breakers which are not as damaging as plunging breakers. Therefore, Eqs VI-5-68 and VI-5-69 may not be conservative in some breaking wave conditions.

Uncertainty of the formula: The coefficient of variation on the factor 6.2 in Eq VI-5-68 and on the factor 1.0 in Eq VI-5-69 are estimated to be 6.5% and 8%, respectively.

Test program: See Table VI-5-4.

Fórmula de Melby

Plunging waves

$$N_m = 5.0(S / N_z^{0.5})^{0.2} P^{0.18} \sqrt{\cot \theta} \quad s_m \geq s_{mc}$$

Surging waves

$$N_m = 5.0(S / N_z^{0.5})^{0.2} P^{0.18} (\cot \theta)^{0.5-P} s_m^{-P/3} \quad s_m < s_{mc}$$

where

$$s_{mc} = -0.0035 \cot \theta + 0.028$$

and

$$N_m = \left[\frac{K_a [(M_F)_{\max} / \gamma_w h^2]}{(S_r - 1)} \right]^{1/2} \frac{h}{D_{n50}}$$

with $K_a = 1$. Here s_{mc} is the critical wave steepness on the structure, P = structure permeability, $S = A_e / D_{n50}^2$ = normalized eroded area, A_e = eroded cross-sectional area, γ_w is the water specific weight, $N_z = t / T_m$ = number of waves at mean period during event of duration t , T_m = mean wave period, $s_m = H_s / L_m$ = wave steepness, H_s significant wave height, L_m wavelength based on mean wave period, and θ is the seaward structure slope from horizontal.

Definición de daño

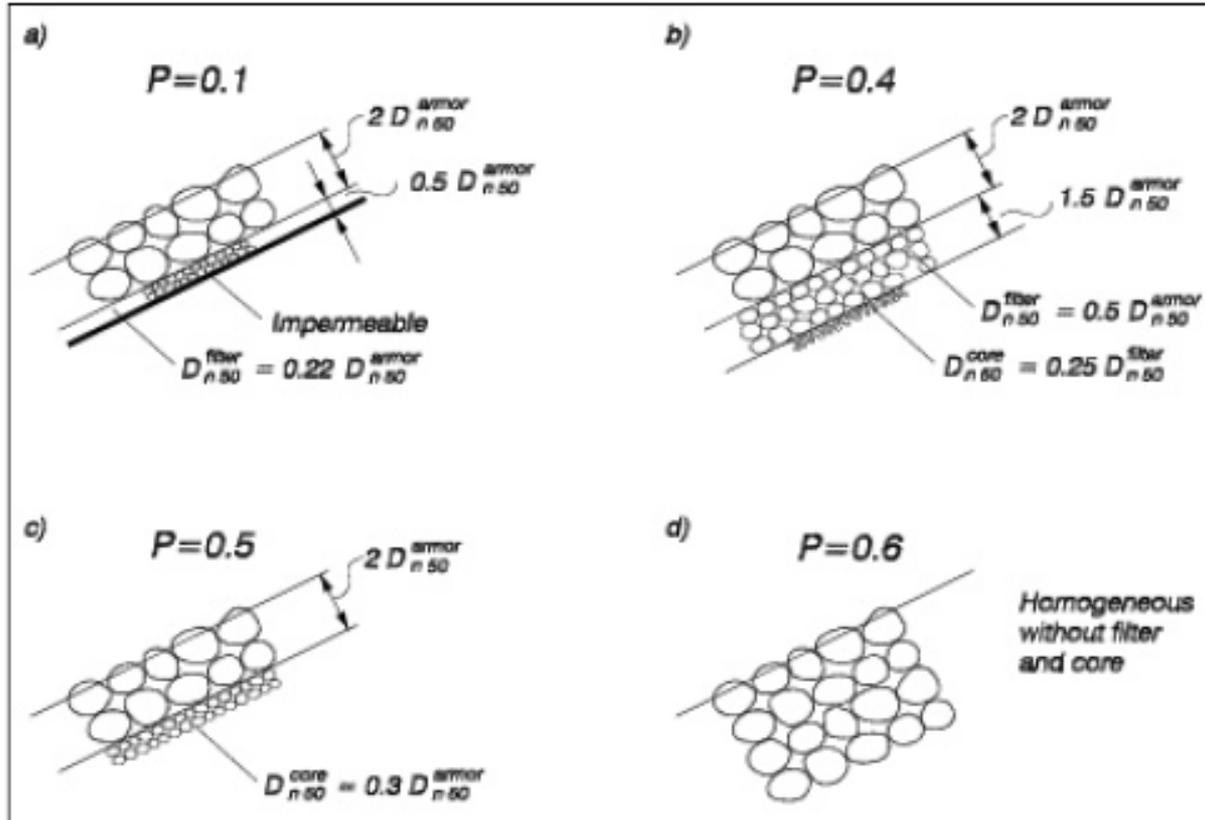
Damage level by S for two-layer armor (van der Meer 1988)

Unit	Slope	Initial damage	Intermediate damage	Failure
Rock	1 : 1.5	2	3-5	8
Rock	1 : 2	2	4-6	8
Rock	1 : 3	2	6-9	12
Rock	1 : 4 – 1 : 6	3	8-12	17

Definición de daño

- La definición del daño:
 - Daño inicial: No existe desplazamiento de los elementos de la coraza, las deformaciones experimentadas por la estructura están asociadas a asentamiento de los elementos.
 - Daño intermedio: Movimiento de las unidades de la coraza, sin causar exposición de las capas de filtro inferiores al ataque de las olas.
 - Falla: Exposición directa de las capas de filtro inferiores al ataque de las olas.
 - Para efectos de diseño, se considera un daño intermedio. Esto implica que se admitirá el desplazamiento controlado de elementos de la coraza.
-

