



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

“DISEÑO DE ROMPEOLAS”

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL

P R E S E N T A :

BAEZA GOMEZ FRANCISCO ABRAHAM



ASESOR:

Ing. VALENTE TORRES ORTÍZ

SAN JUAN DE ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO, NOVIEMBRE 2009



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



*Jehová :
Gracias por no abandonarme
durante esta trayectoria...*

*“Si me ofreciesen la sabiduría con la
condición de guardarla para mi sin
comunicarla a nadie, no la querría”.*

Lucio Anneo Séneca, filósofo cordobés.

*“Todo debe hacerse tan simple como sea posible,
Pero sin excederse en ello.”*

Albert Einstein.



AGRADECIMIENTOS

Al Ingeniero Torres Ortiz Valente, Asesor de Tesis, por brindarme esta maravillosa oportunidad en la iniciativa por especializarme en esta área de la Ingeniería Civil, Ingeniería en Puertos; por su paciencia durante los desarrollos temáticos, por compartir sus experiencias como excelente maestro y amigo, tanto en clase así como en las prácticas campo.

A los Ingenieros Jorge Arturo Pantoja Domínguez e Ignacio Heredia Domínguez, por convencerme en terminar con la edición y revisión de este trabajo y por haber compartido sus experiencias conmigo.

A mis Padres, Alicia Elpidia Gómez González y Jorge Baeza Aranda, a quienes les entrego esta nueva meta con tanto amor y dedicación.

A mis hermanos y toda mi familia, por todos sus apoyos y buenos deseos.

Maestros, Amigos y Compañeros de carrera, de quienes recibí una gran ayuda durante la formación y preparación, por lo que ahora les comparto.

Al Ingeniero Claudio Sánchez Gutiérrez, por su gran apoyo, confianza y por permitirme terminar esta presente Tesis incondicionalmente.

Al Ingeniero Cruz Sergio Illescas López, de quien tomo inspiración para desarrollarme laboralmente, porque en todo momento me alentó, aconsejó e instruyó en mis rutinas por lo que parte de su enseñanza intento mostrar en este trabajo.

A todos mis amigos en general, en especial del CELE, CEPE, SRE y del Servicio Medico “Zaragoza y Cuauhtémoc”, de los Edif. Juárez e Isabel La Católica de Sistema de Transporte Colectivo “Metro” por alentarme y por sus buenos deseos.



TABLA DE CONTENIDO

1. ANTECEDENTES -----	1
2. TIPOS DE ROMPEOLAS Y SU DESARROLLO -----	3
3. FALLAS DE LOS ROMPEOLAS VERTICALES -----	31
4. DISEÑO DE LOS ROMPEOLAS VERTICALES-----	36
5. NUEVOS ROMPEOLAS VERTICALES-----	81
6. DISEÑO DE ROMPEOLAS HORIZONTALES -----	101
7. DISEÑO DEL ROMPEOLAS DE TALUD DE ESCOMBROS.-----	108
8. CONCLUSIONES.-----	129



PREFACIO.

A través del tiempo, el hombre por medio del ingenio, buscó y razonó, una forma de implantar una estructura para la protección del impacto del oleaje del mar contra el litoral para así evitar desastres naturales que atentaran con el progreso y vida humana en la costa.

Al principio estas estructuras fueron construidas colocando material pétreo pesado, sin considerar los factores que pudieran afectar a dichas estructuras.

No fue hasta años más tarde cuando se empezaron a realizar los primeros estudios para determinar las medidas, cantidades y formas para la construcción de estas estructuras de protección, investigando, analizando y considerando los factores de riesgo de dicha estructura.

A tal estructura, le llamaron rompeolas, debido a que principalmente en él, la ola parte o rompe la continuidad de su fuerza y no se desbasta contra la costa, protegiéndola contra el paso de la ola, desgastes, erosión, transporte litoral causado por el oleaje y entre otros factores nocivos para el desarrollo de la zona portuaria y bienestar humano.

Hablar del diseño de rompeolas conlleva a conocer desde sus inicios, remontando historias de éxitos y fracasos en cada una de sus construcciones, en la creación histórica de las diferentes propuestas de construcción de los rompeolas, no solo como un elemento estructural, sino que a partir desde la colocación de rocas hasta escombros o elementos de concreto prefabricado con multiformas y la construcción de rompeolas con diferente paramento, se han utilizado para diferentes propósitos cuyo principal objeto de estudio es disminuir el impacto del oleaje en él y el paso de la misma, para poder comprender las nuevas propuestas de diseño en las estructuras de protección portuarios como los rompeolas verticales, el uso de los caissons entre otros.

La constancia del hombre como ingeniero para entregar la tranquilidad y un buen servicio a las necesidades de su comunidad, no solo ha hecho la creación, sino la dedicación para diseñar diversos tipos de rompeolas que son heterogéneamente instalados y orientados en diferentes partes del mundo que nos dan protección, beneficios y belleza estética de la interacción de la construcción del hombre con la naturaleza.



1. ANTECEDENTES

Los rompeolas se construyeron para proteger los recursos portuarios, de la marea, del fenómeno producido por el viento y el mar llamado oleaje, salvaguardan la costa y el área portuaria de las tendencias por intrusión litoral, encauzamiento de corrientes e interrupción del transporte litoral. De hecho, para los puertos en mar abierto, los rompeolas juegan un punto muy importante en las operaciones portuarias.

Lo más importante de los rompeolas es que son estructuras de protección, según la Comisión Internacional del oleaje de PIANC su función esencial es la de proteger los accesos, las zonas de maniobras y las obras interiores del puerto contra la acción de los oleajes procedentes de aguas profundas.

La construcción de estructuras para aminorar el poder del oleaje no tan fácilmente se lleva a cabo. Puede decirse que la historia de los rompeolas es una de muchos daños y muchos fracasos, por sus prejuicios en las incertidumbres en su construcción. Sin embargo y debido a ello, la tecnología marítima ha progresado considerablemente y especialmente desde 1945, y esto gradualmente ha hecho posible construir un rompeolas teniendo una gran estabilidad contra el oleaje.

Existen dos tipos de rompeolas principales: los taludes de escombros o de rocas, también se conocen como rompeolas de talud enrocado y los rompeolas compuestos, los primeros como su nombre lo indica están contruidos mediante rocas en capas los cuales a través de su historia fueron hechos por colocación de rocas de cantera; y los rompeolas mixtos. Estos son los rompeolas de paramento vertical, horizontal y su combinación que normalmente consisten actualmente en elementos prefabricados de concreto.

Los taludes de escombros tienen unas capas que normalmente consisten en un diseño con elementos prefabricados con concreto. Debido al desarrollo de estos elementos, los rompeolas actuales pueden resistir fuertemente los destructivos poderes del oleaje marino, incluso de la tempestuosa profundidad. Los rompeolas compuestos o mixtos, consisten en la cimentación de rocas y un muro vertical, por tanto se clasifica como rompeolas vertical. Usando cajones de concreto (Caissons) como muros verticales, los rompeolas compuestos proporcionan una extrema estabilidad estructural hasta de la tempestuosa profundidad del mar. Tal resistencia se ha llevado a través del mundo.

1.1 OBJETIVO

Esta presente Tesis tiene como objetivo conocer y explicar los diferentes tipos de rompeolas que son presentados en su desarrollo histórico descrito para entender las ventajas y las desventajas asociadas con cada tipo de rompeolas. Las fallas de los rompeolas entonces son discutidas para demostrar los puntos cruciales en la estabilidad en su diseño por lo último los métodos usados para el diseño de los rompeolas verticales y los de taludes de escombros son explicados mediante crónicas de algunos rompeolas japoneses. Debido a que el método de diseño de los rompeolas elaborados con talud de escombros ha sido tratado en muchos libros, en este trabajo se concentrará en el diseño de los rompeolas verticales.



2. TIPOS DE ROMPEOLAS Y SU DESARROLLO

2.1 Clasificación estructural.

Existen diversas clases de estructuras como rompeolas. Se muestra en la tabla 2.1, los rompeolas que son clasificados en tres tipos de estructuras: Tipos inclinación o talud, La clasificación vertical, el cuál incluye los paramentos vertical, horizontal y sus combinaciones, por último, los rompeolas especiales. Las figuras 2.1 muestran los diagramas conceptuales de los diferentes tipos de rompeolas.

Tabla 2.1 Clasificación estructural de los rompeolas.

Tipos de inclinación (talud).	<ul style="list-style-type: none">• Rompeolas con talud de escombros.• Rompeolas con talud de escombros (filtros multicapas).• Rompeolas con talud de escombros acorazado con elementos de concreto prefabricados.• Rompeolas con bloques de concreto.• Rediseño del rompeolas de talud de escombros, berma del rompeolas.• Rompeolas de arrizaje (rompeolas sumergidos).
Paramento vertical (superior). Compuesta o mixta. Paramento horizontal compuesto.	<ul style="list-style-type: none">• Rompeolas de concreto monolítico.• Rompeolas de bloques de mampostería.• Rompeolas de bloques celulares.• Rompeolas de cajones de concreto (Caisson).
Especiales (no gravitacionales).	<ul style="list-style-type: none">• Rompeolas muro en cortina.• Rompeolas de pila de acero.• Rompeolas en base horizontal.• Rompeolas flotantes.• Rompeolas neumáticos.• Rompeolas hidráulicos.



(1) Tipos inclinación o talud.

En los rompeolas, la inclinación o el talud, consisten básicamente como se muestra en la figura 2.1 (1).

Lo más esencial en la inclinación de estos tipos de rompeolas es que son los únicos con piedras acomodadas al azar. (a) Para incrementar su estabilidad y disminuir la transmisión del oleaje, así como disminuir los costos de materiales, las multicapas del talud de escombros fueron desarrolladas teniendo un núcleo de extracción de cantera corrida (b). La estabilidad de la capa exterior del rompeolas puede ser reforzada usando un diseño con elementos prefabricados de concreto mientras la transmisión del oleaje puede reducirse usando una superestructura (muros de protección y pantallas), además los cuales pueden funcionar al camino del rompeolas como un acceso (c).

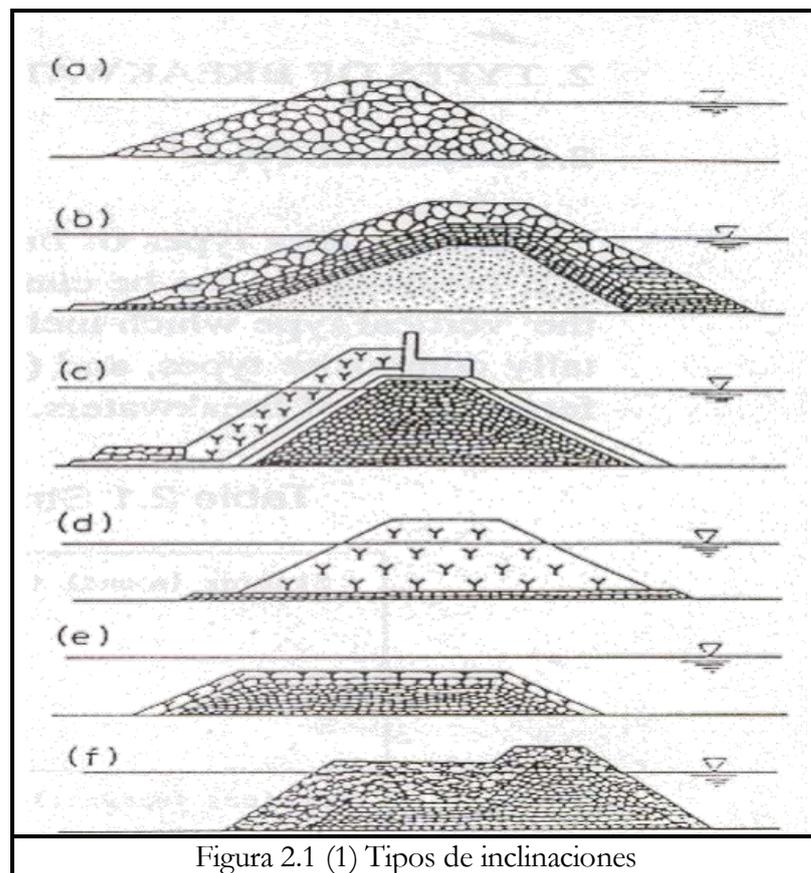


Figura 2.1 (1) Tipos de inclinaciones

Los rompeolas únicamente están constituidos por elementos de concreto (d) asimismo son construidos, para usarlo sobre todo como un distanciador para suministrar la protección costera. Aunque el oleaje de transmisión no es tan reducido como para este tipo de rompeolas, su fácil procedimiento de



construcción y su permeabilidad relativa alta del cuerpo son características aprovechables; recientemente los rompeolas de arrecifes o rompeolas sumergidos (e) han sido construidos para la protección costera, aun cuando no afecte la belleza marina.

En el rediseño de los rompeolas (f) utilizan el concepto básico de establecer un equilibrio entre la inclinación del talud enrocado y la acción del oleaje, por ejemplo, el talud de escombros forma un perfil en “S” para estabilizar así misma la inclinación contra la acción del oleaje. Este rompeolas tiene una gran berma en frente, por último, el cuál se rediseñara debido a las acciones del oleaje, y en consecuencia es llamado berma del rompeolas o rompeolas dinámicamente estable. Cabe señalar que este concepto no es nuevo pues todos siempre han sido construidos de esta forma a través del tiempo, siendo un rediseño natural por daño y mantenimiento subsecuente.

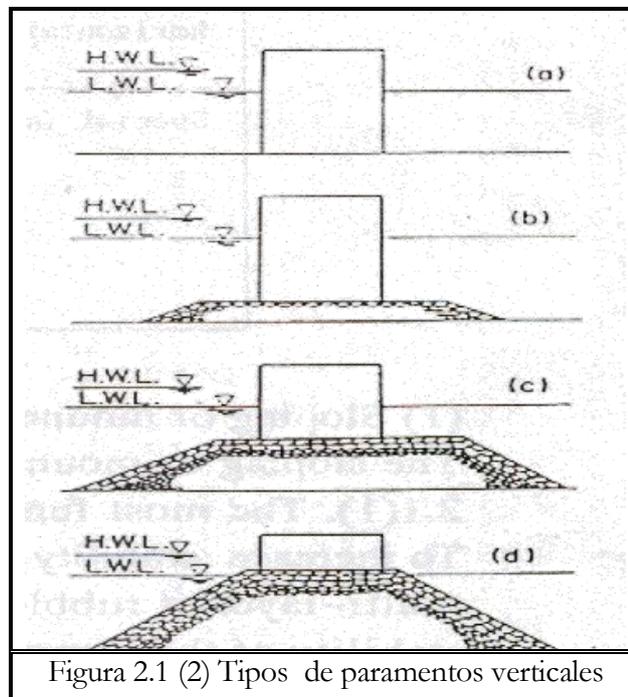


Figura 2.1 (2) Tipos de paramentos verticales

(2) Tipo Vertical.

(Rompeolas compuestos o mixtos y tipos de paramento horizontal)

La idea original del rompeolas vertical era la de rebotar las olas, mientras que el rompeolas de talud de escombros las partía. La figura 2.1 (2) muestra cuatro tipos de rompeolas teniendo diferentes alturas en sus escombros. Lo elemental del paramento vertical del rompeolas es mostrado en (a), mientras que los otros son rompeolas compuestos con una cimentación con talud de escombros, particularmente son bajos (b) y por último los escombros son



altos en los rompeolas compuestos (d). Por conveniencia, la altura de los escombros de los rompeolas compuestos son tan altos que el nivel de aguas bajas NAB. El primer rompeolas no causó ruptura de ola en los escombros, mientras que en otro, lo hizo. Ya que los altos escombros compuestos son inestables debido a la ola generada por la tensión impulsiva y el desgaste causado por el parteolas, los rompeolas compuestos con escombros bajos son más comunes. Los rompeolas compuestos con una altura relativa en sus escombros (e) son más bajos que el nivel de aguas bajas NAB, de vez en cuando genera la tensión de la ola impulsiva debido a la ruptura de la ola.

Para aminorar la reflexión del oleaje y la fuerza de ruptura de la ola sobre el paramento vertical, los elementos prefabricados de concreto son colocados al frente. Esto es llamado un rompeolas compuesto cubierto con elementos prefabricados de concreto disipadores de olas, los cuales ahora son llamados como rompeolas horizontales compuestos.

Tales rompeolas no son nuevos, aunque desde que los paramentos verticales sufrieron daños en las paredes verticales, fueron frecuentemente fortalecidos por colocación de grandes piedras o elementos de concreto prefabricados frente a ellos así como para disipar la energía de la ola y reducir la fuerza de oleaje; particularmente más que en el parte olas. Los modernos paramentos horizontales compuestos, ocupan un diseño con elementos prefabricados de concreto, como tetrápodos, dolos, trípodos.

El paramento horizontal compuesto es muy similar a los de talud de escombros, tienen en la capa exterior elementos de concreto prefabricados. La figura 2.1 (3) muestra como su sección transversal varía con la altura de los escombros, donde como incrementa su altura, los rompeolas parecen ser muy similares. En particular, un rompeolas con núcleo de piedras frente al muro vertical (d), es casi lo mismo que el rompeolas de talud de escombros. Son básicamente diferentes, sin embargo, ya que los elementos prefabricados de concreto del talud de escombros actúan como una coraza para la cimentación del talud, aun cuando la función de los elementos de concreto del paramento horizontal compuesto, sea reducir la fuerza del oleaje y el tamaño del rebote de olas. De esta manera, el rompeolas es considerado para ser una versión mejorada de la clasificación vertical.

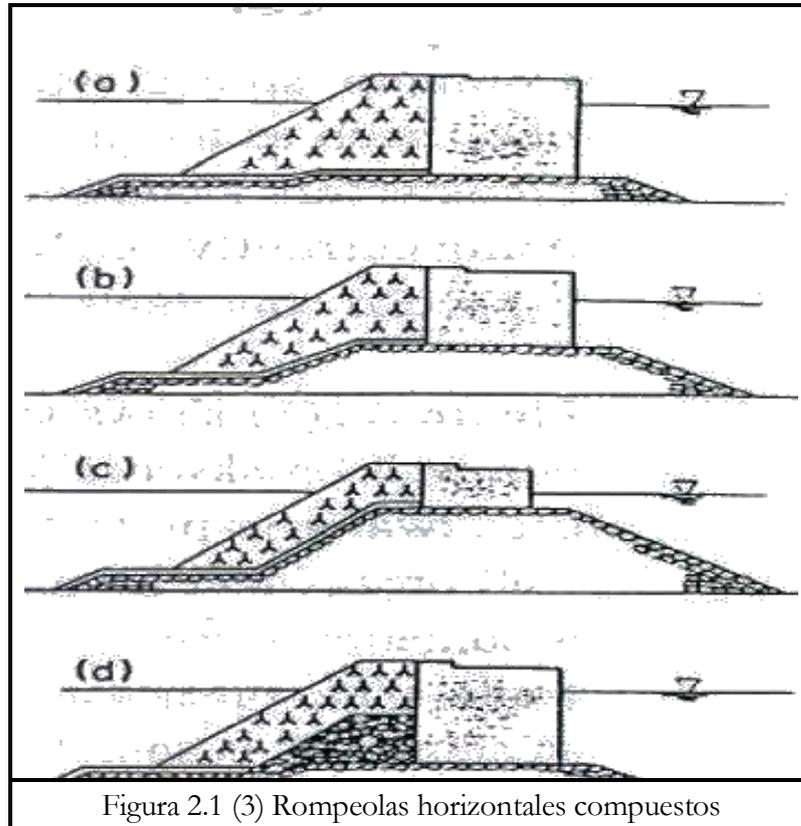


Figura 2.1 (3) Rompeolas horizontales compuestos

La figura 2.1 (4) muestra algunos tipos de rompeolas compuestos, teniendo diferentes secciones verticales. Un muro vertical con un bloque de mampostería (b) inicialmente fue el más popular, el en cual muchos y diversos métodos eran aplicados a la consolidación o el fortalecimiento del enclavamiento entre dispositivos o elementos de concreto prefabricado.

Los dispositivos Celulares (c) también han sido usados para formar un muro erguido en un rompeolas vertical. Aunque, con la invención de los Caissons (d) estos rompeolas causaron más confiabilidad, y subsecuentemente eran más construidos alrededor del mundo. El rompeolas de tipo caisson ha sido mejorado usando en lo alto del mismo, un declive o inclinación (e) o muros perforados.

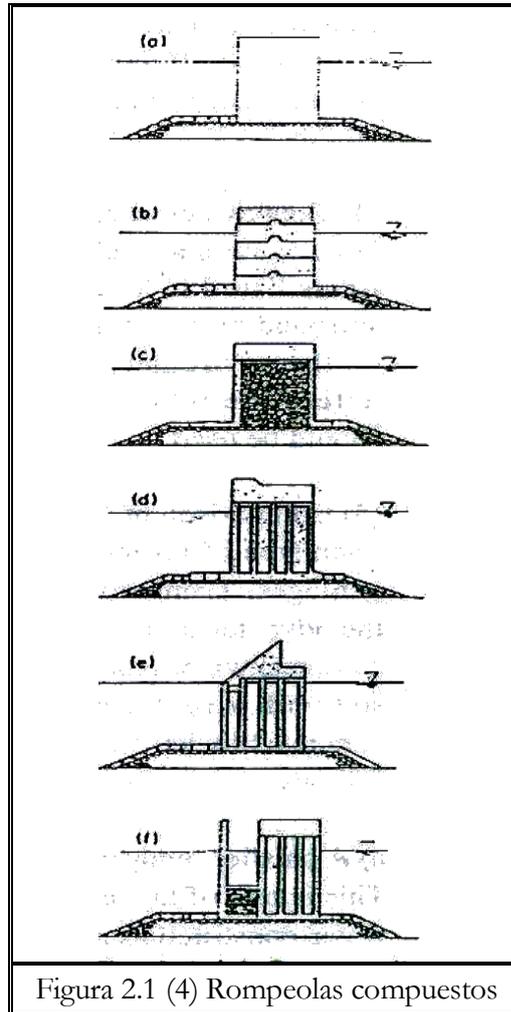


Figura 2.1 (4) Rompeolas compuestos

Cabe señalar que en los rompeolas compuestos de talud de escombros (cimentación del talud), es vital prevenir la falla de la sección erguida por desgaste o erosión, así como estabilizar la cimentación contra la fuerza del oleaje y del peso del caisson.

(3) Tipos especiales.

Estos rompeolas son aquellos utilizados para algún tipo de característica especial. Aunque no son comúnmente usados, su historia es larga, y de hecho, algunos eran construidos en tiempos antiguos.

Los rompeolas especiales, sin embargo no siempre permanecen como especiales, porque alguno de ellos tardan en estandarizarse, por ejemplo: los rompeolas de tipo Caissons perforados han llegado a ser tan populares en algunos países y ahora son tomados en cuenta como rompeolas de tipo estándar.



Estas clasificaciones de rompeolas especiales son característicos, unos son de tipo no gravitacional, como un pilar, un flotante, o del tipo neumático. Estos rompeolas también tienen una larga historia, y algunos aún siguen siendo usados actualmente. Siquiera sus usos son limitados a condiciones especiales.

En la figura 2.1 (5) muestra algunos rompeolas especiales. El muro protector o la pantalla contra olas (a) es comúnmente usado como un rompeolas secundario para proteger la pequeña embarcación del puerto, y el rompeolas de muro vertical tiene una cortina de pilares o pilares continuos, (b) son a veces usados para partir relativamente las olas. Una placa del rompeolas horizontal (c) puede rebotar en el parte olas, y como se muestra, a veces es apoyado por una camisa de acero. Un rompeolas flotante (d) es muy eficaz como un rompeolas en la profundidad del mar, pero su efecto es limitado por olas relativamente cortas. El rompeolas neumático (e) parte la ola debido a la corriente de agua inducida por un flujo de burbujas de aire, y es considerado lo más efectivo para mejorar la calidad del agua, aunque aun solo siendo efectivo para olas que tienen una corta longitud.

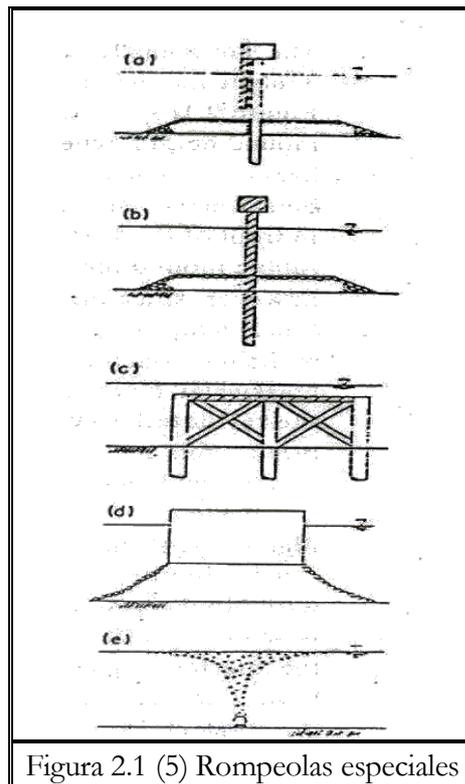


Figura 2.1 (5) Rompeolas especiales



(4) Selección de los rompeolas.

Los rompeolas son seleccionados en base a la consideración de los elementos o artículos en listados en la tabla 2.2. Su influencia respecto a la topografía debido al rebote de la ola y las condiciones ambientales del agua también ayudan a determinar que tipo de estructura del rompeolas deberá ser empleado.

Tabla 2.2 Elementos o artículos para ser considerados en la selección de los rompeolas.

1	Capa del rompeolas
2	Condiciones medioambientales
3	Condiciones de uso
4	Condiciones de Servicio
5	Costos de construcción
6	Condiciones de construcción
7	Importancia del rompeolas
8	Disponibilidad de los materiales de construcción
9	Mantenimiento

(5) Tipo Monolítico.

Los rompeolas de tipo monolítico tienen una sección transversal diseñada de tal manera que la estructura actúa como un bloque sólido (Ver figura 2.1 (6)). En la práctica, uno puede pensar que un Caisson, o bloque de pared contra oleaje, o una estructura de albañilería. Este tipo de estructura puede categorizarse por un valor típico de $H/\Delta D$ que dan los Caissons en tabla 2.3.

Tabla 2.3 Valores característicos de $H/\Delta D$

Arena de playa	> 500
Tipo de estructura	$H/(\Delta D)$
Grava de playa	20 – 500
Pendiente enrocado	6 – 20
Berma del rompeolas	3 – 6
Rompeolas de talud de escombros (estable)	1 – 4
Caisson	< 1

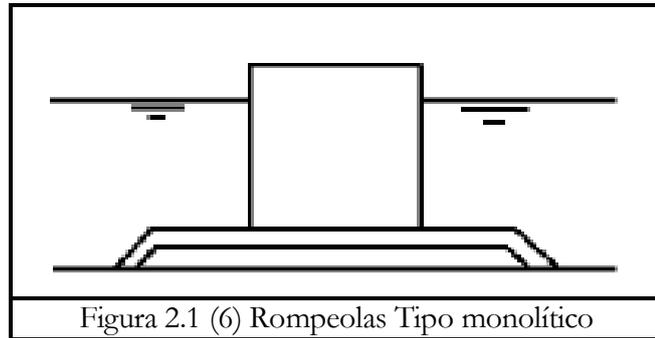


Figura 2.1 (6) Rompeolas Tipo monolítico

2.2 Desarrollo Histórico de los rompeolas.

(1) Rompeolas históricos.

Los primeros rompeolas que se describen, datan de fechas y de culturas antiguas como: los Griegos, Egipcios, Fenicios y los Romanos. Algunos de ellos fueron estructuras de escombros simples, compuestas de rocas encontradas en la localidad. Ya en el año 2000 AC, se menciona que se había construido un rompeolas en albañilería de piedra en Alejandría, Egipto (Takahashi [1996]). Los griegos también construyeron sus rompeolas (principalmente rompeolas de talud de escombros) a lo largo de algunas partes de la costa mediterránea. Los romanos también construyeron los verdaderos rompeolas monolíticos ya que ellos habían dominado la técnica de la elaboración del concreto. El emperador romano Trajan (DC 53 - 117) comenzó la construcción de un rompeolas de talud de escombros en Civitavecchia el cual hoy todavía existe (Figura 2.2). La línea costera con pendiente muy plana y la complicada superestructura son pruebas de una historia de daño y corrección (Vitruvius [27 A.C.]; Shaw [1974] Blackman [1982]; Del la Pena, Prada y Redondo [1994]; Franco [1996]).

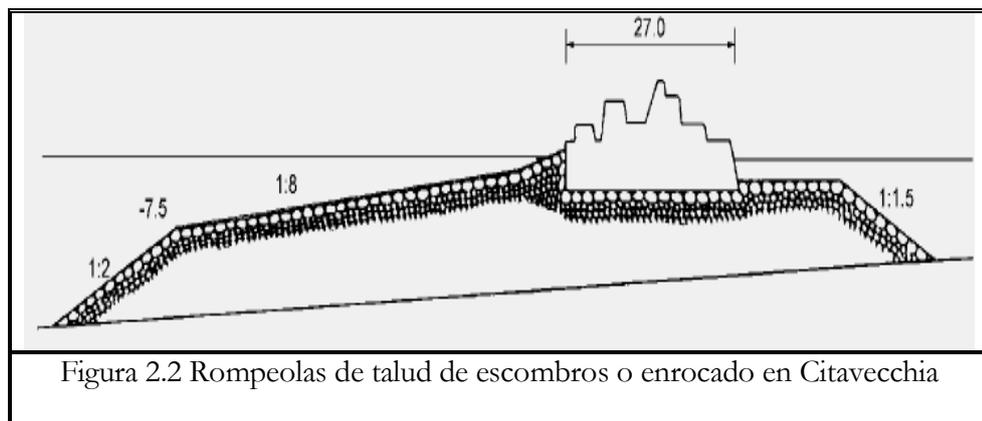


Figura 2.2 Rompeolas de talud de escombros o enrocado en Civitavecchia



(2) Rompeolas Cherbourg y Plymouth.

Hace tiempo, algunos rompeolas parecidos se construyeron en Cherbourg (1781/1789/1830), y en Plymouth (1812/1841) (Figura 2.4). En ambos casos, la estabilidad de la pendiente de la línea costera era insuficiente y durante los funcionamientos en los mantenimientos sucesivos las pendientes estaban entre 1:8 y 1:12 al último. (Ver Figura 2.3 (a) y Figura 2.3 (b)).

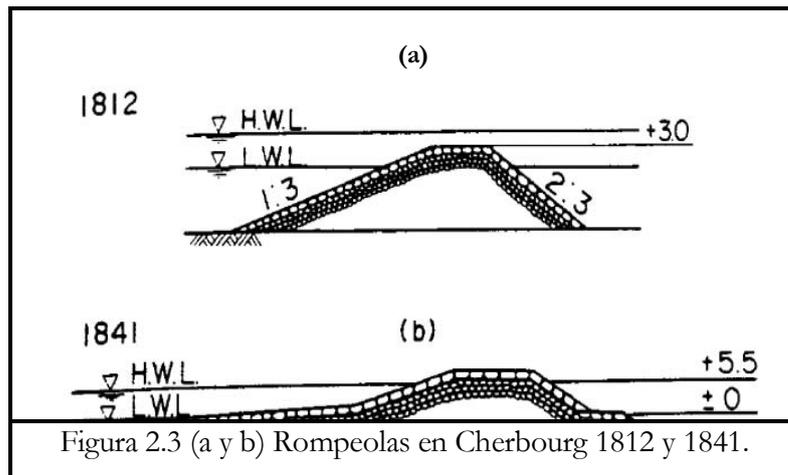


Figura 2.3 (a y b) Rompeolas en Cherbourg 1812 y 1841.

(3) Rompeolas en talud de escombros en Plymouth.

El rompeolas en el Puerto Plymouth, Reino Unido, el cuál recorre a lo largo del Canal Ingles frente al Puerto de Cherbourg, iniciado en 1812. Fue un tipo de talud de escombros copiados del rompeolas del mismo estilo del Puerto de Cherbourg. La primera sección transversal es mostrada en la figura 2.4, donde la elevación de la corona es de +3 m y la inclinación es de 1/3. La última elevación de la corona cambio a +6 m para reducir la sobrecubierta del oleaje.

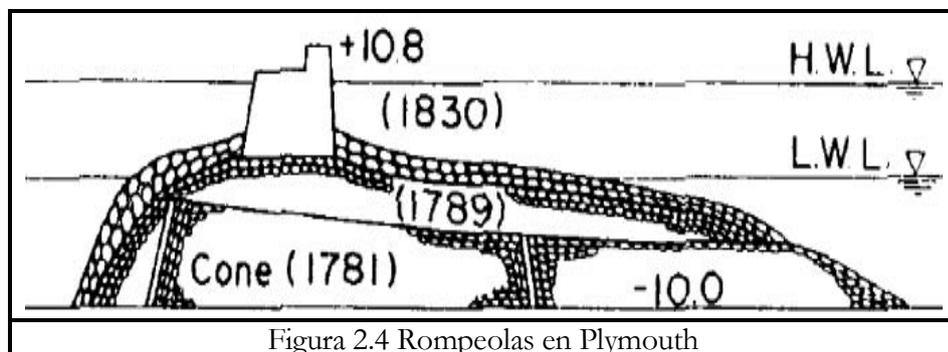


Figura 2.4 Rompeolas en Plymouth

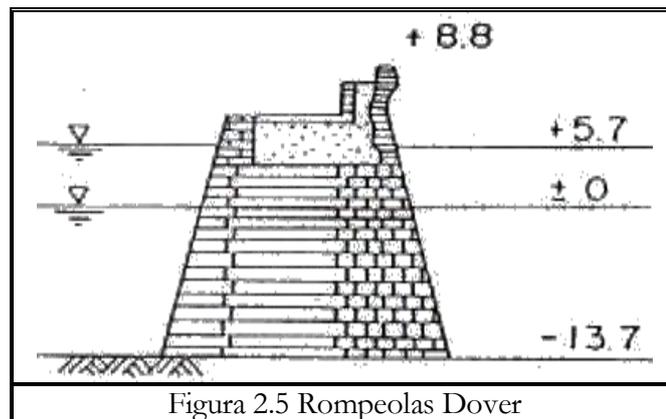
La sección transversal del rompeolas fue cambiada después de sufrir varios daños y reparaciones. La inclinación fue nivelada a 1/5 en 1824, y eran



añadidos por encima del N.A.B. piedras lanzadas. Su sección transversal en 1841 es también mostrada en la figura 2.4, teniendo una berma cerca del N.A.B. y con un ancho de 110 m. Este rompeolas continuó requiriendo una gran cantidad de piedras adicionales aún y después de los trabajos en 1841. La inclinación alcanzó 1/12 en 1921, cual esta cerca del equilibrio de la pendiente. Especializado en el mantenimiento ha garantizado la existencia del rompeolas.

(4) Rompeolas de muro vertical en Dover.

La figura 2.5 muestra el diseño original (1847) del rompeolas de muro vertical ubicado en Dover, Reino Unido, los factores en el diseño eran disminuidos, instruidos desde los rompeolas de tipo talud de rocas de Cherbourg y Plymouth, así como el límite suministrado con piedras de cantera disponibles cerca de Dover. La erección de este muro vertical fue extremadamente difícil; de esta manera su construcción fue lenta y se llevo a cabo a grandes costos. A pesar de ello, esto dio la apariencia de que mereció la pena, ya que el rompeolas sufrió únicamente un daño despreciable luego de su acabado. Medio siglo después, la construcción avanzó, de modo significativo y fue mejorado cuando otro rompeolas vertical fue construido en el área adyacente.



2.2.1 Rompeolas compuestos (de talud alto y bajo)

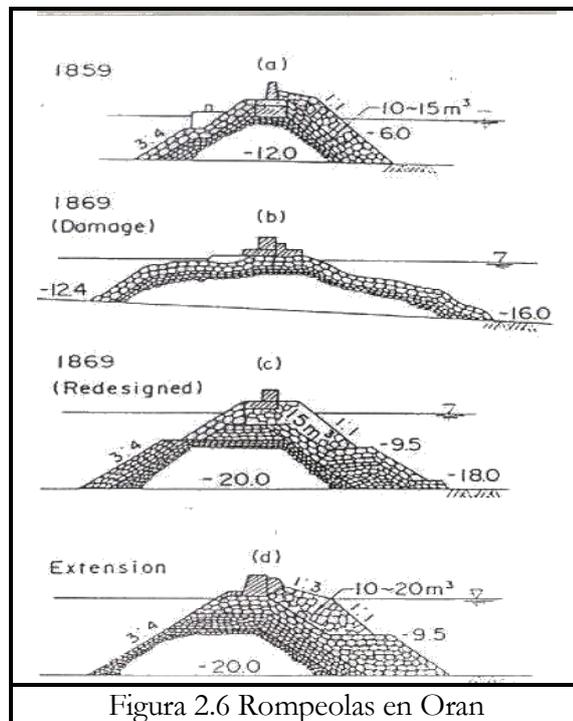
Muchas de las alturas de los taludes eran construidos después de la construcción de rompeolas de Cherbourg. En Reino Unido, la obra del rompeolas fue también construido en lugares tal como St. Catherine y Alderney.

La acción de la ola en el talud de escombros causó desgaste o erosión e hizo que el rompeolas vertical se inestabilizara. Para evitar este tipo de daños en el área de la erosión, posiblemente cubrieron con largas piedras o bloques, o quizás el muro se acomodó en un nivel disminuido. El rompeolas en Alderney fue cambiado.

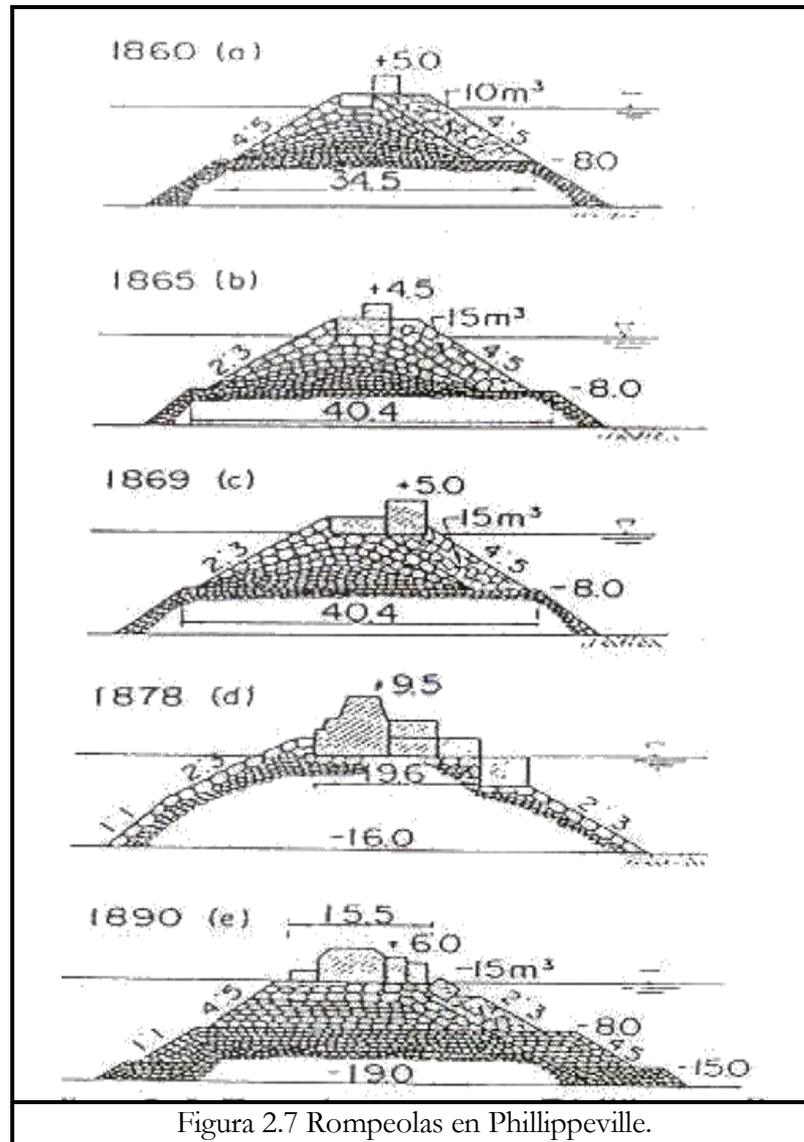


Los rompeolas de talud armado con bloques de concreto eran construidos en el puerto de Algeria (Algers, Oran, Philippeville) desde la mitad final del siglo XIX. Estos rompeolas, no obstante sufrieron daños debido a la inclinación abrupta, el peso escaso en los bloques de concreto, la escasa profundidad en las capas exteriores sobre la armadura y la posición aproximada de los elementos prefabricados.

La figura 2.6 muestra cambios en la sección transversal del rompeolas de talud de escombros en Oran, cuál sufrió por daños en 1869 debido a que su capa exterior no fue extendido a una adecuada profundidad. Aunque la profundidad del blindaje exterior fue cambiada a -9.5m en la mejora de la sección transversal, el rompeolas aun experimentó muchos daños subsecuentes. Una sección transversal del tipo Marseille fue por tanto adoptado como la parte extendida, cual será descrita después.



La figura 2.7 muestra cambios en la sección transversal del rompeolas construido en Philippeville. Experimentó muchos daños, aun durante su construcción, gradualmente condujo a mejorar la sección transversal, para incrementar su estabilidad incluyéndose una gran superestructura.



(2) Tipo Marseille

La extensión del exterior del puerto Marseille, en Francia iniciada en 1845. Ambos rompeolas verticales de talud de escombros eran construidos allá. Su rompeolas de escombros (fig. 2.8) era muy fuerte e incluía las siguientes características especiales:

- Las piedras del núcleo del rompeolas variaban en peso, con piedras ligeras siendo colocadas en el interior del núcleo.
- Una capa exterior con elementos prefabricados de concreto se incluía y extendía a una profundidad adecuada. La cara externa sobre el nivel del mar tiene una inclinación ligera que disipa las olas, y la



superestructura esta colocada a distancia fuera del agua en aumento de ser cubierto con capa exterior con elementos prefabricados de concreto.

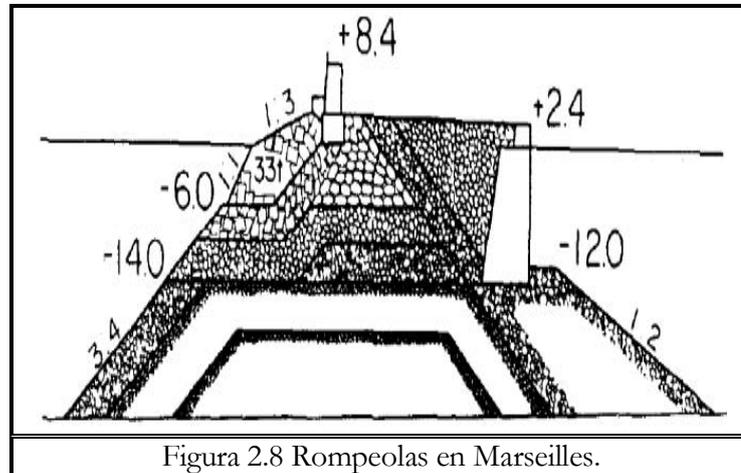


Figura 2.8 Rompeolas en Marseilles.

Los ingenieros trataron de solucionar el problema de la estabilidad mediante el diseño de pendientes alisadas por arriba del N.A.B., y por aplicar extremadamente fuertes elementos de concreto prefabricado (cubos y paralelepípedos) como capa exterior. También empezaron a utilizar piedras de tamaño clasificado sistemáticamente en el núcleo de la estructura. El rompeolas de Marseilles (1845) se volvió un ejemplo exitoso para el mundo francés, así como el rompeolas inglés de Dover en Inglaterra. Sin embargo, fue reconocido que la solución del tipo Marseilles requirió de unidades muy pesadas para la armadura y también de mucho material en la sección transversal sobre todo en el agua más profunda (Figura 2.5).

Estos desarrollos hicieron que el rompeolas de tipo compuesto utilizara ampliamente la mayor parte de los inicios del siglo XX, especialmente en Italia, donde muchos rompeolas fueron construidos en aguas profundas relativamente a lo largo de la costa Mediterránea.

La solución lógica por tanto parecía ser una estructura compuesta consistiendo de una berma casi a la mitad del agua profunda, con la cara del muro vertical en la superficie. El muro fue construido de bloques Ciclópeos extremadamente largos (ver también sección (3) Bloques o Elementos de Concreto Prefabricado Llamado Ciclópeos y Cajones de Concreto (Caissons), de este mismo capítulo), a veces enclavadas para crear el efecto monolítico.

Sin embargo, estos rompeolas no fueron exitosos, ya que sus escombros originaron olas para partir y para impactarse contra el muro vertical, que sucesivamente tendía a fallar.



Estos fracasos preocupaban a los ingenieros reunidos en PIANC tanto que ellos decidieron instalar una Asociación Internacional para la Investigación Hidráulica (IAHR). Las fallas de los muros verticales de los rompeolas entorno al Mediterráneo en la primera mitad del siglo XX marcaron el final de este tipo de rompeolas en el Oeste de Europa.

Los franceses continuaron sus esfuerzos para optimizar sus conceptos de taludes de escombros y para disminuir el peso solicitado de los bloques de concreto en la capa exterior, desarrollaron la idea de enclavarlos.