Permeabilidad teórica



- Para la estimación del peso de los elementos de la coraza, se consideró el valor del coeficiente de permeabilidad $p = 0,50$

Dimensionamiento de la coraza (Cabezo)

Fórmula	H ₀ [m]	T _p [s]	Daño	Cot(α)	D _{N50} [m]	W _{N50} [Ton]
Hudson	4,32	-	D = 0 - 5%	1,50	1,568	10,214
				1,75	1,489	8,754
				2,00	1,425	7,660
				3,00	1,244	5,107
Van der Meer	3,80	9,56	S = 5	2	0,878	1,793
	4,47	11,57			1,050	3,064
	5,05	14,00			1,225	4,867
	5,15	15,39			1,253	5,217
	5,26	18,63			1,210	4,695
	3,87	9,56	S = 6	3	0,711	0,954
	4,43	11,57			0,835	1,543
	5,24	14,00			1,004	2,683
	5,56	15,39			1,107	3,600
	5,67	18,63			1,167	4,209
Melby	2,95	9,56	S = 5	2	0,876	1,780
	3,59	11,57			1,046	3,031
	4,14	14,00			1,196	4,537
	4,21	15,39			1,229	4,920
	4,32	18,63			1,268	5,398
	2,95	9,56	S = 6	3	0,694	0,886
	3,46	11,57			0,805	1,383
	4,24	14,00			0,968	2,403
	4,54	15,39			1,037	2,958
	4,65	18,63			1,068	3,233

Dimensionamiento de la coraza (Tronco y Codo)

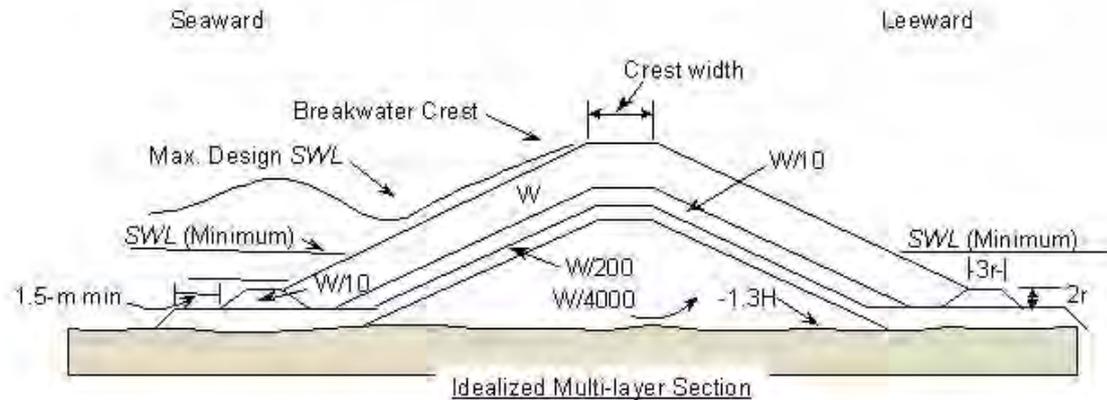
Fórmula	H ₀ [m]	T _p [s]	Daño	Cot(α)	D _{N50} [m]	W _{N50} [Ton]
Hudson	3,78	-	D = 0 - 5%	1,50	1,370	6,819
				1,75	1,302	5,844
				2,00	1,245	5,114
				3,00	1,088	3,409
Van der Meer	3,68	9,56	S = 5	2	0,858	1,673
	4,24	11,57			1,013	2,753
	4,38	14,00			1,113	3,649
	4,48	15,39			1,085	3,383
	4,58	18,63			1,054	3,105
	3,68	9,56	S = 6	3	0,675	0,816
	4,24	11,57			0,797	1,343
	4,38	14,00			0,876	1,781
	4,48	15,39			0,940	2,200
	4,58	18,63			0,993	2,597
Melby	2,95	9,56	S = 5	2	0,864	1,711
	3,50	11,57			1,009	2,725
	3,60	14,00			1,052	3,083
	3,66	15,39			1,082	3,358
	3,78	18,63			1,119	3,714
	2,95	9,56	S = 6	3	0,680	0,835
	3,50	11,57			0,795	1,329
	3,60	14,00			0,828	1,504
	3,66	15,39			0,852	1,639
	3,78	18,63			0,881	1,812

Dimensionamiento del Filtro

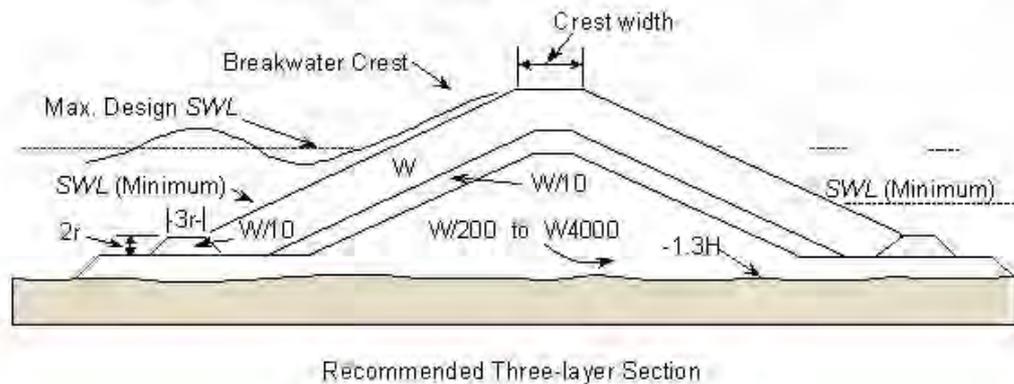
- El Coastal Engineering Manual propone que el peso de los elementos del filtro debe ser del orden de $W50(\text{filtro}) = W50(\text{coraza}) / 10$, donde $W50(\text{coraza})$ corresponde al peso de los elementos de la coraza.

- Soluciones propuestas:
 - Sección del cabezo:
 - Talud 2:1, con un peso medio de los elementos del filtro de 0.65 [Ton] y un rango comprendido entre 0.46 [Ton] y 0.89 [Ton].
 - Talud 3:1, con un peso medio de los elementos del filtro de 0.53 [Ton] y un rango comprendido entre 0.37 [Ton] y 0.72 [Ton].
 - Secciones del Tronco y Codo:
 - Talud 2:1, con un peso medio de los elementos de 0.46 [Ton] y un rango comprendido entre 0.32 [Ton] y 0.63 [Ton].
 - Talud 3:1, con un peso medio de los elementos de 0.32 [Ton] y un rango comprendido entre 0.23 [Ton] y 0.45 [Ton].

Dimensionamiento del Núcleo



Rock Size	Layer	Rock Size Gradation (%)	Legend
W	Primary cover layer	125 to 75	H = Wave Height
$W/10$	Toe berm and first underlayer	130 to 70	W = Weight of individual armor unit
$W/200$	Second underlayer	150 to 50	r = Average layer thickness
$W/4000$	Core and bedding layer	170 to 30	



Dimensionamiento del Núcleo

- El Coastal Engineering Manual, propone que el peso de los elementos del núcleo debe ser del orden de W (núcleo) = $W50$ (coraza) /200 a $W50$ (coraza) /4000.
- La expresión equivalente en función de las dimensiones nominales, es la siguiente:

$$D_{50C} = \frac{D_{50Arm}}{5,848} a \frac{D_{50Arm}}{15,874}$$

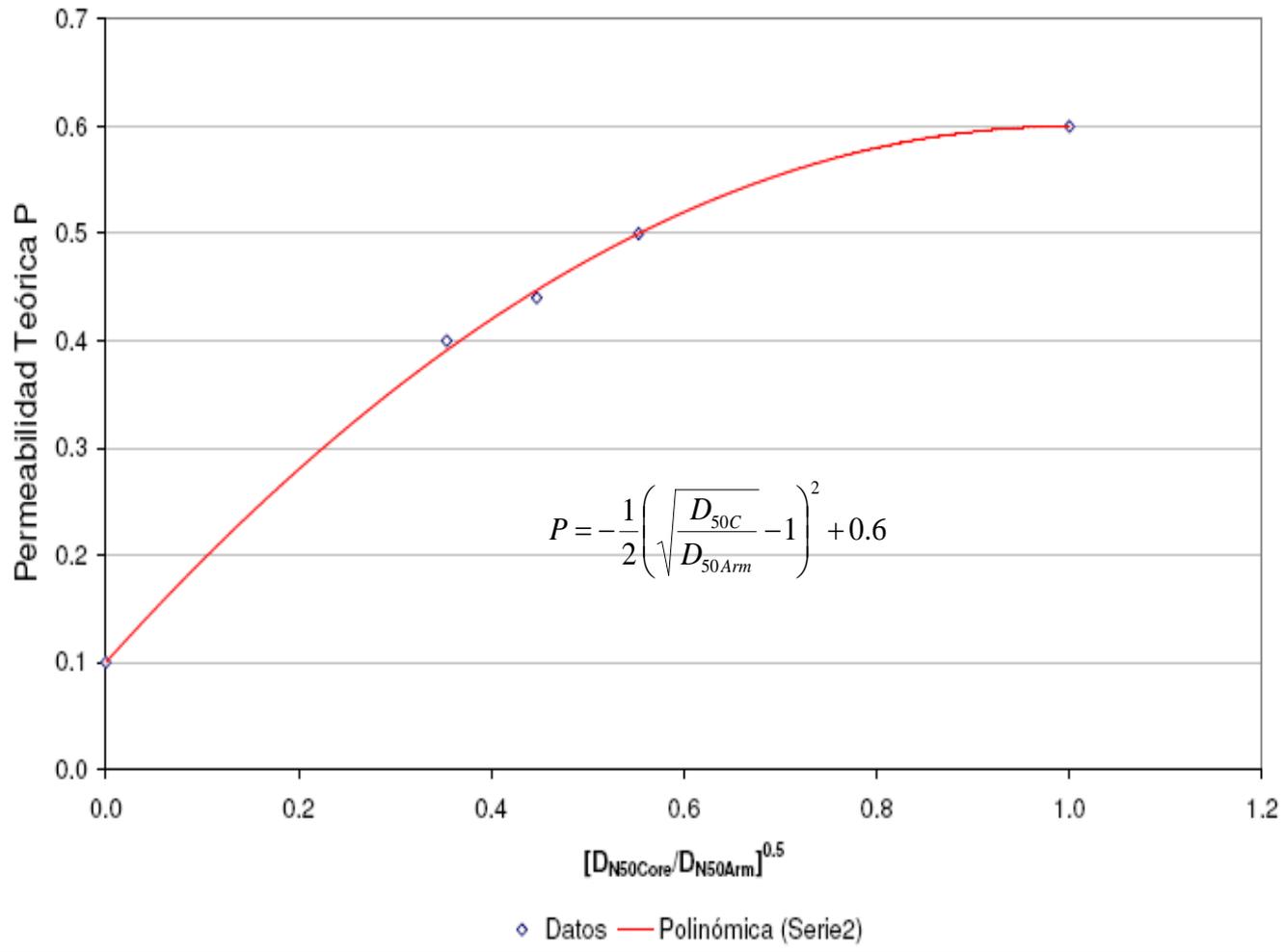
Dimensionamiento del Núcleo

- El valor del coeficiente de permeabilidad está fuertemente influenciado por la relación entre la dimensión nominal de los elementos del núcleo D_{50C} y la dimensión nominal de los elementos de la coraza D_{50Arm} . Para $P=0,50$, la relación es:

$$\frac{D_{50C}}{D_{50Arm}} = 0,306$$
$$D_{50C} = \frac{D_{50Arm}}{3,267}$$

- Por condiciones de permeabilidad se requiere un material para el núcleo de mayor tamaño.