En consecuencia, en 1949, P. Danel [1953] del Laboratorio Dauphinois D'Hydraulique (después llamado SOGREAH) diseño la unidad de armadura llamada Tetrápodo, cual fue el inicio de una larga serie de elementos de concreto prefabricado similares. Para evitar el pago de derechos, Rijkswaterstaat and Delft Hydraulics desarrollo el Akmon. Los Dolos (Sudáfrica) parecían suministrarse de la última solución, hasta el límite de la fuerza mecánica de este bloque que activara una serie de desgracias. Una de las desgracias más espectaculares fue la falla de Sines (Portugal) en Febrero de 1978. El desarrollo de bloques continuos especiales siguió, sin embargo, se produjo otros dos bloques franceses que todavía son bastante exitosos: el "Antifer-cube" y el Acrópodo.

En Naples, un tipo de escalón fue adoptado como frente rompeolas de St. Vincenzo. El rompeolas tuvo una pared escalonada excesiva para incrementar la estabilidad. Si el escalón llega a ser muy excesivo, parecería similar a la obra del rompeolas de pared vertical. Muchos rompeolas compuestos eran contruidos en ese momento en el Reino Unido, y la Asociación de Tecnología fue transferida a Italia; por consiguiente para crear esta única obra de rompeolas predominante, después de 1900. Notablemente la obra destacó únicamente (de la isla) un rompeolas erguido en Naples (Fig. 2.9).

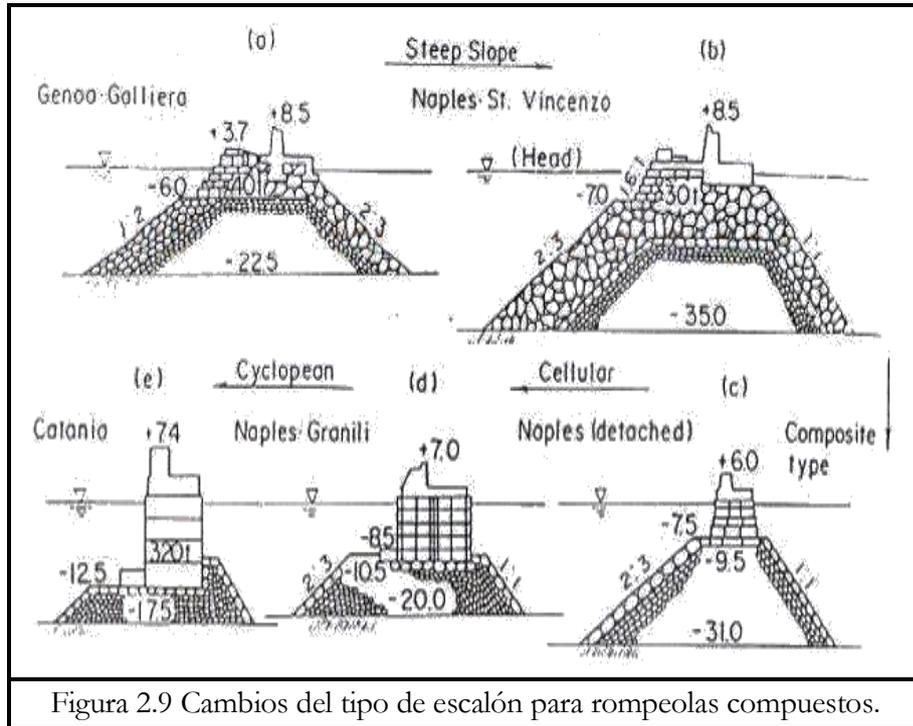


Figura 2.9 Cambios del tipo de escalón para rompeolas compuestos.

(2) Bloques o Elementos de Concreto Prefabricado Llamado Ciclópeos y Cajones de Concreto (Caissons).

Para incrementar la estabilidad de la pared vertical, elementos prefabricados grandes eran usados para su construcción. El rompeolas “El Granill”, en Naples empleó bloques de concreto celular, pero su instalación fue problemático. Por ejemplo, estos elementos no eran estables durante la instalación, y por tanto, una construcción rápida fue requerida.

La obra del rompeolas en Catania, Italia, adoptó un vasto 330-t de elementos prefabricados de concreto llamados ciclópeos como pared vertical. La palabra “Ciclópeo” viene de “Cíclope”, quien de acuerdo a la mitología griega fue un gigante con un solo ojo en medio de su frente.

La construcción de esta obra del rompeolas en Italia afectó después los diseños de otros rompeolas en el Mediterráneo. El rompeolas Mustafa construido en 1923 en Algeirs, adoptó la obra con diseño de bloques ciclópeos. Sainflou diseñó la obra del rompeolas con bloques ciclópeos, lo diseño para ser usados como rompeolas exterior en Marseille (Fig. 2.10), cada bloque ciclópeo pesaba 450 toneladas y enclavados entre sí a través de proyecciones.

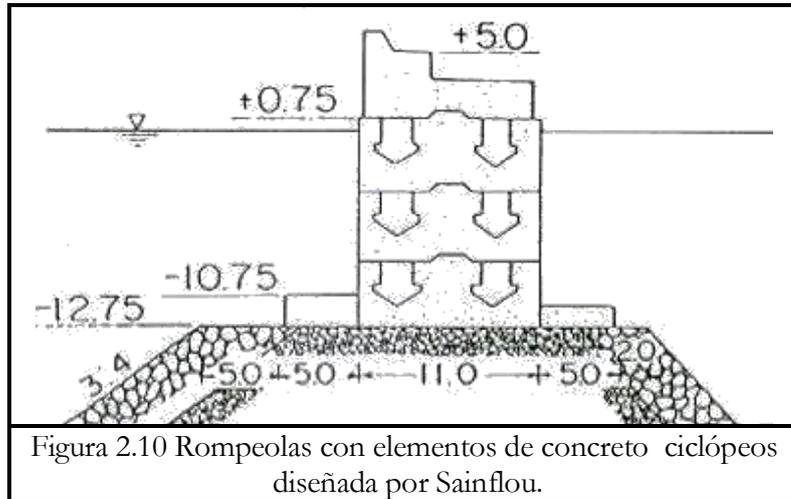


Figura 2.10 Rompeolas con elementos de concreto ciclópeos diseñada por Sainflou.

Sin embargo, este diseño no fue adoptado, a pesar de que un tipo de obra semejante fue construido desde 1930 hasta 1953 en Marseille. La figura 2.11 muestra cambios en la sección transversal de este rompeolas. La cadena de enclavados fue además reforzada como un diseño mejorado.

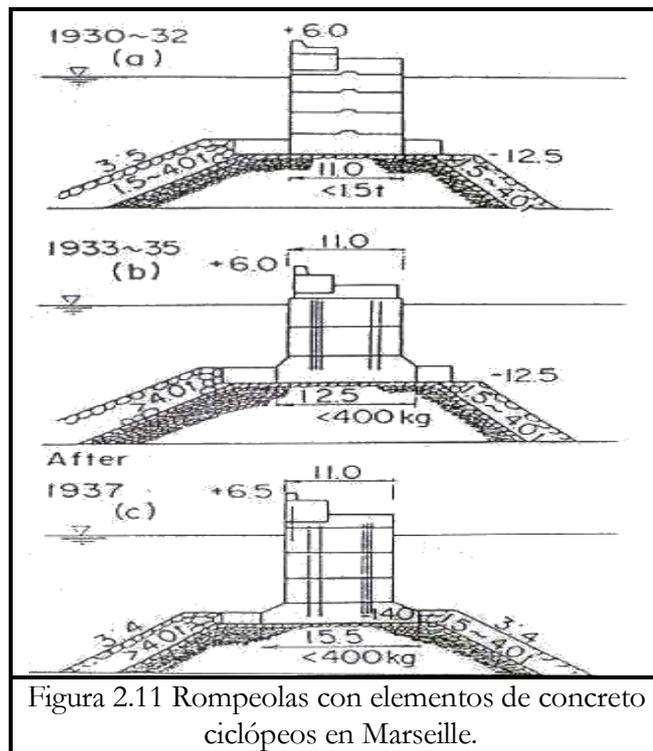


Figura 2.11 Rompeolas con elementos de concreto ciclópeos en Marseille.

El muro vertical de la obra del rompeolas puede ser construido usando caisson, el cuál incrementa su estabilidad. Walker propuso el uso de un caisson en el año 1840, y en 1886, Kinipple propuso usar caissons de concreto



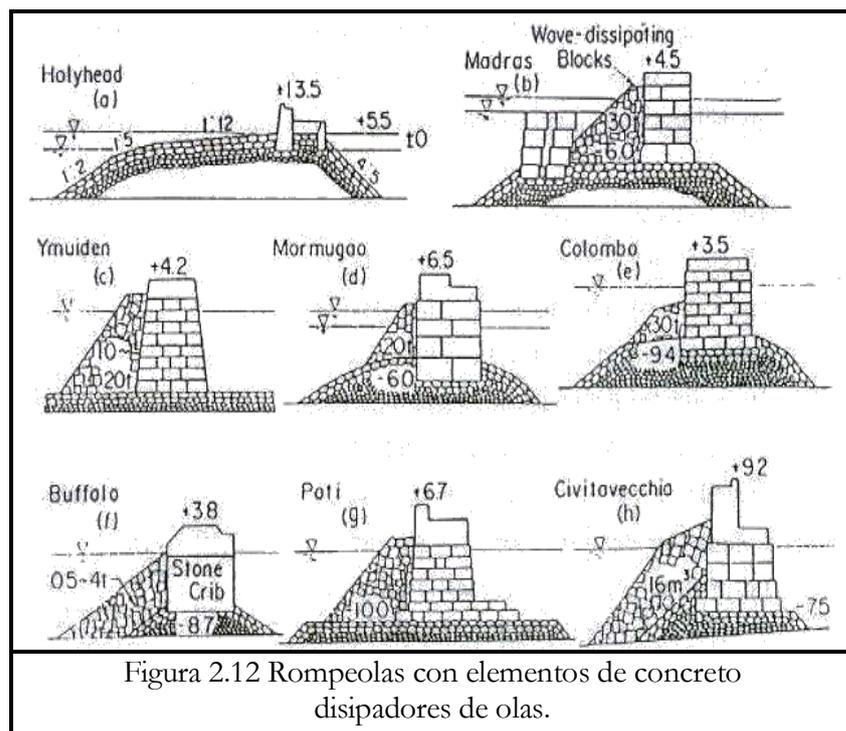
reforzado por miembros de acero. Un caisson metálico fue empleado en Bilbao, España, en 1894, y fue mas tarde adoptado en algunos otros puertos.

Los caissons de concreto eran también erguidos en Barcelona, España y en otros puertos, mientras estuvieron empleando el refuerzo de los caissons de concreto, en su contrario se usaban un llenado de rocas, por 1901 en el Gran Lago de América. En Japón, los caissons de concreto reforzados eran empleados por primera vez en Kobe, en 1907.

Esta claro que promover los caissons más allá del desarrollo de la construcción de los rompeolas en todo el mundo.

(3) Bloques disipadores de olas.

La construcción del rompeolas puede ser reforzada colocando bloques disipadores de olas frente al muro vertical, con la figura 2.12 mostrando tales rompeolas. Los bloques disipadores de olas son bloques de concreto rectangulares son los mismos utilizados para la capa exterior del rompeolas.



Por consiguiente, la sección transversal del rompeolas parece similar al rompeolas de talud de escombros. A pesar de que los bloques de concreto son colocados tras el daño ocurrido en el rompeolas, en algunos rompeolas los bloques eran incorporados dentro del diseño inicial.



La figura 2.13 muestra el rompeolas de Agha en Algeirs, que es una pantalla contra oleaje, por ejemplo, un muro vertical que disminuye la transmisión del oleaje a través del rompeolas. Este rompeolas y el rompeolas compuesto con elementos de concreto disipadores de oleaje son casi idénticos, son considerados para ser rompeolas de talud de escombros teniendo una gran corona para el oleaje (pantalla).

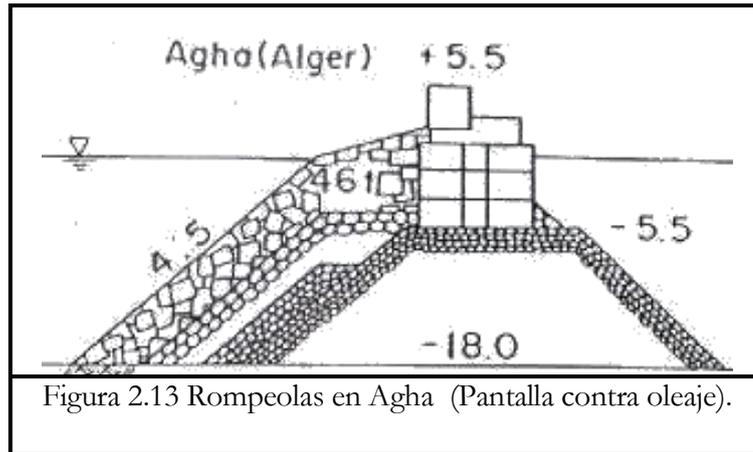


Figura 2.13 Rompeolas en Agha (Pantalla contra oleaje).

2.2.5 Renacimiento del rompeolas de talud de escombros.

En el desarrollo de los rompeolas, que empezaron con un moderado rompeolas de talud de escombros, fueron los líderes en triunfar mundialmente en la construcción del rompeolas de talud bajo. Sin embargo aun con el triunfo por este diseño, estos rompeolas experimentaron varios tipos de daños, y en Europa, los daños de obra en el rompeolas eran cambiados por rompeolas de talud de escombros.

(1) Falla del rompeolas Catalina.

La obra de este rompeolas construido en Catalina, Italia, (fig. 2.14) falló durante su construcción entre 1930 y 1931: una falla causada por insuficiente enclavamiento en los bloques ciclópeos. El rompeolas en varias ocasiones fue reconstruido como un tipo de rompeolas Marseille.



2.2.6 Desarrollo moderno de los rompeolas de talud de escombros.

(1) Los rompeolas de talud de escombros con capa externa de elementos prefabricados.

Los desarrollos modernos en los rompeolas de talud de escombros son grandes, basados en el uso de elementos prefabricados de concreto. Los rompeolas de talud de escombros que eran hechos usando en su capa exterior tales bloques de concreto fueron muy afortunados. Los métodos de diseño para el rompeolas de talud de escombros fueron demostrados y resumidos en libros y manuales; por ejemplo: El Manual de Protección Costera, en el cuál la formula de Hudson era presentada como un diseño estándar para la capa exterior del rompeolas. Además de los análisis numéricos asistidos por computadores de alta velocidad y los modelos físicos de tecnología experimental ha también apoyado al reforzamiento del desarrollo de los rompeolas de talud de escombros.

La figura 2.16 (a) muestra la sección transversal del rompeolas de Sines, construido en Portugal. En este estilo de rompeolas de talud de escombros construido con elementos prefabricados de concreto note que la sección transversal es bastante pequeña aunque la profundidad está mas profundo que 30 m y el diseño del oleaje significativo es alta que 10 m. Los elementos prefabricados de concreto empleados son los Dolos, cuales tienen una alta fuerza de enclavamiento, y la capacidad de un diseño más económico por reducción entre los materiales solicitados.

Era muy sorprendente que este rompeolas experimentara serios daños en 1978. La avería en los bloques de Dolos es idea para ser una de las principales causas de falla, ya que son relativamente débiles aunque en su fuerza de enclavamiento es alta. Algunas fallas de los rompeolas de talud de escombros también ocurrieron en aquellos años.

El rediseño de la sección transversal del rompeolas de Sines tiene una capa exterior hecha desde enclavamientos de concreto inferiores y una ligera inclinación (Fig. 2.19 (b)). Su sección transversal es muy similar a los rompeolas de talud de escombros con bloques de concreto en el siglo XIX.

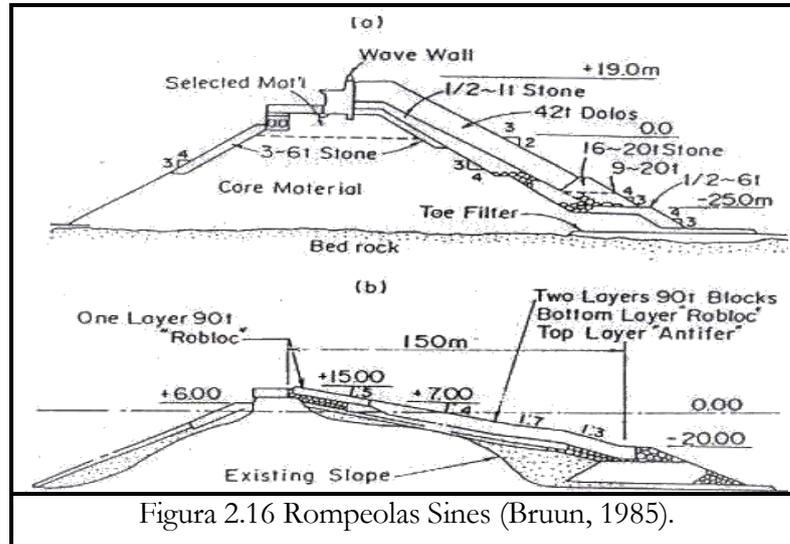


Figura 2.16 Rompeolas Sines (Bruun, 1985).

Después de esas fallas, los mayores esfuerzos fueron dirigidos en perfeccionar los métodos de diseño del rompeolas de talud de escombros, así como sus técnicas experimentales. Estos éxitos en reestablecer los métodos de diseño, cual están publicados en los resúmenes de los manuales y libros recientes, por ejemplo: CIRA/CUR (1991), e incluye la nueva formula de Van Der Meer's para diseñar la capa exterior del rompeolas.

(2) Berma del rompeolas.

La Figura 2.17 muestra la sección transversal de un rompeolas construido en Racine, Michigan.

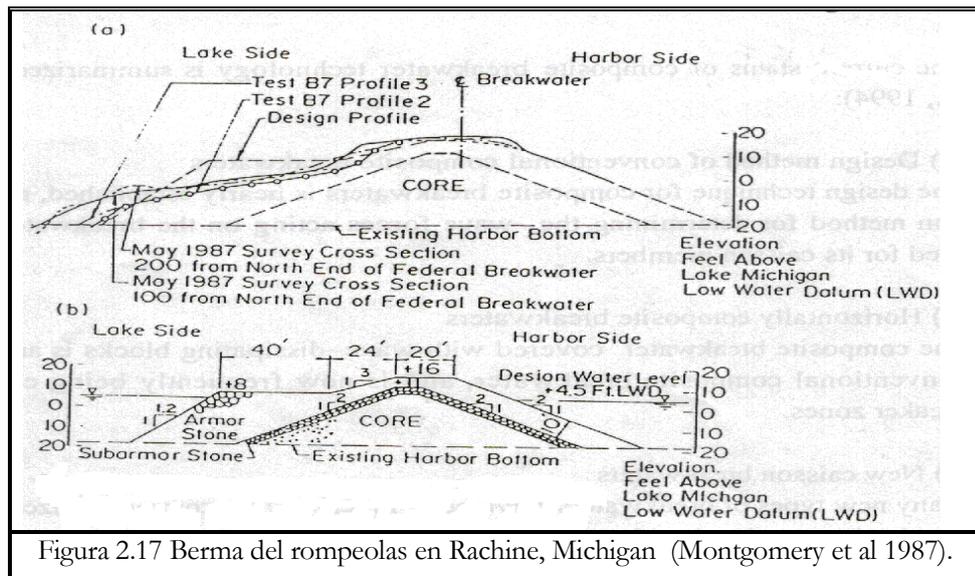


Figura 2.17 Berma del rompeolas en Rachine, Michigan (Montgomery et al 1987).



Este rompeolas tiene una gran berma en la parte frontal del rompeolas, aunque las piedras de cantera no son muy largas. Un diseño parecido permitió la deformación de la berma que terminó formando una pendiente equilibrada. Las bermas de los rompeolas como estos han sido construidas en Norte América, Europa, y otros lugares y muchos estudios sobre ellos han sido llevados a cabo (Willis et al., 1987; Baird y Hall, 1984; Fournier et al., 1990; Burcharth et al., 1987, 1988). Note que la berma del rompeolas parece un rompeolas de talud de escombros muy viejo, por ejemplo el rompeolas de Plymouth.

2.2.7 Modernos desarrollos en rompeolas compuestos.

La figura 2.18 muestra uno de los primeros rompeolas modernos construidos en Japón en 1897: el rompeolas norte en el Puerto de Otaru diseñado por Hiroi. Muchos de los rompeolas construidos en Europa a través del tiempo fueron los rompeolas de talud de escombros o rompeolas con bloques de mampostería. La tecnología presentada en Japón fue principalmente relacionada a la combinación del rompeolas, cuál el caisson ha sido desarrollado en la actualidad usado en el rompeolas compuesto. En Italia y en otros países frente al Mar Mediterráneo, los rompeolas con caissons gradualmente fueron desarrollados y basados con tecnología disponible al final del siglo XIX.

El desarrollo rápido de las combinaciones de los rompeolas después del año 1945 se debió al avance de los diseños tecnológicos para estructuras de concreto y la tecnología de construcción marítima usada en grandes embarcaciones activas.

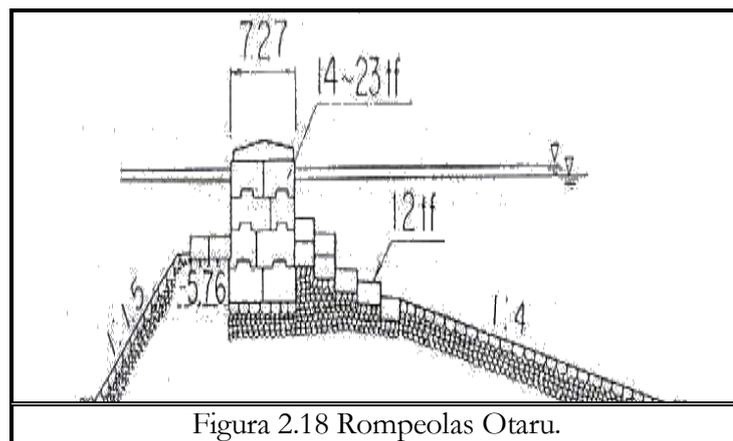


Figura 2.18 Rompeolas Otaru.

El estado actual de la tecnología del rompeolas compuesto es resumido como sigue (Tanimoto et al., 1994):



(1) El método de diseño convencional de los rompeolas compuestos.

La técnica de diseño para los rompeolas compuestos es casi demostrada, el cual incluye el método de cálculo para determinar las fuerzas del oleaje que actúan sobre el rompeolas y los métodos de diseño usados para sus miembros de caissons.

(2) Rompeolas horizontales compuestos.

Los rompeolas compuestos cubiertos con bloques disipadores de olas son una versión mejorada de la composición del rompeolas convencional, y es ahora frecuentemente construido, especialmente en zonas de gran oleaje.

(3) Nuevos rompeolas de cajones perforados (Caisson).

Muchos tipos de nuevos rompeolas han sido inventados y comercializados en orden de mitigar los reembolsos asociados con los rompeolas compuestos convencionales.

Un nuevo rompeolas caisson es el rompeolas de cajón de concreto o con muro perforado inventado en Jarlan (1961), con muchos rompeolas de este tipo han sido construidos consecutivamente. Otros tipos incluyen aquellas incorporaciones con inclinación del muro frontal, por ejemplo, la superficie en pendiente, trapezoidal y caissons semicircular.

La figura 2.19 muestra los muros perforados del rompeolas caisson usando divisiones verticales, que fueron construidos en el Puerto de Yobuko, Japón. Dichos caissons tienen aperturas que pasan por el lado delantero y trasero; de este modo perfeccionando la eficiencia del intercambio del agua marina. El disipador de ola del rompeolas caisson es usualmente empleado dentro de los límites de una bahía teniendo olas relativamente pequeñas, ya que las fuerzas sobre los miembros del caisson están relativamente dentro de un área semejante. Además, este tipo de construcción enfrenta la necesidad para la baja reflectividad y la alta eficiencia del intercambio del agua marina.

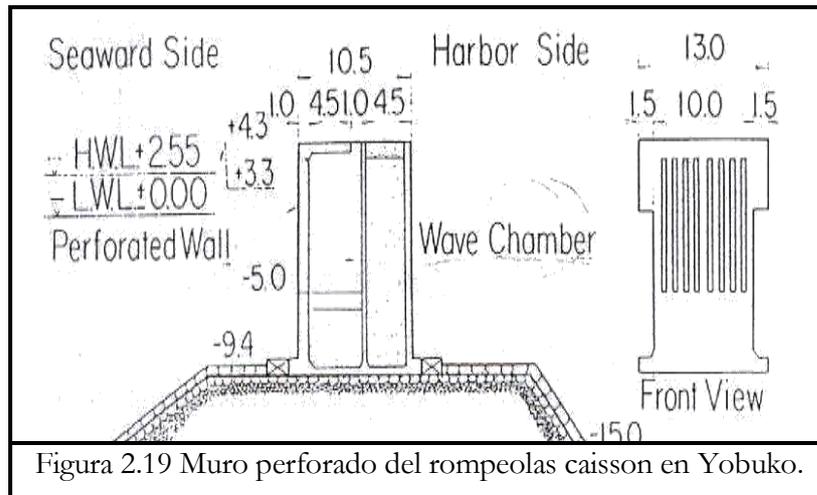


Figura 2.19 Muro perforado del rompeolas caisson en Yobuko.

La figura 2.20 es un trazado conceptual de un rompeolas caisson semicircular en que la componente vertical descende de la fuerza del oleaje incrementando la fuerza de estabilidad del parte aguas. Un avance particular de este tipo de rompeolas es que el vector de la fuerza de la ola que pasa a través del centro del círculo; por consiguiente incrementa la resistencia para el ciclo del caisson. Está esperando todavía exhibir el alto desempeño en áreas marítimas con aguas superficiales todavía con oleaje alto.

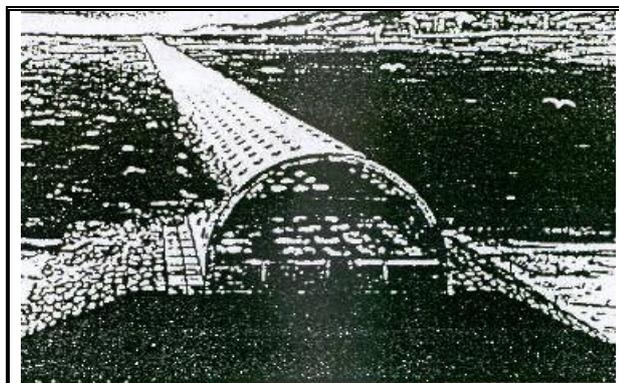


Figura 2.20 Rompeolas caisson semicircular en Miyazaki.

La figura 2.21 muestra la sección transversal del rompeolas en la boca de la bahía de Kamaishi. La profundidad máxima es de 63 m, haciendo que el rompeolas allí sea el más profundo del mundo. La parte baja del caisson tiene una forma trapezoidal para obtener un fondo amplio, el cual disminuye la carga excéntrica en el talud de escombros. En su parte superior tiene una estructura disipadora de oleaje consistiendo de aberturas dobles en sus muros horizontales.

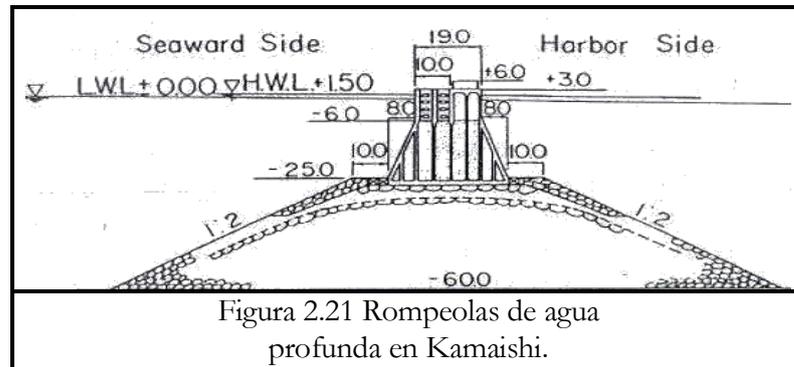


Figura 2.21 Rompeolas de agua profunda en Kamaishi.

La figura 2.22 muestra el cilindro dual del rompeolas caisson construido en el Puerto de Shibayama, que también tiene mar profundo, así como oleaje grande. Este rompeolas caisson consiste de cilindros interiores y exteriores. El muro cilíndrico es un tipo de escudo estructural que puede resistir grandes fuerzas con una sección transversal relativamente pequeña. Desde que el caisson es cilíndrico es considerado como un todo, la cantidad total de los materiales de construcción requeridos es reducida. La parte superior del cilindro exterior constituye una cámara del oleaje que forma la estructura disipadora de olas. El método de diseño para el cilindro dual del rompeolas caisson casi es demostrada totalmente, y la demostración experimental estuvo llevada a cabo a fueras de Sakamoto (Tanimoto et al. 1992).

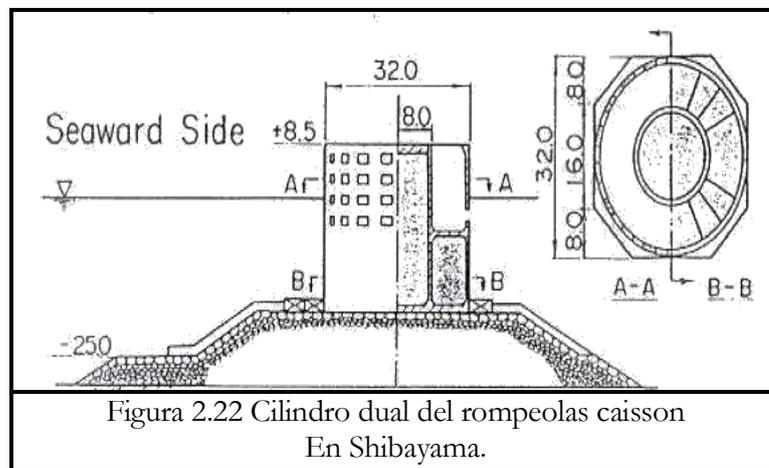


Figura 2.22 Cilindro dual del rompeolas caisson En Shibayama.

Además del anterior rompeolas caisson, las aberturas encorvadas de los caisson y otros rompeolas han sido construidos como nuevos rompeolas caisson (Okada et al. 1990). En el puerto de Sakata, una extracción de energía del rompeolas caisson era construido para demostrar la posibilidad de convertir la energía del oleaje, siendo un concepto extraordinario en el progreso del rompeolas (Takahashi et al., 1992).



Normalmente está prohibido el acceso al rompeolas debido a los peligros potenciales. Sin embargo, algunos de los rompeolas son diseñados para acceso público, por ejemplo, el rompeolas en Briton Marina UK., fue diseñado para tener un paseo engalanado sobre su superficie. La Figura 2.23 muestra un paseo edificado en la Ciudad de Wakayama Marina, que es específicamente diseñado para intensificar la amenidad y paisaje. En paralelo con el diseño del paseo del rompeolas, en Japón, (Endo Takahashi, 1994).

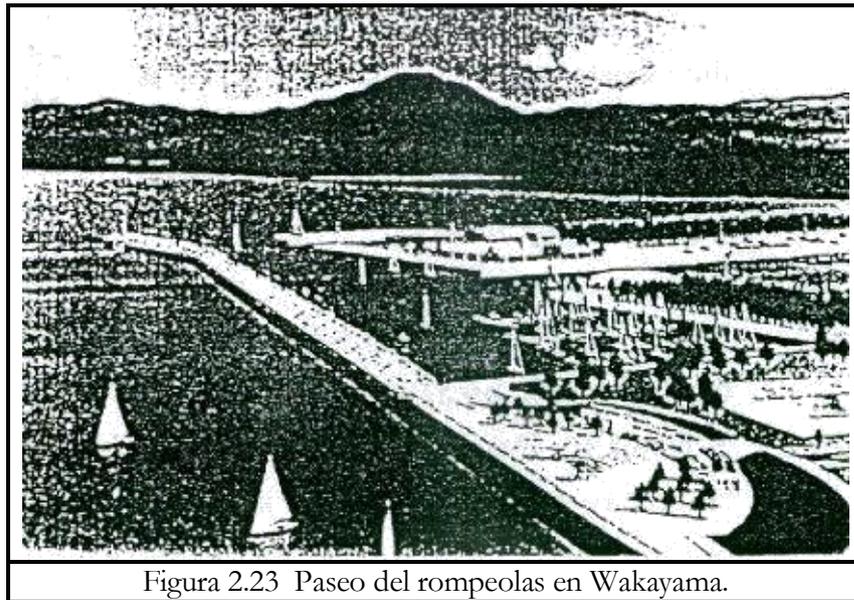


Figura 2.23 Paseo del rompeolas en Wakayama.



2.2.8 Resumen de la Historia de los rompeolas.

La tabla 2.3 resume la historia de los rompeolas, especialmente durante este y el último siglo. Los importantes aspectos para señalar como se llevan a cabo:

Tabla 2.3 Resumen del desarrollo histórico de los rompeolas.

Tipo	1800	1850	1900	1950	2000
Vertical		Dover (1847)			
(Bajo) Composición (Alto)		Escombros bajos	Escombros altos	Bloques celulares Bloques ciclópeos Caisson (Disipador de olas) Fallas	Nuevos Caissons Horizontalmente
(Inclinación abrupta, acantilado) Talud de escombros (Inclinación suave)	Cherbourg (1781)	Cherbourg (1830)	Escalón uniforme Muro de protección (colocación)	Tetrápodos	Dolos Fallas Regreso a Pendiente suave Berma del rompeolas
Señal		Cemento 1824 Concreto reforzado 1864?	Plymouth (1812) Tipo Marseille	Tetrápodo 1949 Modelo experimental de 1930 Iribarren 1938, Hudson 1958, Vander Meer 1988 Hiroi 1919, Sainflou. 1928, Goda 1973, ICCE 1950 – Segunda Guerra Mundial 1939 - 1945	

- 1) La tendencia del progreso de los rompeolas son para aquellos con inclinación suave hasta convertirse en verticales, por ejemplo: desde la inclinación ligera de los rompeolas de talud de escombros los rompeolas hasta otros con inclinación abrupta o acantilado, así como los mismos rompeolas de talud de escombros a rompeolas compuestos.
- 2) El progreso de los rompeolas era fuertemente afectado por los desarrollos de las nuevas tecnologías.
- 3) Las fallas de los nuevos rompeolas siempre resultó a cambio de los diseños antiguos de los rompeolas.

Cabe señalar que las lecciones aprendidas en el diseño, construcción y operación/falla de los rompeolas, en combinación con las investigaciones modernas y vastas, han demostrado que ambas inclinaciones y los tipos de rompeolas verticales pueden ser diseñados con alta fiabilidad.



3. FALLAS DE LOS ROMPEOLAS VERTICALES

La evolución en los diseños y en los métodos de construcción utilizados en los rompeolas compuestos ha prevenido en que no sufran daño total. Desde que los rompeolas son diseñados para resistir la altura de las olas teniendo un periodo de retorno particular de 50 años, existe una alta probabilidad de que las olas tan altas ataquen en comparación con las de diseño. Por consiguiente, algún nuevo método probabilístico de diseño será presentado para habilitar la evaluación cuantitativa de la falla durante la escena de diseño en un futuro cercano (Burcharth, 1989; Takayama et al., 1991).

Otra razón por la que las averías se presentan en los rompeolas, es porque las mejoras son demandadas en proporción a su diseño y sus métodos de construcción. Los daños de los rompeolas compuestos son presentados mediante herramientas que proporcionan gráficos para la localización de problemas asociados con la actual metodología de diseño.

3.1 Falla del rompeolas costero en el Puerto de Mutsu – Ogawara

Una falla característica de los caissons en los rompeolas compuestos es que en febrero de 1991 en el Puerto de Ogawara, Japón (Hitachi, 1994); Localizado en el Japón septentrional y frente al Océano Pacífico. La figura 3.1 muestra una vista de la superficie de un rompeolas tipo caisson compuesto, donde dos alas del rompeolas forman un ángulo cóncavo dividido que es cubierto con los bloques disipadores de olas para reducir ahí la tensión del oleaje, por ejemplo: la parte cóncava del rompeolas es una composición de tipo horizontal.

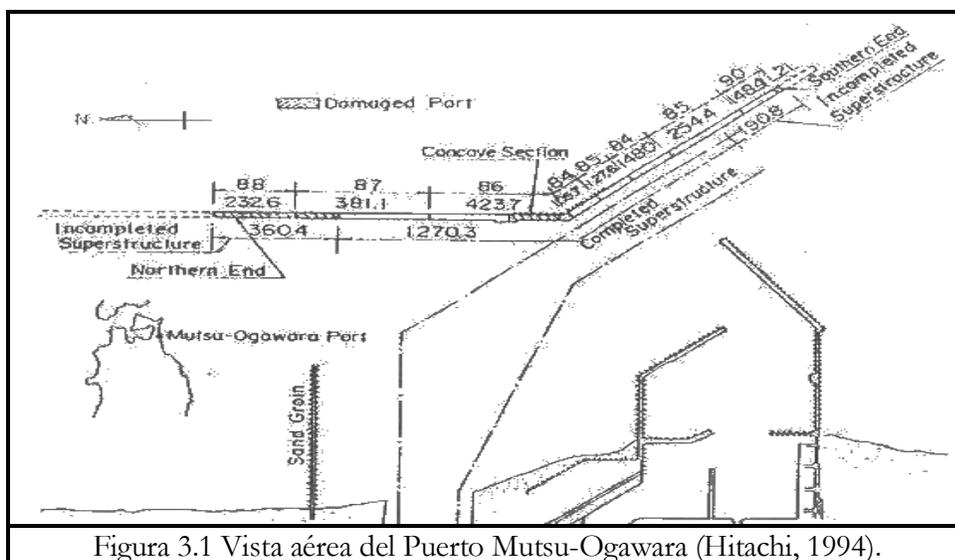


Figura 3.1 Vista aérea del Puerto Mutsu-Ogawara (Hitachi, 1994).



El 10 de febrero de 1992, a las 10:00 a.m., la altura de una ola significativa, la más grande de 9.94 m que fue registrado durante una tormenta que atentó al Japón del norte. La ola se excedió de su diseño. Cuatro tipos de daños fueron encontrados tras la tormenta, de los cuales todos son daños característicos de los rompeolas compuestos:

- 1) Erosión a gran escala en frente del rompeolas.
- 2) Meandros deslizantes al extremo norte.
- 3) Deslice de los bloques de concreto disipadores de ola y los caissons fallaron en la sección cóncava por la tensión impulsiva.
- 4) Erosión bajo el caisson en la cabeza sur del rompeolas.

(1) Erosión en frente del rompeolas.

La arena del lecho marino frente al rompeolas se intensificó de 1 a 2 m debido a la tormenta, la cual causó un reacomodo y una deformación en la punta del rompeolas de talud de escombros, aunque sin daños directos al cuerpo principal del caisson. Sin embargo dos deteriorables consecuencias caben ser señaladas:

- 1) Por una parte el diseño de la ola estuvo limitado por la profundidad inicial del mar y por otra debido al cambio de la profundidad del mar; sin embargo, aumentó el diseño de la altura de la ola para los caissons.
- 2) Debido al arreglo y a la deformación del talud de escombros, el enclavamiento de los bloques de concreto en la sección cóncava probablemente se aflojó, la cual podría ser una de las razones por la que los bloques de concreto se recorrieran.

(2) Meandros deslizantes al extremo norte

Diecisiete caissons, teniendo un total de 360.4 m de longitud, fueron deslizados desde 0.14 hasta 4.95 m formando una superficie parecido a un río con meandros (fig. 3.2). Los caissons se recorrieron a causa de las olas excedidas al diseño de la altura de la ola. Una forma de meandro en la alineación del rompeolas es muy típico en fallas de deslice, siendo causado por las olas refractadas en la cabeza del rompeolas, que será descrito en la sección 4.3.7.

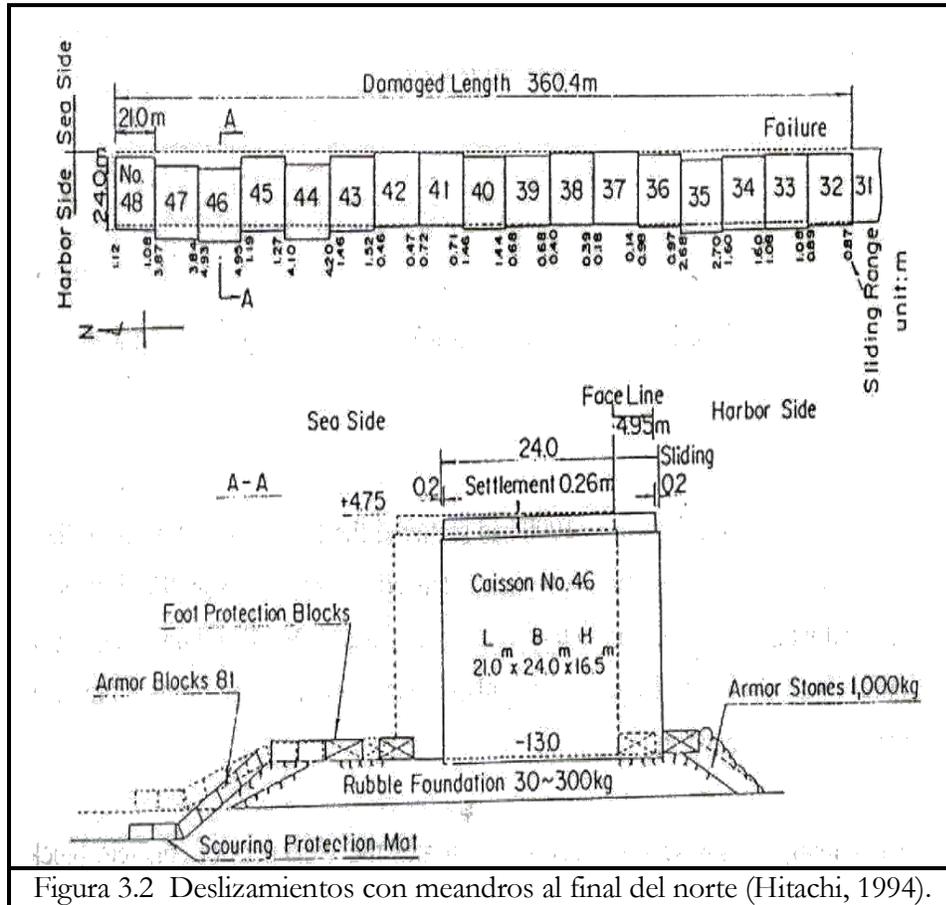


Figura 3.2 Deslizamientos con meandros al final del norte (Hitachi, 1994).

(3) Poniendo en deslave los bloques de concreto disipadores de ola, los caissons fallaron en la sección cóncava debido a la tensión impulsiva.

El lugar donde un rompeolas sujeta la transmisión del tipo de composición convencional para bloquear el perfil cubierto (tipo de composición horizontal) usualmente es débil, y si la ola parte sobre los bloques cubiertos, un caisson que es insuficientemente cubierto será sometido a presiones impulsivas. En consecuencia, el caisson No. 8 fue diseñado para resistir grandes fuerzas de olas que sus caissons adyacentes.

Sin embargo, una tormenta previa a 1990 había recorrido los bloques, los cuales fueron llevados más allá por la dispersión de la misma. La parte de la transición fue entonces extendida hacia el caisson No. 7, cual se deslizó cerca de los 10 m y su muro superior completamente se destruyó. El caisson No. 8 se deslizó únicamente alrededor de 1 m (fig. 3.3). Este fallo era obviamente causado por las



presiones de las olas impulsivas, resultando que un bloque insuficiente cubriera el caisson.

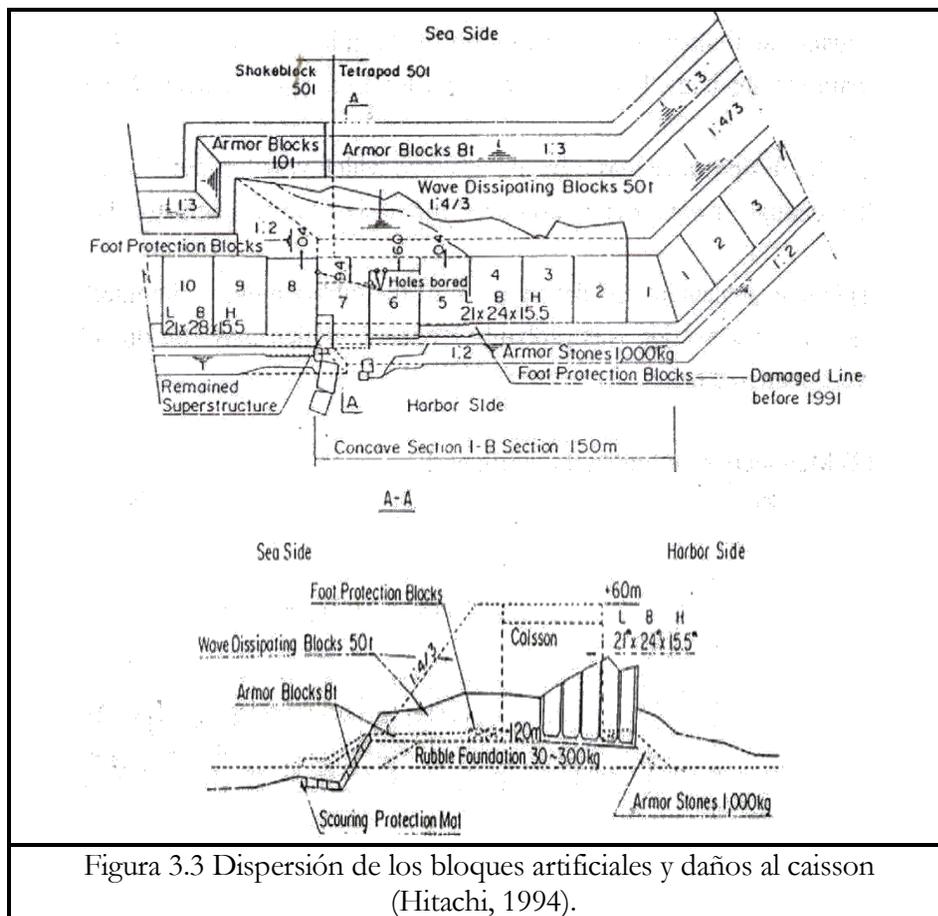


Figura 3.3 Dispersión de los bloques artificiales y daños al caisson (Hitachi, 1994).

El daño en esta sección también demuestra la debilidad de los bloques de concreto (50 ton en los tetrápodos) en transición (como en una sección de la cabeza del rompeolas). En contraste, la línea principal de los bloques de concreto en el rompeolas los retuvo firmemente aunque la ola significativa fue mucho más alta en comparación con la de diseño.

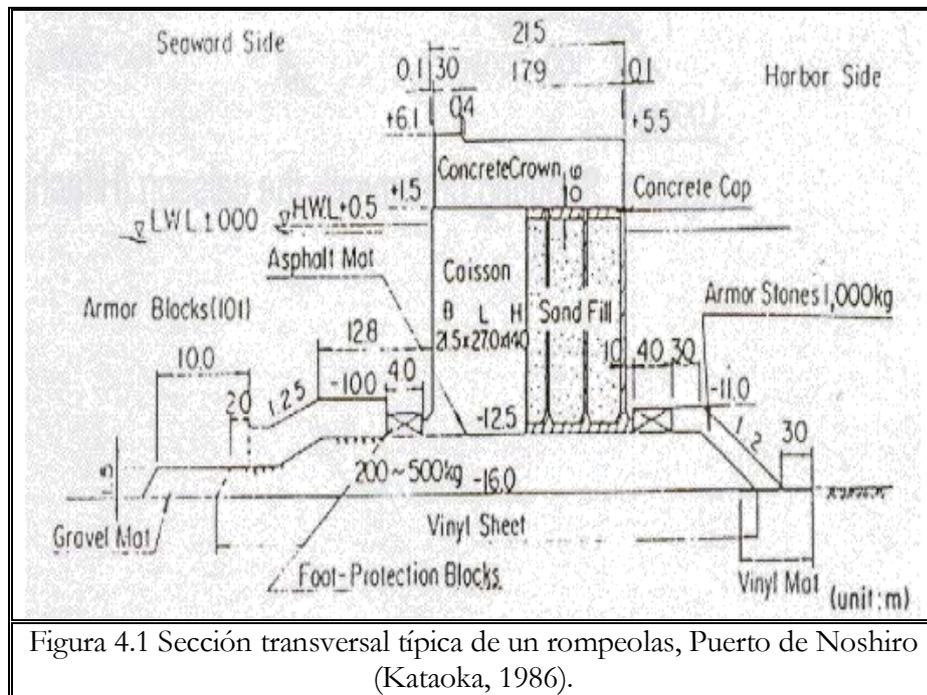


4. DISEÑO DE LOS ROMPEOLAS VERTICALES.

4.1 Ejemplo de un rompeolas vertical convencional.

4.1.1 Rompeolas Caisson.

La figura 4.1 muestra una sección transversal típica de un rompeolas caisson convencional. La sección vertical es de 21.5 m x 27 m, el caisson instalado a un 3.5 m de espesor de la cimentación del talud. La profundidad h' del caisson es de 12.5 m y la altura de la corona h_c es de 6.1 m del N.A.B. o sus siglas en inglés L.W.L. El caisson es dividido por 5 x 6 cámaras por 20 cm de espesor del muro interno y 40 cm de espesor del muro externo. Las cámaras están llenadas con arena, coronados o tapados con concreto, y una superestructura de concreto es colocada en el caisson.



Los elementos de concreto del pie de protección son colocados para prevenir el colado de la cimentación del talud y bajo la arena, mientras que los elementos prefabricados de concreto son instalados para actuar como la capa exterior de la cimentación del talud. Las aguas profundas d arriba del talud de escombros incluye una capa exterior de 10 m en el N.A.B., y el ancho de la berma B_M del talud de escombros es de 12.8 m. Para protección de la erosión, se coloca grava adicional, llamado “tapete o cama de grava”. Una hoja de vinilo es también usado para prevenir erosión de la arena debajo de la cimentación del rompeolas.



resto es transmitido y producido olas transmitidas atrás de ellos. La reflexión de la ola es a veces un problema porque crea agitación adicional.

La minimización de la transmisión del oleaje es importante especialmente en el diseño de rompeolas ya que la principal función de los rompeolas es prevenir las propagaciones del oleaje de forma ocurrente: por consiguiente detrás a las aguas les crea tranquilidad.

La cantidad de reflexiones y transmisiones de olas usualmente son medidas por el coeficiente de reflexión K_R y el coeficiente de transmisión K_T , son definidas por las siguientes fórmulas:

$$K_R = H_R / H_I \quad (4.1)$$

$$K_T = H_T / H_I$$

Donde H_I es la altura de la ola ocurrente, H_R la altura de la ola reflejada, y H_T la altura de la ola transmitida, que usualmente todas corresponden a la ola significativa.

4.2.1 Transmisión de la ola.

Las olas transmitidas son causadas por olas de transmisión entre la estructura y del lado de la cumbre. Los coeficientes de transmisión por ambas causas son respectivamente denominadas como K_{TI} y K_{TO} , con el total del coeficiente de transmisión K_T es expresada como:

$$K_T = (K_{TI}^2 + K_{TO}^2)^{0.5} \quad (4.2)$$

A causa de la transmisión del sobrepaso de las olas, que son producidas por olas generadas en el sotavento y que resulta debido al impacto desde el descenso de la masa de la toda cumbre. Las olas transmitidas tienen una complicación establecida con los componentes de alta frecuencia. Por lo tanto, en general, no solo las alturas de las olas sino también el periodo de las olas transmitidas son de diferentes formas de aquellas que son ocurrentes, por ejemplo: el periodo de transmisión de la ola generalmente es pequeña.

Otro fenómeno interesante es que la transmisión irregular de las olas cambia características como la que propagan a más de distancias largas, por ejemplo: la distribución de la altura de la ola y su periodo varía con la distancia lejos desde el rompeolas.



Principalmente la transmisión de la ola en un rompeolas de muro vertical es por el sobrepaso, y por lo tanto, la proporción de la altura de la cresta del rompeola H_c para la altura de la ola ocurrente H_1 son los principales parámetros que rigen el coeficiente de la transmisión de la ola. Basado en las pruebas habituales para olas, Goda (1969) propuso las siguientes ecuaciones para representar el coeficiente de transmisión para rompeolas verticales:

$$K_T = \left[0.25 \left\{ \frac{1}{\sin(\pi/2\alpha)} \left(\frac{h_c}{H_1} + \beta \right) \right\}^2 + 0.01(1 - h'/h)^2 \right]^{0.5}$$

$$; \beta - \alpha < h_c / H_1 < \alpha - \beta \quad (4.3)$$

$$K_T = 0.1 (1 - h' / h) \quad ; \quad h_c / H_1 \geq \alpha - \beta$$

Donde $\alpha = 2.2$ y β es obtenido usando la Fig. 4.3. El termino h' es la distancia por diseño de aguas del fondo del agua del caisson.

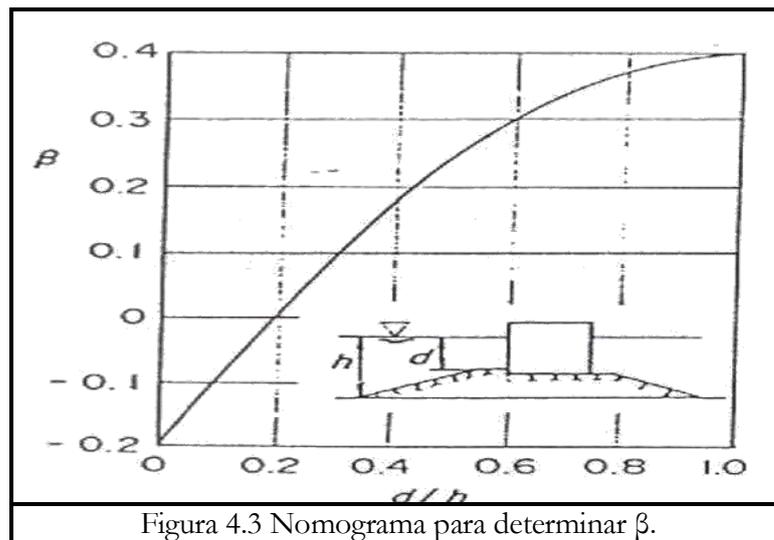


Figura 4.3 Nomograma para determinar β .

Aunque la ec. (4.3) esta basada en las pruebas habituales del oleaje, aun las relaciones son aplicables al coeficiente de transmisión de olas irregulares con una altura significativa en la ola. La mayoría de los rompeolas en Japón son diseñados con una altura relativa de la cresta $h_c / H_{1/3} = 0.6$, donde $H_{1/3}$ es el diseño de la altura significativa de la ola. El cálculo del coeficiente de transmisión calculada en la ecuación (4.3) es entonces aproximadamente 0.2 para las condiciones típicas de $d/h = 0.6$ y $h' / h = 0.7$. La figura 4.4 muestra el coeficiente de transmisión para rompeolas de muro vertical usando la ecuación (4.3).

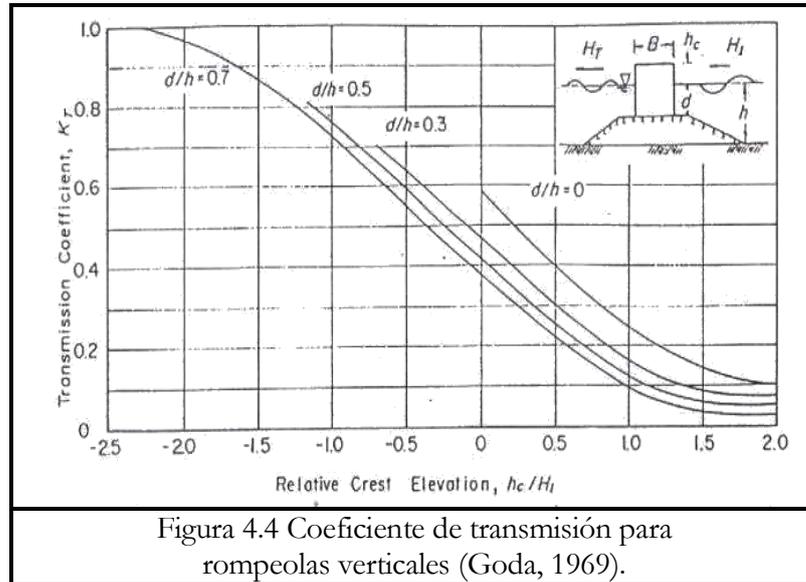


Figura 4.4 Coeficiente de transmisión para rompeolas verticales (Goda, 1969).

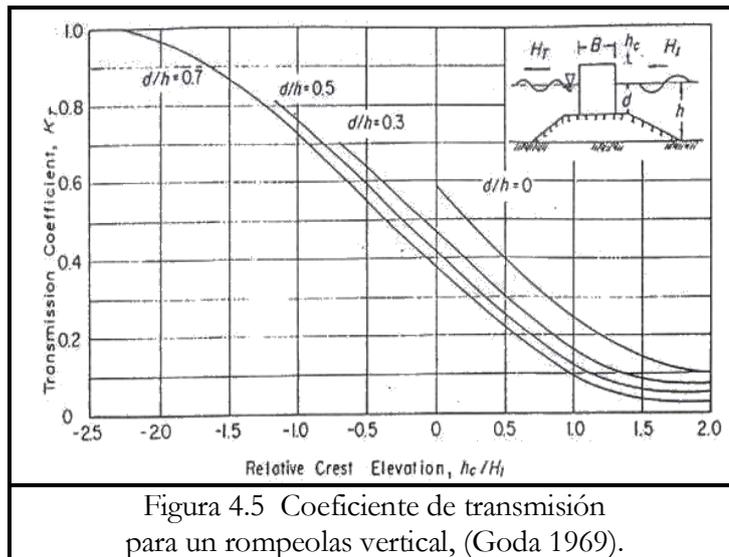
4.2.2 Reflexión de la ola.

El oleaje frente al rompeolas vertical son olas perpetuas, siendo reflejadas por el muro. El coeficiente de reflexión K_R de los rompeolas de muro vertical es por consiguiente generalmente alto, aunque menor a 1.0 debido a los efectos de la cimentación del talud de escombros y de la ola descontrolada. Particularmente K_R es considerablemente reducida cuando el parte olas actúa sobre el rompeolas. La figura 4.5 muestra el resultado de dos series de experimentos usando diversas condiciones de oleaje que son representadas por la altura de ola ocurrente $H_{1/3}$ y la longitud de la ola $L_{1/3}$ correspondiente al periodo significativo de la ola $T_{1/3}$ (Tinamoto et al., 1987). En las primeras series, el espesor relativo de la cimentación del talud de escombros a aguas profundas, d/h , inicialmente es cambiado, considerando que la altura relativa de la cresta de la sección vertical en aguas profundas, h_c / h , es modificada en la segunda serie.

El eje de las “x” en la Fig. 4.5 es tomada como una relación de la altura ocurrente de la ola a profundidad frente a la sección vertical sobre la capa exterior del rompeolas, $H_{1/3}/d$, que esta considerado para ser un factor principal representando los grados del parte olas. La relación promedio de la información de la Serie I es indicada; como son superiores e inferiores los límites de la información de la serie II, usando diferentes valores relativos de aguas profundas $h / L_{1/3}$. Los resultados indican que K_R Tiende a disminuir cuando $H_{1/3}/d$ incrementa.



Otro parámetro importante es la altura relativa de la cresta a la altura significativa de la ola ocurrente, $h_c / H_{1/3}$, ya que ejerce fuertemente influencia sobre ola excedida. La serie II refleja estos resultados, sin embargo la altura de la cresta es expresada en números adimensionales por usar h entre $H_{1/3}$.



4.3 Fuerzas de ola en muros verticales.

4.3.1 Tensión de la ola establecida.

(1) Teoría de la pequeña amplitud de ola.

La tensión del oleaje en muros verticales (Fig. 4.6) simplemente puede ser estimada por la teoría lineal de pequeña amplitud de ola para estudiar oleajes muy altos.

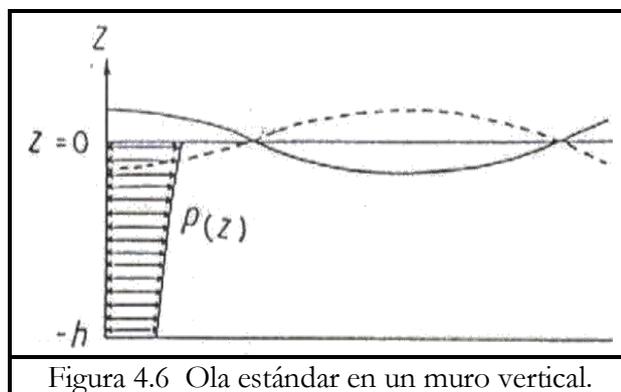


Figura 4.6 Ola estándar en un muro vertical.



Que se define como:

$$P_{(z)} = w_o H \left[\frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \right] \cos \sigma \quad (4.4)$$

Donde:

- $P_{(z)}$: tensión de la ola a lo largo del paramento vertical.
- z : eje vertical a lo largo del muro vertical ($z = -h$ en la base).
- H : altura de la ola.
- k : numero de ola ($= 2\pi/L$, L : longitud de ola)
- σ : frecuencia de ola ($= 2\pi/T$).
- t : tiempo.
- h : aguas profundas.
- w_o : peso específico del agua.

($=\rho_o g$, ρ_o : densidad especifica, g : gravedad)

La ecuación (4.4) indica el valor máximo positivo alcanzado adimensional de la tensión que (intensidad de la tensión adimensional $p/w_o H$) es 1.0 en la superficie del agua y disminuye a lo largo del paramento vertical a lo largo del fondo, siendo $1/\cosh kh$. Es obvio entonces para olas en aguas superficiales, la tensión de la ola es constante a lo largo del muro vertical en dirección de aguas profundas. La ecuación también implica que las olas prolongadas dan una fuerza de oleaje muy grande en el muro vertical cuando las aguas profundas y la altura de la ola son iguales. Es importante entender la ecuación (4.4) porque expresa un elemento, que es un concepto esencial considerable de la tensión vertical en muros verticales.

(2) Teoría de ola no lineal.

La figura 4.7 muestra el tiempo histórico de la tensión de la ola en paramento vertical obtenido por un modelo experimental, donde la tensión de la ola no es sinusoidal, en vez de tener curvas dobles en la tensión positiva y un plano relativamente en tensión negativa debido a la no linealidad. Goda y Kakizaki (1966) calcularon el perfil de la tensión de la ola no lineal usando un método de cuarta orden de perturbación, con la figura 4.8 mostrando el promedio no dimensional de la fuerza de ola en punta positiva (cresta de la ola) y la punta negativa (depresión de la ola), $P_{\max}/w_o Hh$ y $P_{\min}/w_o Hh$ respectivamente. Las características especiales de la tensión de la ola son como se presentan:

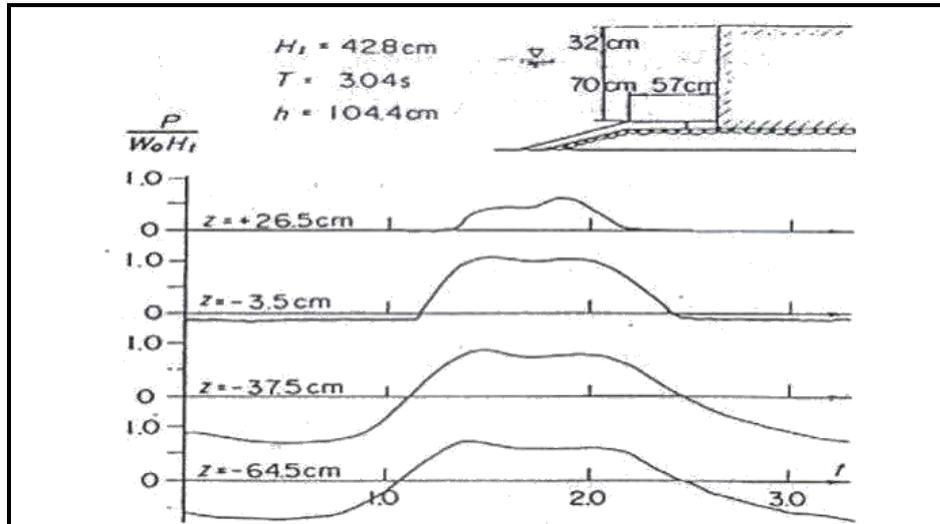


Figura 4.7 Muestra análoga típica con resultados mostrando la tensión del oleaje estándar.

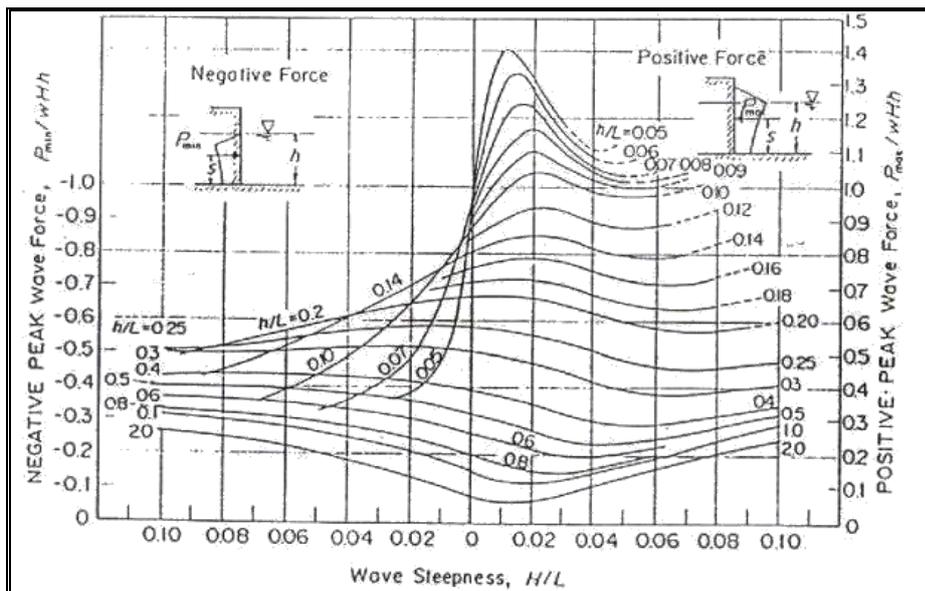


Figura 4.8 Fuerza generada por fuerzas de oleaje no lineales (Goda, 1966).

1) La intensidad de la tensión promedio claramente varía con respecto a la altura de la ola, y en algunas condiciones exceden los valores obtenidos por la teoría lineal de la pequeña amplitud de ola, especialmente cuando la relación h/L es pequeña.



2) En general, la intensidad de la tensión promedio en las crestas de la ola incrementa primero, luego disminuye y finalmente incrementa con la altura de la ola en aumento.

3) Es comúnmente aceptado, el valor absoluto de la intensidad de la tensión en la ola negativa que es normalmente diminuta en comparación con la cresta de la ola. Sin embargo las aguas profundas relativas h/L , son más grandes que 0.25, situación opuesta a que ocurra, siendo una única presentación de la tensión de la ola en aguas profundas.

4.3.2 Limitaciones del cálculo de la tensión del oleaje.

Aunque la teoría de la pequeña y finita amplitud de ola puede directamente evaluar la tensión de la ola en un sencillo rompeolas de paramento vertical, no tan fácilmente se determina debido a las siguientes razones:

(1) Parte olas y el talud del fondo marino.

El parte olas no ha sido incluido en la teoría, y el diseño de olas para los rompeolas es usualmente lo mismo que para el parte olas. Particularmente, cuando la pendiente del fondo marino es abrupta, la tensión impulsiva se generará debido al parte olas.

(2) Talud de escombros.

Una cimentación del talud es usada para los rompeolas compuestos e incrementa intensamente la tensión de la ola, cuál en el peor de los casos, genera tensión impulsiva por causa del parte olas sobre los escombros.

(3) Control del sobrepaso o rebase.

La corona del rompeolas vertical normalmente es baja que la elevación de la cresta del diseño de ola, y por tanto el rompeolas permite el sobrepaso, que normalmente reduce la intensidad de la tensión del oleaje, especialmente cuando la tensión de la ola es impulsiva.

Debido a las razones (1) – (3) la tensión de la ola en rompeolas de paramento vertical son determinados por modelos experimentales o por formulas empíricas expresadas por modelos experimentales.

Otro problema que preocupa en el cálculo del diseño de la fuerza del oleaje es la irregularidad de las mismas. Hasta hoy en día, esta tensión ha sido evaluada usando la altura de la ola significativa, que normalmente da un valor muy pequeño que la tensión de la ola actual.



Es notorio, sin embargo al ocupar la altura máxima de la ola cuando se calcula el diseño de tensión, se acepta que la altura de una alta tensión. Debería cumplirse aunque, siempre y cuando la altura de la ola sea la misma, la tensión podrá ser diferente debido al perfil de la ola.

La dirección de la ola es otro parámetro importante en el cálculo de la tensión. Si una ola esta sin partir, la tensión puede ser calculada. Sin embargo, el efecto de la dirección llega a ser especialmente conveniente cuando la ola esta partida, que habitualmente se evalúa experimentalmente. Además en la dirección, la configuración plana del rompeolas causa un fenómeno complejo asociados con las acciones de la ola, cual se discutirá en la sección 4.3.7.

4.3.3 Tensión dinámica e impulsiva a la respuesta del Caisson.

(1) Tensión impulsiva de la ola.

La figura 4.9 muestra una fotografía de un niño haciendo un “clavado de panzazo”. Ya que su cuerpo es casi paralelo a la superficie del agua, su pecho y su estomago seguramente palmoteó contra el agua. Como un choque entre la superficie del agua y el cuerpo que produjo una fuerte tensión impulsiva del agua sobre el cuerpo. La tensión impulsiva del agua debido al parteolas es parecida a este fenómeno, por ejemplo: el choque de la superficie del agua con el paramento vertical. Esta tensión es uno de los más grandes problemas en el diseño de los rompeolas, siendo considerada como una desventaja inherente. Por otro lado, si la naturaleza y la generación de condiciones de esta tensión son entendidas, se puede evitar.



Figura 4.9 Clavado.



La figura 4.10 muestra las ondas golpeando el muro vertical de un modelo colocado sobre una superficie horizontal ($h = 30$ cm) seguido con una pendiente de $1/10$. Aunque el perfil de la ola costera de todas las olas son lo mismo en un $T=3$ s y $H = 35.1$ cm, el progreso del parte olas para cada una es diferente, debido a las diferentes distancias desde la orilla de la costa de la superficie horizontal B_1 del muro vertical.

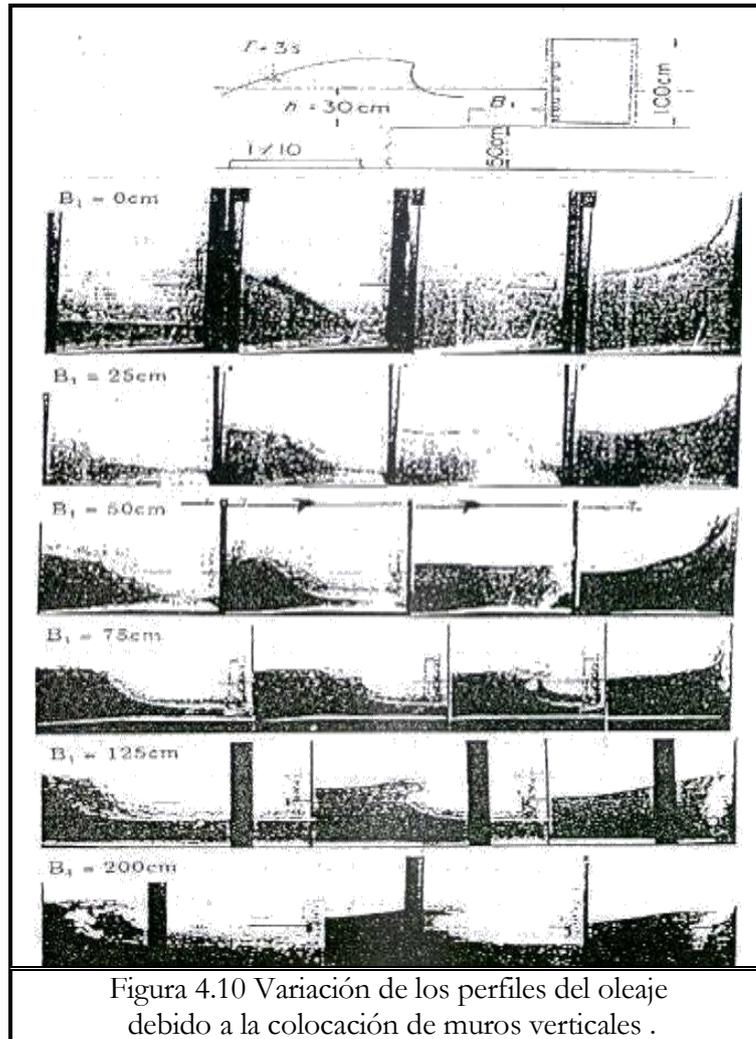


Figura 4.10 Variación de los perfiles del oleaje debido a la colocación de muros verticales .

La figura 4.11 muestra la ola correspondiente al perfil de la tensión en el nivel de aguas tranquilas. Cuando la ola no esta partida ($B_1 = 0$ cm), la tensión del agua no es tan impulsiva. Cuando la ola golpea solo antes de partir ($B = 25$ cm), la ola se opone severamente al golpe sin atraparse en las capas de aire, causando tensión en la ola para incrementar (casi $10 w_0 H$). Cuando la ola comienza a partirse ($B_1 = 50$ cm), una pequeña capa de aire es atrapada y se comprime, con esta compresión genera tensión impulsiva (casi $10 w_0 H$). Al partirse la cantidad de la capa de aire incrementa y la intensidad de la tensión



disminuye. De hecho para una ola golpear al muro tras partirse ($B_1 = 200 \text{ cm}$), la intensidad de la tensión impulsiva se reduce demasiado.

Cabe señalar que dos tipos de tensiones impulsivas existen dependiendo de la capa de aire: la tensión impulsiva ocurrente sin capa de aire atrapada que se califica como “tensión de tipo Wagner”, mientras que el aire atrapado es conocida como “tensión de tipo Bagnold”. La mayor tensión impulsiva que sea severa toma lugar en la transición entre en la región estos tipos.

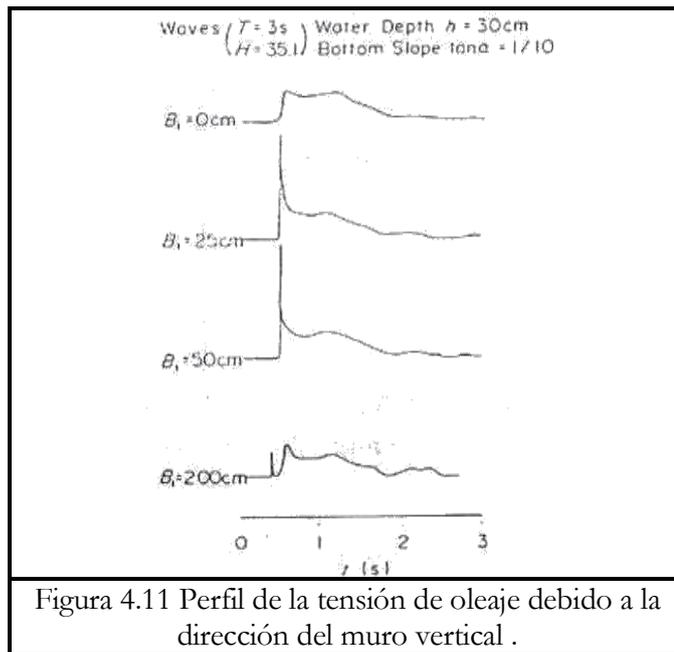


Figura 4.11 Perfil de la tensión de oleaje debido a la dirección del muro vertical .

a) Tensión tipo Wagner.

Como se muestra en la figura 4.12, una cuña golpeando la superficie del agua, el agua recibe una tensión impulsiva, que es tensión tipo Wagner. Karman (1929) investigo este tipo de tensión cuando estudio la tensión del agua actuando en una boya durante su aterrizaje en un hidroavión. El descubrió que la fuerza en la cuña incrementado con reducción en la irrupción del ángulo β o en el ángulo entre la superficie de la cuña y la superficie del agua. Además, la fuerza impulsiva es en un máximo en $\rho_o c_w V_N$, que ocurre cuando el ángulo atacado es cero; donde ρ_o es la densidad especifica del agua, c_w la velocidad del sonido en el agua, y V_N es la velocidad moderada de la cuña.

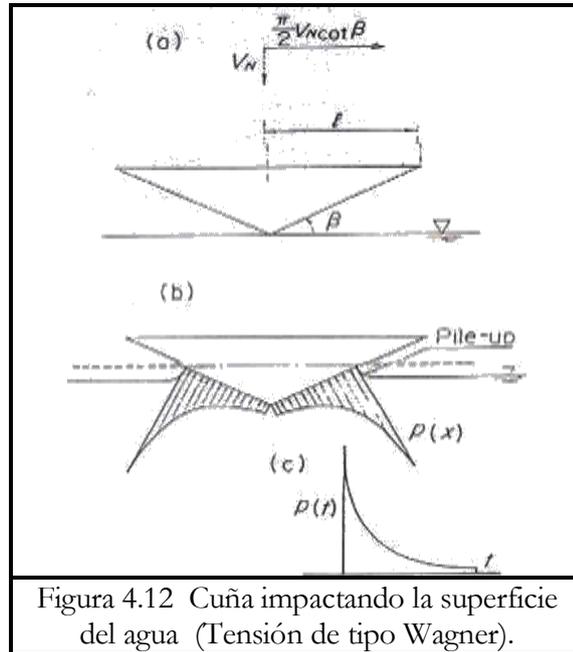


Figura 4.12 Cuña impactando la superficie del agua (Tensión de tipo Wagner).

Wagner (1932) investigó el mismo fenómeno y la distribución de la tensión como una función del ataque angular y la velocidad moderada (fig. 4.12). Encontró que la tensión alcanza una cresta alta en la intersección de la superficie del agua y la de la cuña, con la resultante de la distribución de la tensión extendiéndose como el área sumergida de la extensión de la cuña. Por tanto el momento histórico de la tensión tipo Wagner se caracteriza por una elevación súbita y una exponencial decadencia en la tensión.

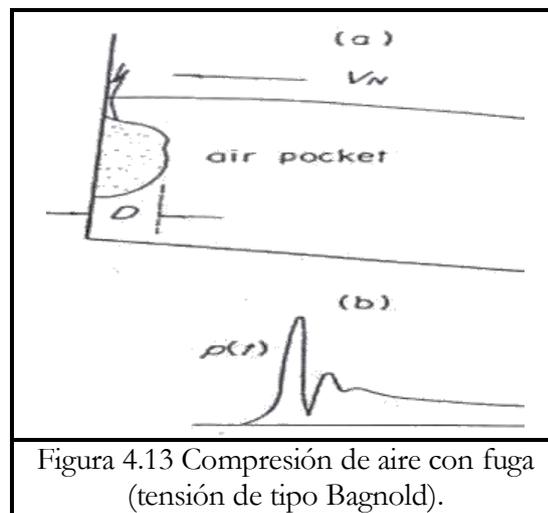
Tensión tipo Wagner fue recientemente nombrado como “slip through (mediante un escabullo)” debido al suceso que el agua interfecta un punto (Cooker y Peregrine, 1990). Wagner también señaló que ese efecto, sucede especialmente cuando el ángulo de ataque es pequeño. Goda (1967) le llamó este tipo de tensión como “tensión de cresta sencilla” y Lundgreen (1969) y Horikawa y Noguchi lo llamaron “choque ventilado”.

Cabe señalar que en los casos actuales la presión no puede llegar a ser $\rho_0 c_w V_N$ ni ser infinito cuando el ángulo de ataque es cero. En un ataque en un ángulo muy cerca de cero, el aire fluye alrededor de la caída del cuerpo y / o el aire atrapado debido al flujo del aire reducirá la tensión impulsiva significativamente; Por consiguiente indica que la presión en este ángulo es similar a la tensión de tipo Bagnold descrita.



b) La tensión de tipo Bagnold.

La tensión de tipo Bagnold es muy popular para representar la tensión impulsiva de la ola. Bagnold en (1939) discutió esta tensión de aire comprimida y Mitsuyasu (1966) dedujo el cálculo del método de tensión que incluía humedad debido al aire de filtración. (Figura 4.13). Esta Tensión se caracteriza por una humedad oscilatoria del aire presionado, y a veces únicamente la máxima tensión que ocurre cuando el aire filtrado es grande. Note que la tensión viaja a c_w y actúa simultáneamente sobre el muro vertical, pareciéndose igual del muro vertical.



Comúnmente la idea que el máximo valor de la tensión de Bagnold en aumento con un incremento en la ola frente a la velocidad o con la disminución del espesor de la capa de aire, por lo que es un concepto erróneo que la capa de aire contribuya a inducir alta tensión impulsiva similar a la que ocurre en el proceso de una explosión. En la actualidad, la capa de aire actúa como un amortiguador para reducir la tensión por impacto.

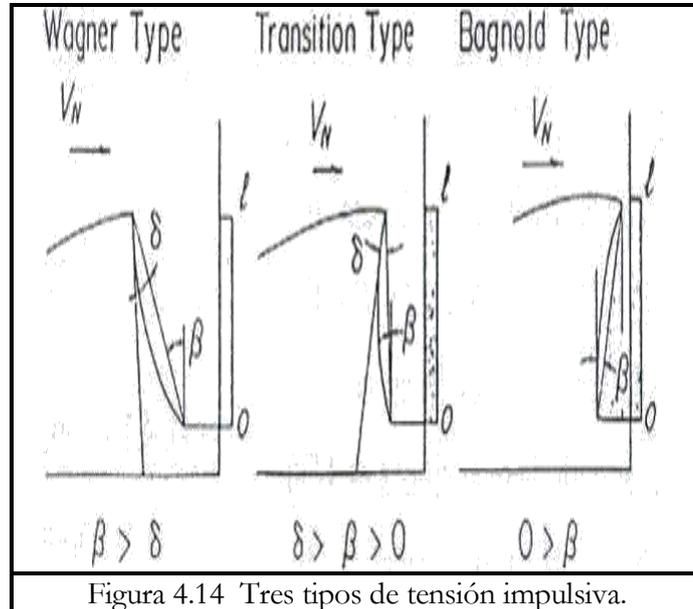
Muchos estudios en las tensiones impulsivas aun están siendo investigadas (Arami et al., 1990; Partensky, 1988; Kirgoz, 1991; Oumeraci et al.1991, Oumeraci y Kortenhau, 1992).

c) Cálculo del modelo de la tensión impulsiva.

La figura 4.14 muestra tres modelos de tensión de olas impulsivas desarrolladas por Takahashi et al. (1983, 1992). Cuando se atacó el ángulo β de la ola frontal que es tan larga que la curvatura del ángulo δ de la ola frontal, la tensión tipo Wagner que actúa sobre el muro. Cuando el ángulo β es negativo, la tensión de tipo Bagnold surge. Cuando el ángulo β esta entre estos valores, un tipo de transición actúa generando una tensión impulsiva



similar a la de Bagnold. La tensión de la ola puede ser evaluada usando β , la curvatura del ángulo δ , la altura frente la ola I , y la velocidad del golpe V_N .



El promedio máximo de intensidad $p / w_o Hh$ se muestra en la región de transición y su máximo valor y duración τ están aproximadas mediante estas fórmulas:

$$p / (w_o H) = \left[4\pi k K_m^2 K_l \right] K_a \left[0.75 H \right] (h' + h_c) \quad (4.5)$$

$$\tau = \left[w_o k_m^2 k_l^2 k_a h^2 \right] 4\gamma g p_o \quad (4.6)$$

Donde:

- φ : calor específico relación (=1.4)
- K_a : coeficiente del espesor del aire
- K_l : coeficiente de elevación impulsiva
- K_m : factor de corrección de masa adicional
- h : agua profunda
- H : altura de la ola
- p_o : presión atmosférica
- h' : agua profunda en la base del muro
- h_c : elevación de la cresta del muro
- g : aceleración gravitatoria
- w_o : peso específico del agua.



K_1 es la relación de la altura frontal de la ola l a la altura de la ola H, teóricamente en los rangos de 0 a 1, aunque normalmente está aproximado como 0.4 a 0.9 K_a esta relacionado a β y δ , y su mínimo valor esta aproximadamente en un orden de 0.01 a 0.01. Km.

De la ecuación (4.5), es obvio que la intensidad de la tensión incrementa así como la altura frontal de la ola y la cantidad del aire atrapada disminuye. Por ejemplo: cuando $h = 22.5$ m, $h' = 17.5$ m, $h_c = 5$ m, $H = 8$ m, $K_a = 0.006$, y $K_1 = 0.5$, la intensidad promedio máxima de la presión es casi $8 w_o H$ y la duración es 0.2 s.

(2) Presión impulsiva debido a una inclinación abrupta del fondo del mar.

Las olas viajan a través de a una inclinación abrupta del fondo del mar generada por una tensión impulsiva formada por una ola vertical en frente cuando ellas parten. Mitsuyasu (1961) presentó una serie de experimentos para medir la presión de la ola en muros verticales colocados en pendiente abrupta. La figura 4.15 muestra un resultado típico no dimensional de la tensión como una función de h/H_o , que es la relación de aguas profundas en el muro a la altura de la ola desde la profundidad. En este caso, h es de 5 a 18 cm, H_o es casi 10 cm, el periodo de la ola es de 1.02 a 2.57 s, y la pendiente o inclinación es de 1/15. Cuando estos resultados son considerados juntos con aquellos en las pendientes de 1/30 y /50, las siguientes conclusiones pueden ser trazadas.

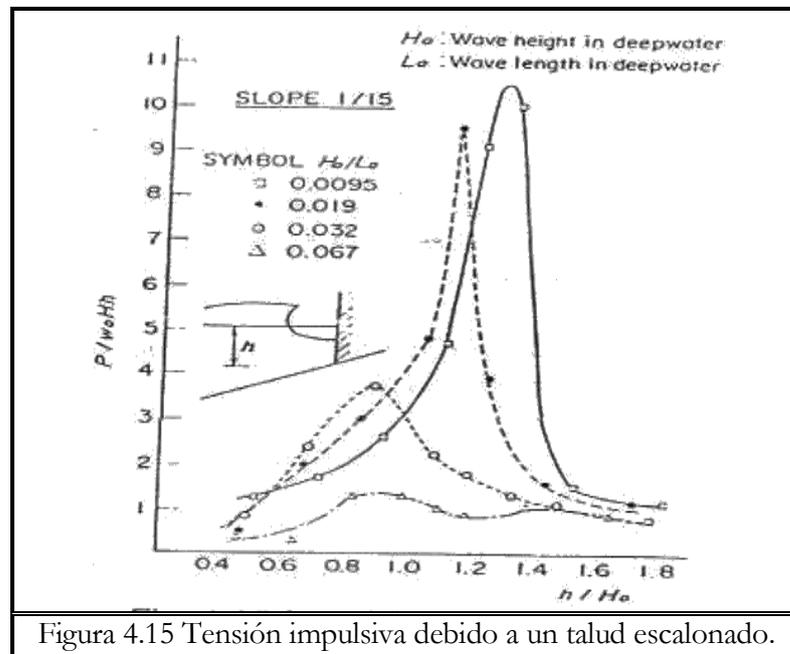


Figura 4.15 Tensión impulsiva debido a un talud escalonado.



1) El más pequeño resultado de H_o / L_o y su pendiente, además de la más grande intensidad de tensión no dimensional. Estos factores obviamente afectan al tipo de parte olas (olas grandes). La figura 4.16 muestra los tipos de olas grandes surgiendo desde la pendiente y sus ángulos de inclinación que varían. Note que en la región de una ola grande derramada, no quiere decir que ocurra una tensión impulsiva, mientras que en esa zambullida o surgimiento de las olas grandes, la presión impulsiva esta generada.

Claramente la presión impulsiva está a cargo de la ola frente a las olas grandes golpeando el muro vertical. El tipo de ola grande puede ser clasificado también paramétricamente por la supuesta similitud de ola (número de Iribarren, $Ir = \tan \alpha / (H_o / L_o)^2$, con una repentina zambullida de olas grandes cuando $Ir > 0.46$ (Battjes, 1974).

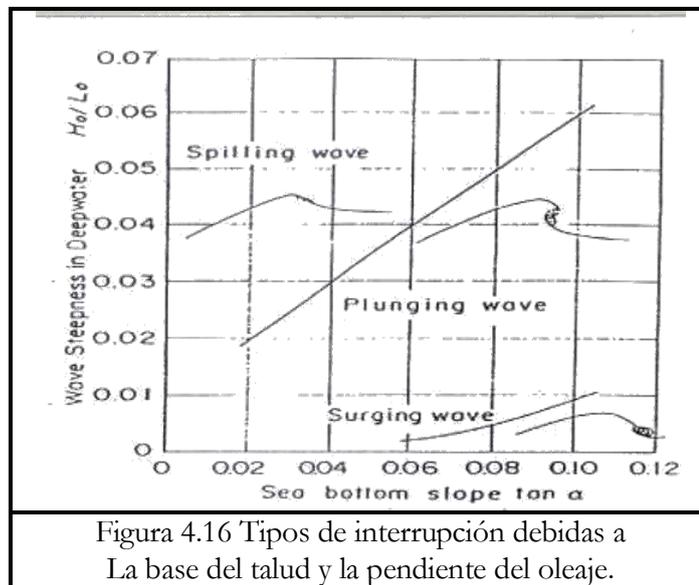


Figura 4.16 Tipos de interrupción debidas a La base del talud y la pendiente del oleaje.

2) Cuando H_o / L_o tienen el mismo valor, la máxima intensidad de tensión en la profundidad crítica del agua h_m , es dependiente en la pendiente angular $\tan \alpha$ y H_o / L_o , por ejemplo:

$$h_m / H_o = (0.59 - 3.2 \tan \alpha)(H_o / L_o) \tag{4.7}$$

3) Cuando h es suficientemente profunda, parece sin romper la tensión del agua, y cuando es muy grande que la profundidad crítica h_M , por ejemplo: $(1.0 - 1.2 h_M)$, la tensión impulsiva tipo Wagner ocurre. Cuando h es ligeramente poco que h_M , por ejemplo: $(0.7 - 1.0 h_M)$, entonces la tensión tipo Wagner aparece.