Permeabilidad Teórica



Permeabilidad teórica

Tipo de estructura	$D_{N50 \text{ Arm}}$ [m]	$D_{N50 \text{ Core}}$ [m]	$D_{N50 \text{ Core}}/D_{N50 \text{ Arm}}$	$[D_{N50 \text{ Core}}/D_{N50 \text{ Arm}}]^{0.5}$	P	P Estimado
Impermeable	0,036	0,000	0,000	0,000	0,10	0,100
Permeable	0,036	0,011	0,306	0,553	0,50	0,500
Homogenea	0,036	0,036	1,000	1,000	0,60	0,600
Permeable (Estimado)	0,036	0,0045	0,125	0,354	0,40	0,391
Permeable	0,25	0,05	0,2	0,447	0,44	0,447

$$P = -\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{D_{50C}}{D_{50Arm}}} - 1 \right)^2 + 0.6$$

$$0.1 \leq P \leq 0.6$$

$$0 \leq \frac{D_{50C}}{D_{50Arm}} \leq 1$$

$$\frac{D_{85}}{D_{15}} = 1.5$$

- Ante la falta de mayores antecedentes se recomienda utilizar esta expresión

Dimensionamiento del Núcleo (Resultados)

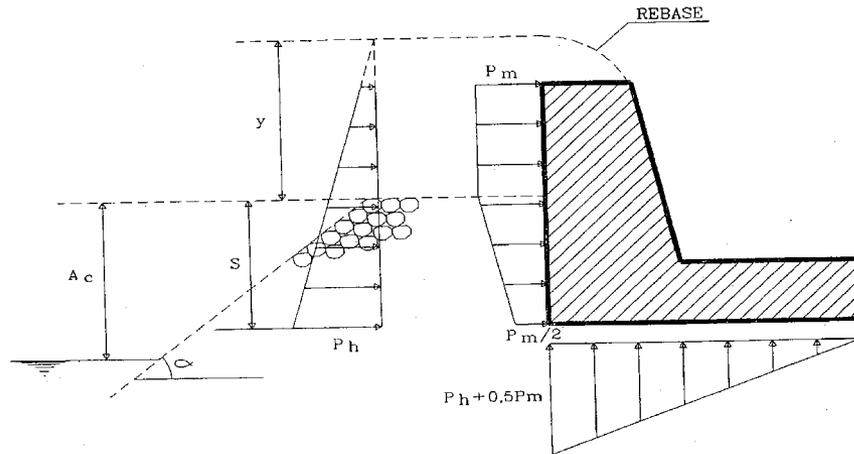
- Sección del Cabezo:
 - Talud 2:1, se propone utilizar un peso medio de los elementos del núcleo de 313 [kg] y un rango comprendido entre 220 [kg] y 430 [kg].
 - Talud 3:1, se propone utilizar un peso medio de los elementos del núcleo de 120 [kg] y un rango comprendido entre 61 [kg] y 208 [kg].

- Secciones del Tronco y Codo:
 - Talud 2:1, se propone utilizar un peso medio de los elementos del núcleo de 104 [kg] y un rango comprendido entre 53 [kg] y 180 [kg].
 - Talud 3:1, se propone utilizar un peso medio de los elementos del núcleo de 74 [kg] y un rango comprendido entre 38 [kg] y 128 [kg].

Parapeto

- El parapeto forma parte de la superestructura y cumple la función de reducir el sobrepaso. Su disposición disminuye la altura de coronación respecto a una obra sin parapeto y el volumen de material necesario para constituir la defensa. El peso del parapeto se determinó aplicando el diagrama de presiones estático de Günbak et al. (1984).
- Se utilizaron coeficientes de seguridad al deslizamiento (CSD) y al vuelco (CSV) mayores de 1.2 y se adoptó un coeficiente de fricción entre el hormigón del espaldón y la escollera de $\mu = 0.7$. El parapeto se cimienta sobre el núcleo a la cota +3.50 [m] NRS, para permitir las faenas de construcción en seco.

Diagrama de Presiones



$$P_m = \frac{\gamma_w (\sqrt{gy})^2}{2g} = \frac{\gamma_w}{2} y$$

$$P_h = \gamma_w (y + s)$$

$$y = \frac{(Ru - Ac) \operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \alpha \cos(\alpha - \beta)}$$

$$Ru = 0.4 \xi H \quad \xi \leq 2.5$$

$$Ru = H \quad \xi > 2.5$$

Parapeto (Resultados)

- El peso del parapeto [Ton/m] para las distintas secciones analizadas y sus correspondientes factores de seguridad al deslizamiento y vuelco, se muestran en los siguientes cuadros.

Tabla 4-7: Peso de las secciones del parapeto $Cot\alpha=2$.

SECCIÓN	W [Ton/m]	CSD	CSV
Cabezo	18,00	1,732	2,077
Tronco	13,50	1,757	2,046
Codo	21,60	3,063	3,290

Tabla 4-8: Peso de las secciones del parapeto $Cot\alpha=3$.