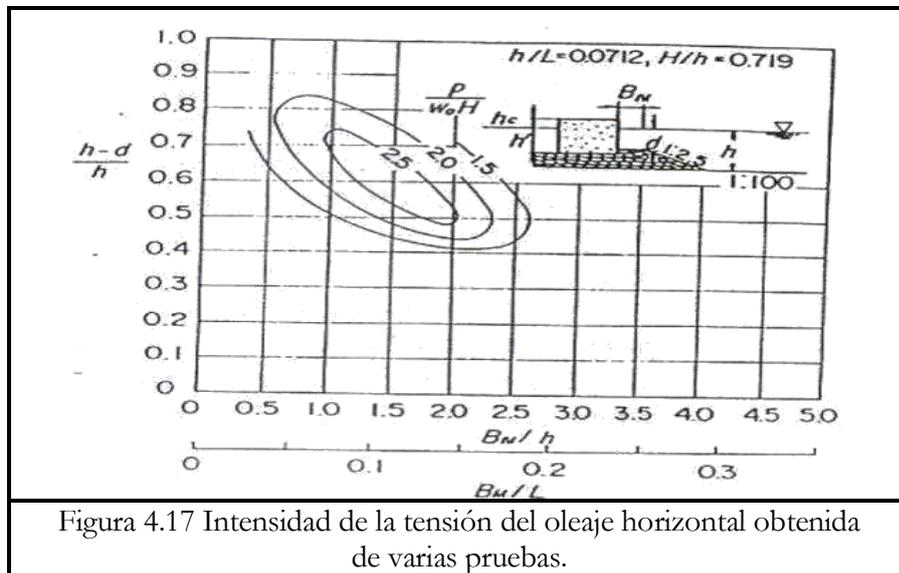
Basados en estos resultados, la tensión impulsiva puede ocurrir bajo las siguientes condiciones:

$$l_r = (\tan \alpha / (H_o / L_o)^{0.5}) > 0.46 \tag{4.8}$$

$$0.7 < h/h_M < 1.2 \tag{4.9}$$

(3) Tensión Impulsiva debido a escombros altos y/o extensos.

Cuando las fuerzas de la ola actúan sobre una sección superior teniendo una cimentación de talud de escombros altos y/o extensos, la tensión de la ola llega a ser fuertemente impulsiva. Por ejemplo: La fig. 4.17 Muestra la variación en la intensidad de la presión de la ola p promedio de más de la altura total de la sección superior, donde el eje “X” representa el ancho en la cimentación de la berma del talud de escombros relativo en aguas profundas y el eje de las “Y” representa el espesor en la cimentación de la berma del talud de escombros, incluyendo la capa exterior del rompeolas, relativo en aguas profundas.



La información para p son obtenidos usando pruebas de deslizamiento de una sección superior en que los diferentes tamaños de la cimentación del talud de escombros son empleados. La siguiente relación es usada para obtener p de las pruebas de deslizamiento en aguas profundas (Tinamoto et al., 1981):



$$p(h'+h_c) = \mu W_{oc} / (1 + \mu U_G / P_G) \quad (4.10)$$

Donde μ es el coeficiente de fricción, W_{oc} el peso inicial del agua contra el deslizamiento (determinado experimentalmente por una condición de ola dada), y U_G y P_G que son respectivamente la fuerza de la elevación total y la fuerza total horizontal de la ola calculada por la fórmula de Goda. Por tanto, p no es la tensión de la ola real, sino más bien es una intensidad de la tensión estática de la ola equivalente que permite la examinación de la estabilidad contra el deslizamiento p normalmente representa la fuerza cortante en la base de la sección superior incluyendo los efectos dinámicos de respuesta.

La variación de la intensidad de la tensión (p/w_oH) en la Fig. 4.17 enseña que en el nomograma para la condición de la ola en la que $h/L = 0.0712$ y $H/h = 0.719$. Este ejemplo ilustra como la intensidad de la tensión de la ola es influenciada por ambos, el peso en la cimentación del talud de escombros y en el ancho de la berma, y también que las fuerzas en el parteolas lleguen a ser muy grandes cuando en la cimentación del talud de escombros sea tan alto y/o amplio. Bajo estas condiciones de la ola, su tensión horizontal (tensión estática equivalente) a 2.5 de w_oH y alcanza un máximo cuando $(h-d)/h = 0.6$ y $B_M/L = 0.12$. La Fig. 4.17 representa los resultados generados por llevar extensivamente las pruebas de deslizamientos en un estanque para olas.

El coeficiente α_1 de la tensión impulsiva fue derivado de estos resultados experimentales. α_1 y puede ser usado para determinar el nivel de peligro de la tensión impulsiva incluyendo el efecto de la respuesta dinámica en el caisson además es usado junto con la fórmula extendida de Goda descrita en la sección 4.3.5.

(4) Respuesta Dinámica de un caisson.

Aunque la tensión impulsiva que actúa como un muro vertical en un caisson, el muro dinámicamente responde en conjunción con el talud de escombros y la cama de tierra significativamente reduce el esfuerzo cortante real que causa el deslizamiento (Hayashi et al., 1964; Horikawa et al., Ito et al., 1966, Shimosako et al., 1994).

La figura 4.18 muestra los resultados calculados de la respuesta dinámica del caisson. El método de los elementos finitos (FEM) fueron usados con las ecuaciones de Biot, donde una tensión impulsiva actúa sobre un caisson de 2.5 m de alto, 20 m de ancho y unos escombros colocados con 5 m de grosor, arriba una cama de tierra en una profundidad de agua a 22.5 m. La fuerza de entrada F_H , la inercia mx_G , la fuerza cortante F_s , y el desplazamiento horizontal x_G son indicados a lo largo con valores de la componente impulsiva



P_p , y la componente estática P_s de la fuerza de entrada F_H , y la duración en tiempo τ del impacto. La intensidad de P_p es casi $5 w_o H$ si la altura de la ola se considera a 8 m. Cabe señalar que F_s alcanza el máximo valor en casi 300 tf/m, siendo solo el 40 % de P_p , que ha sido disminuido para una gran extensión. De interés, el caisson se mueve significativamente en una baja frecuencia relativamente.

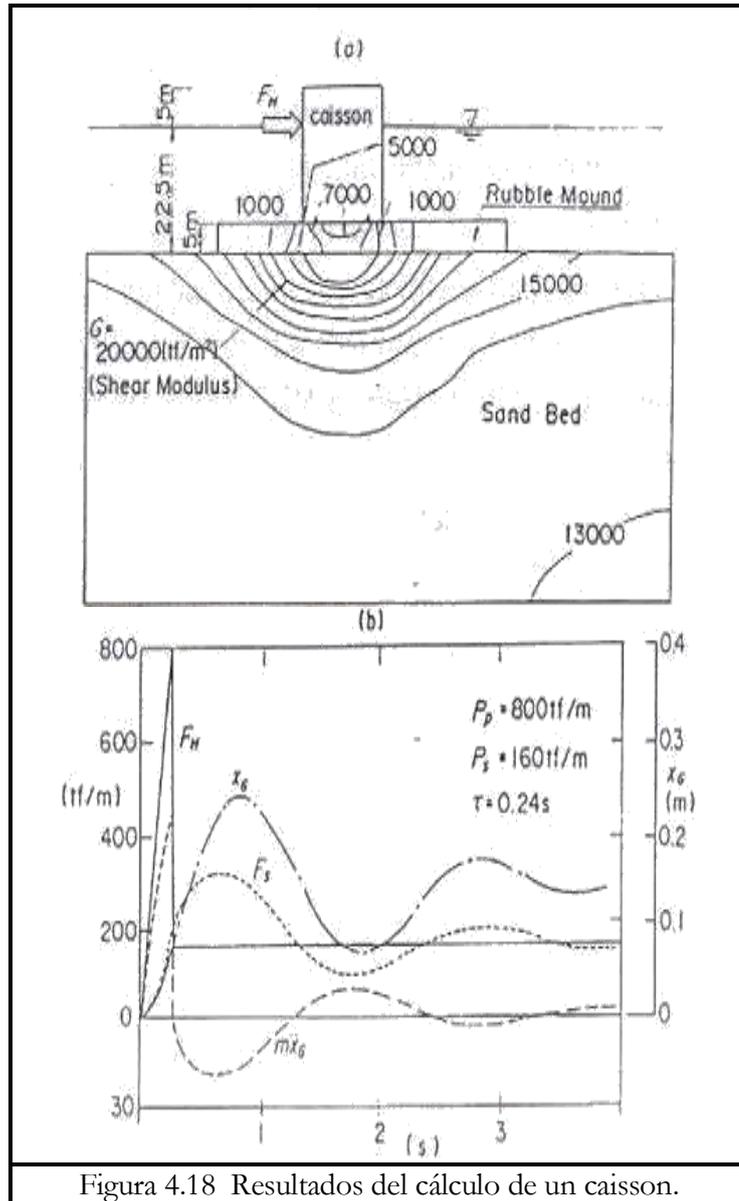


Figura 4.18 Resultados del cálculo de un caisson.

El esfuerzo cortante es reducido debido a la fuerza de inercia, y alcanza el máximo en la cresta negativa de la fuerza de inercia. Es así es llamado como respuesta dinámica del caisson. Para estos experimentos numéricos, la fuerza de deslizamiento es esperado para ser menos que $3 w_o H$ como previamente



mostró Goda (1973a). También, la fuerza de deslizamiento es casi el mismo si el momento del impacto es el mismo.

(5) Contramedidas para la tensión impulsiva.

a) Diseño preventivo de las condiciones de peligro

La mejor contramedida para la tensión impulsiva es tener un diseño preventivo de la ocurrencia con condiciones de peligro, que puede ser juzgada por las ecuaciones. (4.8) y (4.9), o por usar el coeficiente de la tensión impulsiva descrita en la Sección 4.3.5 (2). Si es posible, el rompeolas debe ser situado sobre una ligera pendiente en la superficie marina, en vez de colocarla en una base abrupta, o en una ubicación suficientemente profunda. El caisson de escombros debe también tener su altura y longitud perfeccionada, y se recomienda que la profundidad del agua d frente al caisson se profundice a 0.6 h.

El ángulo de la ola incidental θ al alineamiento del rompeolas también es un factor importante concerniente a la tensión impulsiva. De hecho, el rompeolas es proyectado tal que θ es mayor que 30° , entonces la tensión impulsiva apenas ocurre (Takahashi et al., 1992).

b) Adopción de una alternativa en las estructuras de los rompeolas.

Si el talud de cimentación tiene una gran altura inevitable, la longitud y/o la base de su pendiente es abrupta, entonces la estructura del rompeolas debe estar seleccionada para que no cause tensión impulsiva. Una alternativa como la estructura es el rompeolas horizontal compuesto, por ejemplo, un rompeolas compuesto tiene su frente cubierto con elementos de concreto disipadores de ola. Este diseño resultó completamente distinto en un perfil del golpe de olas contra el rompeolas, como la tensión impulsiva que es disminuido notablemente por los elementos de concreto prefabricados que cubren el rompeolas. Los diseños de los rompeolas horizontales compuestos serán descritos en el Capítulo 6.

Otra alternativa es una estructura que emplea un muro con caisson perforado llamado “caisson disipador de ola”. Aunque la acción del oleaje en su muro frontal es el mismo como un caisson convencional, un muro perforado teniendo una cámara para ola reduce significativamente las tensiones impulsivas. El diseño de un caisson con muro perforado es descrito en el Capítulo 5. Además la pendiente de la corona de los caissons pueden reducir también los destructivos efectos en su estructura.



4.3.4. Formulas de la Tensión de ola.

(1) Fórmula Sainflou.

En 1928, Sainflou presentó una fórmula para la tensión impulsiva para olas estándares que eran basados en teorías trocoidales o cicloidales. Su fórmula mejoró la fórmula existente de la tensión del oleaje propuesta por Benedit (1923). La fórmula de Sainflou fue simplificada con tal de proveer distribución en la tensión de ola en la cresta y depresión (Fig. 4.19). La tensión de la ola en la cresta puede ser evaluada usando:

$$p_1 = (p_2 + w_o h) \frac{(H + h_o)}{(H + h + h_o)} \quad (4.11)$$

$$p_2 = w_o H / \frac{1}{\cosh 2\pi h / L} \quad (4.12)$$

Considerando que por la depresión de la ola:

$$p_1' = w_o (H - h_o) \quad (4.13)$$

$$p_2' = p_2 = w_o H / \frac{1}{\cosh 2\pi h / L} \quad (4.14)$$

$$h_o = (\pi H^2 / L) \coth(2\pi h / L) \quad (4.15)$$

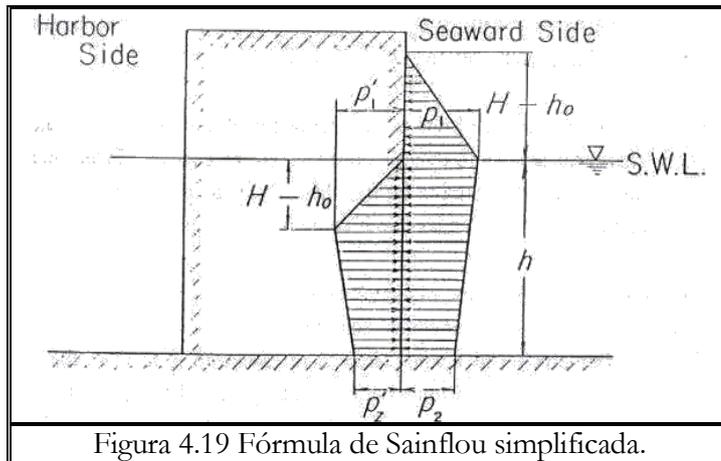


Figura 4.19 Fórmula de Sainflou simplificada.

La fórmula de Sainflou propiamente describe la tensión estándar de la ola y ha sido usado a través de todo el mundo por muchos años. También fue aplicada en Japón prioritariamente para la perfección de la fórmula de Goda. Uno debe darse cuenta que cuando la fórmula de Sainflou es usado en Japón, el diseño de ola H es $H_{1/3}$. Mientras en algunos otros países es diferente. En cualquier caso es recomendable que el máximo de la altura del oleaje sea aplicada para el diseño de la ola.

(2) Fórmula de Hiroi

Hiroi (1919) desarrolló una fórmula para la tensión de la ola, usando de la tensión hidrodinámica, una analogía. Su fórmula fue basada en un campo de medidas obtenidas por el tipo de tensión calibrados por Stevenson (Stevenson, 1886), y se aplica a parteolas en mareas relativamente superficiales. La distribución de la tensión es asumida para ser uniforme a lo largo de la dirección como se muestra en la Fig. 4.20, y la tensión de la ola p en la cresta es:

$$p = 1.5 w_0 H \tag{4.16}$$

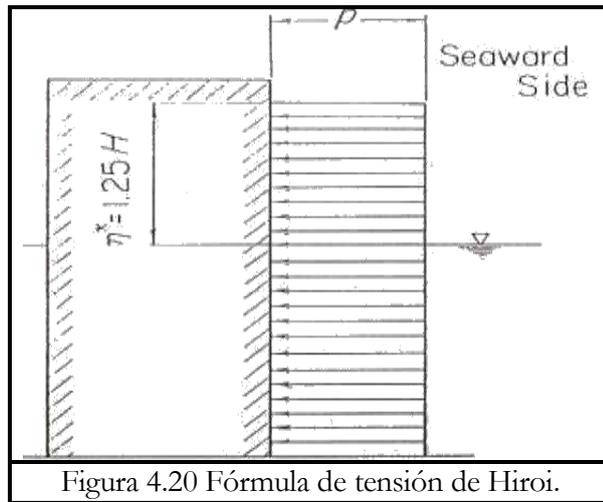


Figura 4.20 Fórmula de tensión de Hiroi.

Donde η^* es la elevación de la cresta de la ola y p implica actuar en lo alto a η^* para tranquilizar el nivel del agua.

La fórmula de Hiroi es muy simple, todavía no lo describe razonablemente en el diseño por tensión y que se usaba por muchos años en Japón hasta que se desarrolló la fórmula de Goda. Cuando la fórmula de Hiroi es empleada, el diseño de ola es normalmente $H_{1/3}$. Sin embargo, la diferencia entre la máxima altura de la ola y la altura de ola significativa es pequeña en mareas superficiales. De hecho, se cree que las aguas profundas eran usadas en vez que la altura de la ola, cuando Hiroi diseñó la construcción del rompeolas en Acódate.

(3) Fórmula de Minikin

Minikin (1950) propuso una fórmula de tensión en parte olas que incluían tensiones impulsivas.

Sin embargo, no se puede propiamente describir cambios en las presiones impulsivas debido a la forma de la cimentación del talud.

(4) Fórmula de Nagai

Nagai y Kurata (1974) elaboraron un perfeccionamiento comprensible de la fórmula de la tensión de ola, que indica la importancia de la profundidad d frente a la sección vertical relativa a los sitios de agua profunda h y la anchura de la berma B_M .

4.3.5 Fórmula extendida de Goda

En 1973, Goda usó sus propios laboratorios y estudios teóricos (Goda, 1972) para establecer una fórmula comprensible para calcular los diseños de la



fuerza de ola. Después una última modificación al cálculo para los efectos oblicuos en la incidencia de la ola, esta fórmula fue exitosamente aplicada al diseño de los rompeolas verticales construidos en Japón.

La fórmula original de Goda (Goda, 1973b) tiene muchas características avanzadas, describiendo las principales ideas:

- (1) Se puede usar para todas las condiciones de ola, por ejemplo, ambos para soportar y partir olas.
- (2) El diseño mediante la fórmula es la máxima altura del oleaje que puede ser evaluadas por diagramas y / o ecuaciones dadas.
- (3) Es parcialmente documentado la teoría de ola no lineal y las características de la tensión de la ola que pueden ser representados por considerar dos componentes de la tensión: la variante lenta y la interrupción de las componentes de la tensión. Por consiguiente, es relativamente fácil la fórmula extendida de Goda con el objetivo de aplicar a otra estructura tipo vertical.
- (4) La fórmula de Goda clarifica el concepto de la tensión en la elevación de la base del caisson, ya que la flotación en la sección vertical en aguas tranquilas y su tensión vertical en la elevación debido a la acción de la ola son definidos separadamente. La distribución de la tensión en la elevación tiene una forma triangular.

La fórmula de Goda se extendió subsecuentemente para incluir los siguientes parámetros:

- (1) La incidencia en la dirección de la ola (Tinamoto et al., 1976).
- (2) Los factores de modificación aplicables a otros tipos de paramentos verticales.
- (3) El coeficiente de la tensión impulsiva (Takahashi et al., 1994).

La fórmula extendida de Goda, la tensión de la ola actúa a lo largo del muro vertical y es implícito tener una distribución horizontal ambos arriba y por abajo del nivel de aguas tranquilas, mientras la tensión en la elevación actúa en



la base de la sección vertical, también es implícito tener una distribución triangular como se muestra en la Fig. 4.21.

La flotación es calculada usando el volumen de desplazamiento de la sección vertical en aguas tranquilas en el diseño del nivel del agua. Como indica, h denota el agua profunda frente al rompeolas, d la profundidad arriba de la capa exterior de la cimentación del talud de escombros, h' la distancia para el diseño del nivel de agua a la base de la sección vertical, y h_c la elevación del rompeolas en el nivel de diseño de aguas arriba. La elevación en que la presión es ejercida, η^* , y la intensidad de la tensión de la ola representativa p_1 , p_3 , p_4 , y p_u pueden ser escritos en una forma general como:

$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos \theta) \lambda_1 H_D \quad (4.17)$$

$$p_1 = 0.5 (1 + \cos \theta) (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha^* \cos^2 \theta) w_o H_D \quad (4.18)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (4.19)$$

$$p_4 = \alpha_4 p_1 \quad (4.20)$$

En el que:

$$p_u = 0.5 (1 + \cos \theta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 w_o H_D \quad (4.21)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi h}{L_D} \right] \left[\frac{\sinh(4\pi h / L_D)}{2} \right] \quad (4.22)$$

$$\alpha^* = \max \left[\alpha_2, \alpha_1 \right] \quad (4.23)$$

$$\alpha_2 = \min \left[\left(1 - \frac{d}{h_b} \right) \left(\frac{H_D}{d} \right)^2 / 3, 2d / H_D \right] \quad (4.24)$$

$$\alpha_3 = 1 - \left(\frac{h'}{h} \right) \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L_D)} \right] \quad (4.25)$$

$$\alpha_4 = 1 - h_c' / \eta^* \quad (4.26)$$

$$h_c^* = \min \left[\eta^*, h_c \right] \quad (4.27)$$

Donde:

θ : Ángulo entre la dirección de la ola aproximada y la línea normal al rompeolas

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$: Factores de modificación dependiendo el tipo de estructura



H_D, H_L : Altura de la ola y longitud de la ola aplicada a cálculo en el diseño de fuerza de oleaje.

α_i : coeficiente de tensión impulsiva

w_o : el peso específico del agua de mar ($=\rho_o g$)

h_b : profundidad de agua en la costa en una distancia a 5 veces la altura significativa de la ola $h_{1/3}$

$\min \{a, b\}$: lo mínimo de a y b

$\max \{a, b\}$: lo máximo de a y b

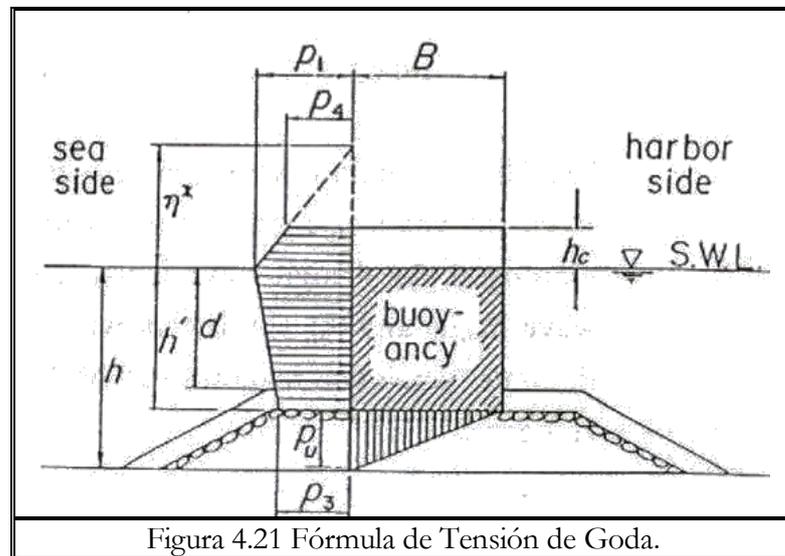
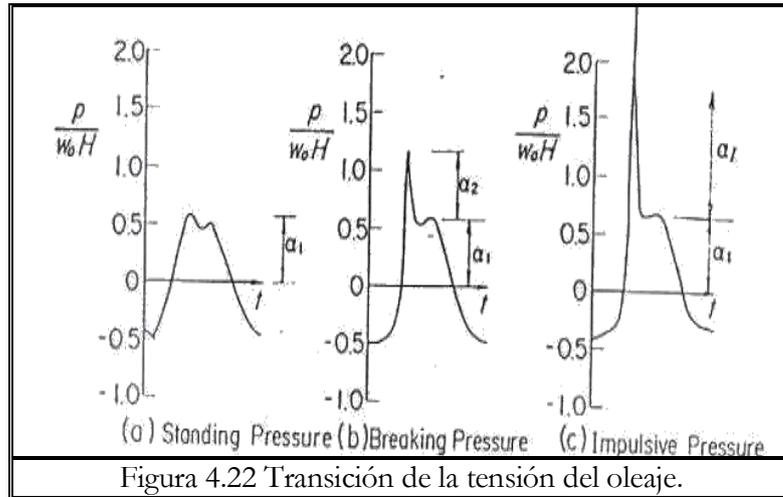


Figura 4.21 Fórmula de Tensión de Goda.

(1) Componentes y coeficientes de la tensión (α_1, α_2 , y α_i)

La figura 4.22 muestra la transición de la tensión del oleaje para tensión impulsiva ininterrumpida, donde la componente de la tensión es indicada por los coeficientes α_1, α_2 , y α_i . α_1 representa la componente de la variante de lentitud en la tensión y α_2 la componente de interrupción en la tensión, mientras α_i representa la componente de la tensión impulsiva, que incluye la respuesta dinámica efecto del deslizamiento del caisson.



α_1 incrementa de 0 a 1.1 como disminución de la profundidad relativa, y α_2 incrementa cuando d/h_b disminuye, aun y cuando la cresta disminuye así como d/h_b disminuye, en el rango de 0 a 1.0. El valor de α_1 después será descrito con más detalle.

(2) Tensión impulsiva del coeficiente α_1

α_1 fue obtenida por reanalizar los resultados de los amplios exámenes de deslizamiento (Takahashi, 1994), siendo un valor no dimensional representando la componente de la tensión impulsiva, que debe ser considerado como un efecto adicional para la variante de lentitud de la componente de la tensión. El efecto de la tensión impulsiva dinámica indicada por α_2 en la fórmula de Goda mediante todas las condiciones estimadas no hace con precisión la tensión efectiva (equivalente a la tensión estática) debido a la tensión impulsiva, y por tanto, α_1 fue introducida.

La figura 4.23 muestra un diagrama de cálculo para α_1 , en que se expresa por el producto de α_{10} y α_{11} , donde α_{10} representa el efecto de la altura del oleaje en los escombros, ejemplo:

$$\alpha_I = \alpha_{I0} \alpha_{I1} \tag{4.28}$$

$$\alpha_{I0} = \begin{matrix} H / d & H \leq 2d \\ = 2 & H > 2d \end{matrix} \tag{4.29}$$

Y α_{11} representa el efecto de la forma de los escombros (mostrados por los contornos de las líneas). Este término puede ser evaluado usando:



$$\alpha_{11} = \cos\delta_2 / \cosh\delta_1 \quad \delta_2 \leq 0 \quad (4.30)$$

$$= 1 / \{ \cos\delta_1 / (\cosh\delta_2) \}^{0.5} \quad \delta_2 > 0$$

$$\delta_1 = 20\delta_{11} \quad \delta_{11} \leq 0 \quad (4.31)$$

$$\delta_1 = 15\delta_{11} \quad \delta_{11} > 0$$

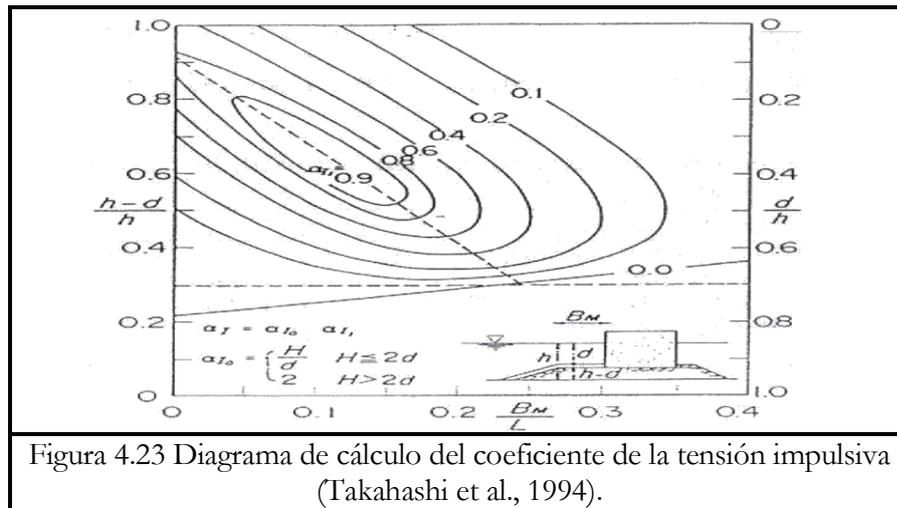
$$\delta_2 = 4.9\delta_{22} \quad \delta_{22} \leq 0 \quad (4.32)$$

$$\delta_2 = 3.0\delta_{22} \quad \delta_{22} > 0$$

$$\delta_{11} = 0.93(B_M / L - 0.12) + 0.36\{(h - d) / h - 0.6\} \quad (4.33)$$

$$\delta_{22} = -0.36(B_M / L - 0.12) + 0.93\{(h - d) / h - 0.6\}$$

(Takahashi et al. 1994).



El valor de α_1 alcanzó un máximo de 2 en $B_M/L = 0.12$, $d/h=0.4$, $H/d>2$. Cuando $d/h>0.7$ α_1 se acerca siempre a cero y es menor a α_2 . Cabe señalar que la tensión impulsiva significativa disminuye cuando el ángulo θ de incidencia es oblicuo.

(3) Factores de modificación (λ_1, λ_2 y λ_3)



Para rompeolas verticales ordinarios, λ_1 , λ_2 y λ_3 son tomados como unidad desde que la fórmula de Goda fue originalmente propuesta para describir este tipo de rompeolas. El factor de modificación λ_1 , representa el incremento o reducción de la componente de la tensión variante de lentitud de la ola, λ_2 representa los cambios en la componente de interrupción en la tensión (componente de la tensión dinámica o componente de la tensión impulsiva), mientras λ_3 representa los cambios en la tensión vertical. Estos factores de modificación son explicados en el Capítulo 5 y 6 para otros tipos de rompeolas tipo caisson.

(4) Diseño de altura de la ola

La altura del oleaje y su longitud aplicados para calcular el diseño de las fuerzas de ola son aquellas que en condiciones marinas de diseño las olas son muy altas. La altitud de la ola es tomada como $H_D = H_{max} = H_{1/250} = 1.8H_{1/3}$ de la guarda costa en la zona de surf, o dentro de la zona de surf como una enorme ola de altitud H_b de parteolas aleatorio en las aguas profundas h_b . El termino $H_{1/250}$ es el promedio de las alturas de las enormes ciento-doscientos cincuenta olas.

El diseño de la altura de la ola puede ser obtenida usando la siguiente fórmula empírica:

$$H_{1/3} = K_s H'_o \quad : h / L_o \geq 0.2 \quad (4.34)$$

$$= \min \{ \beta_o H'_o + \beta_1 h, \beta_{max} H'_o, K_s H'_o \} \quad : h / L_o < 0.2$$

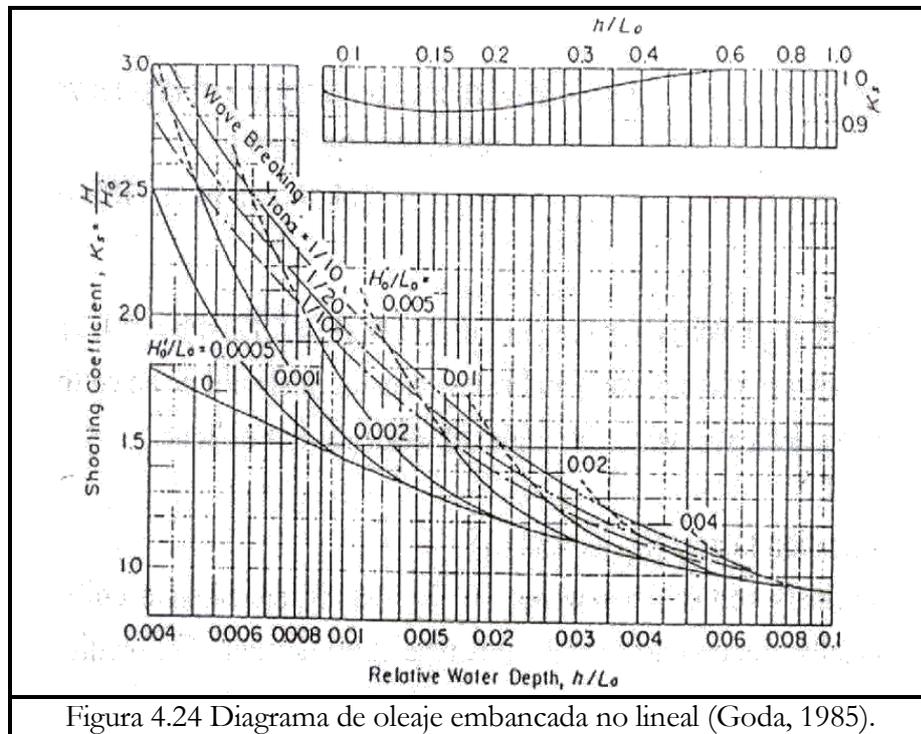
$$H_{max} = H_{1/250} = 1.8 K_s H'_o \quad : h / L_o \geq 0.2 \quad (4.35)$$

$$= \min \{ \beta_o^* H'_o + \beta_1^* h, \beta_{max}^* H'_o, 1.8 K_s H'_o \} \quad : h / L_o < 0.2$$

Tabla 4.1 Coeficientes para la estimación aproximada de la altura del oleaje en zona de navegación, (Goda, 1985)	
Coeficientes para $H_{1/3}$	Coeficientes para H_{max}
$\beta_o = 0.028$ $(H'_o / L_o)^{-0.38} \exp\{0 \tan^{1.5} \theta\}$	$\beta_o^* = 0.052$ $(H'_o / L_o)^{-0.38} \exp\{0 \tan^{1.5} \theta\}$
$\beta_1 = 0.52$ $\exp\{0.2 \tan \theta\}$	$\beta_1^* = 0.63$ $\exp\{0.8 \tan \theta\}$
$\beta_{max} =$ $\max \{0.92, 0.32$ $(H'_o / L_o)^{-0.29} \times \exp\{0.4 \tan \theta\}\}$	$\beta_{max}^* = \max$ $\{1.65, 0.53$ $(H'_o / L_o)^{-0.29} \times \exp\{0.4 \tan \theta\}\}$



Donde $\min(a, b, c)$ representa el mínimo valor entre a , b y c . Otros parámetros como β_0 y β^* , han sido formulados como indica la Tabla 4.1. El coeficiente del banco de arena no lineal K_s puede ser leída por la Fig. 2.24, mientras H'_0 es la equivalencia para las olas en aguas profundas que es hipotéticamente implícito incluir los efectos de la transmisión del oleaje debido a la refracción y difracción. Las ecuaciones (4.34) y (4.35) son por tanto exclusivamente usadas para efectos de transformación de olas debido al banco de arena y los parteolas.

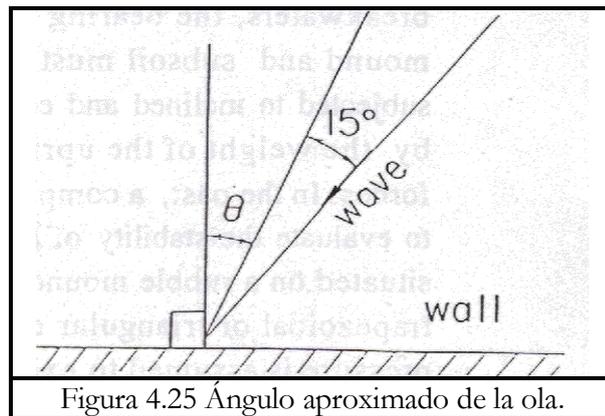


Cabe señalar que en el diseño de aguas profundas no es el sitio de aguas profundas h aunque la profundidad de agua h_b en una distancia de $5 H_{1/3}$ en la guarda costa del rompeolas. Por usar h_b , el diseño de la altura de la ola incrementará, especialmente cuando la superficie marina la pendiente sea abrupta, y el diseño de la tensión de la ola querrá extenderse a un cierto incremento para incluir los efectos en la tensión de la ola debido a la inclinación de la superficie marina.



(5) Dirección de la ola

Como se muestra en la Fig. 4.25, el ángulo θ de la ola es el ángulo entre la dirección de la ola aproximada y una línea normal del alineamiento del rompeolas. Empezando por su dirección principal, la dirección de la ola debe girarse hacia la línea normal al alineamiento del rompeolas por arriba de 15° . Este ajuste está hecho para compensar para los dos, la incertidumbre en estimación de la dirección de la ola y las direcciones propagadas en el oleaje.



4.3.6 Examinación en la Estabilidad de un muro vertical.

(1) Deslizamiento y Volcado.

El diseño de un rompeola de sección vertical debe estabilizarse contra el deslizamiento y volcadura (Fig. 4.26), para lograr esto, los factores de seguridad para el deslizamiento y volcadura deben ser mayores que 1.2. En la mayoría de los casos, el deslizamiento es más severo que el volcado, especialmente cuando la corona del rompeolas es relativamente baja. El factor de seguridad contra el deslizamiento debido a la acción del oleaje, SF_s , es definido como sigue:

$$SF_s = \mu (W_o - U) / P \quad (4.36)$$

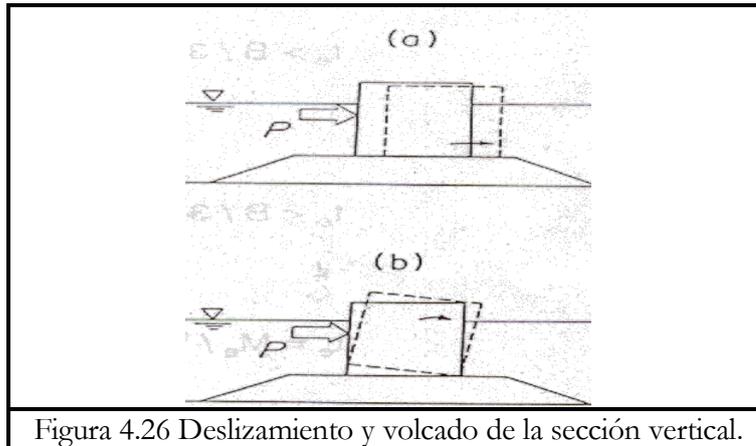


Figura 4.26 Deslizamiento y volcado de la sección vertical.

Donde μ expresa el coeficiente de fricción estática entre la sección superior y el talud de escombros, W_o el peso de la sección vertical por extensión unitaria en aguas tranquilas, U la fuerza de elevación total por extensión unitaria, y P el total de la fuerza de la ola horizontal por extensión unitaria calculados por las ec. (4.17) a (4.27). μ entre una losa de concreto y el talud de piedras es normalmente tomado como 0.6.

El factor de seguridad contra el volcado de la sección del muro vertical, SF_t , es expresado como:

$$SF_t = (W_o t - M_o) / M_p \quad (4.37)$$

Donde t expresa la distancia horizontal entre el centro de gravedad y el talón de la sección vertical, M_o la elevación instantánea alrededor del talón de la sección vertical, y M_p el momento debido a la tensión horizontal del talón de la sección vertical.

(2) Capacidad de soporte de la cimentación del talud

Para determinar totalmente la estabilidad de los rompeolas de paramento vertical, la capacidad de soporte del talud de escombros y el subsuelo deben investigarse mientras son sometidos a cargas inclinadas y excéntricas producidos por el peso en la sección vertical y la fuerza de la ola. En el pasado, procedimientos complejos fueron usados para evaluar la estabilidad de un tipo de estructura gravitatoria situada en el talud de escombros. En este procedimiento, una distribución triangular o trapezoidal de la capacidad de presión es considerada para existir debajo del muro vertical como muestra la Fig. 4.27, donde la capacidad de la presión total es igual a $W_e (= W_o - U)$ y el momento debido a la capacidad de presión debe ser igual a $M_e (= W_o t - M_u - M_p)$. La capacidad de presión q_1 y q_2 pueden ser calculadas usando:



$$t_e > B/3: \quad q_1 = (2W_e/B)(2 - 3t_e/B) \quad (4.38)$$

$$q_2 = (3W_e/B)(2t_e/B - 1)$$

$$t_e \leq B/3: \quad q_1 = (2W_e)/3 t_e$$

$$q_2 = 0$$

$$t_e = M_e / W_e \quad (4.39)$$

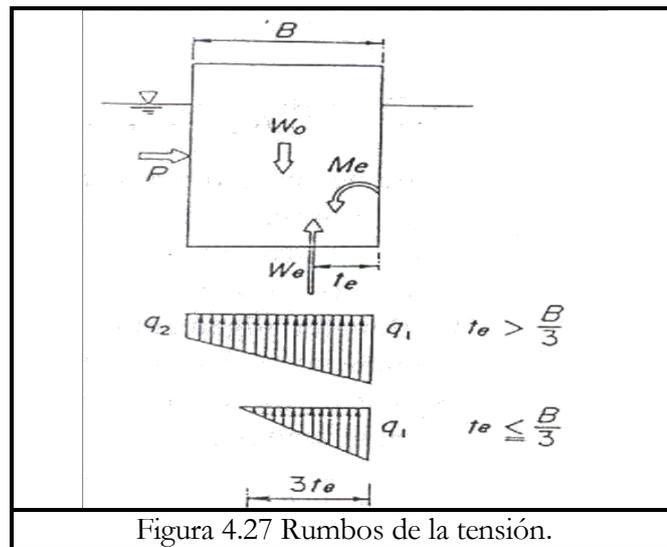


Figura 4.27 Rumbos de la tensión.

El máximo soporte de presión, es llamada a veces presión en el dedo o en la punta, previamente tomada de los 40 a 50 tf/m₂ (400 a 500 kN/m₂), aunque este límite después fue incrementado hasta 60 tf/m₂ (600kN/m₂) o superiores, especialmente para rompeolas muy profundos.

Kobayashi et al. (1987) propuso un nuevo método de calculo para soportar las presiones en estructuras de tipo gravitatorias situadas en un taludes de escombros. Para ello usaron el método Bishop simplificado para análisis circular en falla por deslizamiento (Fig. 4.28) en que la cohesión aparente introducida para el talud, esta basada en los resultados de las pruebas triaxiales. En los valores estándares, la cohesión aparente es de C=2 tf/m², y el ángulo de resistencia al cortante Φ= 35°, que son aplicados para el talud normal y usado predominantemente en Japón para construcción de Puertos.

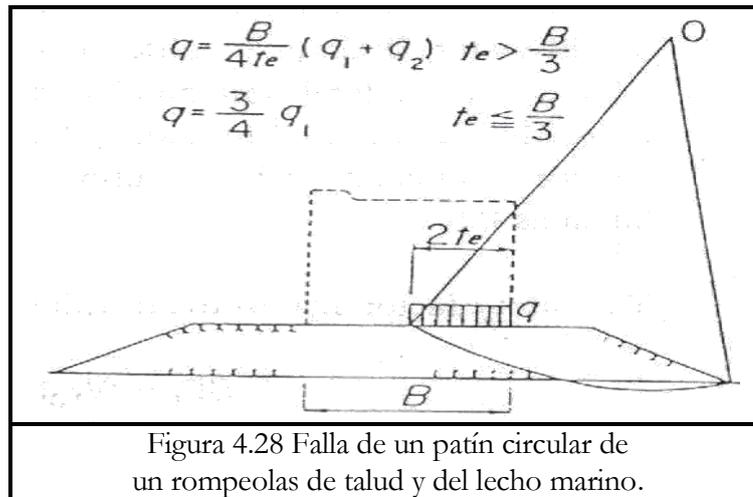


Figura 4.28 Falla de un patín circular de un rompeolas de talud y del lecho marino.

En Japón existe una práctica común para evaluar el ángulo de fricción interno para arena Φ del valor N obtenido de una prueba de penetración estándar. El valor de Φ solicitado es dependiente en el valor N que es la fuerza que actúa sobre la muestra de arena o masa, por ejemplo:

$$\begin{aligned} \Phi &= 40^\circ \text{ para arena con } N < 10 \\ \Phi &= 45^\circ \text{ para arena con } N > 10 \end{aligned} \quad (4.40)$$

El factor de seguridad de acuerdo con el método simplificado de Bishop no debe usarse en menos de 1.0 para rompeolas sujetas a la acción del oleaje.

(4) Estabilidad del muro con elementos de mampostería.

La estabilidad en bloques de mampostería puede determinarse usando la fórmula de la tensión extendida de Goda, y debe examinarse en cada nivel de elementos, es decir la estabilidad de todos los elementos de mampostería arriba de cada nivel deben examinarse. Por ejemplo, la estabilidad arriba del segundo nivel de los elementos de concreto puede verificarse como muestra la Fig. 4.29. La tensión que existe entre los elementos, actúan como una presión elevada sobre el elemento superior, puede asumirse que para ser igual a la presión horizontal debe ocurrir en el mismo nivel (Tanimoto y Ojiva, 1983). Cabe señalar que el coeficiente de fricción entre la plancha de concreto es de 0.5, y que cualquier efecto de enclavamiento entre los bloques deben considerarse si son los mismos.

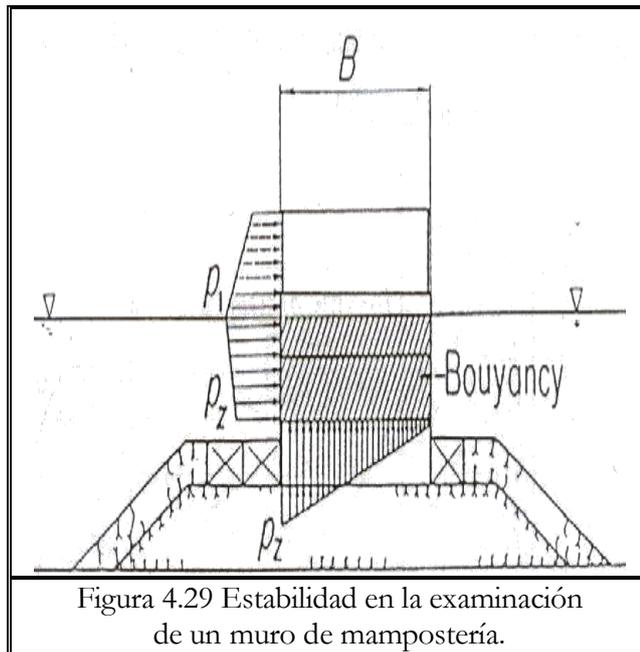


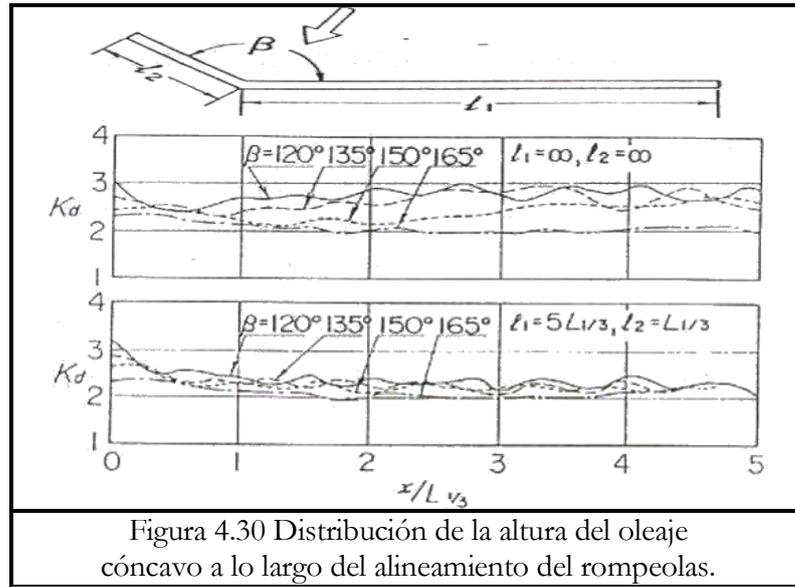
Figura 4.29 Estabilidad en la examinación de un muro de mampostería.