SECCIÓN	W [Ton/m]	CSD	CSV
Cabezo	19,80	1,371	1,769
Tronco	13,50	1,757	2,046
Codo	21,60	3,082	3,305

Sobrepaso

- El diseño hidráulico se orienta a definir las características geométricas de la obra de abrigo, en lo referido a cotas de coronamiento del parapeto, disposición de verteolas, bermas y disposición de elementos de la coraza.
 - Para ello se establecen las tasas de sobrepaso admisibles
 - Tasas de sobrepaso esperadas para la configuración propuesta.
-

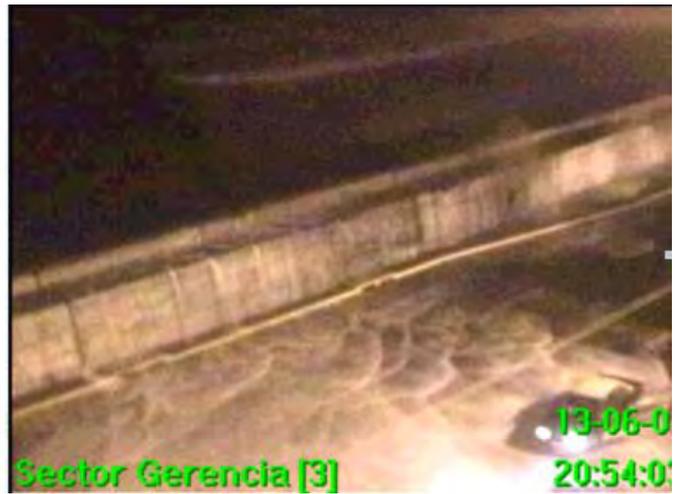
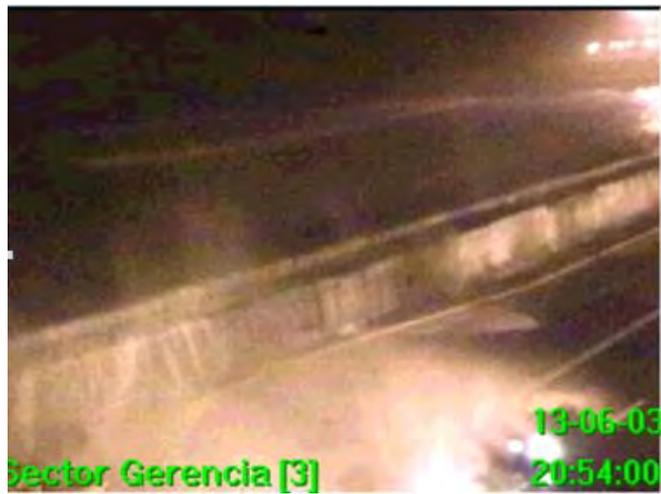
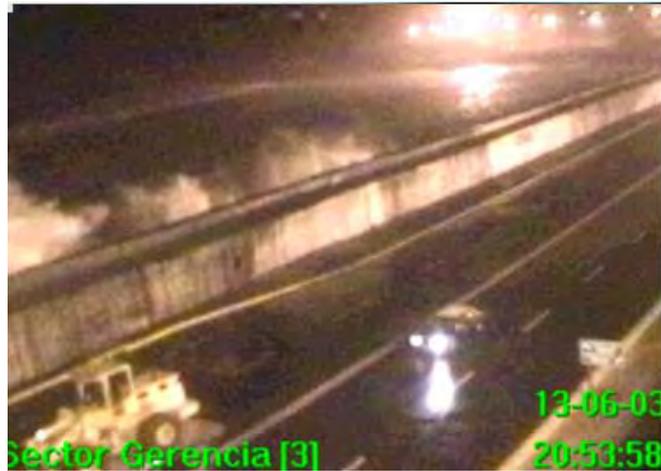
Antecedentes

- El sector de acceso al Puerto de Iquique experimenta serios problemas de sobrepaso los que generan problemas de tránsito de vehículos y peatones.
 - Esta situación ha motivado diversos estudios, entre los que destacan el Estudio en modelo físico bidimensional del enrocado de protección molo de unión en Caleta El Morro, desarrollado por el INH.
-

Sobrepaso molo de unión



Sobrepaso



Sobrepaso admisible

- A partir de estas recomendaciones se proponen las siguientes tasas de sobrepaso admisible para los estados límites último (**ELU**) y de parada operativa (**ELO**)
 - En condición de **ELU** para un oleaje con período de retorno de 25 años se define un caudal admisible de $q_{ADM} = 200$ [lt/s/m]
 - En condición de **ELO** para un oleaje con período de retorno de 5 años se define un caudal admisible de $q_{ADM} = 0,02$ [lt/s/m]
-

Cálculo de sobrepaso

Probabilistic design and prediction or comparison of measurements ($\xi_{5m+1,0} < 5$): TAW (2002) used these dimensionless factors to derive the following overtopping formulae for breaking and non-breaking waves, which describe the *average* overtopping discharge:

$$\frac{q}{\sqrt{g} \cdot H_{m0}^3} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{5m+1,0} \cdot \exp\left(-4.75 \frac{R_c}{\xi_{5m+1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_V}\right) \quad 5.8$$

with a maximum of: $\frac{q}{\sqrt{g} \cdot H_{m0}^3} = 0.2 \cdot \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)$

γ_b = influence factor for a berm [-]

γ_f = influence factor for roughness elements on a slope [-]

γ_β = influence factor for oblique wave attack [-]

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0063 |\beta| \quad \text{for } 0^\circ \leq |\beta| \leq 80^\circ \quad 6.8$$

for $|\beta| > 80^\circ$ the result $\beta = 80^\circ$ can be applied

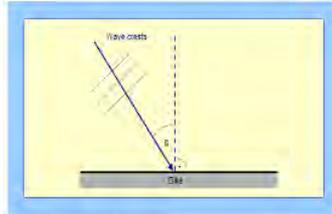


Figure 5.22: Definition of angle of wave attack β

Table 6.2: Values for roughness factor γ_f for permeable rubble mound structures with slope of 1:1.5. Values in *italics* are estimated/extrapolated!