4.3.7 Otros problemas relacionados a la fuerza del oleaje.

(1) Sección Cóncava

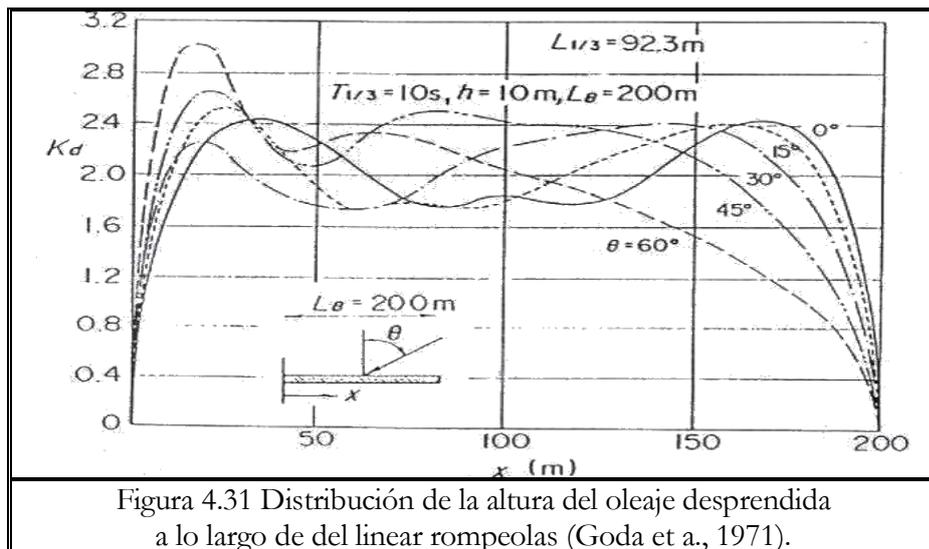
Ya que el alineamiento del rompeolas normalmente es un poco delicado y el rompeolas vertical es muy reflexivo, la reflexión y difracción debe tomarse en cuenta en los cálculos de la fuerza del oleaje.

La figura 4.30 muestra la distribución de los cálculos de la relación de la altura de la ola a la incidencia de la ola, k_d , frente al rompeolas vertical tiene una formación alineada de dos líneas teniendo una forma cóncava con respecto a las olas incidentales. Debido a la refracción de una de las líneas del rompeolas, la altura de la ola a lo largo del muro vertical no es absolutamente 2 para oleaje estándar. Este efecto debe tomarse en cuenta para considerar el factor de amplificación de incidencia de la ola para ser igual a $k_d/2$. Cabe señalar que el factor de amplificación está limitado por la interrupción de la ola estándar y el máximo valor es recomendado para basarse a partir de 1.4 seguido por una serie de experimentos.



(2) Efecto Meandros

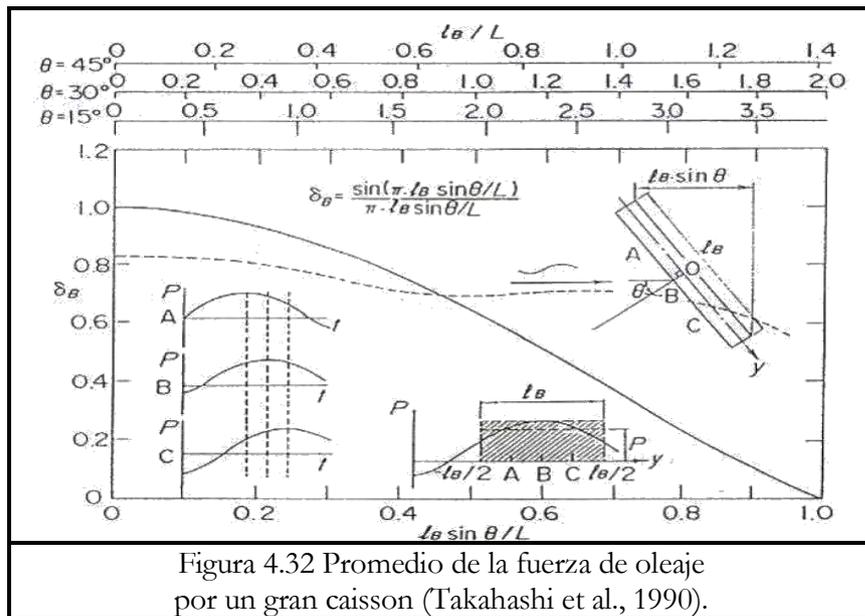
Otro problema relacionado con la forma plana del rompeolas es el llamado efecto meandro (Ito et al., 1972). La figura 4.31 muestra el valor calculado de K_d para una única línea aislada del rompeolas con longitud $L_B = 200$ m y la longitud de la ola $L_{1/3} = 92.5$ m, donde la altura de la ola fluctúa a lo largo del alineamiento del rompeolas e incrementa significativamente cerca de la cabeza del rompeolas. Si la ola excede su diseño, la altura de la ola ataca el rompeola, y si el rompeolas caisson se desliza, las formas de estos caissons subsiguientemente formarán un perfil de meandro.





(3) Caisson largo

Cuando un caisson relativamente largo es erguido en un mar oblicuo, la cresta de la ola se mueve a lo largo del muro vertical como se muestra en la Fig. 4.32, por ejemplo: la fuerza de oleaje total puede promediarse a lo largo del alineamiento del rompeolas, la línea definitiva marca el término medio del factor de δ_B de este caisson como una función del ángulo de la ola y la longitud relativa del caisson y es calculado usando la teoría de amplitud de ola pequeña.



Aunque δ_B es pequeña cuando θ es grande y la longitud relativa de los caissons larga, la estabilidad contra la rotación horizontal del caisson sin embargo llega a ser crucial ya que la línea punteada muestra el límite de δ_B cuando consideran la estabilidad contra la rotación, se aproxima a 0.8.

(4) Coeficiente de fricción

El coeficiente μ de fricción ha sido medido en un modelo y un prototipo de dimensiones, con la tabla 4.2 mostrando sus valores recomendados. Con el objetivo de incrementar μ , como tapete asfáltico es a veces colocado por debajo de la base del caisson. Caso semejante, al factor de fricción recomendada que es 0.7.

Sin embargo, cabe señalar que si μ , se vuelve grande, la falla debido al deslizamiento podría ocurrir en otros lugares, por ejemplo: entre el talud de rocas o entre el talud de escombros y la cimentación en el suelo.



Tabla 4.2 Varios coeficientes de fricción

Elemento	Coefficiente de fricción
Concreto y concreto	0.5
Concreto y base de roca	0.5
Concreto y talud de rocas	0.6
Talud de rocas y Talud de rocas	0.8

(5) Cresta alta y baja del rompeolas

El sobrepaso de la ola está permitido para rompeolas ordinarios, y por lo tanto, la fuerza del oleaje en paramentos verticales se reduce en comparación con aquellos que están sobre muro vertical alto. La fórmula de tensión de Goda, sin embargo, incluye este efecto del sobrepaso ya que los experimentos llevaron a estabilizar la fórmula ya que fueron hechos con una altura de corona ordinaria.

Muzino et al. (1993) condujo una serie de experimentos y encontró una altura de corona que no permite el sobrepaso de la ola creada por una gran fuerza de oleaje comparada a la que se determino por la fórmula de Goda. Registraron fuera las tensiones impulsivas actuadas incluso cuando el tipo de volcado de ola, más grande, actuó sobre el muro vertical con una altura de la corona alta (Fig. 4.33). Esto ocurrió porque frente a la ola vertical se indujo el volcado de la ola grande, que esta localizada en la cumbre de la ola, golpeando el muro vertical si la corona es alta, mientras no pegando al muro si la corona estaba en una altura ordinaria.

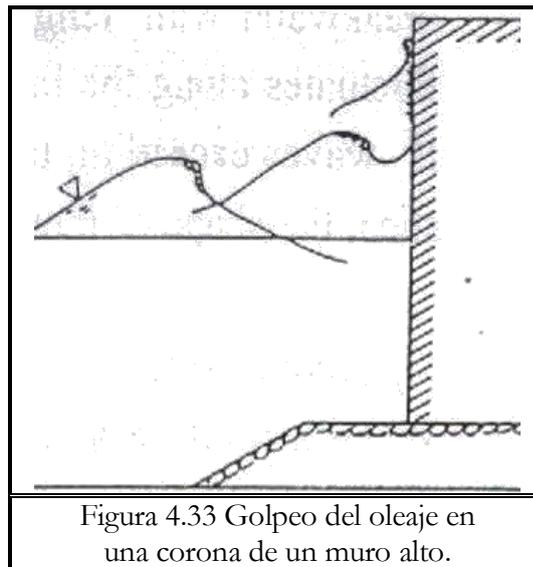


Figura 4.33 Golpeo del oleaje en una corona de un muro alto.



Por otro lado, la tensión de la ola en un muro con una corona baja es reducido significativamente debido al sobrepaso (Fig. 4.34) Nakada et al. (1984) condujo una serie de experimentos para investigar los efectos de la altura de la corona y subsecuentemente propuso el uso de la modificación de los factores para coronas de altura baja para muros verticales.

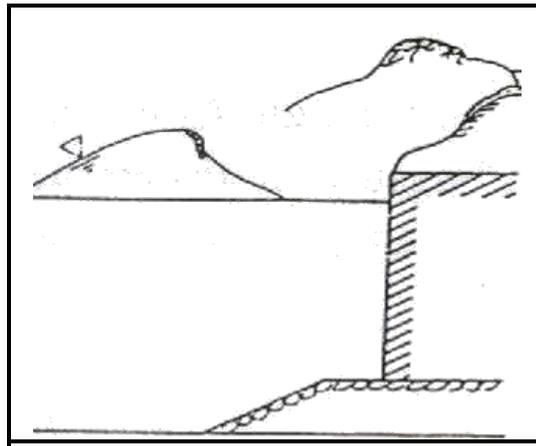


Figura 4.34 Sobrepaso del oleaje en una corona de un muro baja.

4.4 Fundamentos de diseño del talud de escombros

(1) Fuerza del oleaje sobre la cara exterior del rompeolas

El fundamento del talud de escombros bajo paramentos verticales debe protegerse para prevenirlo de esparcimientos debido a las acciones del oleaje.

Esto se logra por cubrir en su cara exterior con piedras o elementos de concreto prefabricados.

La Figura 4.35 ilustra el movimiento de las piedras de la capa exterior, observadas en secciones, donde en la figura superior muestra que las piedras están esparcidas desde la pendiente de los escombros, cuando la ola incidental se acerca en forma perpendicular al alineamiento del rompeolas. Note que la ocurrencia del deslizamiento pesado alrededor de la cabeza del rompeolas; En el medio, la figura, donde $\theta = 45^\circ$, es la capa de piedras exterior que no solo se desliza alrededor de la cabeza del rompeolas, sino en la plancha de la berma que también está cerca. Las piedras además se deslizan alrededor de la cabeza del rompeolas al lado sobre río abajo y especialmente en el borde del caisson. En la figura inferior con $\theta = 60^\circ$, las piedras en la pendiente no se mueven, aunque significativamente se deslizan en la plancha de la berma, especialmente cerca del caisson.

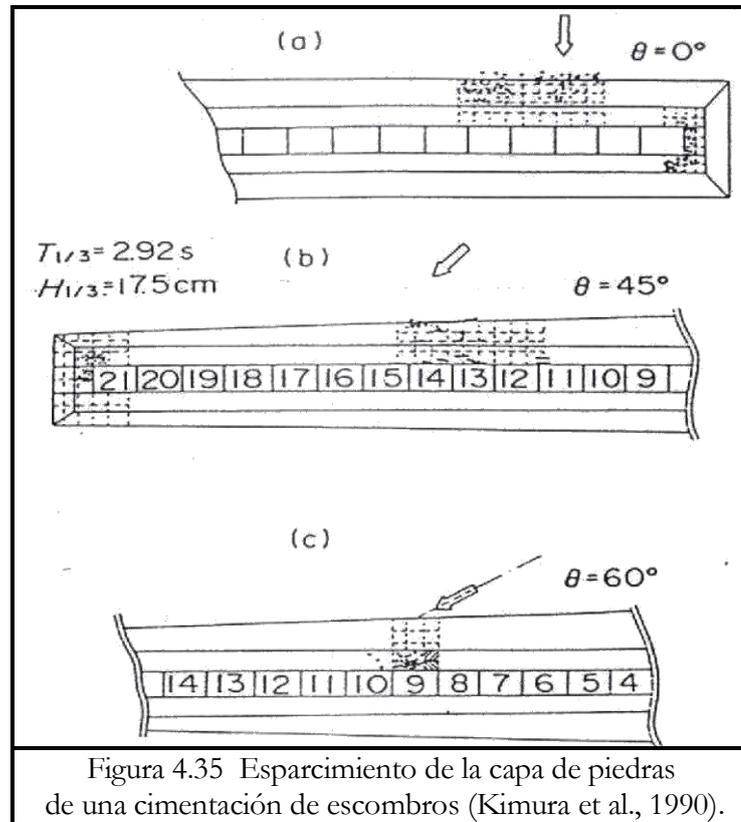


Figura 4.35 Esparcimiento de la capa de piedras de una cimentación de escombros (Kimura et al., 1990).

Esta es la actitud de la estabilidad de la capa exterior o de los elementos de concreto que están principalmente amenazados por la velocidad de las partículas del agua inducidas por las olas, por ejemplo, el arrastre y la fuerza de elevación producida por la velocidad de las partículas del agua. En la Fig. 4.35, la velocidad de las partículas del agua es alta donde movió las piedras, cuál sustenta esta hipótesis.

Las ecuaciones (4.41 y 4.42) está además extendida para incluir la estabilidad de la capa exterior del rompeola de talud de escombros en la cabeza del rompeola. En la cabeza del rompeolas, el termino $(k_2)_T$ es usado en vez de de $(k_2)_B$ para representar la velocidad de la partícula del agua en el rompeola, donde:

$$k = k_1 (k_2)_T \tag{4.41}$$

$$(k_2)_T = (\alpha_s \tau^2) / 4 \tag{4.42}$$

Donde τ expresa la relación de la velocidad de la partícula del agua en la cabeza del rompeolas para que de las olas incidentales una sea determinada para ser 1.4 por el ángulo de la ola menor que 45° .



La figura 4.36 enseña una prueba de cálculos para determinar el peso de la coraza de piedras. La forma del rompeolas es indicada y necesaria para diferentes condiciones de ola y que son también calculadas, las profundidades en frente al muro vertical. Cuando $\theta = 60^\circ$, el peso es demasiado grande, considerando que para $\theta = 30^\circ$ es demasiado pequeño. Obviamente esto es para ver que peso incrementa así como el periodo de la ola también incrementa o la profundidad del agua frente del muro disminuye. Cuando el peso es grande, la coraza con elementos de concreto prefabricados debe ser empleada para cubrir el talud de escombros.

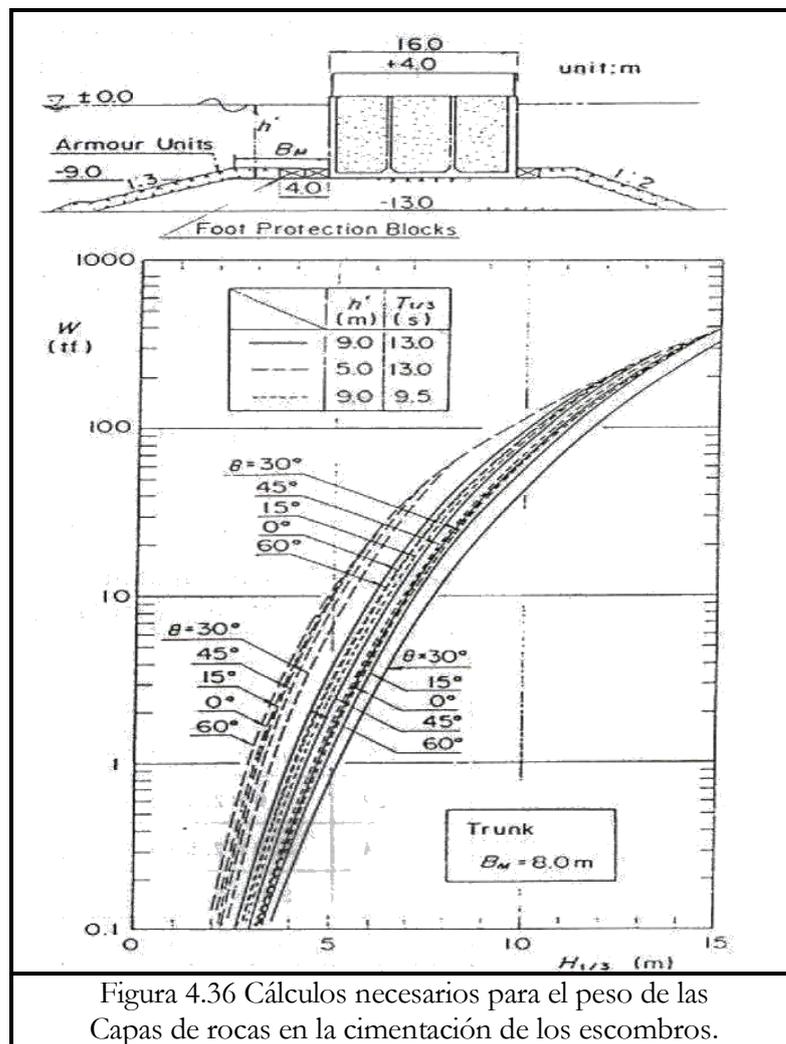


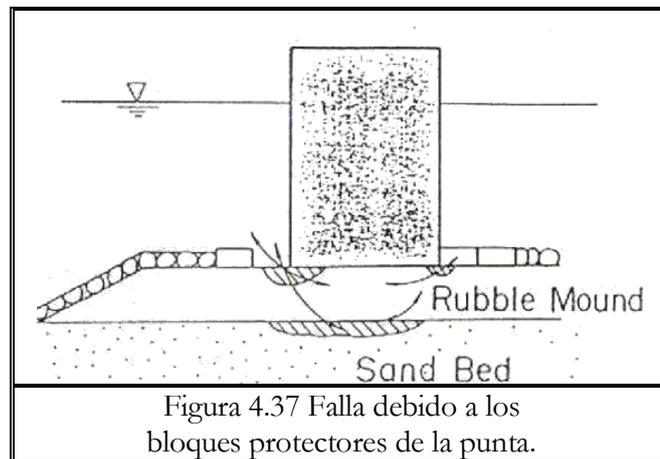
Figura 4.36 Cálculos necesarios para el peso de las Capas de rocas en la cimentación de los escombros.

4.4.2 Pie de protección del muro vertical

El pie de protección con elementos de concreto es normalmente colocado frente a la sección vertical.



La figura 4.37 muestra los modos de falla relacionados a pies de protección semejantes, donde como los elementos de concreto del pie de protección son removidos, la erosión del talud de escombros toma lugar cerca del pie de la sección vertical. Además, por medio del lavado (a través de la corriente rápida del talud de escombros) causará desgaste de la arena bajo el talud de escombros. Todos estos son elementos de concreto prefabricados; De esta manera los elementos de concreto en el pie de protección deben prevenir la intrusión de la tensión de la ola en el talud de escombros y además la subsecuente tensión inducida en circulación de los escombros. Estos elementos de concreto trabajan como un filtro y suministran peso para el talud de escombros.



La fuerza crítica sobre los bloques del pie de protección es que debido a la diferencia de tensión entre las fases superior e inferior de los bloques de concreto. Experimentalmente el valor absoluto de la tensión de la ola bajo el bloque de concreto fue encontrado para ser de 5 a 40 % menos que aquellos sobre el lado superior. Estas diferencias de tensiones pueden reducirse y su estabilidad incrementa por hacer agujeros en los bloques, aunque si los agujeros también son grandes, el efecto de filtración se reduce. Una relación de entrada del 10 % es por tanto sugerida por Tanimoto et al. (1982).

Varias maneras existen para determinar empíricamente la altura necesaria. En la figura 4.38 muestra un diagrama para determinar el espesor t' de los elementos de concreto teniendo un 10 % de entrada, con las dimensiones de los elementos de concreto siendo determinados subsecuentemente y resumidos en la tabla 4.3. La figura 4.39 muestra un bloque de concreto con un $t' = 1.2m$.



Tabla 4.3 Especificaciones de los bloques protectores del pedal.

$t'(m)$	$l(m) \times b(m) \times t'(m)$	$W(t')$
0.8	2.5x1.5x0.8	6.2
1.0	3.0x2.5x1.0	15.6
1.2	4.0x2.5x1.2	24.8
1.4	5.0x2.5x1.4	37.0
1.6	5.0x2.5x1.6	42.3
1.8	5.0x2.5x1.8	47.5
2.0	5.0x2.5x2.0	52.9
2.2	5.0x2.5x2.2	58.2

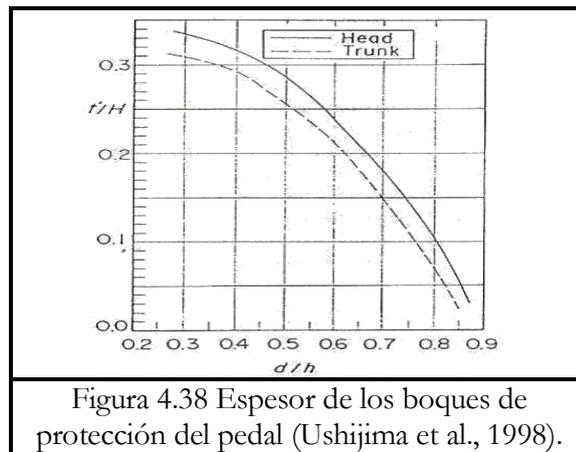
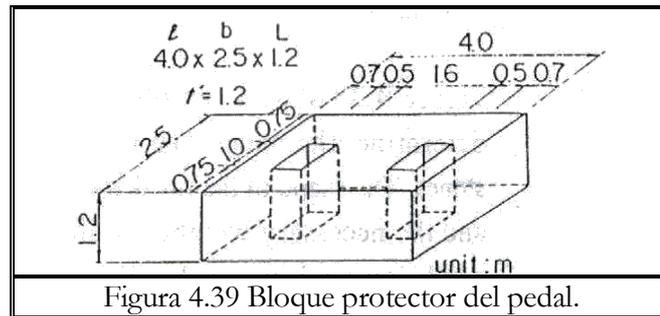


Figura 4.38 Espesor de los bloques de protección del pedal (Ushijima et al., 1998).

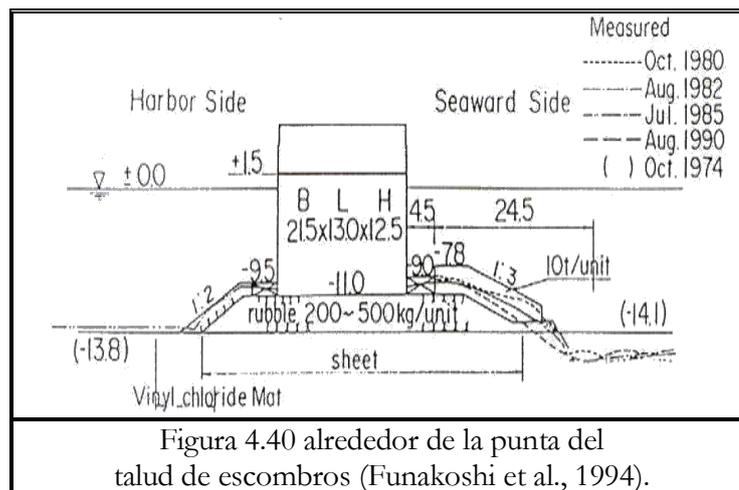
Cabe señalar que los bloques del pie de protección también actúan como bloques de la coraza para el talud de escombros como se discutió en la sección 4.4.1, especialmente en mares sesgados y en la cabeza del rompeolas. Por tanto, deben estabilizarse contra la fuerza de la velocidad inducida.



Adicionalmente, debe cuidarse para prevenir la ocurrencia del desgaste debajo del fundamento del talud. También un escaso talud de escombros puede causar este tipo de desgaste ocurrente debido a las acciones severas de la ola, en consecuencia una hoja de vinilo es a veces colocada sobre la cama de arena para prevenirlo.

4.4.3 Punta de protección contra el desgaste

La figura 4.40 muestra los daños por desgaste en la punta del talud de escombros para un rompeolas compuesto situado en un lecho arenoso (Funakoshi, 1994). Debido al peso del caisson, el rompeola entero se asentó y el área de la punta y se desgastó significativamente, que además intensificó el área de la punta aproximadamente 2 o 3 m. Incluso si esta erosión ocurre en la punta, el caisson permanece intacto y área de bloques del pie protección y los bloques de la coraza del talud de escombros aun funcionan como diseño. En la actualidad, uno de los primeros papeles del talud de escombros y de los bloques del pie de protección es proteger al caisson de tal desgaste.



La causa del área de la punta desgastada es probablemente debido a la fuerte ola inducida por su velocidad. Estas velocidades son especialmente incrementadas por reflexiones de olas por el muro vertical. Sin embargo, el



mecanismo del desgaste es muy complicado y aún no ha sido propiamente aclarado. Generalmente, dos tipos de desgaste del pie existen: el desgaste local y el movimiento de arena en gran escala.

El desgaste local fue investigado por Xie (1981), Irie et al., (1986), Oumeraci (1994), y otros.

Irie encontró la ocurrencia en los desgastes tipos N- y L- , en los cuáles formaron un tipo de escurrimiento, esto es debido a la suspensión relativa de las arenas finas debidas por la acreción en los nodos y en las curvas, tiempo después es debido a la “cama de carga” de arena relativamente tosca que causa erosión en los nodos y en la acreción de la curva. El desgaste tipo “L” aparece para ser predominante en mares prototipos, donde la erosión en los nodos es habitualmente encontrado.

El desgaste es normalmente inevitable para los rompeolas verticales construidos en una base marina arenosa. Sin embargo el desgaste no es un problema fatal debido a la protección de las características suministradas por el talud de escombros. Aunque, la protección antidesgaste debe incluirse en rompeolas en cuales se esperan desgastes severos. Hay algunos métodos de protección antidesgaste, por ejemplo: el uso de grava, geotextiles o tapetes asfálticos. Estos métodos pueden prevenir desgastes un poco en magnitud, siquiera el método aun no ha sido realizado totalmente.



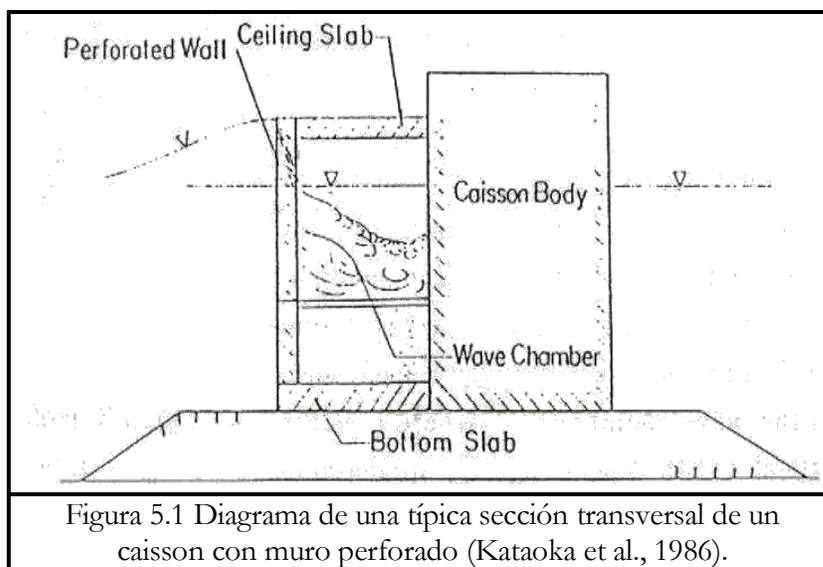
5. DISEÑO DE ROMPEOLAS VERTICALES.

5.1 Muros Perforados.

Un rompeola empleado con un perforado frente al muro y una cámara fue propuesto por Jarlan (1961), y subsecuentemente construido en 1966 en la Bahía de Comeau, Canadá. En Japón, un rompeolas caisson con muros perforados fue construido en 1970 en el Puerto de Takumatsu, mientras una pared en el desembarcadero con su caisson con muros perforados fue construida en el Puerto de Kobe en 1969.

Debido a su alta capacidad de absorción de olas y su alta estabilidad contra las mismas, estos tipos de caissons ahora están siendo cada vez más aprobados mundialmente como protecciones marinas y como rompeolas. Aunque inicialmente fueron proyectados para mares tranquilos, gradualmente han sido empleados como una novedad para mar abierto.

La figura 5.1 muestra un diagrama estructural esquemático de los elementos de un rompeolas con muros perforados. La sección vertical del rompeola tiene un muro perforado, a través de los cuál las olas pueden entrar y salir de la cámara; Por consiguiente su energía se disipa mediante remolinos generados. La energía de disipación es grande cuando la diferencia del nivel del agua es grande entre el interior y el exterior de la cámara de la ola, y por tanto su fuerza depende de la longitud de la ola. Los rompeolas con muros perforados son llamados rompeolas verticales disipadores de ola.





La cámara normalmente tiene una losa como base, aun cuando la losa del techo no es normalmente usado para evitar tensión impulsiva elevada generada por debajo. Sin embargo para usar eficazmente el espacio sobre el rompeolas, se usa una losa como techo que actúa como un paseo de agua frontal que puede ser instalado si se suministra un refuerzo.

Varios rompeolas con muros perforados existen, dependiendo del tipo de muro perforado. Uno de los más populares es el caisson muro vertical con hendidura vertical, mientras que los de hendidura horizontal, hueco circular, y los de hendidura en curva son muros populares. Para ampliar el rango del periodo de la disipación de la ola, más las perforaciones con formas complicadas, se les han sido suministradas: los muros de doble hendidura o un caisson cilíndrico dual teniendo un muro con un caisson circular, por ejemplo.

Las secciones verticales de los rompeolas con muros perforados pueden ser construidas con elementos de mampostería, donde los diseños de formas de los elementos de concreto perforados son colocados para formar un muro perforado. Este es un diseño innovador y frecuentemente usado, especialmente en aguas no tan toscas.

La hendidura en el muro del caisson y la perforación de los elementos de mampostería se describen a continuación:

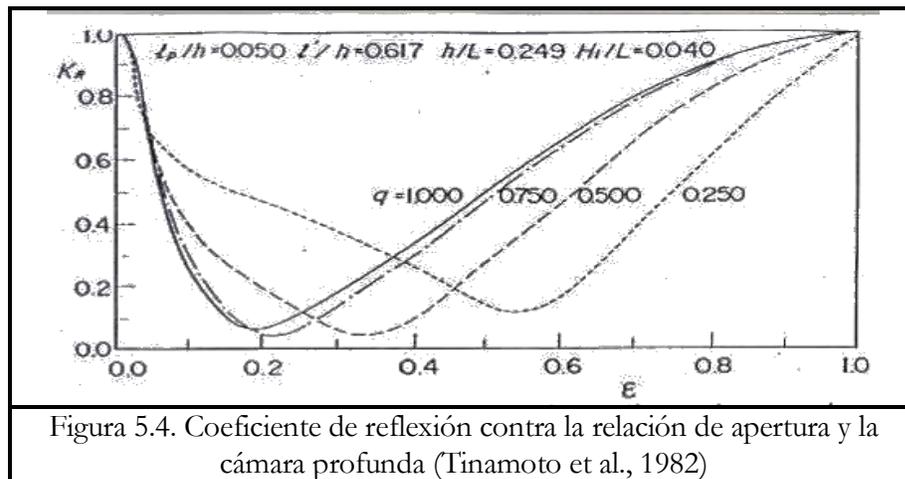
(1) Sección transversal típica

La figura 5.2 muestra una sección transversal típica de un rompeolas caisson con hendidura vertical, que fue construido en una bahía relativamente profunda ($h=38$ m) para resistir un diseño moderado de oleaje ($H_{1/3}=4.8$ m, $T_{1/3}= 10.4$ s).

El caisson tiene una abertura en el muro con un espesor $I_p = 1$ m y la cámara de la ola de un ancho de $I' = 7$ m (o el ancho total $I + I_p + I' = 8$ m). La relación de entrada del muro frontal ϵ es 0.135 y la profundidad de la cámara de la ola d' es 4.5 m ($q=d'/h'=0.28$). Ningún elemento de concreto en la capa y pie de protección son montados porque de la pequeña altura de ola relativa y del caisson profundo, su profundidad es ($h' = 16$ m).



La figura 5.4 muestra el pronóstico en que la variación del coeficiente de reflexión es expresada como una función de la relación inicial ϵ y la función aguas profundas $q = (d'/h')$ en la cámara de la ola cuando $l'/L = 0.154$, $l/L = 0.166$, y $H/L = 0.04$. Como las aguas profundas en la cámara de la ola decrecen, la relación inicial incrementa con el mínimo valor del coeficiente de reflexión donde también tiende a incrementar. Como fenómeno ha sido mantenido por muchos otros modelos experimentales. Por consecuencia ϵ es normalmente diseñado para ser de 15 a 30%.



De esta y otras teorías (Terrett et al., 1968; Richey y Solitt, 1970; Kondo y Takeda, 1983; Allsop y McBride, 1994; Kakuno 1994), las reflexiones de los muros perforados numéricamente pueden estimarse. Aunque puedan tener numerosas formas, las características fundamentales de la reflexión de la ola son casi lo mismo.

Cabe señalar también que debe incorporarse en el diseño del muro perforado “un plan para la absorción de las olas”. El objetivo es que deben disiparse, y que sean usualmente olas de tormentas no pesadas, en vez de las que son ordinarias. Especialmente la reflexión de la ola causa problemas para las pequeñas embarcaciones que pueden entrar y salir del Puerto cuando la altura de las olas son bajas a un cierto nivel.

Debido al comportamiento de la absorción del muro perforado del caisson, el coeficiente de transmisión de ola K_T es reducido también. Sin embargo, ya que el diseño de ola es tan grande que el objetivo, el índice del sobrepaso de olas al muro perforado es comparado con aquellos de muro vertical ordinarios, una clara reducción es supuesta.

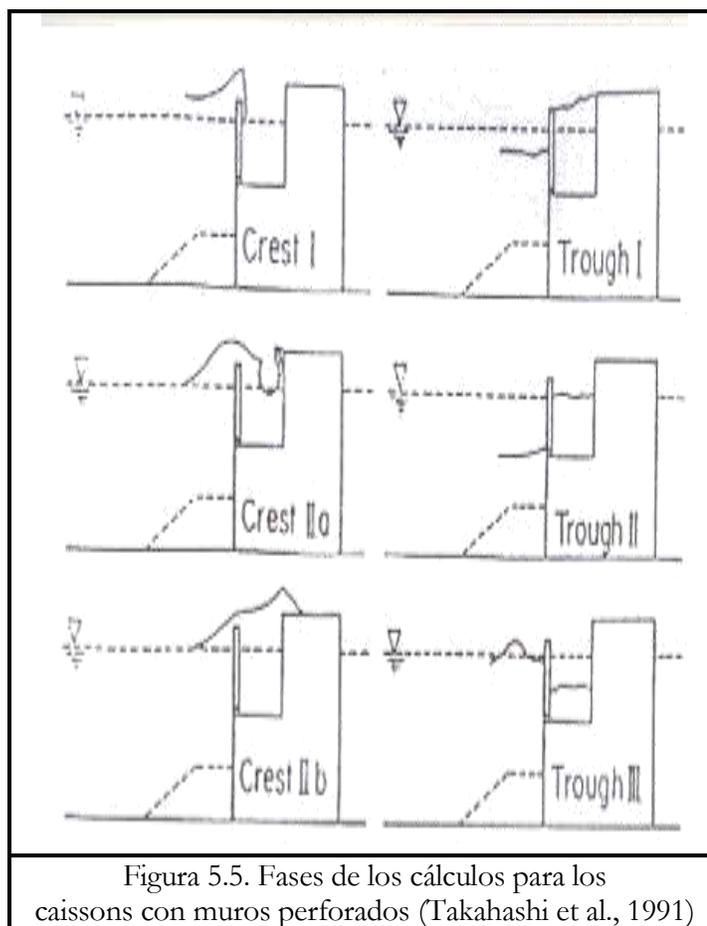


(3) Fuerza de oleaje

En el diseño de este tipo de caissons, la presión de distribuciones en algunas fases importantes necesitan ser evaluadas, por ejemplo: las fuerzas en los miembros del los caissons alcanzan su cresta en diferentes fases. De hecho la cresta en la fuerza de sobrepaso no necesariamente ocurre cuando la cresta está solo enfrente del caisson.

a) Fases Consideradas

Las fuerzas aplicadas para cada miembro estructural de una cresta en el caisson en diferentes fases de la ola, por ejemplo, cresta-I, cresta-IIa, cresta-IIb, depresión-I, depresión-II, depresión-III (Fig. 5.5). Estas seis fases se describen:





Cresta-I: Es la fase cuando la fuerza del oleaje en frente del muro (perforado y de muy baja impermeabilidad frente al muro) alcanza su cresta positiva.

Cresta-IIa: Es la fase cuando la fuerza en la Cámara del oleaje del muro trasero, alcanza una cresta impulsiva. Esta fase no es siempre diferente si la fuerza del oleaje no es impulsiva.

Cresta IIb: Es la fase cuando la fuerza en la Cámara del oleaje del muro trasero alcanza una baja cresta seguida de una cresta impulsiva.

Depresión-I: Es la fase cuando la fuerza del oleaje en frente del muro alcanza su cresta negativa.

Depresión-II: Es la fase cuando el nivel del agua en frente del caisson es muy baja.

Depresión-III: Es la fase cuando el nivel del agua en la cámara de la ola es muy baja.

Cuando la fuerza del oleaje no es tan severa, la cresta de la fuerza de sobrepaso normalmente ocurre en la cresta-IIb. Sin embargo, cuando el muro perforado del caisson es usado como un rompeolas en aguas toscas, donde pueden ser sometidos a olas altamente impulsivas, la cresta de la fuerza de escurrimiento o sobrepaso hace que no siempre ocurra en la cresta-IIb.

b) Diseño y distribución de la tensión en crestas positivas.

En el diseño de los caisson de muros perforados, la tensión positiva distribuye en tres fases (cresta-I, cresta-IIa, cresta-IIb) deben evaluarse, y son calculados basados en la formula de Goda para la tensión con modificaciones en los factores λ_1 , λ_2 y λ_3 ; donde λ_1 , que es la modificación al factor de la variante de lentitud de la componente de la tensión de la ola, λ_2 , que para la tensión en olas impulsivas en la tensión de la componente horizontal, y λ_3 que es la tensión elevada p_u como se mencionó en la sección 4.3.5.

Cuando se calcula la componente de la tensión en olas impulsivas en la Cámara del oleaje en el muro trasero, α_1' es usado vice α_1 , siendo obtenido por hacer las siguientes sustituciones en la siguiente tabla de relación:



Tabla de relaciones:

		Cresta-I	Cresta-IIa	Cresta IIb
Hendidura del muro	λ_{S1}	0.85	0.7	0.3
	λ_{S2}	0.4 ($\alpha^* \leq 0.75$) 0.3/ α^* ($\alpha^* > 0.75$)	0	0
Impermeabilidad Frente al Muro	λ_{L1}	1	0.75	0.65
	λ_{L2}	0.4 ($\alpha^* \leq 0.5$) 0.2/ α^* ($\alpha^* > 0.5$)	0	0
Cámara del oleaje del muro trasero	λ_{R1}	0	20 $l/3L'$ ($l/L' \leq 0.15$) 1.0 ($l/L' > 0.15$)	1.4 ($H_D/h \leq 0.1$) 1.6- H_D/h ($0.1 < H_D/d < 0.3$) 1.0 ($H_D/h \geq 0.3$)
	λ_{R2}	0	0.56 ($\alpha^* \leq 25/28$) 0.5/ α^* ($\alpha^* > 25/28$)	0
Cámara del oleaje con plancha en la base	λ_{M1}	0	20 $l/3L'$ ($l/L' \leq 0.15$) 1.0 ($l/L' > 0.15$)	1.4 ($H_D/h \leq 0.1$) 1.6- H_D/h ($0.1 < H_D/d < 0.3$) 1.0 ($H_D/h \geq 0.3$)
	λ_{M2}	0	0	0
Fuerza de elevación	λ_{U1}	1	0.75	0.65
	λ_{U2}	0	0	0

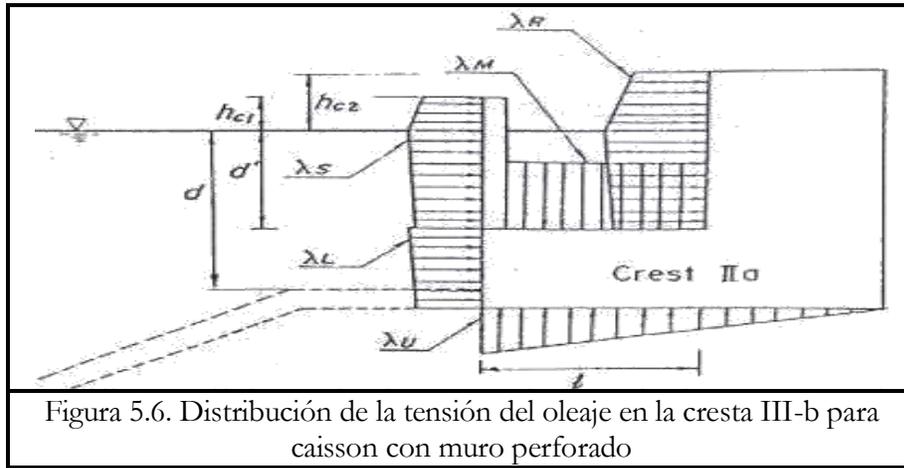
d es reemplazada por d' (cámara de la ola profunda)

L es reemplazada por L' (altura de la ola en d')

B_M es reemplazada por B_M' ($=\max \{1-(d-d'), 0\}$)

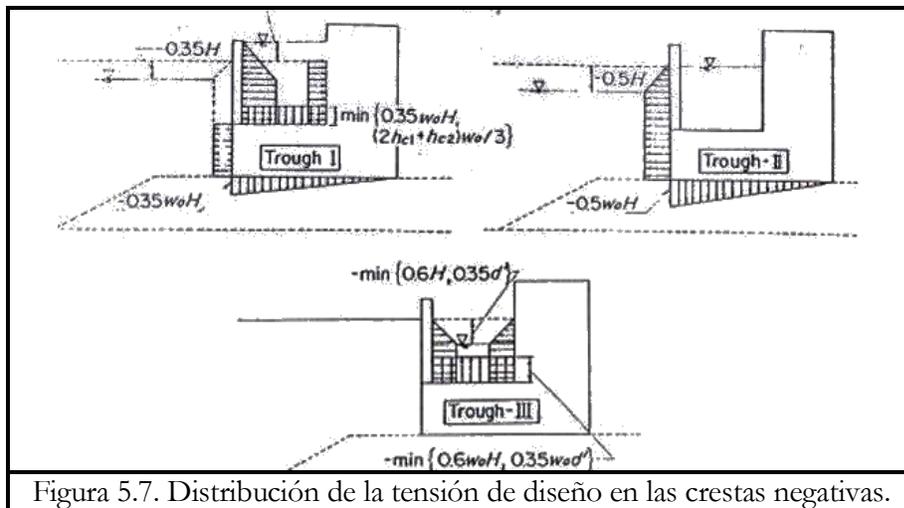
Donde l es el ancho de la cámara de la ola

La figura 5.6 muestra la distribución de la tensión diseño de la tensión de la ola en la cresta-IIb, donde los sufijos en λ corresponden a las ubicaciones en los muros perforados del caisson: S, la hendidura del muro; L, impermeabilidad frente al muro; R, la cámara del oleaje del muro trasero; M, cámara del oleaje con plancha en la base y U, la fuerza de elevación. La tabla 5.1 muestra las modificaciones en los factores (λ_1 , λ_2 y λ_3) usados en la formula extendida de Goda para un caisson con muro vertical perforado típico. Note que para este caisson, la aplicación de los factores de modificación reduce ambas tensiones impulsivas y la variante de lentitud en las componentes de tensión.



c) Diseño de la distribución de la tensión en crestas negativas

La tensión del oleaje para crestas negativas puede determinarse usando el nivel del agua en frente del caisson y en la cámara de la ola. La figura 5.7 respectivamente, muestra la distribución de la tensión del oleaje en las depresiones I, II y III, donde h_{c1} es la cresta de la elevación del muro perforado y h_{c2} es la cámara del oleaje del muro trasero. Aunque la tensión negativa de la ola no es un factor crítico que afecte la estabilidad del caisson bajo condiciones normales de diseño, llega a ser relativamente grande en aguas profundas, y por tanto en este caso, precisamente debe ser más calculado usando la teoría de amplitudes finitas estándares.





d) Caisson de muros perforados contra el caisson sólido convencional.

La fuerza del oleaje actúa en los muros del caisson que son generalmente considerados para ser muy pequeños de aquellos caissons sólidos convencionales. Esto puede ser visto en la Fig. 5.8, que compara los cálculos necesarios del peso del caisson F_C para varias condiciones indicadas, donde los resultados para el caisson de muro perforado (F_{CC}) son normalizados por aquellos con una equivalencia convencional para el caisson (F_{CG}) usando la formula de Goda. Note que la apariencia en la profundidad d y la profundidad de la cámara de la ola d' son variadas para los muros perforados del caisson. Además, esta indicado la fase (cresta-I, IIa y IIb) en que cada fuerza de oleaje máximo ocurre.

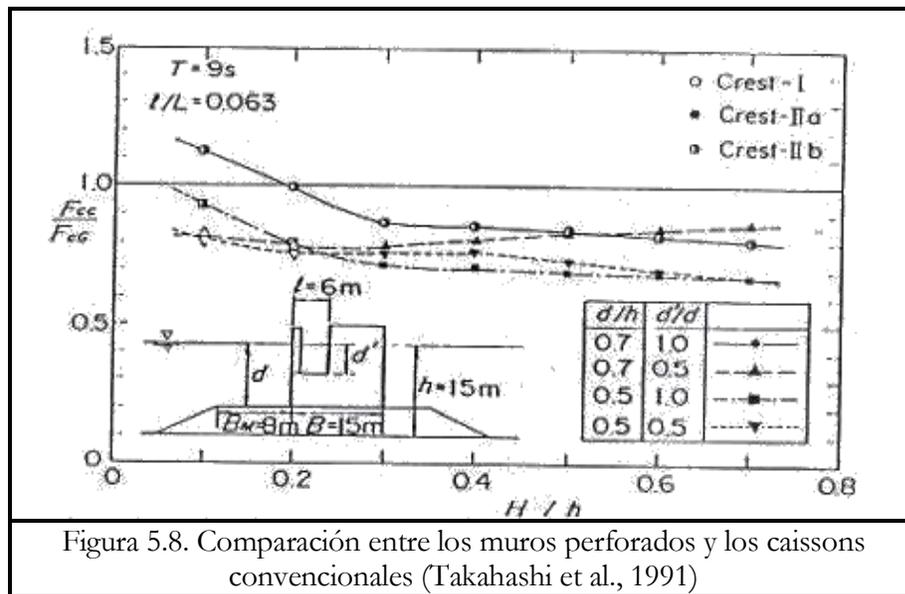


Figura 5.8. Comparación entre los muros perforados y los caissons convencionales (Takahashi et al., 1991)

Cuando el talud de escombros no es alto ($h/d = 0.7$) y $d'/d = 1.0$, la relación F_{CC}/F_{CG} , es casi 0.8, excepto cuando $H/h < 0.3$, y para todos los valores de H/h , F_{CC} es un máximo, por ejemplo, la estabilidad del escurrimiento en la cresta-IIIb. Cuando $d/h=0.7$ y $d'/d = 0.5$, esta relación tiene un rango de 0.8 a 0.9, y la estabilidad es crítica en la cresta-I cuando $H/h > 0.3$.

Cuando el talud de escombros es comparativamente alto ($d/h=0.5$), F_{CC}/F_{CG} es casi 0.7 y la estabilidad es crítica en la cresta-IIa para $H/h > 0.3$, sin tener en cuenta el valor de d' . Este resultado es notable ya que enseña los muros perforados del caisson que tienen alta estabilidad contra las fuerzas del oleaje que los convencionales bajo ambas (altas y bajas) condiciones de los escombros.



e) Tensión de la elevación de la ola en la plancha del techo de la cámara

Cuando la cámara esta cubierta con una plancha como techo, la plancha puede recibir fuerzas muy severas de elevación dependiendo en el claro de la base del techo medido del nivel de aguas tranquilas. La tensión normalmente es de tipo Bagnold, que es debida por la compresión del aire entre atrapada dentro de la cámara de la ola. Esto ocurre debido a un retraso en la fase entre la superficie del agua y la cámara del agua y en frente del muro perforado (Fig. 5.9).

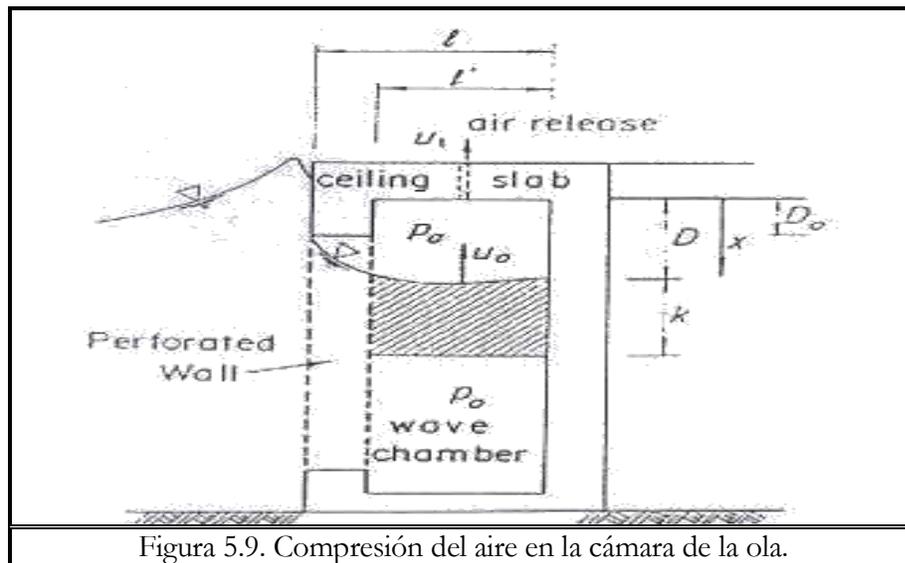


Figura 5.9. Compresión del aire en la cámara de la ola.

La tensión puede evaluarse usando una cámara y el espesor del aire entre atrapado D (Takahashi et al., 1985). En el caso de la endura vertical en el caisson construido en Tarumi, Japón, en el área reclamada, el diseño de la tensión elevada es $2 w_o H$ para diseño de ola de $H_{1/3} = 4.6$ m ($H_D = 8.3$ m) y $T_{1/3} = 8$ s. Cabe señalar que fue en un modelo experimental, la presión del aire contra el diseño de la ola fue más de $4 w_o H$, y se redujo hasta $2 w_o H$ cuando la escala de efectos de la compresión del aire es tomada en cuenta.

5.1.2 Perforación en los elementos de mampostería.

(1) Sección típica

Los muros perforados pueden ser hechos por elementos especiales de mampostería como se muestra en la Fig. 5.10, donde el muro consiste en tres perforaciones en sus elementos. Para incrementar la estabilidad, los elementos



son arreglados mediante un gran elemento al fondo y un gran elemento en la corona. La altura de diseño de olas para el rompeolas es $H_{1/3}=2.25$ m y $T_{1/3}=6$ s.

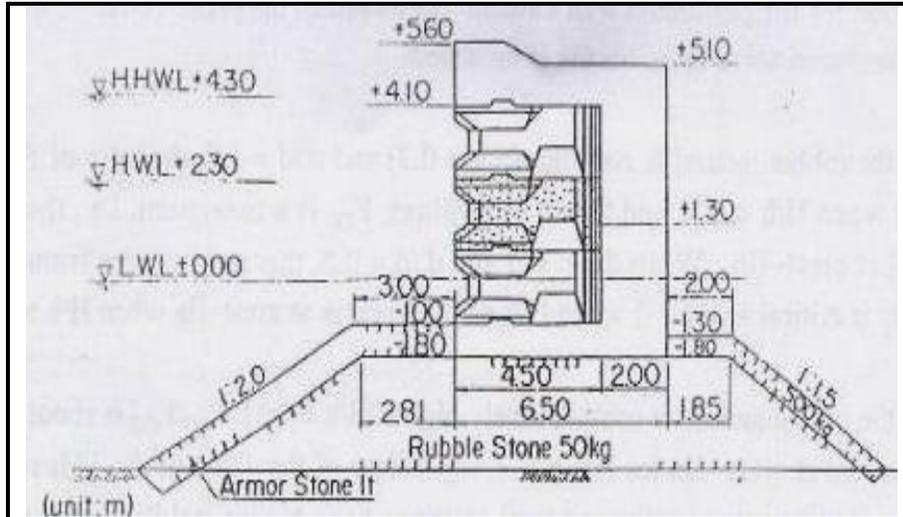


Figura 5.10. Sección típica de una perforación de bloques de mampostería en un rompeolas (Kataoka et al., 1986)

Estos elementos de concretos son llamados elementos perforados, algunos tipos son mostrados en la Fig. 5.11. Estos elementos son empleados en áreas resguardadas relativamente en que el diseño de la altura significativa de ola es menor que 3 m. Los elementos son usados para paredes del muelle y el rompeolas.

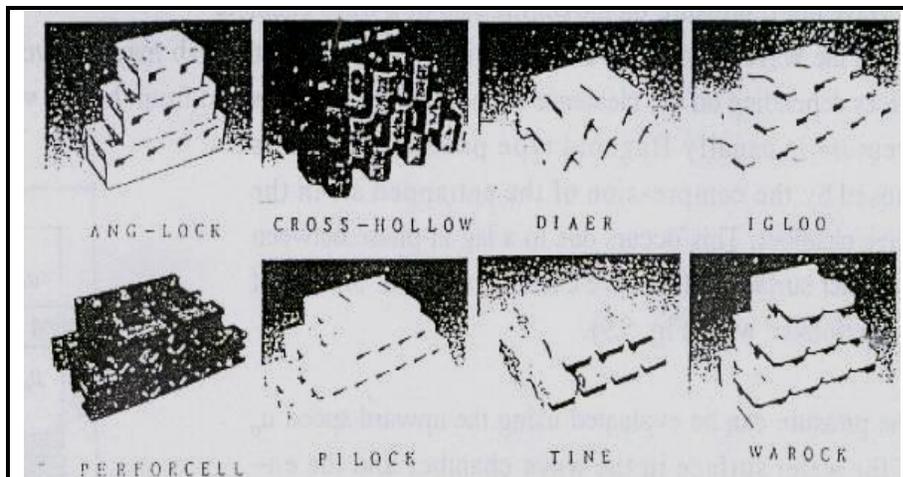


Figura 5.11. Perforación de elementos de concreto prefabricado.



(2) Transmisión y reflexión del oleaje

Ya que los elementos perforados del muro de mampostería son también los muros perforados, que absorben la energía de la ola. La figura 5.12 muestra su coeficiente de reflexión como una función del ancho relativo l/L de la cámara de la ola, parte incluida al frente del muro a la altura de la ola, que manifiesta el coeficiente de reflexión, llegando a ser tan pequeña cuando $l/L = 0.05$ a 0.25 .

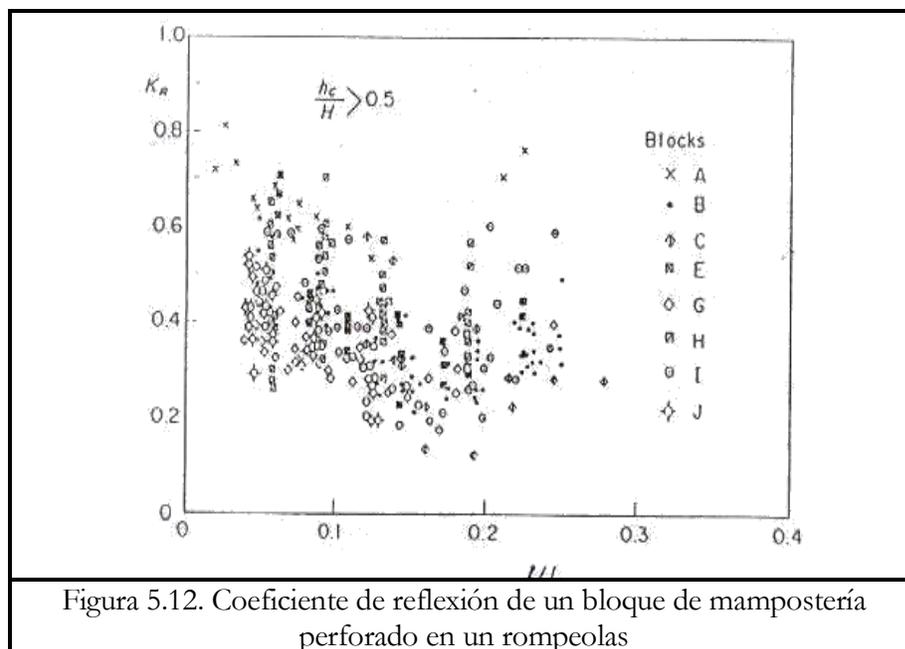


Figura 5.12. Coeficiente de reflexión de un bloque de mampostería perforado en un rompeolas

La transmisión en los rompeolas de los elementos de mampostería perforados es que son similares a los rompeolas con muros perforados, es decir, en el coeficiente de reducción en la transmisión debido a los elementos no son significativos, aunque una clara reducción en el sobrepaso en comparación con muros verticales sólidos.

(3) Fuerza del oleaje

Ya que las formas de los elementos son muy complejas, es difícil determinar la fuerza del oleaje en cada miembro. La tensión impulsiva elevada debajo del bloque de la corona complica la determinación de la fuerza del oleaje. Por



consiguiente, la estabilidad de la sección superior total, así como los bloques colocados deben examinarse en el diseño.

Los modelos experimentales son recomendados para diseñar estos tipos de rompeolas. Para el diseño preliminar, la distribución de la tensión del oleaje de la formula extendida de Goda puede usarse con los factores de modificación de λ_1 , y $\lambda_3 = 0.8 - 1.0$ y $\lambda_2 = 0$. Para examinar la estabilidad en cada bloque, el mismo método que se usó en la Sección 4.3.6 (4) para los elementos de mampostería pueden ser empleados, donde la tensión elevada entre los bloques, es supuesto para ser el mismo como la tensión horizontal sobre el frente del muro, en el mismo nivel y los elementos de la corona que son muy impulsivos y que pueden ser dos o tres veces calculados usando la formula de Goda.

5.2 Muros inclinados

5.2.1 Superficie Inclinada del Caisson

La gran altura de las olas genera tremendas fuerzas de acción en un rompeolas, y la superficie de inclinación ha sido hallada para ser apropiada en esta aplicación. Los Caisson de los rompeolas tienen una superestructura que esta inclinada para reducir las fuerzas del oleaje, por ejemplo: la fuerza descendiente en la inclinación cancela la presión elevada, por consiguiente incrementa la estabilidad del caisson.

La superficie de inclinación del caisson ha sido usada por muchos años como un rompeolas contra aguas toscas, con el antiguo caisson de este tipo siendo construido en 1906 en el Puerto de Naples, Italia. Otra como este fue construida en el Puerto de Hanstholm, Dinamarca, donde el momento sobre avenida y la fuerza horizontal total fueron hallados para reducirse casi a la mitad, los valores de un caisson teniendo íntegramente muros verticales (Juhl, 1994; Ligteringen, 1994). La superficie inclinada del caisson también ha sido construida en Taiwán, China, y en Libia en regiones de aguas profundas donde las condiciones del oleaje son severas (Kuo, 1994 y Xie, 1994).

En Japón, existen en el Puerto de Niigata, Miyazaki, y en Hitachinaka rompeolas de este estilo, uno esta bajo construcción, cuál es cubierto con bloques disipadores de olas, siendo una combinación de la inclinación de la superficie del caisson; y el otro con bloques disipadores de olas solo (Sato et al., 1992). La inclinación del caisson normalmente esta en el nivel de aguas arriba debido a razones de construcción. Sin embargo, si parte de la inclinación se extendió por debajo el nivel de aguas, este incrementa la capacidad para resistir las olas.



La inclinación de la superficie del caisson es muy estable, aún sin el sobrepaso de la ola es significativamente grande, y la altura de la corona debe ser tan alta como aquellos muros verticales ordinarios para obtener el mismo coeficiente de transmisión.

(1) Sección Típica

La figura 5.13 muestra una sección transversal de la inclinación de la superficie del caisson en el Puerto de Niigata. La pendiente inicia en +0.1 m arriba del N.A.B. ($d_c=+0.1$ m) y en ángulo de inclinación α es 45° . La altura de la corona h_c es 8 m desde el N.A.A. (Nivel de aguas arriba), cuál es igual a la altura de diseño de ola ($H_{1/3} = 8$ m, $H_{\text{máx}} = 14.3$ m, $T_{1/3} = 14$ s). El ángulo de la ola incidental θ es 21° .

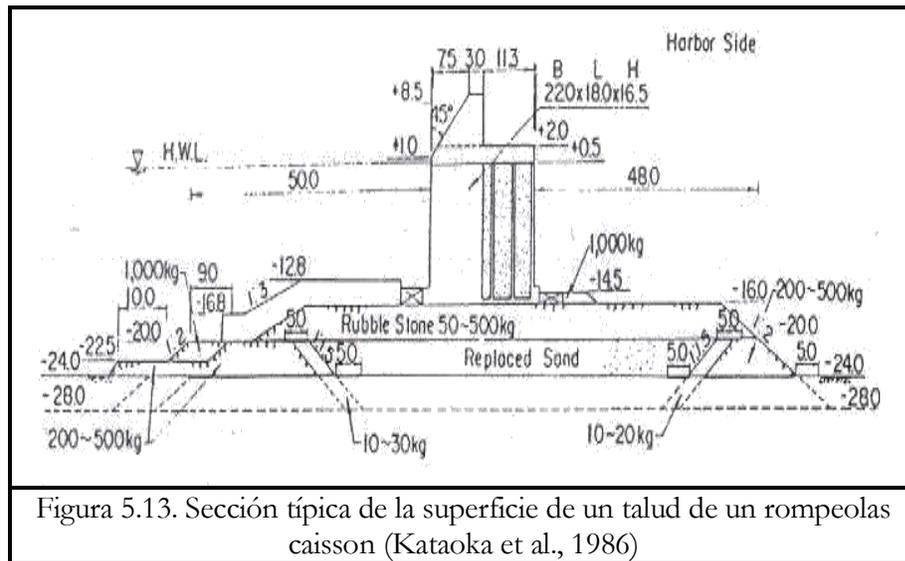


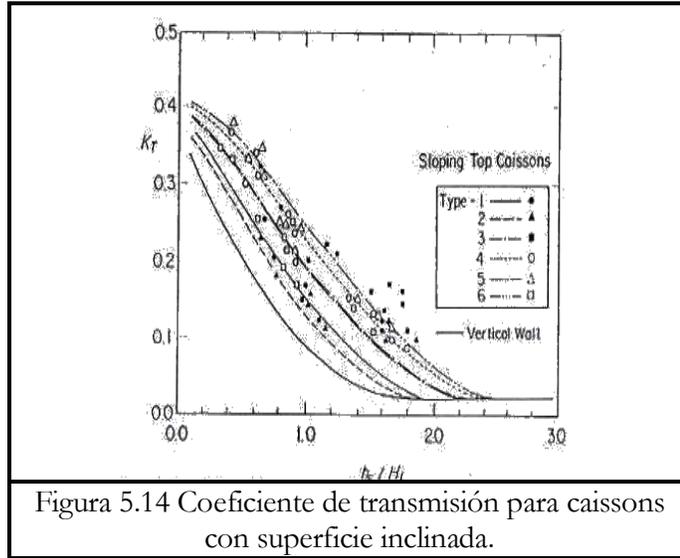
Figura 5.13. Sección típica de la superficie de un talud de un rompeolas caisson (Kataoka et al., 1986)

(2) Transmisión y Reflexión del oleaje.

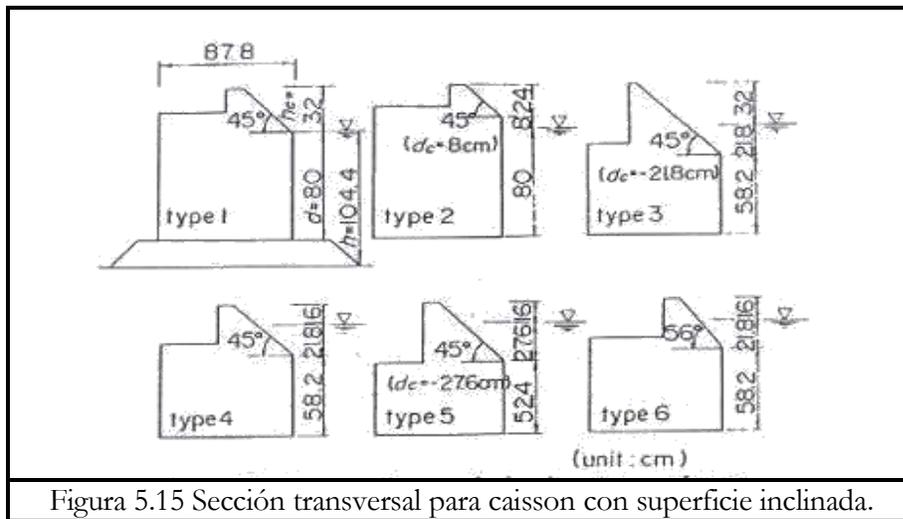
La figura 5.14 muestra un resultado experimental que fue usado para investigar el coeficiente de transmisión del oleaje por las seis superficies inclinadas de los caissons mostrados en la Fig. 5.15 (Takahashi et al., 1994) El tipo 1 es una superficie estándar del caisson, teniendo una inclinación inicial por arriba del nivel de aguas tranquilas ($d_c= 0.0$ m), mientras el tipo 2 es un caisson de superficie semi-inclinada, teniendo una inclinación inicial arriba del nivel de aguas. Los tipos 3-6 son caissons con superficies inclinadas semi-sumergidas teniendo una inclinación sumergida que intensifica la estabilidad creada por la pendiente. La elevación de la cresta h_c es de 32 cm para tipos 1-3 y 16 cm para tipos 4-6.



El punto muy bajo para la inclinación del tipo 5 esta muy profundo, aunque su h_c es el mismo como aquellos del tipo 4. α es 45° para tipos 1-5 y 56° para tipos 6. Las aguas profundas h en todos los experimentos fue 1.044 cm.



Es obvio que la inclinación de la superficie del caisson tiene un gran coeficiente de transmisión relativa K_T comparado a muros verticales ordinarios, y también, que K_T llega a ser grande cuando cualquier α es pequeña y/o los valores de d_c es muy negativo y grande. Tomando tales factores dentro del cálculo K_T para una pendiente de la superficie del caisson.





$$K_T = \left\{ 0.25 \left[\sin(\pi / 4.4) (h_c / H_{1/3} + \beta + \beta_s) \right]^2 \right\} + 0.01 \left(-h' / h \right)^{0.5}$$

$$: \beta + \beta_s - 2.2 < h_c / H_{1/3} < 2.2 - (\beta + \beta_s)$$

$$K_T = 0.1 (1 - h' / h) \quad : h_c / H_{1/3} > 2.2 - (\beta + \beta_s)$$

$$\beta_s = -0.3(h_c - 2d_c) / (H_{1/3} \tan \theta) \quad (5.1)$$

Donde β es obtenida de la Figura 4.3. Note que el calculado resulta en la Fig. 5.14 usando la Ecuación (5.1) que enseña un acuerdo bueno con los resultados experimentados. La altura de la corona h_c de la inclinación de la superficie estándar es normalmente tomada como: $1.0 H_{1/3}$, mientras que de los muros verticales ordinarios es $0.6 H_{1/3}$.

La figura 5.16 muestra la reflexión del oleaje correspondiente, donde el coeficiente de reflexión es tan pequeño que para los muros verticales convencionales debido a que el sobrepaso y los remolinos generados en el fondo de la orilla de la inclinación.

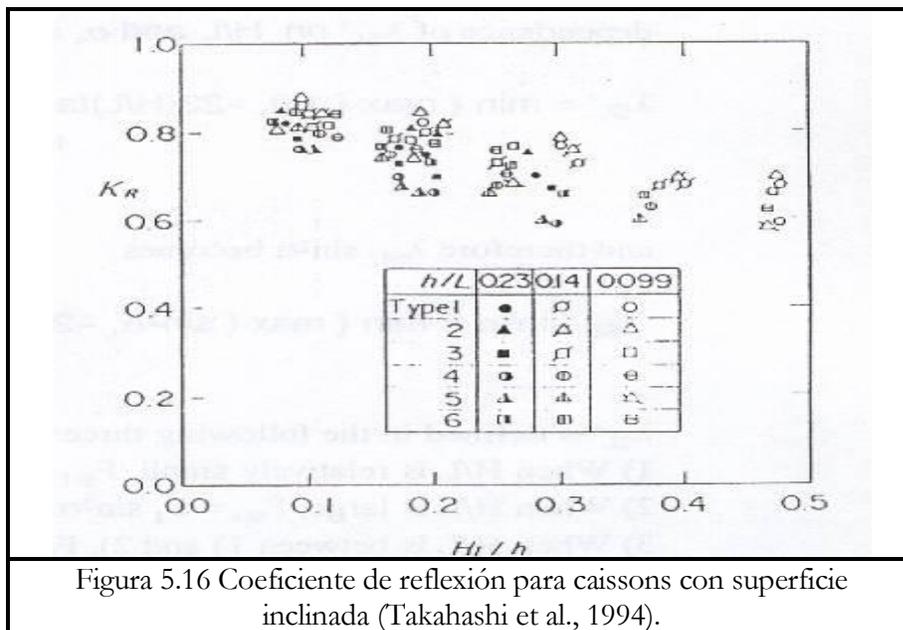


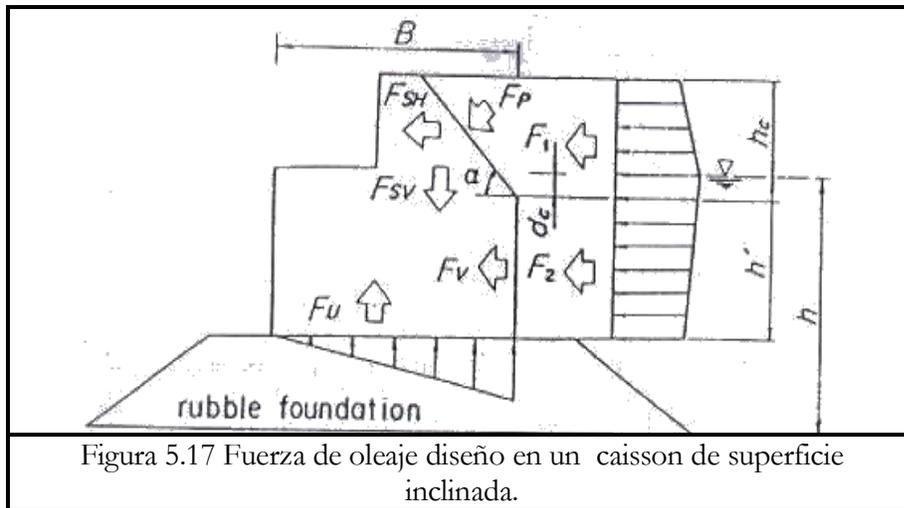
Figura 5.16 Coeficiente de reflexión para caissons con superficie inclinada (Takahashi et al., 1994).



(3) Fuerza de oleaje

En el uso de los métodos de diseño para la superficie de inclinación de los caisson, inicialmente fue propuesta por Morihira y Kunita (1979), quienes modificaron la formula de Goda para la tensión para muros verticales. Takahashi et al. (1994) entonces modificó la formula una vez más para calcular por variaciones de la fuerza debido a la altura de la ola.

La figura 5.17 muestra el diseño de la tensión del oleaje distribuida en el cuál la tensión distribuida fundamental es la misma, tal como la formula de Goda.



a) Fuerza del oleaje en la pendiente.

La componente horizontal F_{SH} y la componente vertical descendente F_{SV} son evaluadas respectivamente como:

$$F_{SH} = F_p \text{sen} \alpha = \lambda_{SL}' F_1 \text{sen}^2 \alpha \quad (5.2)$$

$$F_{SV} = F_p \text{cos} \alpha = \lambda_{SL}' F_1 \text{sen} \alpha \text{cos} \alpha \quad (5.3)$$

Donde F_1 es la fuerza del oleaje horizontal equivalente en un muro vertical que tiene la misma elevación como la pendiente, α es el ángulo de inclinación, y λ_{SL}' es



el factor de modificación. Basado en la dependencia de λ_{SL}' en H/L y α , un diseño formulado para λ_{SL}' que puede expresarse como:

$$\lambda_{SL}' = \min \{ \max \{ 1.0, -23(H/L) \tan^2 \alpha + 0.46 \tan^2 \alpha + \text{sen}^2 \alpha \}, \text{sen}^2 \alpha \} \quad (5.4)$$

Y por tanto $\lambda_{SL}' \text{sen}^2 \alpha$ se convierte:

$$\lambda_{SL}' \text{sen}^2 \alpha = \min \{ \max \{ \text{sen}^2 \alpha, -23(H/L) \cos^2 \alpha + 0.46 \cos^2 \alpha + 10 \}, 1.0 \} \quad (5.5)$$

λ_{SL}' esta definida en las siguientes tres regiones:

- 1) Cuando H/L es relativamente pequeña, $F_{SH} = F_1$
- 2) Cuando H/L es grande, $F_{SH} = F_1 \text{sen}^2 \alpha$
- 3) Cuando H/L esta entre 1) y 2), F_{SH} disminuye cuando incrementa en H/L .

Note que cuando H/L es grande y $\alpha=45^\circ$, F_{SH} en la inclinación de la superestructura es un medio de la fuerza de oleaje horizontal en un muro vertical equivalente F_1 .

b) Fuerza de oleaje en sección vertical

Las fuerzas del oleaje en sección de un muro vertical F_V y la fuerza de elevación en una inclinación del caisson F_U puede calcularse por la formula de Goda, por ejemplo:

$$F_V = \lambda_V F_2 \quad (5.6)$$

$$F_U = 0.5 p_U B \quad (5.7)$$

Donde p_U es la tensión elevada frente a la punta del caisson y F_2 la fuerza del oleaje en el muro vertical del caisson, ambos de los que son calculados usando la formula de Goda. La modificación al coeficiente λ_V esta definida como

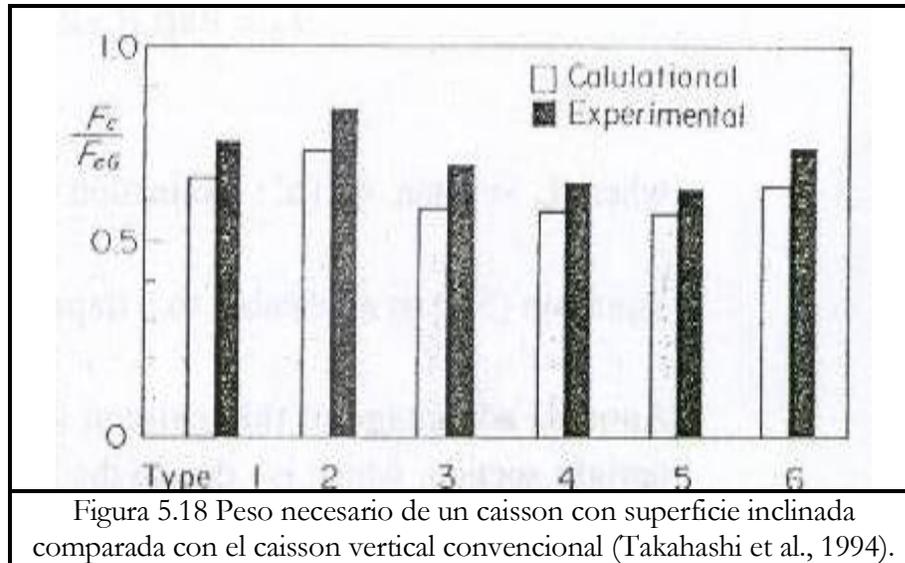
$$\lambda_V = \min \{ 1.0, \max \{ 1.1, 1.1 + 11d_c/L \} - 5.0H/L \} \quad (5.8)$$

Donde d_c es la profundidad de la inclinación (altura del punto inicial de la inclinación, ascendencia positiva). λ_V indica la tensión del oleaje que está reducida, debido a la rápida velocidad de ascendencia inducida por la inclinación.

(4) Estabilidad de la superficie inclinada de los caissons



La figura 5.18 muestra los resultados experimentales usados para determinar el peso de los caissons (tipos 1-6) requirieron aguantar un diseño de oleaje de $H = 61.9$ cm y $T = 3.5$ s (ver Fig. 5.15), donde cada relación del peso F_c para la superficie de inclinación en cada caisson convencional es indicado.



Entre los tipos 1-3 con la misma h_c la inclinación semi-sumergida tipo 3 tiene el peso mínimo. Obviamente, como cualquier d_c o α disminuye, la estabilización del caisson esta reforzada. F_c para una superficie inclinada está reducida por aproximadamente 60-80% en comparación con que del caisson de muro vertical.

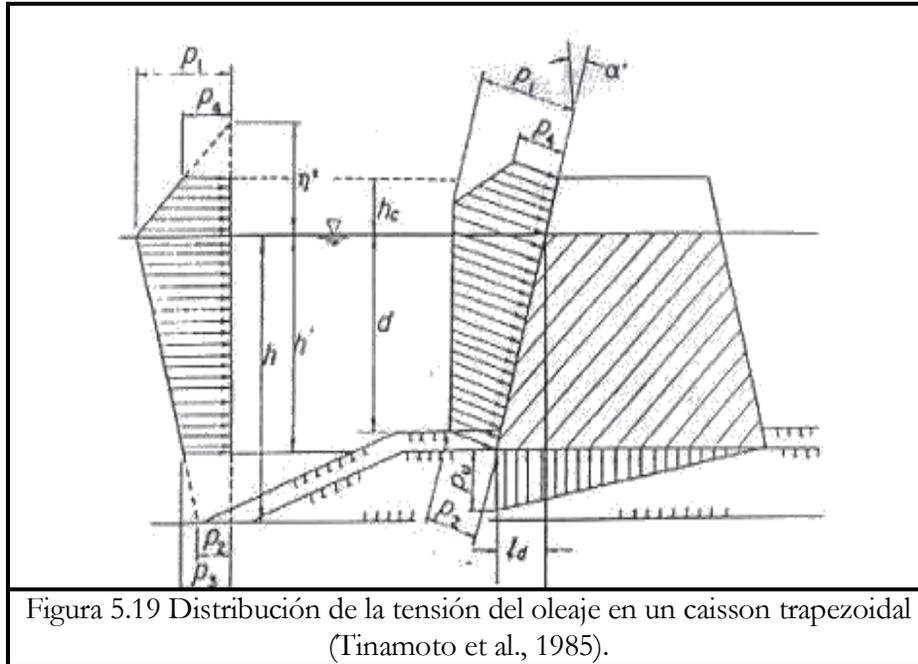
Note los valores calculados usando el método de diseño propuesto, son en un buen acuerdo con los resultados experimentales; por consiguiente mostrando que este método es capaz de evaluar razonablemente y sin peligro los efectos de las variaciones estructurales llevadas a la estabilidad reforzada.

5.2.2 Caisson Trapezoidal

Aunque los caissons trapezoidales son más estables que los caisson de muros verticales convencionales, un muro trapezoidal es tradicionalmente un tipo de muro de muro vertical. Tinamoto y Kimura (1985) llevaron una serie de modelos experimentales para investigar las fuerzas del oleaje en caissons trapezoidales, con la Figura 5.19, muestra la distribución de la tensión del oleaje obtenida. La tensión es determinada por la formula de Goda, y se considera que actúa perpendicular a



la inclinación; de esta manera su componente vertical contribuye a estabilizar el caisson.



Estos experimentos también demostraron que la elevación de la tensión de la ola en el fondo del caisson es reducido debido a la intensa velocidad de las partículas del agua ascendente en el caisson. La modificación λ_3 para la tensión elevada en la formula de Goda es:

$$\lambda_3 = \exp\{(-2.26(7.2l_d / L)^3)\} \quad (5.9)$$

Donde $l_d = h' \tan \alpha'$ (α' : ángulo de inclinación al frente del muro).

La ecuación (5.9) es aplicable a caissons trapezoidales por arriba de 20° de inclinación y $l_d < 0.1 L$.

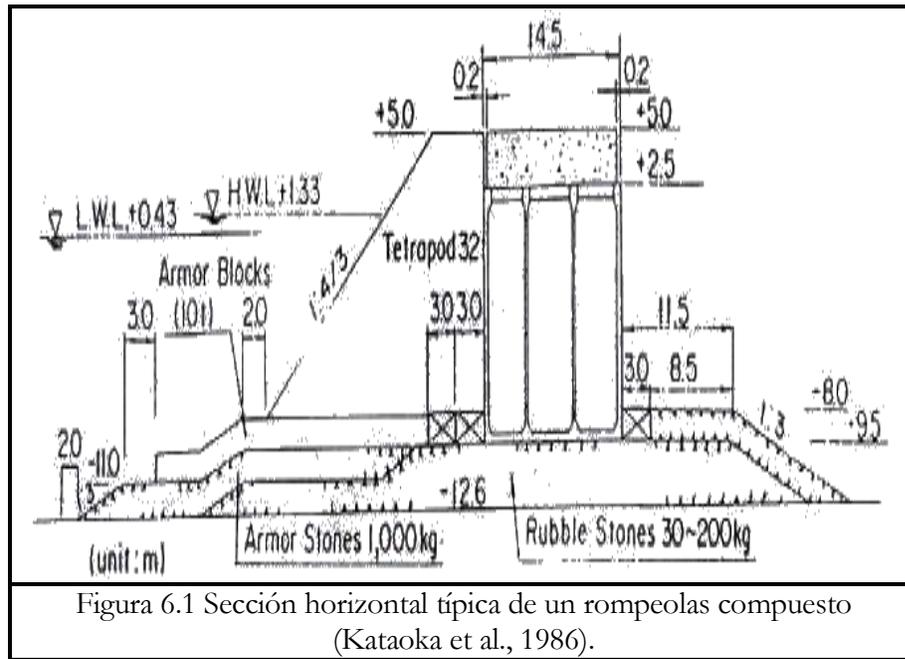
Otra ventaja de este caisson es una tensión tan muy pequeña que ocurre en una sección vertical normal, que es debida al gran ancho del fondo de la platina. La producción de tensión incrementará si la profundidad del agua incrementa, aunque puede reducirse usando una forma trapezoidal para la sección vertical.



6. DISEÑO DE ROMPEOLAS HORIZONTALES

6.1 Secciones transversales típicas de los rompeolas horizontales y compuestos.

La figura 6.1 muestra una sección transversal típica de un rompeolas compuesto cubierto con bloques de concreto, el cuál es llamado rompeolas horizontal compuesto. El rompeolas tiene 14.5 –m- de ancho de caisson que está cubierto con 32-t bloques en una inclinación 1: 4/3. Estos Bloques disipan la energía del oleaje y disminuye la fuerza del oleaje del parte olas. El nivel de la sección de la cima de los elementos prefabricados es la misma altura que la corona del caisson, y la anchura del elemento prefabricado de la sección en la cima es dos veces la altura del elemento. El diseño del oleaje es un parte olas ($H_{1/3}=6.01\text{m}$, $H_{\text{max}}=9.96\text{m}$, $T_{1/3}=14\text{s}$).



6.2 Transmisión y Reflexión del oleaje

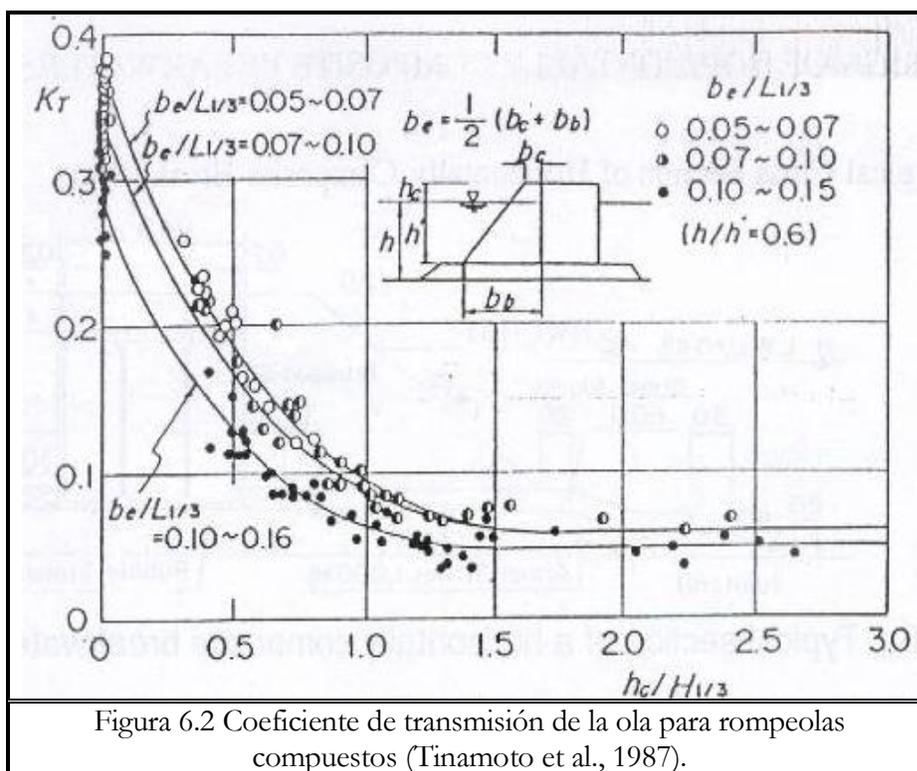
(1) Coeficiente de transmisión

El coeficiente de transmisión K_T de un rompeolas horizontal compuesto es ligeramente influenciada por el ancho cubierto con los elementos prefabricados relativos a la incidencia de la longitud del oleaje, así como el parámetro principal $h_c/H_{1/3}$.



La figura 6.2 muestra resultados experimentales de exámenes de oleajes irregulares (Tinamoto et al., 1987), donde la altura significativa del oleaje de transmisión fue medida. La resultante de la relación promedio, su dato experimental es mostrado para diferentes valores de $b_e/L_{1/3}$, donde b_e es equivalente al ancho de la cobertura definida por:

$$b_e = 0.5 (b_c + b_b) \quad (6.1)$$



Cabe señalar que por estas relaciones promedio, el valor de los rangos de K_T es de 0.10 a 0.16 para una altura de cresta relativa de 0.6, siendo menos que los valores correspondientes para muros verticales ordinarios. Fácilmente puede verse que K_T disminuye tal como la cubierta relativa incrementa.

(2) Coeficiente de reflexión.

El coeficiente de reflexión K_R de los rompeolas horizontales compuestos es contrastante y enérgicamente influenciado por el ancho de la cubierta relativa, con la figura 6.3 mostrando experimentos asociados a resultados.



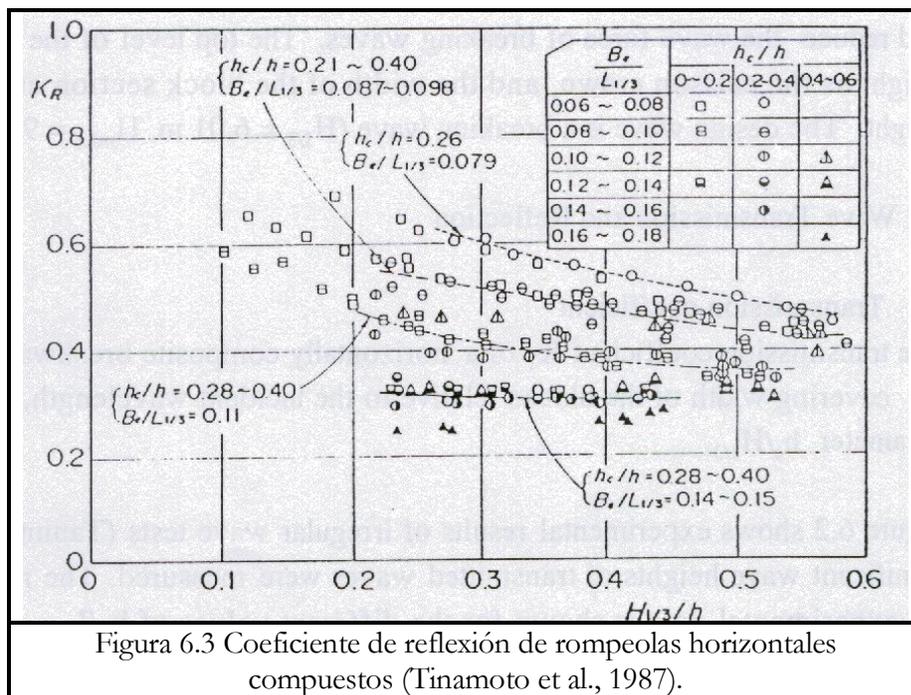
B_e es la cubierta relativa con ancho definido por:

$$B_e = b_0 - \{ \cot \alpha / (h + h_c) \} [\{ \cosh^2 2\pi(h+z) / L \} / (\cosh^2 2\pi h / L) z dz + 0.5 h_c^2] \quad (6.2)$$

Donde b_0 es el ancho de la cubierta en nivel de aguas tranquilas, α el ángulo de inclinación de la estructura medida desde la horizontal, y z la distancia hacia arriba desde el nivel de aguas arriba.

Como se indica, varios valores de $b_e/L_{1/3}$ y h_c/h son considerados. Las curvas muestran la relación promedio para $0.2 < h_c/h < 0.4$, mientras los puntos de trazo indican los valores actuales de $b_e/L_{1/3}$ y h_c/h .

Note que K_R claramente disminuye con el incremento en $b_e/L_{1/3}$.



6.2 Olas y elementos de los esfuerzos en muros verticales.

(1) Fuerza de oleaje en muros verticales

Los elementos de concreto frente al muro vertical, actúan reduciendo la fuerza del oleaje. La figura 6.4 muestra el tiempo histórico de la tensión de la ola



obtenida desde el modelo experimental, donde la presión del perfil esta indicado con o sin los elementos de concreto prefabricados.