Type of armour layer	γ_f
Smooth impermeable surface	1.00
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.80
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.52
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40
Cubes (1 layer, random positioning)	0.50
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47
Antlers	0.47
HARD'S	0.47
Acropode <i>Acropora</i>	0.48
Xblock	0.45
CORE-LDC	0.44
Tetrapods	0.38
Dolosse	0.45

6.3.2 Effect of armoured crest berm

Simple straight slopes including an armoured crest berm of less than about 3 nominal diameters ($G_c \approx 3D_n$) will reduce overtopping. It is, however, possible to reduce overtopping with a wide crest as much more energy can be dissipated in a wider crest. Besley (1999) describes in a simple and effective way the influence of a wide crest. First

the wave overtopping discharge should be calculated for a simple slope, with a crest width up to $3D_n$. Then the following reduction factor on the overtopping discharge can be applied:

$$C_f = 3.06 \exp(-1.5 G_c / H_{m0}) \quad G_c / H_{m0} \quad \text{with maximum } C_f = 1 \quad 6.7$$

Equation 6.7 gives no reduction for a crest width smaller than about $0.75 H_{m0}$. This is fairly close to about $3D_n$ and is, therefore, consistent. A crest width of $1 H_{m0}$ reduces the overtopping discharge to 68%, a crest width of $2 H_{m0}$ gives a reduction to 15% and for a wide crest of $3 H_{m0}$ the overtopping reduces to only 3.4%. In all cases the crest wall has the same height as the armour crest: $R_c = A_c$.

Tabla 4-11: Sobrepaso esperado. Sección del cabezo cota=2.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m PIE [m]	γ _i	β	γ _p	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	5,89	2,95	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	11,57		3,59	0,40	< 80°	0,54	0,001	200	Sí
	14,00		4,14	0,40	< 80°	0,54	0,004	200	Sí
	15,39		4,21	0,40	< 80°	0,54	0,006	200	Sí
	18,63		4,32	0,40	< 80°	0,54	0,013	200	Sí
5 (ELO)	9,56	5,89	2,92	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,20	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	14,00		3,92	0,40	< 80°	0,54	0,003	0,02	Sí
	15,39		4,18	0,40	< 80°	0,54	0,008	0,02	Sí
	18,63		4,31	0,40	< 80°	0,54	0,013	0,02	Sí

Tabla 4-12: Sobrepaso esperado. Sección del codo cota=2.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	Hm _{PIE} [m]	γ_f	β	γ_β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	4,99	2,95	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	11,57		3,50	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	14		3,60	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	15,39		3,66	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	18,63		3,78	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
5 (ELO)	9,56	4,99	2,92	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,32	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	14		3,56	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	15,39		3,63	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	18,63		3,76	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí

Tabla 4-13: Sobrepaso esperado. Sección del tronco cota=2.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m PIE [m]	γ _f	β	γ _p	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	4,99	2,95	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	11,57		3,50	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	14		3,60	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	15,39		3,66	0,40	< 80°	0,54	0,001	200	Sí
	18,63		3,78	0,40	< 80°	0,54	0,003	200	Sí
5 (ELO)	9,56	4,99	2,92	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,32	0,40	< 80°	0,54	0,001	0,02	Sí
	14		3,56	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	15,39		3,63	0,40	< 80°	0,54	0,001	0,02	Sí
	18,63		3,76	0,40	< 80°	0,54	0,003	0,02	Sí

Tabla 4-14: Sobrepaso esperado. Sección del cabezo cota=3.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m ^{PIE} [m]	γ _f	β	γ _β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	6,44	2,95	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	11,57		3,46	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	14		4,24	0,40	< 80°	0,54	0,004	200	Sí
	15,39		4,54	0,40	< 80°	0,54	0,004	200	Sí
	18,63		4,65	0,40	< 80°	0,54	0,015	200	Sí
5 (ELO)	9,56	6,44	2,90	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,24	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	14		3,90	0,40	< 80°	0,54	0,001	0,02	Sí
	15,39		4,41	0,40	< 80°	0,54	0,007	0,02	Sí
	18,63		4,64	0,40	< 80°	0,54	0,014	0,02	Sí

Tabla 4-15: Sobrepaso esperado. Sección del codo cota=3.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	H _m PIE [m]	γ _f	β	γ _p	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	4,99	2,95	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	11,57		3,50	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	14		3,60	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	15,39		3,66	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
	18,63		3,78	0,40	< 80°	0,61	0,000	200	Sí
5 (ELO)	9,56	4,99	2,92	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,32	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	14		3,56	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	15,39		3,63	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí
	18,63		3,76	0,40	< 80°	0,61	0,000	0,02	Sí

Tabla 4-16: Sobrepaso esperado. Sección del tronco cota=3.

Tr [años]	T _p [s]	Z [m]	Hm _{PIE} [m]	γ _f	β	γ _β	q [lt/s-m]	q _{adm} [lt/s-m]	Cumple
25 (ELU)	9,56	4,99	2,95	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	11,57		3,50	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	14,00		3,60	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	15,39		3,66	0,40	< 80°	0,54	0,000	200	Sí
	18,63		3,78	0,40	< 80°	0,54	0,002	200	Sí
5 (ELO)	9,56	4,99	2,92	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	11,57		3,32	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	14,00		3,56	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	15,39		3,63	0,40	< 80°	0,54	0,000	0,02	Sí
	18,63		3,76	0,40	< 80°	0,54	0,002	0,02	Sí

Comentarios

- Los resultados obtenidos para las dos configuraciones analizadas (cota=2 y cota=3) presentan niveles de sobrepaso inferiores a los admisibles.
 - La condición más exigente y que determina las dimensiones finales y cota de coronamiento del parapeto, están asociadas al estado límite operativo (**ELO**), con un periodo de retorno de 5 años.
-

Tabla 4-17: Resumen de pesos y dimensiones de elementos de la defensa, cota=2.