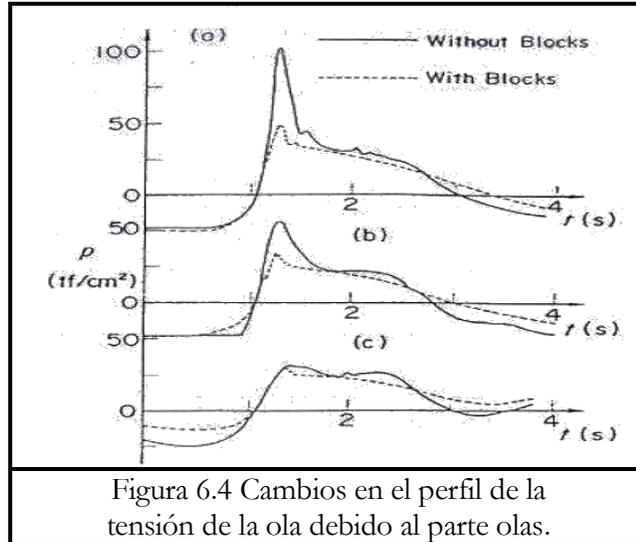


Figura 6.4 Cambios en el perfil de la tensión de la ola debido al parte olas.

La figura 6.5 muestra la relación de la fuerza del oleaje en muros verticales con elementos de concreto prefabricados en el muro vertical con bloques y aquellos sin bloques, en que los ejes horizontales son la altura del oleaje dividida por el agua profunda.

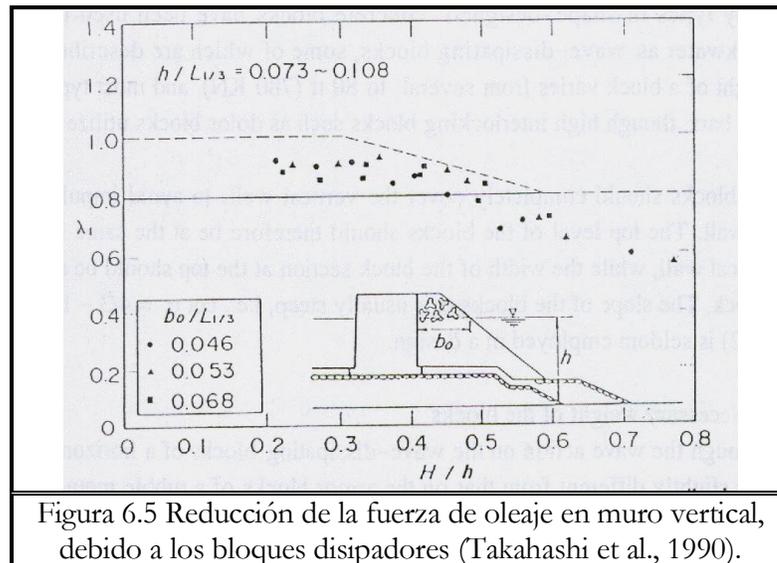


Figura 6.5 Reducción de la fuerza de oleaje en muro vertical, debido a los bloques disipadores (Takahashi et al., 1990).



La relación tiende a disminuir con incrementos en la altura de la ola. De hecho, cuando la altura de la ola esta cerca de el agua profunda, la función de la fuerza de oleaje esta reducida a menos de 0.8. Basado en estos resultados, es considerado que la fuerza del oleaje en muros verticales cubiertos con elementos de concreto prefabricados pueda evaluarse por la formula de la tensión de Goda tras incorporar los siguientes factores de modificación (Takahashi et al., 1990):

$$\begin{aligned} \lambda_1 = \lambda_3 &= 1.0 && : H/h < 0.3 \\ &= 1.2 - 2/3 (H/h) && : 0.3 < H/h < 0.6 \\ &= 0.8 && : H/h > 0.6 \end{aligned} \quad (6.3)$$

$$\lambda_2 = 0 \quad (6.4)$$

Cuando $\lambda_1 - \lambda_3$ son aplicados a la sección ordinaria de los elementos, llega a ser aparente que la fuerza del oleaje es significativamente reducida por la cubierta de bloques. Si el ancho de la cubierta esta agrandado, la fuerza del oleaje se reduce aún más (Inagaki et al., 1987).

Por el otro lado, las tensiones impulsivas son generadas si la cubierta no es suficiente (Kogami y Tokikawa, 1970).

(2) Bloques de fuerzas en muros verticales

Cuando los elementos de concreto prefabricado son instalados en frente del muro vertical, el muro actúa apoyándose como un muro retenedor. La resultante del bloque de fuerza puede ser grande, especialmente en aguas profundas. Sin embargo, como muestra la figura 6.6, durante la acción de esta fuerza es muy disminuido por el movimiento de la sección vertical debido a la fuerza del oleaje.

Por consiguiente, con la excepción de los rompeolas en aguas profundas con altura de oleaje relativamente pequeña, el bloque de fuerza puede ser normalmente descuidado comparado a la dirección de la fuerza del oleaje.

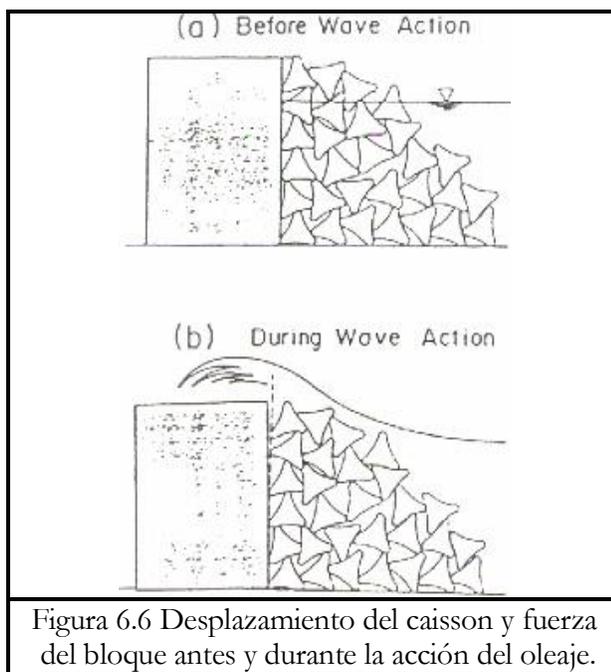


Figura 6.6 Desplazamiento del caisson y fuerza del bloque antes y durante la acción del oleaje.

6.3 Estabilidad de la disipación del oleaje en bloques de concreto.

(1) Sección del bloque.

Muchos tipos de diseño de formas en los elementos de concreto prefabricado han sido usados en rompeolas horizontales compuestos como elementos de concreto disipadores de olas, algunos de los cuales serán descritos en la Sección 7.

El peso de un elemento varía en algunos hasta 80tf (780 KN), y la mayoría de estos no son reforzados con barras de acero, aunque el alto enclavamiento de elementos de concreto como los Dolos utiliza acero como refuerzo.

Los elementos de concreto deben completamente cubrir el muro vertical evitando la tensión impulsiva interrumpida en el muro. El nivel superficial de los elementos debe ser por tanto la misma altura como la corona del muro vertical, mientras el ancho de la sección del bloque en la superficie debe ser al menos dos veces la altura del bloque. La inclinación de estos elementos de concreto α es usualmente abrupta, por ejemplo: $\cot \alpha = 4/3 - 1.5$, y una pendiente suave ($\cot \alpha > 2$) que es raro emplearlo en un diseño.



(2) Peso necesario en los elementos de concreto

Aunque la acción del oleaje en los elementos disipadores de olas de un rompeolas horizontal compuesto es ligeramente diferente de aquel en los bloques de la coraza de un rompeolas de talud de escombros, la fórmula de Hudson aún puede ser empleado para evaluar el peso necesario de los elementos de concreto.

Recientemente, Van Der Meer (1988b) Modificó la fórmula de Hudson para incluir los parámetros como proporción de daños y el número de olas (Ver la Sección 7.5).

Los siguientes aspectos deben considerarse en el diseño de la sección de los bloques:

1) Un gran diseño de altura del oleaje, requiere de un gran peso, y por consiguiente, la fuerza del bloque por sí mismo (íntegramente) llegando a ser crucial como evidencia por la falla en la capa exterior del rompeolas en Sines.

Para evitar el fallo debido a la ruptura de los bloques, la inclinación de los bloques y su densidad específica pueden cambiarse en vez de solo usar un gran peso de ellos (Ver la Sección 7).

2) Los elementos en la cabeza del rompeolas son relativamente inestables comparado con aquellos rompeolas en el tronco o línea principal.

3) El peso necesario de los elementos disipadores de oleaje es probablemente menos que aquel calculado con la fórmula de Hudson o la de Van Der Meer. La razón para esto es que la estabilidad de tales elementos frente al muro vertical es tan alta que aquellos taludes de rocas, siendo a causa de la alta permeabilidad de la sección en los elementos, también porque estas fórmulas son para elementos en la coraza. En consecuencia, es prudente llevar modelos experimentales para determinar la forma óptima de las secciones de los elementos incluyendo sus masas necesarias, o usar resultados experimentales en los cuales las condiciones similares son empleadas. Tinamoto et al. (1985) y Kajima (1994) condujeron estudios comprensivos en la estabilidad de los elementos disipadores del oleaje usados en rompeolas horizontales compuestos.

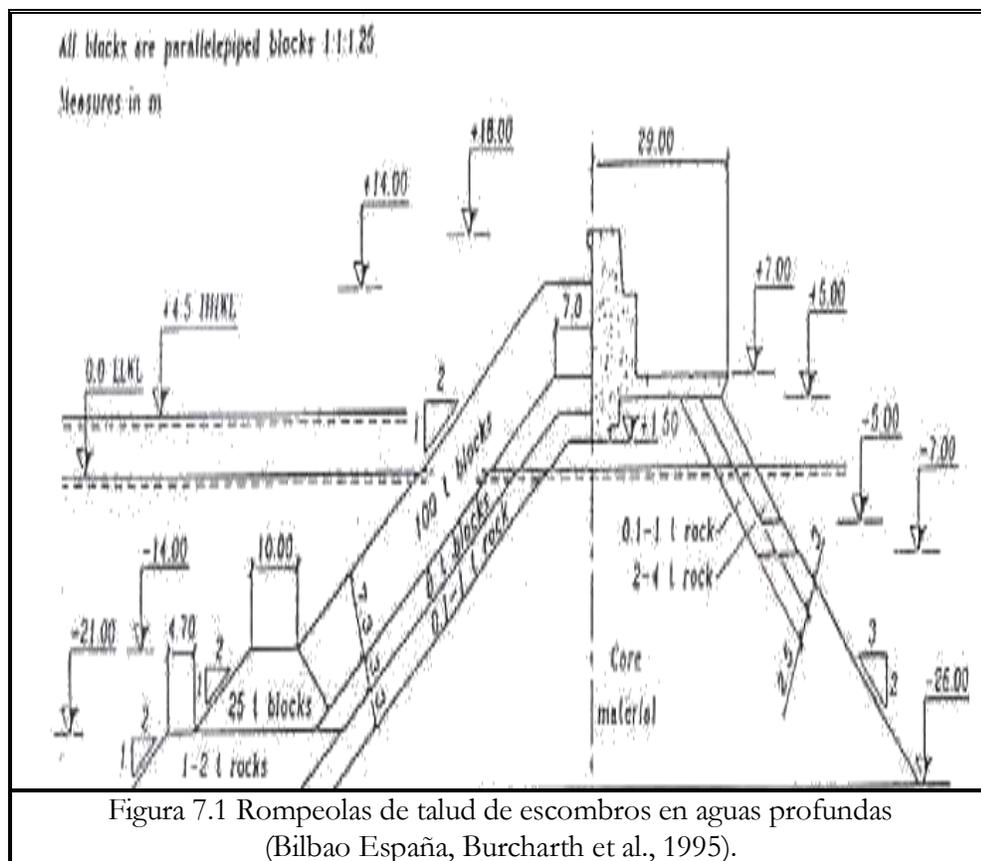


7. DISEÑO DEL ROMPEOLAS DE TALUD DE ESCOMBROS.

7.1 Ejemplos de los rompeolas en roca

La figura 7.1 muestra un ejemplo de un rompeola enrocado (Bilbao, España).

Tiene un núcleo de cantera corrida, subcapas que están cubiertas por una capa exterior de elementos de concreto llamados Dolos, y un gran muro de protección (muro contra oleaje). Este rompeolas es un gran rompeolas de talud de escombros construido en aguas profundas.



Muchos rompeolas de talud de escombros también han sido construidos en áreas bastante superficiales. La figura 7.2 muestra una sección transversal de un tipo de rompeolas, malecón, que se extiende perpendicularmente desde la línea costera y que esta blindada con tetrapodos de 5 – Ton por bloque.



La figura 7.3 muestra un diagrama de transmisión más un rompeolas de talud de escombros (Tanaka, 1976), donde K_T varía con el ancho de la corona B además de la altura de la cresta h_c . Por ejemplo, cuando la corona es relativamente alta ($h_c/H_{1/3} > 1.0$), la transmisión del oleaje es pequeña, siendo determinada por la penetración del oleaje en el cuerpo del rompeolas. Cuando la corona esta cerca del nivel de aguas tranquilas, la transmisión del oleaje ocurre mediante sobrepaso en el rompeolas, pero es disminuido por la reflexión y la interrupción. Un ancho de corona grande refuerza el parteolas y reduce la transmisión. Cabe señalar que K_T para este tipo de rompeolas de talud de escombros muestra tendencias similares que aquel rompeolas de muro vertical. (Ver figura 4.4).

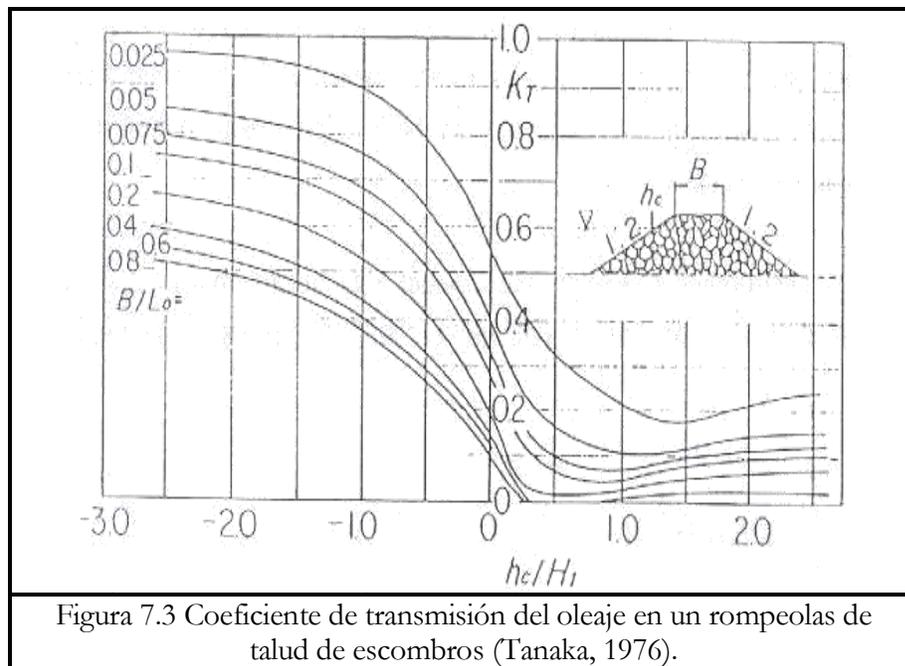
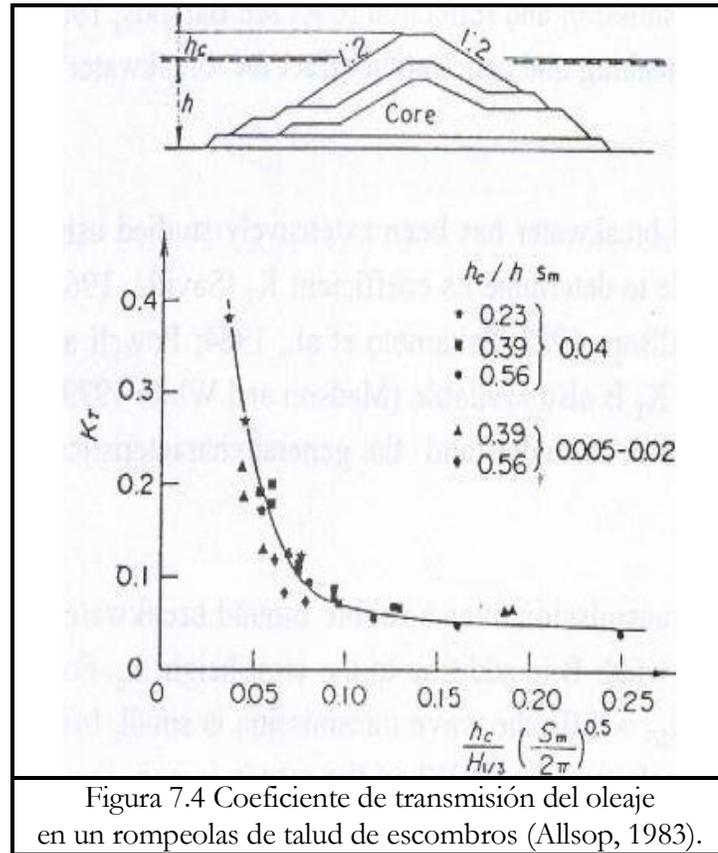


Figura 7.3 Coeficiente de transmisión del oleaje en un rompeolas de talud de escombros (Tanaka, 1976).

La figura 7.4 muestra un resultado experimental por Allsop (1983) para un blindaje enrocado en un rompeolas de talud de escombros, donde el efecto de inclinación del la ola $S_M (=H/L)$ y h_c en el coeficiente de transmisión es aparente, por ejemplo, las olas con un S_M tan pequeño da un K_T muy grande.

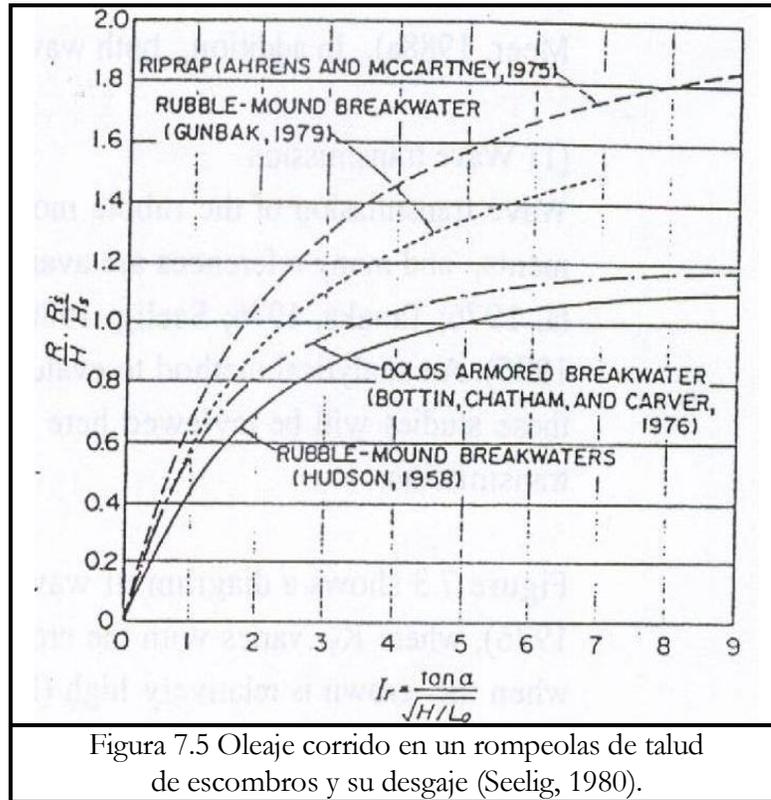


El coeficiente de transmisión debida al sobrepaso, K_{TO} , puede evaluarse usando la siguiente formula empírica propuesta por Seelig (1980):

$$K_{TO} = C_c (1.0 - h_c/R) \quad (7.1)$$

$$C_c = 0.51 - 0.11B / (h+h_c) \quad (7.2)$$

Donde R es la altura corrida, que esta dada por la figura 7.5 como una función del oleaje con parámetros similares $I_r (= \tan \alpha / (H_{1/3}/L_0)^{0.5})$. Por ejemplo, cuando $\tan \alpha = 1/1.5$, $H_{1/3}/L_0 = 0.04$, $B / (h+h_c) = 0.5$, y $(h_c/H_{1/3}) = 0.6$; entonces $C_c = 0.455$, $I_r = 3.33$, $R/H_{1/3} = 0.9$, y $K_{TO} = 0.15$. El total de la transmisión del oleaje es K_T es igual a $(K_{TO}^2 + K_{TP}^2)^{0.5}$, Donde K_{TP} es el coeficiente de transmisión del oleaje dentro del cuerpo del rompeolas. Note que $K_T = 0.16$ cuando $K_{TP} = 0.005$, aunque K_{TP} no sea discutida aquí.



El sobrepaso de una pendiente en un rompeolas con elementos de concreto es principalmente determinado por la cantidad de penetración de olas. Sakamoto et al. (1984) propuso una formula empírica para evaluar K_T , que es:

$$K_T = \max \{K_{T1}, K_{T2}\} \quad (7.3)$$

$$K_{T1} = 1 / \{1 + 0.32 K_A^{0.75} (H_{1/3}/L)^{0.5}\}^2 \quad (7.4)$$

$$K_{T2} = 1.8 (B_s/L - 0.6) (hc / H_{1/3} - 0.25) + 0.04 \quad (7.5)$$

$$K_A = \psi_B B_s / d_B \quad (7.6)$$

Donde B_s es el ancho del rompeolas en aguas tranquilas, d_B la altura del elemento de concreto prefabricado y ψ_B un coeficiente que describe la forma de dicho elemento:

$$\psi_B = \psi_1 (1 - \psi_3) / \psi_2 \quad (7.7)$$

$$\psi_1 = d_B^2 / A \quad (7.8)$$

$$\psi_2 = d_B^3 / V \quad (7.9)$$



A y V son respectivamente el área de la superficie y el volumen del boque, mientras ψ es la porosidad de la sección de los bloques. Para elementos de concreto como los tetrápodos $\psi_1 = 2.69$, $\psi_2 = 0.278$, $\psi_3 = 0.5$ y $\psi_4 = 4.84$. Cuando $h = 6$ m, $B_s = 11.1$ m, $d_B = 1.79$ m, $H_{1/3} = 3.2$ m y $L = 73.6$ m; entonces $K_A = 34.5$, y por tanto $K_T = 0.26$.

(2) Reflexión del oleaje

Muchos estudios también han sido llevados a cabo en los coeficientes de reflexión K_R (Losada y Jiménez-Curto, 1980; Allsop, 1990; Van Der Meer, 1991). El coeficiente K_R de un rompeolas de talud de escombros generalmente es pequeño debido al ataque de las olas que usualmente se interrumpen por este tipo de rompeolas. Sin embargo, como el ángulo de la inclinación incrementa y la ola pendiente disminuye, el coeficiente K_R incrementa. Además, si la aspereza de la pendiente es pequeña, entonces K_R es grande. La figura 7.6 muestra que el coeficiente K_R en función de I_r para varias inclinaciones en que el sobrepaso no ocurre. Cabe señalarse que este coeficiente queda muy reducido cuando el sobrepaso ocurre.

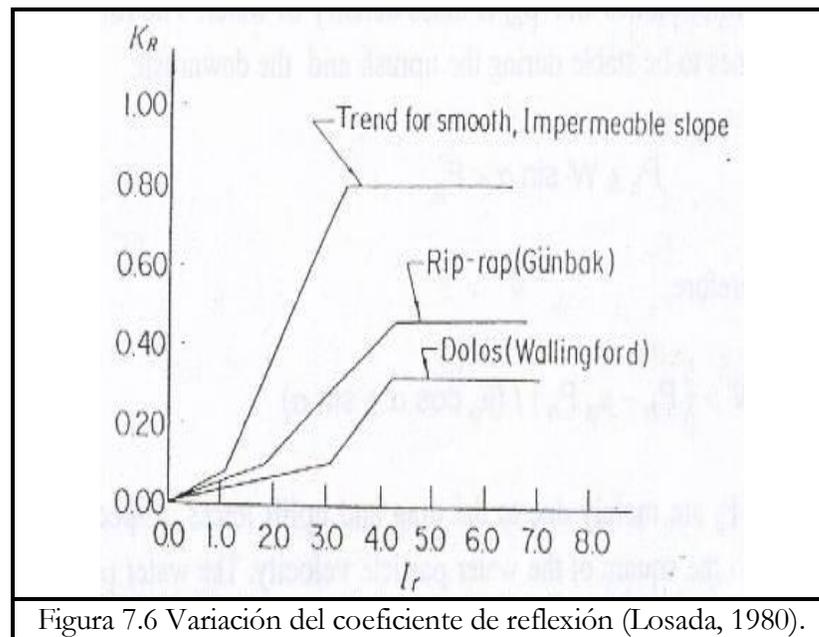


Figura 7.6 Variación del coeficiente de reflexión (Losada, 1980).



7.3 Diseño de la capa exterior

7.3.1 Fuerza del oleaje en la capa exterior y su estabilidad

La capa exterior es un aspecto importante en el diseño del rompeolas de talud compuesto, por ejemplo, si se llegara a averiarse o queda dispersado, el cuerpo interno del rompeolas puede fácilmente erosionarse por la dirección de la acción del oleaje.

La figura 7.7 ilustra el oleaje acelerado y su desaceleración, en una inclinación de un talud de escombros, cuál puede ser la causa del desplazamiento del talud de rocas en la inclinación. Los daños en la capa exterior normalmente ocurren cerca del nivel de aguas tranquilas; de esta manera la estabilidad de la capa exterior cerca de este nivel deberá considerarse en el diseño del rompeolas de talud de escombros.

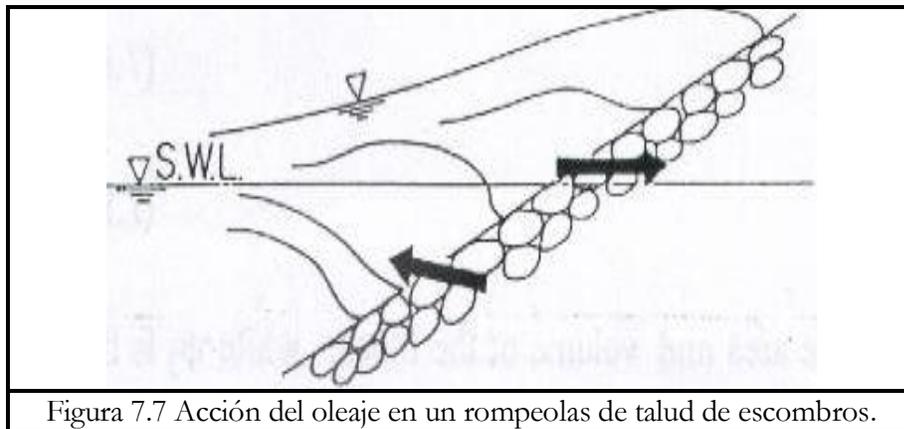


Figura 7.7 Acción del oleaje en un rompeolas de talud de escombros.

Las fuerzas actuantes en el blindaje de rocas son mostradas en la figura 7.8, donde P_h es la fuerza horizontal del oleaje, P_n la fuerza de elevación del oleaje, W' la altura de las piedras, y F_p la fuerza de resistencia a la fricción entre uno o dos fuerzas de oleaje. F_p y W' son expresadas como:

$$F_p = \mu_p (W' \cos \alpha - P_n) \quad (7.10)$$

$$W' = W (1 - 1/S_v) \quad (7.11)$$

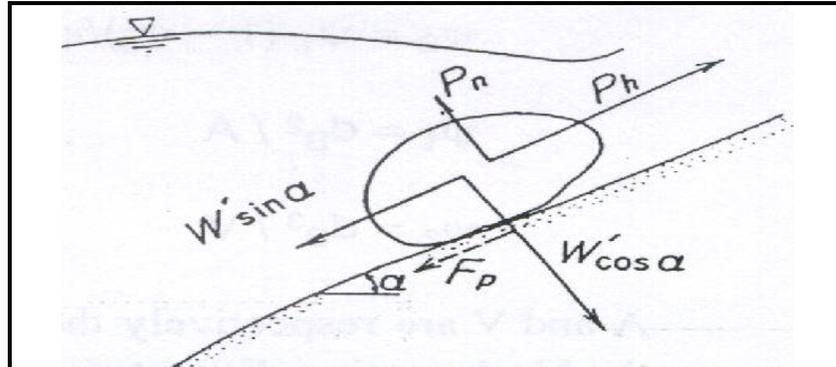


Figura 7.8 Fuerzas y estabilidad del oleaje en el blindaje de rocas.

Donde μ_p es el coeficiente de fricción y S_r la gravedad específica ($= \rho_r/\rho_o$). ρ_r es la densidad de la masa de la capa de piedras y ρ_o es la densidad de la masa del agua, la siguiente inecuación debe mantenerse para que las piedras puedan ser estables durante la aceleración y la desaceleración:

$$P_h \pm W' \sin \alpha < F_p \quad (7.12)$$

Por tanto,

$$W' > (P_h - \mu_p P_n) / (\mu_p \cos \alpha \pm \sin \alpha) \quad (7.13)$$

P_h y P_n son principalmente causados por el arrastre y las fuerzas de elevación, respectivamente ambos de los cuáles son proporcionales al cuadrado de la velocidad de las partículas del agua. Las partículas de velocidad del agua están entonces considerados para proporcionarse a $(g H)^{0.5}$, donde H es la altura del oleaje. Ya que por el arrastre y la fuerza de elevación también son proporcionales a las áreas proyectadas A_h y A_n de las piedras, las fuerzas pueden escribirse como:

$$P_h = C_D \rho_o g H A_h = C_D \rho_o g H k_h (W / \rho_r)^{2/3} \quad (7.14)$$

$$P_n = C_L \rho_o g H A_n = C_L \rho_o g H k_n (W / \rho_r)^{2/3} \quad (7.15)$$

Donde C_D y C_L son el coeficiente de arrastre y el coeficiente de elevación y k_h y k_n son los coeficientes que expresan la forma de la piedra. El peso necesario W de las piedras es por tanto:



$$W = \rho_r g H^3 / \{N_s^3 (S_r - 1)^3\} \quad (7.16)$$

Donde:

N_s es llamada la estabilidad numérica y equitativa.

$$N_s = (\mu_p k_n q C_L \pm k_h C_D)^3 / (\mu_p \cos \alpha \pm \text{sen} \alpha)^3 \quad (7.17)$$

N_s incluye los efectos tales como la forma de la piedra y las condiciones del oleaje. Un principio básico tomando en cuenta la estabilidad de las armaduras esta indicada en la ecuación (7.16), en el cual W es proporcional a H^3 y $(S_r - 1)^3$.

La ecuación (7.16) puede escribirse como sigue como sigue usando el diámetro nominal D_n :

$$H / (\Delta D_n) = N_s \quad (7.18)$$

Donde:

$$D_n = (W / \rho_r g)^{1/3} \quad (7.19)$$

$$\Delta = S_r - 1 \quad (7.20)$$

La ecuación (7.18) es muy conveniente para comprender la escala de la estructura comparada a la altura del oleaje. La tabla 7.1 muestra el rango dimensional de las estructuras costeras usando el parámetro de $H / \Delta D_n$, que realmente esta igualado a la estabilidad numérica.

Tabla 7.1 Clasificación de las estructuras costeras por $H / \Delta D_n$ (CIRIA/CUR 1990)

$H / \Delta D_n$		Estructura
-	1	Caisson o Pantallas contra oleaje (Seawalls)
1	- 4	Rompeolas estable
3	- 6	Formas “S” y Bermas del rompeolas
6	- 20	Pendientes rocosas / encallados
15	- 500	Encallados de gravas gruesas
500	- .	Encallados de arenas gruesas

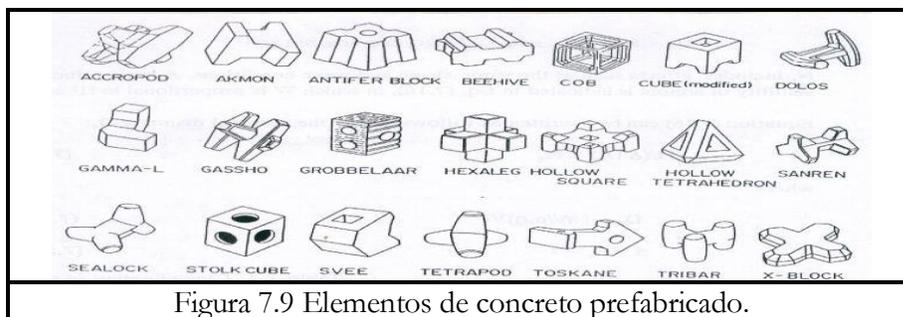


7.3.2 Elementos de Concreto como Blindaje

La invención de elementos de concreto rectangulares y su diseño de forma como los tetrápodos han promovido el progreso de los rompeolas de talud de escombros. Estos elementos de concreto son ahora frecuentemente usados donde las olas son muy toscas y el talud de piedras no es lo suficiente fuerte para estabilizarse.

La figura 7.9 muestra algunos tipos de elementos de concreto. Ya que estos bloques pueden utilizarse de muchas formas, muchos y diversos estilos han sido inventados. Los elementos de concreto pueden clasificarse usando las siguientes categorías:

- Forma (voluminoso o esbelto)
- Porosidad (poroso o sólido como unidad o como sección)
- Enclavamiento (alto o débil)
- Inclinación de la pendiente (escarpado o excesivo o suave)
- Método de colocación (al azar o colocación configurada (por lanzamiento), uno o dos capas)
- Energía de disipación del oleaje (alta o baja)



Por ejemplo, el tetrápodo tiene una relatividad de esbeltez en su figura y una alta relatividad de capacidad de enclavamiento, y es por tanto usado con una pendiente escarpada y normalmente colocadas al azar y la porosidad del blindaje es grande; De esta manera, la capa exterior disipa significativamente la energía del oleaje. Los elementos de concreto como los Dolos tienen una alta capacidad de enclavamiento que los tetrápodos, pero estructuralmente son débiles debido a su forma esbelta. Para incrementar su poder (íntegramente) de los elementos de concreto, novedosos bloques voluminosos han sido inventados, con estos bloques siendo considerados para tener una alta capacidad de enclavamiento. Cabe señalar, sin embargo, que la fuerza de los Dolos puede incrementarse si un cinturón grande en relación (ancho del pie / longitud, $r > 0.4$) si fuera empleado.



Los bloques como los bloques en X y los Hollow Square tienen una capacidad de enclavamiento menor y son bastante diferentes de los tetrápodos. Los bloques como estos son comúnmente lanzados por un revestimiento ligero talud – pendiente.

7.7.3 Formula de Hudson

Evaluar el peso necesario de los bloques o piedras en el blindaje es uno de los más importantes aspectos en el diseño de los rompeolas de talud de escombros. Esto puede hacerse por modelos experimentales conducidos, por utilizar experimentos con condiciones similares, o por utilizar una formula. Muchas formulas han sido propuestas (Castro, 1993; Iribarren, 1938; Larras, 1952; Hudson, 1958 y 1959; Hedar, 1965; Price, 1979; Van Der Meer, 1988b), y fundamentalmente ellos tienen la misma forma como la ecuación (7.16) o (7.18) con la estabilidad siendo N_s definido como:

$$N_s = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (7.21)$$

Donde K_D representa la diferencia en la forma de la piedra o bloque ($K_D = 8.3$ para tetrápodos), y α es el ángulo de la pendiente. El diseño del oleaje en la formula de Hudson es la altura significativa del oleaje, y si $\cot \alpha = 4/3$ y $K_D = 8.3$, entonces $N_s = 2.228$. Si esta considerado que $\rho_o = 1.03 \text{ ton/m}^3$, un diámetro nominal $D_n = 2.79 \text{ m}$ es necesario para un diseño de oleaje de $H_{1/3} = 7.67 \text{ m}$. Este valor de D_n corresponde a una masa de 50 ton o un peso de 50 tf (490kN).

Para diseño de olas más altas que 10 m, el peso necesario W llega a ser muy grande; de esta manera los bloques con valores de K_D altos, son usados y/o la pendiente es reducida. Recientemente los bloques tienen una densidad específica alta ρ_r que han sido utilizadas, por ejemplo, los elementos de concreto hechos con agregados especiales de piedras pesadas o de fierro mineral tienen un valor en ρ_r arriba de 4.0 tf m³. D_n es reducida a 1.63 m y W es solo 14 tf usando las condiciones anteriores.

El Manual de Protección Costera (1984) enlista varios valores de K_D dadas en la tabla 7.2. Que son ligeramente diferentes de las versiones previas del mismo manual, por ejemplo, para elementos de concreto como los Tetrápodos, $K_D = 8.0$ en la versión de 1984 contra $K_D = 8.3$ en la antigua versión. Además el diseño del oleaje es $H_{1/10}$ contra $H_{1/3}$.



Tabla 7.2 con los valores sugeridos de KD en el Manual de Protección Costera (1984)

Criterios de no averías y de menor sobrepaso							
Unidad de la Coraza O Tipo de elemento	n ³	Colocación	Cuerpo de la estructura		Morro de la estructura		
			K _D ²		K _D		Talud
			Oleaje rompiente	Oleaje no rompiente	Oleaje rompiente	Oleaje no rompiente	Cot θ
Roca Lisa redondeada Lisa redondeada Angular Rugosa	2	Azar	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 a 3.0
	>	Azar	1.6	3.2	1.4	2.3	5
	3	Azar ⁴	4	2.9	4	2.3	5
	1						5
Angular Rugosa	2	Azar	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
Angular Rugosa Angular Rugosa Paralelepípedo ⁷	>	Azar	2.2	4.5	2.1	4.2	5
	3	Especial ⁶	5.8	7.0	5.3	6.4	5
	2	Especial ¹	7.0 – 20.0	8.5 – 24.0	-	-	
Tetrápodo & Quadripodo	2	Azar	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5
					4.5	5.5	2.0
					3.5	4.0	3.0
Tribar	2	Azar	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
					6.0	6.5	3.0
Dolos	2	Azar	15.8 ⁸	31.8 ⁸	8.0	16.0	9 ⁹
					7.0	14.0	3.0
Cubo Modificado Hexápodo Toskane Tribar Roca (K _{RR}) Angular Graduada	2	Azar	6.5	7.5	--	5.0	5
	2	Azar	8.0	9.5	5.0	7.0	5
	2	Azar	11.0	22.0	--	--	5
	1	Uniforme	12.0	15.0	7.5	9.5	5
	-	Azar	2.2	2.5	--	--	



Lectura e interpretación de la tabla:

¹ Precaución: Aquellos valores de K_D mostrados en *itálicas* están sin permiso por resultados a examen y solo son suministrados para diseños preliminares.

² Aplicable a taludes con rango de 1 en 1.5 a 1 en 5.

³ n es el número de unidades comprendidas del espesor de la capa exterior

⁴ El uso de capas sencillas de rocas en la Unidad de la coraza no se recomienda para estructuras sometidas a oleaje rompiente, y solo bajo condiciones especiales para estructuras sometidas a oleaje no rompiente. Cuando es usada, la piedra deberá colocarse cuidadosamente.

⁵ Hasta la información es más aprovechable en la variación de K_D los valores con el talud, el uso de K_D debe limitarse a taludes de rangos de 1 en .5 a 1 en 3. Algún experimento en la unidad de la coraza en la estructura del morro indica un talud K_D de seguridad.

⁶ Colocación especial a lo largo del eje de piedras colocadas perpendicularmente a la cara de la estructura.

⁷ Piedras en formas de paralelepípedos: como una plancha de concreto a lo largo con largas dimensiones aproximadamente 3 veces la dimensión más corta (Markle y Davidson, 1979).

⁸ Quiere decir a un criterio de no daños (<5 por ciento de desplazamiento, bamboleado, etc.); si no, (<2 por ciento) es el deseable, disminuyendo K_D 50 al por ciento (Zuamborn y Van Niekerk, 1982).

⁹ La estabilidad de los Dolos en el talud escarpado que 1 en 2 debe substanciarse por exámenes a modelos de sitios específicos.

Como se indica en la tabla, el valor de K_D para el morro del rompeolas es ligeramente menos que aquellos que para el cuerpo de la estructura: una diferencia representa la inestabilidad de los bloques en el morro del rompeolas. También, la estabilidad de los bloques es reducida cuando la altura de la corona del rompeolas es baja y/o cuando el talud de la superficie del mar es escarpada



7.3.4 Nueva Formula

Actualmente han sido extensivos los esfuerzos para direccional y reestablecer el método de diseño de los rompeolas de talud de escombros, especialmente en Europa y Norte América. Uno de los mayores beneficios es una nueva formula, la formula de Van Der Meer, que evalúa el peso necesario (masa) del bloques en la coraza o piedras (Van Der Meer 1988b). Esta formula básicamente es la misma ecuación (7.18), aunque una nueva formula determina la estabilidad numérica N_s , que se describe de la siguiente manera:

(1) N_s para coraza de piedras

N_s para coraza de piedras puede evaluarse por

$$H_{1/3} / (\Delta D_{n50}) = N_s \quad (7.22)$$

$$N_s = \max (N_{spi}, N_{ssr}) \quad (7.23)$$

$$N_{spi} = 8.7 (H_{1/20} / H_{1/3})^{-1} p^{0.18} (S^{0.2} / N^{0.1}) Ir^{-0.5} \quad (7.24)$$

$$N_{ssr} = 1.4 (H_{1/20} / H_{1/3})^{-1} p^{-0.13} (S^{0.2} / N^{0.1}) (\cot \alpha)^{0.5} Ir^p \quad (7.25)$$

Donde:

N_{spi} : Estabilidad numérica para oleaje muy bajo

N_{ssr} : Estabilidad numérica para oleaje sobresalientes

Ir : Parámetro semejante al rompiente ($= \tan \alpha / S_{om}^{0.5}$)

S_{om} : Pendiente Del oleaje ($= H_{1/3} / L_o$)

L_o : Longitud del oleaje en aguas profundas ($g T_{1/3}^2 / 2\pi$)

$T_{1/3}$: Periodo significativo del oleaje

$H_{1/3}$: Altura significativa de la ola

$H_{1/20}$: Promedio de las mayores alturas 1/20 altura del oleaje (ver figura 7.12)

α : Ángulo del talud



Δ : Densidad relativa de la masa ($=\rho_r / \rho_0$)

ρ_r : Densidad de la masa de la piedra

ρ_0 : Densidad de la masa de agua

D_{n50} : Diámetro nominal de la piedra ($(=M_{n50} / \rho_r)^{1/3}$)

M_{n50} : Es el 50% del valor de la curva de distribución de la masa

P: Coeficiente de permeabilidad de la estructura (ver figura 7.11)

S: Nivel de daños ($S = A / D_{n50}^2$, ver Tabla 7.3)

A: Área erosionada de la sección transversal (ver figura 7.10)

N: Número de olas (durante de la tormenta)

N_s definida por Van Der Meer tiene una forma realmente compleja comparada con la de Hudson, ya que incluye además de α , los efectos de N, S, S_{om} y P. Los niveles de daños S es la relación del área desgastada al cuadrado del diámetro nominal (figura 7.10). Y, como indica la Tabla 7.3, el inicio de las averías y fallas pueden definirse por S. Cabe señalar que la alta permeabilidad significativa incrementa la estabilidad de las capas exteriores, cuales están definidas por su estructura interna (figura 7.11).

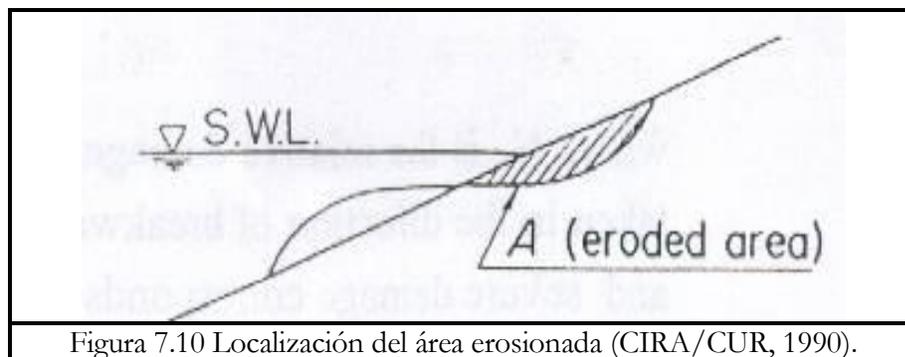


Figura 7.10 Localización del área erosionada (CIRA/CUR, 1990).