CABEZO			
CORAZA			
D _{DE}	1,258 [m]	W _{DE}	5,22 [Ton]
D _{MIN}	1,114 [m]	W _{MIN}	3,66 [Ton]
D _{MAX}	1,393 [m]	W _{MAX}	7,16 [Ton]
FILTRO			
D _{DE}	0,627 [m]	W _{DE}	0,65 [Ton]
D _{MIN}	0,557 [m]	W _{MIN}	0,46 [Ton]
D _{MAX}	0,696 [m]	W _{MAX}	0,89 [Ton]
NUCLEO			
D _{DE}	0,491 [m]	W _{DE}	313 [kg]
D _{MIN}	0,436 [m]	W _{MIN}	220 [kg]
D _{MAX}	0,545 [m]	W _{MAX}	490 [kg]
PARAPETO			
W	18,00 [Ton/m]	CSD	1,73
		CSV	2,08
TRONCO			
CORAZA			
D _{DE}	1,113 [m]	W _{DE}	3,65 [Ton]
D _{MIN}	0,989 [m]	W _{MIN}	2,56 [Ton]
D _{MAX}	1,236 [m]	W _{MAX}	5,01 [Ton]
FILTRO			
D _{DE}	0,556 [m]	W _{DE}	0,46 [Ton]
D _{MIN}	0,494 [m]	W _{MIN}	0,32 [Ton]
D _{MAX}	0,618 [m]	W _{MAX}	0,63 [Ton]
NUCLEO			
D _{DE}	0,340 [m]	W _{DE}	104 [kg]
D _{MIN}	0,272 [m]	W _{MIN}	53 [kg]
D _{MAX}	0,408 [m]	W _{MAX}	180 [kg]
PARAPETO			
W	13,50 [Ton/m]	CSD	1,76
		CSV	2,05
CODO			
CORAZA			
D _{DE}	1,113 [m]	W _{DE}	3,65 [Ton]
D _{MIN}	0,989 [m]	W _{MIN}	2,56 [Ton]
D _{MAX}	1,236 [m]	W _{MAX}	5,01 [Ton]
FILTRO			
D _{DE}	0,556 [m]	W _{DE}	0,46 [Ton]
D _{MIN}	0,494 [m]	W _{MIN}	0,32 [Ton]
D _{MAX}	0,618 [m]	W _{MAX}	0,63 [Ton]
NUCLEO			
D _{DE}	0,340 [m]	W _{DE}	104 [kg]
D _{MIN}	0,272 [m]	W _{MIN}	53 [kg]
D _{MAX}	0,408 [m]	W _{MAX}	180 [kg]
PARAPETO			
W	21,60 [Ton/m]	CSD	3,06
		CSV	3,29

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-18: Resumen de pesos y dimensiones de elementos de la defensa, cota=3.

CABEZO			
CORAZA			
D _{DE}	1,167 [m]	W _{DE}	4,21 [Ton]
D _{MIN}	1,037 [m]	W _{MIN}	2,96 [Ton]
D _{MAX}	1,296 [m]	W _{MAX}	5,77 [Ton]
FILTRO			
D _{DE}	0,583 [m]	W _{DE}	0,53 [Ton]
D _{MIN}	0,519 [m]	W _{MIN}	0,37 [Ton]
D _{MAX}	0,648 [m]	W _{MAX}	0,72 [Ton]
NUCLEO			
D _{DE}	0,357 [m]	W _{DE}	120 [kg]
D _{MIN}	0,285 [m]	W _{MIN}	61 [kg]
D _{MAX}	0,428 [m]	W _{MAX}	208 [kg]
PARAPETO			
W	19,80 [Ton/m]	CSD	1,97
		CSV	1,77
TRONCO			
CORAZA			
D _{DE}	0,993 [m]	W _{DE}	2,60 [Ton]
D _{MIN}	0,863 [m]	W _{MIN}	1,82 [Ton]
D _{MAX}	1,104 [m]	W _{MAX}	3,56 [Ton]
FILTRO			
D _{DE}	0,497 [m]	W _{DE}	0,32 [Ton]
D _{MIN}	0,441 [m]	W _{MIN}	0,23 [Ton]
D _{MAX}	0,552 [m]	W _{MAX}	0,45 [Ton]
NUCLEO			
D _{DE}	0,304 [m]	W _{DE}	74 [kg]
D _{MIN}	0,243 [m]	W _{MIN}	39 [kg]
D _{MAX}	0,364 [m]	W _{MAX}	128 [kg]
PARAPETO			
W	13,50 [Ton/m]	CSD	1,76
		CSV	2,05
CODO			
CORAZA			
D _{DE}	0,993 [m]	W _{DE}	2,60 [Ton]
D _{MIN}	0,863 [m]	W _{MIN}	1,82 [Ton]
D _{MAX}	1,104 [m]	W _{MAX}	3,56 [Ton]
FILTRO			
D _{DE}	0,497 [m]	W _{DE}	0,32 [Ton]
D _{MIN}	0,441 [m]	W _{MIN}	0,23 [Ton]
D _{MAX}	0,552 [m]	W _{MAX}	0,45 [Ton]
NUCLEO			
D _{DE}	0,304 [m]	W _{DE}	74 [kg]
D _{MIN}	0,243 [m]	W _{MIN}	39 [kg]
D _{MAX}	0,364 [m]	W _{MAX}	128 [kg]
PARAPETO			
W	21,60 [Ton/m]	CSD	3,08
		CSV	3,31

Fuente: Elaboración propia.

Evaluación económica de alternativas

Tabla 4-19: Presupuesto estimado. Defensa Cota=2.