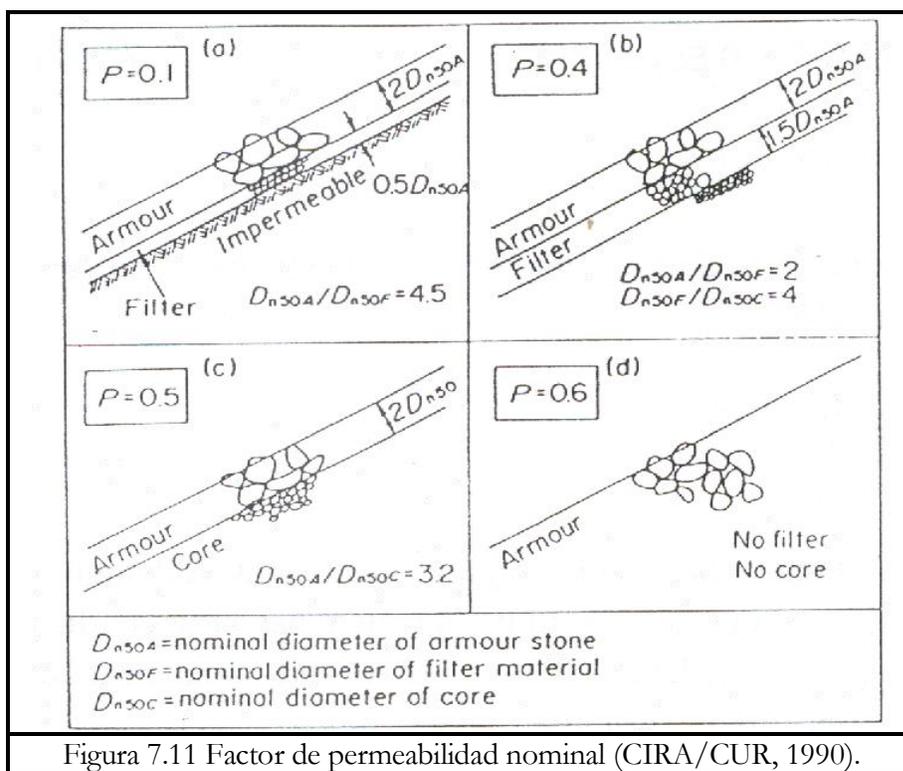


Tabla 7.3 Valores de Diseño de S_d por $2D_{n50}$ espesor de la capa exterior (CIRIA/CUR 1991)

Talud	Avería inicial	Avería intermedia	Falla
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

Las ecuaciones (7.24) y (7.25) incluyen la altura representativa de la ola en relación de $H_{1/20}/H_{1/3}$ que expresa los efectos del parteolas. En la formula original de Van Der Meer, $H_{2\%}$ es usada en vez de $H_{1/20}$, aunque son casi lo mismo. También, el valor de $H_{1/20}/H_{1/3}$ es 1.4, para oleaje no rompiente ni menos para los rompientes (figura 7.12).

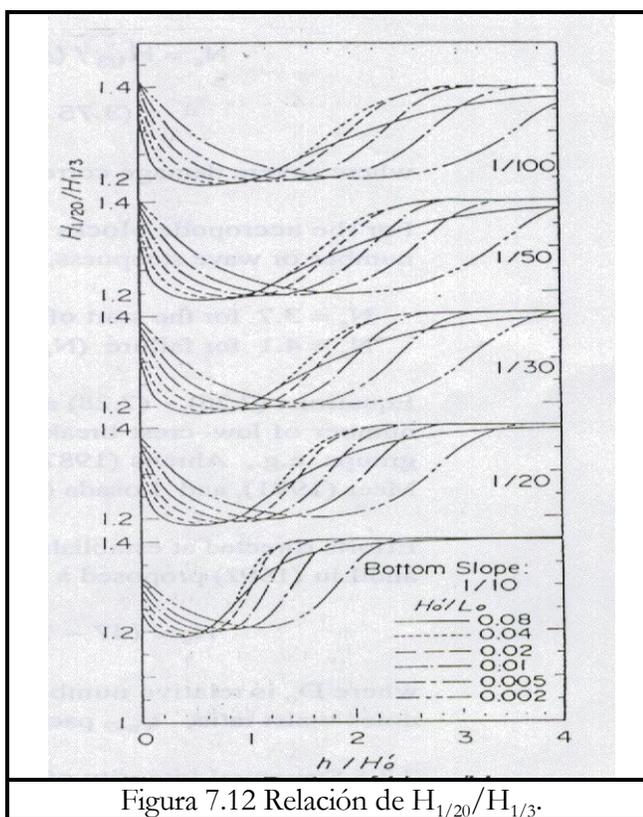


Figura 7.12 Relación de $H_{1/20}/H_{1/3}$.

(2) La estabilidad numérica para cubos, tetrápodos y bloques de acrópodos

Van Der Meer también condujo modelos experimentales en cubos, tetrápodos y bloques de acrópodos y como consecuencia propuso asociar la formula para N_s . Para cubos con $\cot \alpha = 1.5$:

$$N_s = H_{1/3} / (\Delta D_n) \tag{7.26}$$

$$= (6.7 N_o^{0.4} N^{-0.3} + 1.0) S_{om}^{-0.1};$$

Donde N_o es la avería relativa, que es el número bloques desplazados dentro de un ancho D_s tomado de la dirección del alineamiento del rompeolas. El valor de N_o es aproximadamente dos veces que S , y averías graves correspondientes a N_o mucho mayores de 1 o 2.



Para tetrápodos con $\cot \alpha = 1.5$:

$$N_s = H_{1/3} / (\Delta D_n) \\ = (3.75 N_o^{0.5} N^{-0.25} + 0.85) S_{om}^{-0.2} \quad (7.27)$$

Donde las averías graves corresponde a $N_o > 0.5$.

Para los acrópodos con $\cot \alpha = 1.33$, la avería no tiene relación significativa con el número del oleaje o la pendiente del oleaje, y por tanto:

$$N_s = 3.7 \text{ para el inicio de la avería } (N_o = 0)$$

$$N_s = 4.1 \text{ para fallas } (N_o > 0.5) \quad (7.28)$$

Las ecuaciones (7.26) – (7.28) aplican a los rompeolas con una altura de la corona alta. Sin embargo la estabilidad numérica en la cresta baja de los rompeolas incluyendo los rompeolas sumergidos, han sido estudiados por muchos grupos, por ejemplo, Ahrens (1987), Allsop (1983), Jensen (1984), Givler y Sorensen (1986), Van Der Meer (1991), y Losada (1992), Todos estos no se discutirán en esta presente Tesis.

Aun están en progreso los esfuerzos dirigidos por establecer la formula para bloques de concreto, ejemplo, Burcharth y Liu (1992) propusieron una formula para Dolos como sigue:

$$N_s = (47 - 72 r) \varphi_{n=2} D_o^{1/2} N^{-0.1} \quad (7.29)$$

Donde D_o es el numero relativo de unidades dentro de N.A.S. (nivel de aguas superficiales) $\pm 6.5 D_n$ desplazados en unas alturas de los Dolos, r es la relación de la cintura del Dolo. $\varphi_{n=2}$ es la densidad comprimida.

7.3.5 Integridad Estructural de la Armadura de los Bloques

Tras la falla del rompeolas de Sines, búsquedas intensivas fueron llevadas a cabo por varias instituciones para determinar la integridad de los bloques de la armadura, incluyendo las dimensiones del prototipo (Magoon y Baird, 1977; Howell, 1985, 1988; Scott et al., 1986; Burger et al., 1990; Markel, 1990; Ligteringen et al., 1990; Burcharth, 1984, Burcharth y Liu, 1984, 1990, 1992). Si estos bloques son partidos por el oleaje, su enclavamiento se reduce significativamente y como consecuencia el movimiento puede acelerarse tal que son partidos por golpearse mutuamente. De esta manera cuando se usan bloques



esbeltos, especialmente algunos pesados, su integridad es un factor que altera el diseño de la capa exterior.

Para evitar perder la integridad de los bloques, más bloques macizos o voluminosos son preferibles. Sin embargo, incluso los bloques esbeltos pueden usarse dentro de los límites específicos. Burcharth y Liu (1992) desarrollaron los diagramas de diseño de integridad y remoción (figura 7.13) para Dolos que también pueden emplearse si la relación de la cintura es suficientemente grande. En general, los tetrápodos tienen una alta relatividad estructural íntegramente incluso cuando son grandes.

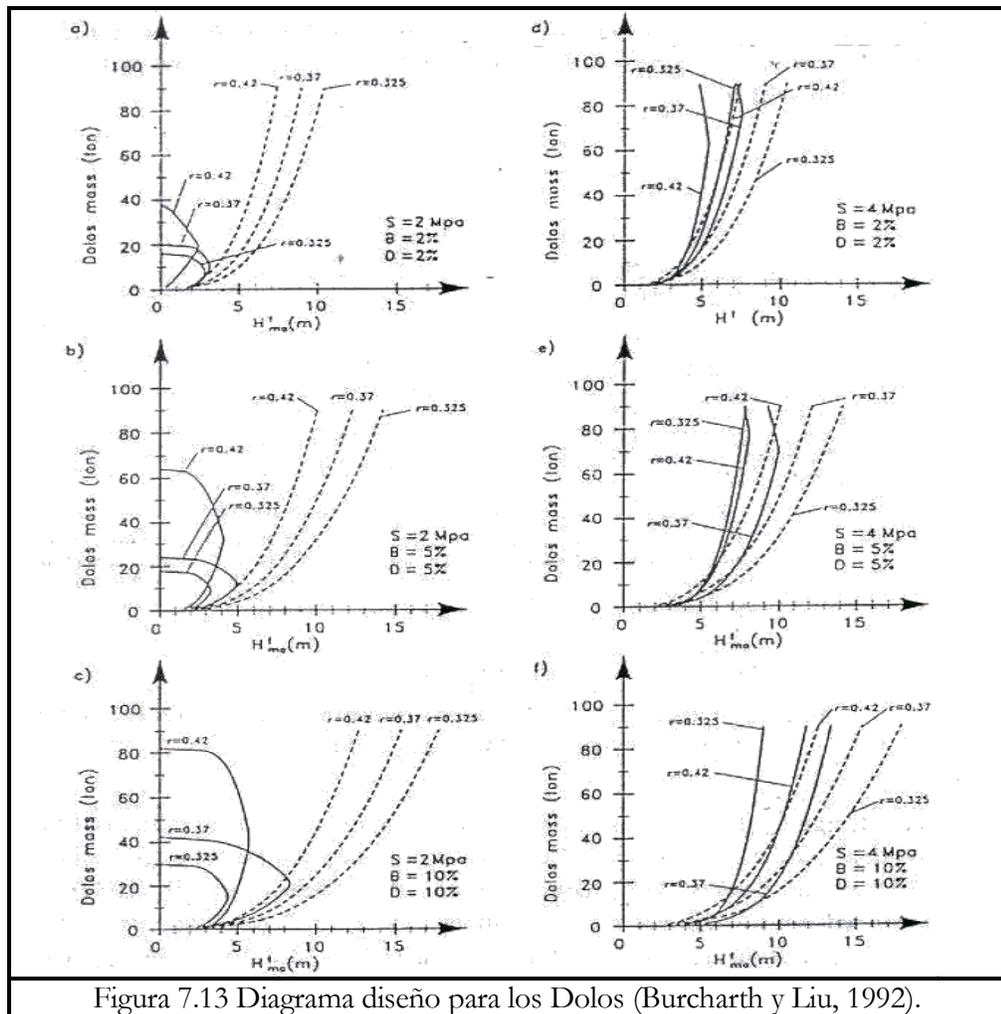


Figura 7.13 Diagrama diseño para los Dolos (Burcharth y Liu, 1992).

Cabe señalar que es difícil reproducir bloques roturas en modelos experimentales debido a los efectos en escala (Timco y Mansard, 1983).



7.4 Capas Internas, Núcleo, Pie o base y Pantalla Contra Oleaje

7.4.1 Capas Internas, Núcleo, Pie o base

Las capas internas (bajo la capa y las capas de filtro) son también importantes para proteger el núcleo y normalmente consisten de cantera corrida. Su principal propósito es disminuir ambas transmisiones de oleaje por medio del rompeolas y calcular el costo de construcción debido al uso de materiales de muy bajo costo. En estas capas húmedas, la penetración de la acción del oleaje, la prevención del desprendimiento, del lavado de los materiales finos contenidos en el núcleo y en la base marina están presentes.

El diseño bajo la capa y las capas de filtro son complicados y solo está disponible información limitada, aunque un número de análisis numéricos y modelos experimentales han sido llevados a cabo (Sowers y Sowers, 1970; Graauw et al., 1984; Bezuijen et al., 1987). La figura 7.14 muestra la sección multicapas idealizada de un rompeolas de talud de escombros prefabricados (Manual de Protección Costera), donde el peso bajo la capa de piedras es de 1/10 a 1/20 que de la capa superior. Un criterio sugerido para verificar si el tamaño de la graduación de la roca actuará como un filtro si:

$$D_{15 \text{ superior}} < 5D_{85 \text{ debajo}} \quad (7.30)$$

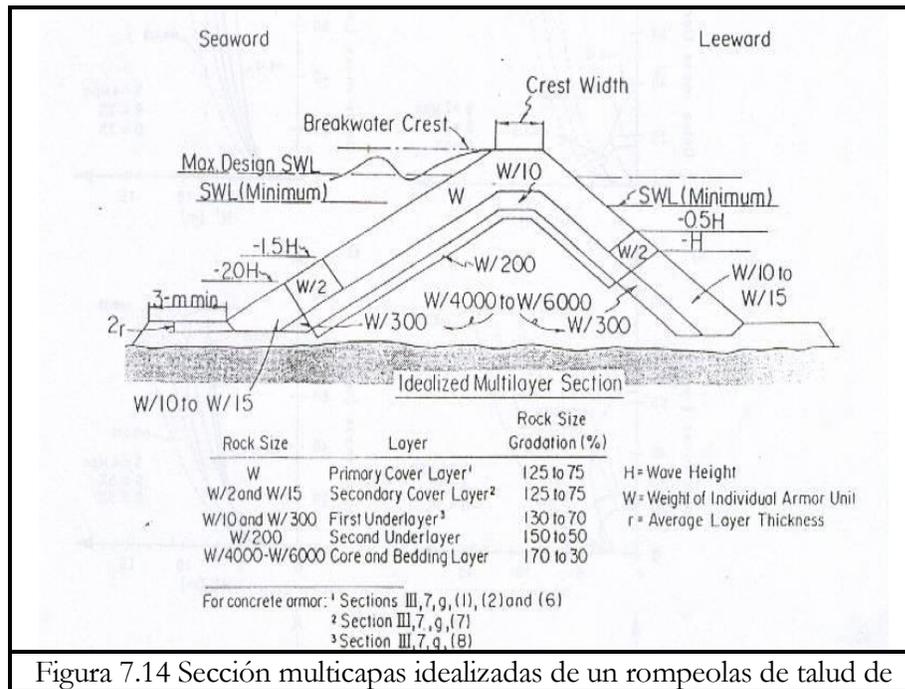


Figura 7.14 Sección multicapas idealizadas de un rompeolas de talud de



escombros (Manual de Protección Costera, 1984).

Donde D_{15} y D_{85} son respectivamente el 15% y el 85% del valor determinado por la curva de cribado. En la figura 7.14, el peso de la coraza en una profundidad debajo de $1.5 H$ y que en el talud de lado del puerto son mostrados juntos con una protección contra el desgaste en la punta del rompeolas. La falla del rompeolas de talud de escombros puede ocurrir en una situación como esta.

El diseño de la sección de la punta es también importante para la estabilidad de la capa de la coraza. La estabilidad del material de la berma en la punta, el arreglo de la sección, y el desgaste de la berma de frente son todas requeridas para ser consideradas. Algunas formulas son propuestas para la estabilizar la berma en la punta (Burcharth et. Al, 1995).

7.4.2 Pantalla Contra Oleaje

Una pantalla contra oleaje o muro contra oleaje es a veces instalado como la superestructura de un rompeolas de talud de escombros para reducir el sobrepaso, así como suministrar un camino de acceso. Cuando el rompeolas tiene una baja altura en la corona, la pantalla puede experimentar averías debido a roturas, deslizamiento o volcado de la estructura y/o erosión al frente o por la punta trasera. La razón para tales daños es fácil para ver por revisión de las averías históricas a un rompeolas de alto enrocamiento compuesto, ya que el oleaje impulsivo de la fuerza del parteolas actúa en su muro vertical causando averías similares. Para reducir estas fuerzas severas, la corona del muro debe cubrirse totalmente por bloques de concreto como se discutió en la sección 4.3.3. Por otra parte, la pantalla contra oleaje debe tener la fuerza estructural necesaria y un peso suficientemente grande para suministrar resistencia contra tales fuerzas de oleaje impulsivas.

En general, la evaluación de las fuerzas en la pantalla contra oleaje es difícil, sin embargo como una estimación preliminar, la formula de tensión de Goda para muros verticales puede aplicarse. Los modelos experimentales también han sido presentados para determinar estas fuerzas de oleaje (Tinamoto, 1983; Bradbury et al., 1988; Jenssen, 1984; Hamilton y Hall, 1992).



8 CONCLUSIONES.

Al principio estas estructuras fueron construidas mediante materiales pesados pétreos colocados, por ejemplo rocas de cantera.

En la creación histórica de las diferentes propuestas de construcción de los rompeolas, no solo como un elemento estructural, sino que a partir desde la colocación de materiales pétreos hasta escombros o elementos de concreto prefabricado con multiformas o la construcción de rompeolas con diferentes paramentos o diseño con perforaciones en sus elementos y sus combinaciones; se han utilizado para diferentes propósitos cuyo objetivo principal es disminuir el impacto del oleaje en él y el sobrepaso de la misma. Para ello durante su evolución, sus inclinaciones variaron ligeramente y abruptamente llegando a convertirse en rompeolas verticales; también estos mismos rompeolas dentro esta tendencia los de talud de escombros se convirtieron en rompeolas compuestos; favoreciendo estos cambios de inclinaciones en su estabilidad.

Las mejoras de los rompeolas se debieron porque en cada falla demandaba la corrección del problema particular, investigando la información que causo la avería.

En este caso al oleaje se le dedica más tiempo de estudio considerándose desde la transmisión, reflexión, su tipo de tensión o su transición.

En diseño de rompeolas la altura de la ola se considera la máxima significativa registrada ya que las condiciones climatológicas actuales cambian la fuerza del viento y por ello mismo la altura de la ola además del tipo de terreno en la superficie marina y su proximidad con la estructura de protección.

Además el oleaje puede cambiar dependiendo su periodo y su frecuencia sinusoidal, sea cerca o lejos dependiendo de la estructura.

La construcción de estas estructuras de protección se ven afectadas por las condiciones en que se construyen y por las adversidades del clima y medioambiente por lo que en este caso su mantenimiento se debe controlar periódicamente contra la erosión y el desgaste que es más recurrente en los rompeolas verticales.



Los problemas asociados al oleaje dependen del tipo de rompeolas. Asimismo se utiliza la fórmula de Goda la cual, funciona más en paramentos verticales, Caissons y muros perforados.

En caso de los rompeolas Caisson se presenta el efecto meandro, debido al deslizamiento, para ello se considera el coeficiente de fricción como una herramienta de cálculo muy importante. Con ese objetivo durante los estudios de suelo como pruebas triaxiales y pruebas de penetración estándar, obteniendo así la información suficiente para lograr la estabilidad de la estructura, en la capa exterior o coraza y la cabeza del rompeolas. Ya que es una prueba que nos indica como modificaremos el peso de la estructura para obtener como resultado que el periodo de la ola incremente o la profundidad frente al muro disminuya.

El peso debe ser cuidadosamente calculado para evitar falla en el dedo o base del rompeolas y para evitar falla por erosión se colocan geotextiles o tapetes asfálticos.

La punta del rompeolas sufre de desgaste local y por el movimiento de la arena, por ello es el control del oleaje el que aminora dicho desgaste.

La relación de vacíos entre los elementos de concreto prefabricado disminuye la tensión generada por la ola y sirve como filtro.

Los Caissons, muros perforados o disipadores de oleaje son actualmente los más usuales por su alta capacidad de absorción del oleaje y trabajan mediante remolinos que disipan su energía al entrar a la cámara de esta estructura.

La energía de disipación es muy grande si entre el interior y exterior de la cámara son diferentes; por consiguiente el sobre paso no necesariamente ocurre por lo que no es un factor crítico que afecte la estabilidad del Caisson por lo que el cálculo del oleaje se realiza con la teoría de amplitudes finitas estándar.

Las formas de los elementos de concreto prefabricado son muy complejos para determinar la fuerza del oleaje en cada miembro. Por consiguiente, la estabilidad de la sección superior total en las coronas de los muros verticales, así como en los bloques colocados se examina durante el diseño; si estas estuvieran perforadas son también muros perforados.



En los rompeolas de talud de escombros la formula de Van Der Meer incluye el cálculo de peso de los bloques de la coraza necesarios para poder diseñar mediante su oleaje. Por tanto la ola es más alta cuando su peso es grande.

Los rompeolas horizontales ayudan a disminuir la transmisión y la reflexión del oleaje y su diseño se calcula con la fórmula de Van Der Meer y de Hudson y disminuyen la transmisión y reflexión del oleaje desacelerándose y por consiguiente el sobrepaso se determina por la penetración de las olas a los elementos de concreto prefabricado

Es por ello que la formula de Hudson y de Van Der Meer se presenta como un cálculo estándar para los rompeolas. Por tanto los rompeolas de paramento vertical rebotan el oleaje y el paramento horizontal, las parte y los rompeolas tipo Caisson las absorben.



BIBLIOGRAFIA

- AHRENS, J. P. (1981) "Irregular wave run-up on smooth slopes" Technical paper, USA Army Corps of Engrs. CERC, Fort Belvoir, Tech.
- AHRENS, J. P. (1987) "Characteristics of reef breakwaters" USA Army Corps of Engrs. Vicksburg, Tech. Rep. CERC.
- ALLSOP, N. W. H. (1983) "Low-crest breakwaters, studies in random waves" Proc. of Coastal Structures '83. ASCE.
- ALLSOP, N. W. H. HAWKES, P. I. JACKSON, F. A. et al. (1985) "Wave run-up on steep slopes-model tests under random waves" Hydraulics Res. Wallingford.
- ALLSOP, H. W. H. (1990) "Reflection performance of rock armored slopes in random waves" Proc. of the 22nd Coastal Eng. Conf. Delft, The Netherlands.
- ALLSOP, N. W. H. and MCBRIDE. (1994) "Reflections from vertical walls: the potential for improvement in vessel safety and wave disturbance" Proc. Int. workshop on wave Barriers in Deepwaters, Port and Harbour Res. Inst.
- AMINTI, P. and FRANCO, L.(1988) "Wave overtopping on rubble mound breakwaters" Proc. of the 21st ICCE, Malaga, Spain.
- ARAMI, A. and HATTORI, S. (1990) "A model of impulsive pressure".
- BAGNOLD, R. A. (1939) "Interim report of wave pressure research" Jour. of Inst. Civil Engrs. VoL 12.
- BAIRD, W. F. and HALL, K. R. (1984) "The design of breakwaters using quarried stones" Proc. Of the 19th Coastal Eng. Houston, USA.
- BARENDS, F. B. J. (1988), "Discussion on paper 5" Proc. of the Conf. on Breakwaters 1988, . Eastbourne, UK, Inst. of Civil Engrs. London.
- BATTJES, J. A. (1974), "Surf similarity" Proc. of the 14th Conf. on Coastal Engg, Copenhagen, Demnark.
- BENEZIT, A. (1923) "Essai sur les digues maritimes verticales".



BEZUIJEN, A. KLEIN BRETTELER, M. and BAKKEN, K. I. (1987) "Design criteria for placed block revetments and granular filters" Proc. of the International Conf. on Coastal and Port Eng. in Developing Countries, Beijing, China.

BOTTIN, R. CHATHAH, C. and CARVER, R. (1976) "Waianae Small-Boat Harbor, Oahu, Hawaii, Design for Wave Protection" TR h-76-8, U.S. Army Engineer waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

BREBNER, A. and DONNELLY, D. (1962) "Laboratory study of rubble foundations for vertical breakwaters" Proc 8th Intl. Conf. on Coastal Engineering, New Mexico City, ASCE.

BRADBÜRY, A. P. ALLSOP, N. W. H. and STEVENS, R. V. (1988) "Hydraulic performance of breakwater crown wall".

BURCHARTH, R. F. (1983) "Material, structural design of armour units" Seminar rubble mound breakwaters, Royal Inst. of Tech. Sweden, Bull. TRITA-UB1-120.

BURCHARTH, H. F. (1984) "Fatigue in breakwater armour units" Proc. of the 19th ICCE", Houston, USA.

BURCHARTH, H. F. and BREJNEGAARD-NIELSEN, T. (1986) "The influence of waist thickness of Dolosse on the hydraulic stability of Dolos armour" Proc. of the 20th ICCE, Taipei, Taiwan.

BURCHARTH, H. F. and FRIGAARD, P. (1988) "On 3-dimensional stability of reshaping breakwaters" Proc. of the 21st Coastal Eng. Conf. Halaga, Spain.

BURCHARTH, H. F. (1989) "Uncertainty related to environmental data and estimated extreme event" Rep. of sub-group B, working group 12, PTCII, PIANC, Brussels.

BURCHARTH, H. F. and LIU, Z. (1990) "A general discussion of problems related to the determination of concrete armour unit stress including specific results related to static and dynamic stresses in Dolosse" Proc. of the Seminar Stresses in Concrete Armour units, ASCE, Vicksburg, USA.

BURCHARTH, H. F. and LIU, Z. (1992) "Design formulae for hydraulic and structural stability of Dolos armour" Proc. of the 23th Coastal Eng. Conf. Venice.



BURCHARTH, H. F. and FRIGAARD, P. BERENGUER, J. M. and MADRIGAL, B. G. (1995) "Design of the Cievana breakwater, Bilbao" Proc. of Coastal Structures and Breakwaters, Institution of Civil Engineers, London, U.K.

BURGER, W. W. OUMERACI, H. and PARTENSCKY, H. V. (1990) "Impact strain investigations on Tetrapods: Results of dry and hydraulic tests" Proc. of the Seminar Stresses in Concrete Armour Units, ASCE, Vicksburg, USA.

COOKER, H. J. and PEREGRINE, D. H. (1990) "A model for breaking wave impact pressure" Proceeding of 22nd International Conference on Coastal Eng. Delft, ASCE.

CASTRO, E. (1933) "Diques de escollera" Revista de Obras Publicas.

CIRIA and CUR (1990) "Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering" London, UK.

DANEL, P. (1953) "Tetrapods" Proc. Fourth Int. Conf. Coastal Eng. ASCE, Chicago.

ENDO, K and TAKAHASHI, S. (1994) "Numerically modeling personal danger due to overtopping waves on a promenade breakwater" Proc. 24th International Conference on Coastal Eng. Kobe, ASCE.

FOURNIER, C. P. SAYAO, O. J. and CALDAS, F. (1990) "Berm breakwater contaminaron study Sergipe Marine Terminal" Brazil. Proc. of the 22nd Coastal Eng. Conf. Delft, The Netherlands.

FUNAKOSHI, H. (1994) "Survey of long-term deformation of composite breakwaters along the Japan sea"; Proceeding of the International Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, PHRI, Yokosuka, Japan, PHRI.

GAILLARD, B. (1905) "Wave action in engineering structures" Eng. News, 23 Feb.

GIVLER, L. D. and SORENSEN, R. H. (1986) "An investigation of the stability of submerged homogeneous rubble mound structures under wave attack" H.R. IMBT Hydraulics, Lehigh Univ, Lehigh, USA.Rep. IHL.

GODA, Y. and KAKIZAKI, S. (1966) "Study on finite amplitude standing waves and their pressures upon a vertical wall" Rept. Port and Harbour Res. Inst.



- GODA, Y. (1967) "wave forces on structures" JSCE Hydraulic Eng.
- GODA, Y. and HARANAKA, S. (1967) "An experiment of the shock pressure of breaking waves" Tech. Note of the Port and Harbour Res. Inst.
- GODA, Y. (1969) " Reanalysis of Laboratory Data on Wave Transmission over Breakwaters" Rept. Port and Harbour Res. Inst.
- GODA, Y. and YOSHIMURA, T. (1971) "Wave force component for structures of large diameter isolated in offshore" Report of Port and Harbour Research Inst.
- GODA, Y. (1972): Experiments on the transition from nonbreaking to post breaking wave pressures, Coastal Eng.
- GODA, Y. (1973a) "Motion of composite breakwater on elastic foundation under the action of impulsive breaking wave pressure.
- GODA, Y. (1973b) "A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater"
- GODA, Y. (1985) "Random seas and design of maritime structures" Univ. Tokyo Press.
- GODA, Y. (1994) "Dynamic response of upright breakwater" Journal of Coastal Eng. Vol. 22.
- GRAAUW, A. F. F. VAN DER MEULEN, T. and DE BYE, D. (1984) "Granular filters: Design criteria. Journal of Waterways" Port, Coastal and Ocean Division, ASCE.
- GUNBAK, A, R.(1979) "Rubble Mound Breakwaters" Division of Port and Ocean Eng. Technical Univ. of Norway, Trondheim.
- HAYASHI, T. and IMAI, T. (1964) "Breaking wave pressure and sliding of caisson" Proc. Of Coastal Eng. Vol. 11, JSCE.
- HEDAR, P. A.(1965) "Rules for the design of rock-fill breakwaters and revetments" XXI Internat. Navig. Congress.



- HIROI, I.(1919) "On a method of estimating the force of waves" Journal of College of Engg. Tokyo Imperial Univ.
- HITACHI, S. (1994) "Case study of breakwater damages - Mutsu-ogawara Port" Proc. of Intl. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, PHRI.
- HAMILTON, D. G. and HALL, K. R. (1992) "Preliminary analysis of the stability of rubble mound breakwater crown wall" Proceeding of 23rd International Conference on Coastal Engineering, ASCE.
- HORIKAWA, K. and NOGUCHI, Y. (1970) "Relation between the wave force and wave profile of breaking wave on vertical wall" Proc. of Coastal Engg. JSCE.
- HORIKAWA, K. OZAWA, Y. and TAKAHASHI, K. (1975) "Expected sliding distance of high mound composite breakwater" Proc. of Coastal Engg, JSCE.
- HOWELL, G. L. (1985) "Proc. of workshop on measurement and analysis of structural response in concrete armor units" Waterways Experiment Station, Coastal Eng. Res, Center, Vicksburg, Mississippi, USA.
- HOWELL, G. L. (1988) "Measurement of forces on dolos armor units at prototypescale" Proc. Of the 21st Conf. on Coastal Eng. Halaga, Spain.
- HUDSON R. Y. (1958) "Design of quarry stone cover layers for rubble mound breakwaters" WES, Vicksburg.
- HUDSON R. Y. (1959) "Laboratory investigation of rubble mound breakwater" Journal of waterways, Harbors Division, ASCE.
- INAGASKI, K. TSUNEI, K. HATTORI, M. and ENDO, T. (1987) "Wave force on a breakwater with concrete block mound of energy dissipating type"
- IRIBARREN CAVANILLES, R. (1938) "Una formula para el cálculo de diques de escollera" Revista de obras Públicas.
- IRIE, L, KURIYAMA, Y. and ASAKAWA, H. (1986) "Study on scour in front of breakwaters by standing waves and protection method".
- ITO, Y.(1969) "A treatise on historical development of breakwater design" Tech. Note of Port and Harbour Res. Inst.



ITO, Y. and TANIMOTO, K.(1972) "Meandering Damages of Composite Type Breakwaters".

JARLAN, G. E. (1961) "A perforated vertical breakwater" The Dock and Harbour Authority.

JENSEN, O. J. (1984) "A monograph on rubble mound breakwaters" Danish Hydraulic Inst. Horsholio, Denmark.

JUHL, J. (1994) "Danish experience and recent research on vertical breakwaters" Proc. Of International Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, PHRI.

KAJIMA, R. (1994) "A new method of structurally resistive design of very important seawalls against wave action" Proc. of Intl. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, PHRI.

KAKUNO, S. (1994) "Status and trends in the wave pressure calculations for coastal structures in Japan" Proc. of Intl. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, PHRI.

KAMPHUIS, J. B. and MOHAMED, N. (1978) "Run-up of Irregular Waves on Plane Smooth Slope" ASCE.

KARMAN. Von, (1929) "The impact on sea plane floats during landing" NACA.

KATAOKA, S. and SAIDA, S. (1986) "Compilation of breakwater structures."

KIMURA, TAKAHASHI, S. and TANIMOTO, K. (1994) "Stability of rubble mound foundations of caisson breakwater under oblique wave attack" Proc. 24th Int. Conf. on Coastal Eng. Kobe, ASCE.

KIRKGOZ, S. M. (1991) "Impact pressure of breaking waves on vertical and sloping walls" Ocean Eng.

KOBAYASHI, M. TERASHI, M. and TAKAHASHI, K. (1987) "Bearing capacity of a rubble mound supporting a gravity structure" Rept. Port and Harbour Res.Inst.

KOBUNE. and OSATO, M. (1976) "A Study of Wave Height Distribution Along a Breakwater with a Corner" Rept, of Port and Harbour Res. Inst.



KONDO, H. and TAKEDA, H. (1983) "Wave Dissipating Structures"

KUO, C. T. (1994) "Recent researches and experinces on composite breakwaters in Taiwan" Proc. Intl. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, PHRI.

KOUGAMI, Y. and TOKIKAWA, K. (1970) "Experimental study on the reduction of wave force due to wave dissipating concrete blocks during construction" Proc. of Coastal Eng.

LAMBERTI, A. and FRANCO, L. (1994) "Italian experience on upright breawkaters" Proc. Intl. Conf. on Wave Barriers in Deepwaters, PHRI.

LARRAS, J. (1952) "L'equilibre sous-marin d'un sassif de materiaux soumis a la houle" Le Genie Civil.

LARRAS, J. (1961) "Cours d'Hydrauiique Maritime et de Travaux Maritimes" Dunod, Paris.

LIGTERINGEN, H. ALTINK, H. and VAN ORCHOT, J. H. (1990) "Strength of concrete armour units, joint industry research", Proc. of a Seminar on Stresses in Concrete Armour Units, ASCE, Vicksburg, USA.

LIGTERINGEN, H. (1994) "Other European experineces on deepwater breawkaters" Proc. of Intl. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, PHRI.

LOSADA, M. A. and GIMENEZ-CURTO, L. A. (1980) "Mound Breakwaters Under Wave Attack" Int. Seminar on Criteria for Design and Construction of Breakwaters and Coastal Structures. Dep. of Oceanographical and Ports Eng. univ. of Santander, Santander, Spain.

LOSADA, H. A. (1990) "Recent development in the design of mound-breakwaters" Chapter 21 in Handbook of Coastal and Ocean Engineering.

LUNDGREH, H. (1969) "Wave shock forces" Proc. Res. on Wave Action, Delft, Vol. II.

MADSEN, O. S. and WHITE, S. (1979) "Reflection and Transmission Chacteristics of Porous Rubble-Moimnd Breakwaters" MR 76-5, Coastal Eng. Res. Center, U.S. Army Waterways Experment Station, Vicksburg, Miss.



MAGOON, O. T. and BAIRD, W. F. (1977) "Breakage of Breakwater Armor units" Proc. of the Symposium on Design Rubble-Mound Breakwaters, British Hovercraft Corporation, Isle of Wight.

MARKLE, R. G. (1990) "Crescent City instrumental model Dolos study" Proc. of a Seminar on Stresses in Concrete Armour Units, ASCE, Vicksburg, USA.

MINIKIN, R. R. (1950) "Winds, waves and Maritime Structures" Griffin, London.

MTSUYASU, H. (1961) "Experimental study on wave force against a wall". Rept. Transp. Tech. Res, Inst.

MTSUYASU, H. (1966) "Shock pressure of breaking wave" Proc. of 10th Coastal Eng. Conf. ASCE.

MIZUNO, Y. SUGIMOTO, Y. KIMURA, K. YAMANAKA, L. and KIKUCHI, S. (1993) "Wave forces on breakwater with high crown"

MONTGOMERY, R. HOFMEISTER, G. J. and BAIRD, W. F. (1987) "Implementation and performance of berm breakwater design at Rachine" Berm Breakwaters, ASCE.

MORIHIRA, H. and KUNITA, O. (1979) "Model experiments on hydraulic characteristics of sloped wall breakwater"

MAGAI, S. and KURATA, K. (1974) "Investigations of wave -pressure formulas due to damages of breakwaters" Proc. 14th Intl. Conf. on Coastal Eng. Copenhagen, ASCE.

NAKADA, K. TERAUCHI, K. KISHIDA, H. and UMEKI, K. (1984) "Characteristic of low crown composite breakwaters"

NUMATA, A. (1976) "Laboratory Formulation for Transmission and Reflection at Permeable Breakwaters of Artificial Blocks" Coastal Eng.

OKADA, Y. WATANABE, T. SUGAWARA, T. and TANIMOTO, K. (1990) "Recent developments of new type breakwaters in Japan" PIANC 27th inter. Congress, Osaka.



OUMERACI, H. PARTENSCKY, H. W. TAUTENHAIN, E. and NICKELS, H. (1991) "Large-scale model investigations: a contribution to the revival of vertical breakwaters" Proc. Conf. on Coastal Structures and Breakwaters, I.C.E.

OUMERACI, H. and KORTEKHAUS, A. (1992) "Analysis of the dynamic response of caisson breakwaters" proc. 23rd ICCE, Venice, ASCE.

OUMERACI, H. (1994) "Scour in front of vertical breakwaters - Review of problems"

OWEN M. W. (1980) "Design of seawalls allowing for wave overtopping" 294, Hydraulics Res. Wallingford.

PARTENSCKY, H. W. (1988) "Dynamic forces due to waves breaking at vertical coastal structure" Proc. of the 21st ICCE.

PIERRE, R. (1953) "La jetee de Mustapha au Port d'Alger" Ann. Ponts et Chaussees, Avr.-Mai.

POWELL, K. A. and ALLSOP, N. W. H. (1985) "Low-crest breakwaters, hydraulic performance and stability" Hydraulics Res. Wallingford, UK.

PRICE, A. W. (1979) "Static stability of rubble mound breakwaters" Rep. of Hydraulics Res. Station, Wallingford, UK.

RICHEY, E. P. and SOLLITT, C. K. (1970) "Wave attenuation by porous walled breakwater" Proc. ASCE.

SAINFLOU, G. (1928) "Essai sur les digues maritimes verticales" Ann. Ponts et Chaussees.

SAKAMOTO, Y. MIYAJI, Y. UENISHI, T. and TAKEDA, H. (1984) "Experimental study on hydrodynamic function of rubble mound beakwaters" Rept. Civil Eng. Reseach Inst. of Hokkaido Development Brueau.

SATO, T. YAMAGATA, N. FURUKAWA, H. TAKAHASHI, S. and HOSOYAMADA, T. (1992) "Hydraulic characteristics of the sloping top caisson covered with wave dissipating blocks".

SAVILLE, T. Jr. (1963) "Wave Run-up on Composite Slopes" Proc. 6th Conf. on Coastal Eng.



SCOTT et al. (1986), Delft Hydraulic 1980 Alborg Univ.(1987).

SELLING, W. H. and AHRENS, J. (1981) "Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments and breakwaters" USA Army Corps of Engrs, Coastal Eng. Res. Center, Fort Belvoir, Va.

SEELIG, W. (1980) "Two-dimensional tests of wave transmission and reflection characteristics of laboratory breakwater" TR 80-1, CERC, WES, U.S. Army.

SELLING, W. N. (1983) "Wave reflection from coastal structures" Proc. of Conf. on Coastal Structures '83. Arlington, Va.

SHIMOSAKO, K. and TAKAHASHI, S. (1994) "Determination of the sliding distance of composite breakwaters due to wave forces inclusive of impulsive breaking wave forces" Proc, 24th Intl. Conf. on Coastal Engineering, Kobe, ASCE.

SOWERS, G. B. and SOWERS, G. F.(1970) "Introductory Soil Mechanics and Foundations" 3rd ed. MacMillan, New York.

STEVENSON, TH. (1886) "The Design and Construction of Harbours (3rd Ed.)" Adam S Charles Black.

TAKAHASHI, S. TINAMOTO, K. and SUZUMURA, S. (1983) "Generation mechanism of impulsive pressure by breaking wave on a vertical wall".

TAKAHASHI, S. TANIMOTO, K. and MIYANAGA, S. (1985) "Uplift force due to compression of enclosed air layer and their similitude law" Coastal Eng. in Japan, JSCE.

TAKAHASHI, S. KIMURA, K. and TANIMOTO, K. (1990) "Stability of armor units of composite breakwater mound against oblique waves".

TAKAHASHI, S. and SHIMOSAKO, K. (1990) "Reduction of wave force on a long caisson oi vertical breakwater and its stability".

TAKAHASHI, S. TANIMOTO, K. and SHIMOSAKO, K. (1990) "wave and block forces on a caisson covered with wave dissipating blocks.



TAKAHASHI, & SHIMOSAKO, K. and SASAKI, H. (1991) "Experimental study on wave forces acting perforated wall caisson breakwaters".

TAKAHASHI, & SHIMOSAKO, K.(1994), wave pressure on a perforated wall, Proc. of International Conference on Hydro-technical Eng. for Port and Harbor Construction.

TAKAHASHI, S. NAKADA, H. OHNEDA, H. and SHIKAMIRI, M”(1992) "wave power conversion by a prototype wave power extracting caisson in Sakata Port" Proc. 23rd Int. Conf. on Coastal Engineering, Venice, ASCE.

TAKAHASHI, S. TANIMOTO, K. and SHIMOSAKO, K. (1992) "Experimental study of impulsive pressures on composite breakwaters" Rept. Port and Harbour Res. Inst. Vol. 31, No. 5.

TAKAHASHI, et al, (1994) "Dynamic response and sliding of breakwater caisson against impulsive breaking wave forces".

TAKAHASHI, S. TANIMOTO, K. and SHIMOSAKO, K. (1994) "A proposal of impulsive pressure coefficient for design of composite breakwaters" Proc. of International Conference on Hydro-technical Eng. for Port and Harbor Construction, Port and Harbour Res. Inst.

TAKAHASHI, S. and HOSOYAMADA, S. (1994) "Hydrodynamic characteristics of sloping top caissons", Proc. of International Conference on Hydro-technical Eng. for Port and Harbor Construction, Port and Harbour Res. Inst.

TAKAYAHA, T. and FUJII, H. (1991) "Probabilistic estimation of stability of slide for caisson type breakwaters" Rept. Port and Harbour Res. Inst. Vol.30.

TANAKA, N. (1976) "Effects of Submerged Rubble-Mound Breakwater on Wave Attenuation.and Shoreline Stabilization".

TANIMOTO, K. KOBUNE, K. and OHSATA, M. (1975) "Wave forces on a caisson and stress analysis of the wall for prototype breakwaters".

TANIMOTO, K. MOTO, K. ISHIZUKA, S. and GODA, Y.(1976) "An investigation on design wave force formulae of composite- type breakwaters".



TANIMOTO, K. (1976) "Wave forces on a composite- type breakwater" Proc. of the 1976 Annual Res. Presentation of Port and Harbour Res. Inst.

TANIMOTO, K. TAKAHASHI, S. and KITATANI, T. (1981) "Experimental study of impact breaking wave forces on a vertical-wall caisson of composite breakwater"

TANIMOTO, YAGYU, T. and GODA, Y. (1982) "Irregular wave tests for composite breakwater foundation" Proc. 18th Conf. Coastal Eng.

TANIMOTO, K, and YOSHIMOTO, Y. (1982) "Theoretical and experimental study of reflection coefficient for wave dissipating caisson with a permeable front wall".

TANIMOTO, K. and OJIMA, R. (1983) "Experimental study on wave forces acting on a superstructure of sloping breakwater and on block type composite breakwaters.

TANIMOTO, K. HARANAKA, S. and YAMAZAKI, K, (1985) "Experimental study of wave dissipating concrete blocks against irregular waves"

TANIMOTO, K. and KIMURA, K.(1985) "A hydraulic experimental study on trapezoidal caisson breakwaters"

TANIMOTO, K. TAKAHASHI, S. and KIMURA, K. (1987) "Structures and Hydraulic Characteristics of Breakwaters - The state of the Art of Breakwater Design in Japan" Rept. Port and Harbour Res. Inst.

TANIMOTO, K. ENDOH, H. AND TAKAHASHI, S. (1992) "Field experiments on a dual cylindrical caisson breakwater" 23rd Int. Conf. on Coastal Eng. ASCE, Venice.

TANIMOTO, K. and TAKAHASHI, S. (1994) "Design and construction of caisson breakwaters – the Japanese experience -" Journal of Coastal Engineering, "Wave run-up and overtopping" Technical Advisory Committee on Protection against Inundation.

TERRETT, F. L. OSORIO, J. D. C. and LEAN, G. H. (1968) "Model studies of a perforated breakwater" Proc. of 11 th Conf. on Coastal Eng.



TIMCO, G. W. and MANSARD, E. P. D. (1983) "On the interpretation of rubble-mound breakwater - tests" Proc. of Coastal Structures '83, Arlington, Va. USA Army, Coastal Eng. Res. Center (1984) "Shore Protection Manual."

USHIJIMA, R. MIZUNO, R. and IMOTO, T.(1988) "Laboratory stability test of foot- protection blocks for upright section of composite breakwaters".

VAN DER MEER, J. W. (1988a) "Rock slopes and gravel beaches under wave attack" Doctoral thesis, Delft Univ. of Tech.

VAN DER MEER, J. W. (1988b) "Stability of cubes, Tetrapodes and Accropode" Proc. of Breakwater '88, Eastbourne, UK.

VAN DER MEER, J. W. (1991) "Stability and transmission at low-crested Structures" Delft Hydraulics.

VAN DER MEER, J. W. and ANGREMOND, K. (1991) "Wave transmission at low crested Structures" Proc. of Conf. on Coastal Structures and Breakwaters, ICE, London.

VAN DER MEER, J. W. and HEYDRA, G. (1991) "Rocking amour units: number, location and impact velocity" Coastal Eng.

WAGNER, H. (1932) "Uber stoss-und Gleitvorgange an der Oberflache von Flussigkeiten"

WILLIS, D.H. BAIRD, W.F. and MAGOON, O.T. (1987) "Berm breakwaters"

XIE, S. L, (1981) "Scouring patterns in front of vertical breakwaters and their influence on the stability of foundation of breakwaters"

XIE, S. L. (1994) "Recent research and experience on vertical and composite breakwaters in China".