ITEM	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Gl	1	20,000,000	20,000,000
2	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ROCA				
	Roca Coraza W50 = 5,22 ton	m3	9595.6	37,878	363,466,174
	Roca Coraza W50 = 3,65 ton	m3	6721.1	30,948	208,005,797
	Roca Filtro W50= 650 kg	m3	3904.4	21,087	82,333,745
	Roca Filtro W50= 460 kg	m3	2716.1	21,087	57,275,554
	Núcleo W50=313 kg	m3	8791.6	14,657	128,859,954
	Núcleo W50=104 kg	m3	5788.9	14,657	84,848,654
3	EXCAVACIÓN				
	Remoción de material existente	m3	3083.1	3,000	9,249,274
4	HORMIGÓN				
	Muro parapeto (HA)	m3	2800.79	135,000	378,106,886
5	RECUBRIMIENTOS				
	Geotextil	m2	3380	800	2,704,000
Total Costos Directos \$					1,334,850,038

Fuente: Elaboración propia.

Evaluación económica de alternativas

Tabla 4-20: Presupuesto estimado. Defensa Cota=3

ITEM	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Gl	1	20,000,000	20,000,000
2	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE ROCA				
	Roca Coraza W50 = 4,21 ton	m3	10264.77	37,878	388,811,620
	Roca Coraza W50 = 2,60 ton	m3	7038.19	30,948	217,817,836
	Roca Filtro W50= 530 kg	m3	2997.27	21,087	63,204,879
	Roca Filtro W50= 320 kg	m3	2621.22	21,087	55,274,857
	Núcleo W50= 120 kg	m3	8791.58	14,657	128,859,954
	Núcleo W50= 74 kg	m3	5788.32	14,657	84,840,461
3	EXCAVACIÓN				
	Remoción de material existente	m3	3948.75	3,000	11,846,258
4	HORMIGÓN				
	Muro parapeto (HA)	m3	2945.23	135,000	397,605,611
5	RECUBRIMIENTOS				
	Geotextil	m2	3380	800	2,704,000
Total Costos Directos \$					1,370,965,476

Fuente: Elaboración propia.

Conclusiones y recomendaciones

- Del análisis de los resultados obtenidos en el desarrollo del presente estudio, se desprenden las siguientes conclusiones y recomendaciones.
 - Las formulaciones de Van der Meer y Melby entregan resultados muy similares, siendo la expresión de Melby muy sensible al del periodo del oleaje, ya que a valores crecientes del periodo, se obtienen dimensiones crecientes para los elementos de la coraza. En el caso de la fórmula de Van der Meer, esta presenta sensibilidad a la combinación de periodo del oleaje y número de olas activas. Respecto de la fórmula de Hudson, se recomienda su uso sólo como estimación preliminar, ya que entrega resultados muy superiores en comparación a las otras fórmulas utilizadas, con el consiguiente incremento de costo de las obras proyectadas.
-

Conclusiones y recomendaciones

- El efecto de la permeabilidad teórica es determinante en el comportamiento de la defensa, por lo que se recomienda prestar especial atención, al momento de asignar este parámetro en las formulas de estabilidad y considerar su interrelación con la dimensiones del material del núcleo. La relación **D50C/D50Arm** es una relación de escala, la que puede interpretarse como una razón de números de Reynolds y por tanto, estrechamente relacionada con la permeabilidad de la estructura.
- Se recomienda no utilizar valores de permeabilidad superiores a **$P=0,5$** dado que ello implica concentrar la mayor parte del material a utilizar en la construcción de la defensa en un rango muy reducido de tamaños, generando grandes excedentes de material que no pueden ser utilizados con el consiguiente aumento en los costos de producción.

Conclusiones y recomendaciones

- La utilización de un material para el núcleo de dimensiones como las propuestas en esta memoria de título, no implica un mayor costo de producción, ya que en general, los volúmenes totales que se deben remover están determinados por el material de mayor tamaño asociado a la coraza, la que corresponde a la facción mas reducida que se produce en cantera por métodos tradicionales de perforación y voladura.
 - Las recomendaciones del Coastal Engineering Manual para el material del núcleo, no cubren todo el rango de aplicación. Se puede concluir que estas recomendaciones obedecen a criterios estrictamente económicos, ya que busca realizar el máximo aprovechamiento del material obtenido en cantera.
-

Conclusiones y recomendaciones

- Si las condiciones del proyecto lo permiten, se recomienda sectorizar la obra y realizar un diseño específico para cada sector, lo que permite un mejor aprovechamiento del material disponible en cantera, con la consiguiente reducción de costos.
- Respecto de la estimación del sobrepaso, las secciones analizadas presentan un volumen de sobrepaso reducido e inferior a la tasa admisible propuesta para el proyecto. La condición limitante para el sobrepaso, es el estado limite operativo (**ELO**).
- Si bien la expresión utilizada para calcular el sobrepaso corresponde a la mejor estimación, dado el actual estado del arte, no toma en consideración factores tan importantes como la permeabilidad de la estructura. Estructuras impermeables (***P reducido***), concentran principalmente el flujo en las capas del filtro y la coraza, lo que tiene asociado un mayor remonte y por tanto es esperable un mayor sobrepaso. En el extremo opuesto del espectro, se encuentran las estructuras con mayor permeabilidad (***P más elevado***), en las que parte del flujo se infiltra al interior del núcleo, reduciendo el remonte y también el sobrepaso.

Conclusiones y recomendaciones

- El objetivo principal de la berma en el pie de la defensa, es estabilizar en pie del talud ante la acción del oleaje, dado lo heterogéneo del lecho marino. El material que conforma la berma es el más expuesto a la acción del oleaje por lo que es esperable que el daño se concentre en este sector de la estructura.
 - La incorporación de una berma en el pie de la defensa, presenta importantes ventajas, entre las que se pueden mencionar, una mayor disipación de la energía del oleaje, menor remonte y menor sobrepaso.
 - La evaluación económica realizada revela un estrecho margen entre las alternativas analizadas. Para propósitos de esta memoria de título, se ha optado por la alternativa más económica, la que corresponde a una defensa con talud 2:1, sin embargo, en un análisis mas refinado de los costos de extracción, transporte y colocación de rocas, es probable que la elección más rentable sea una defensa con talud 3:1.
-